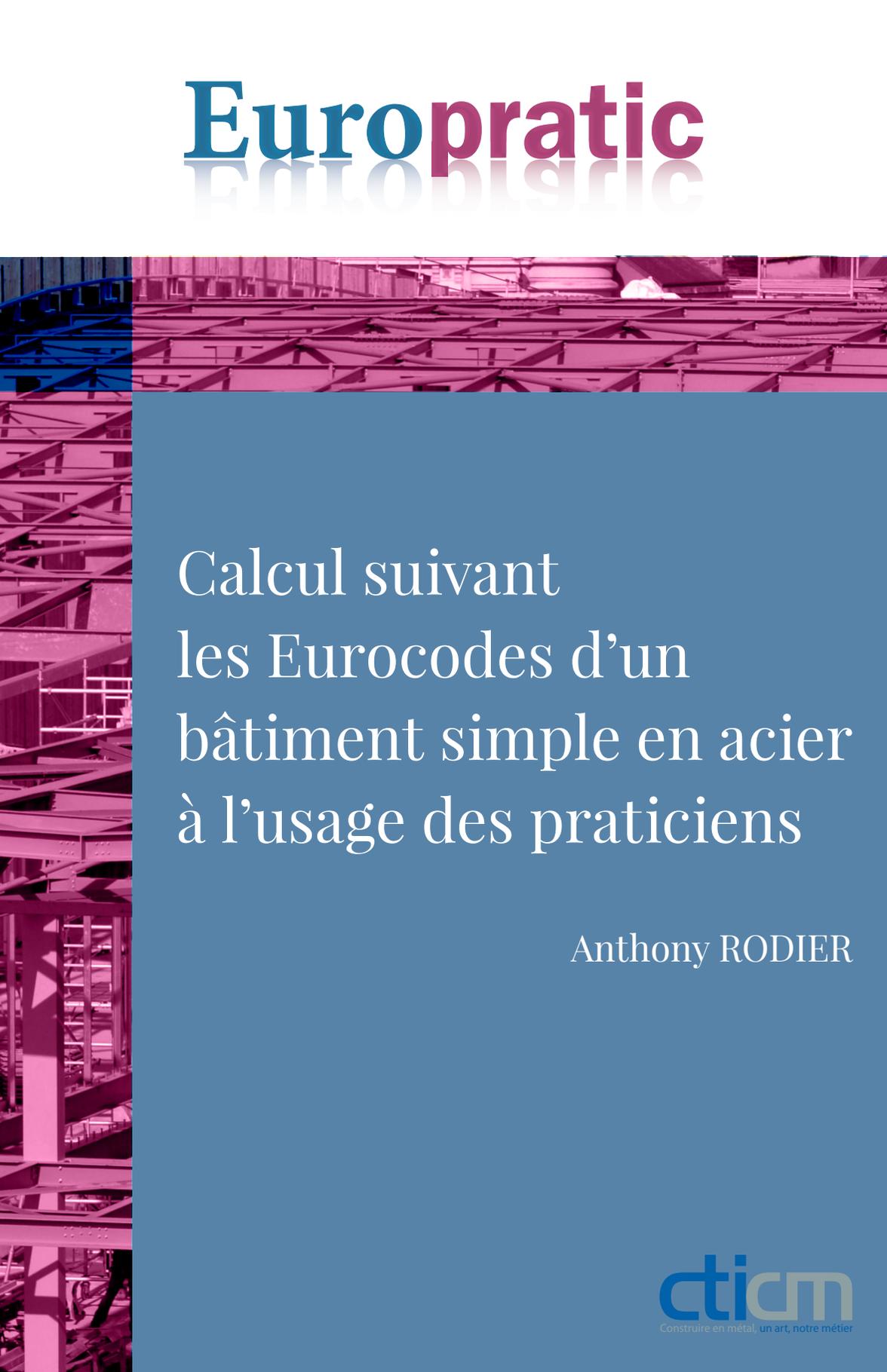


Europratic



Calcul suivant
les Eurocodes d'un
bâtiment simple en acier
à l'usage des praticiens

Anthony RODIER

Le Code de la propriété intellectuelle et artistique n'autorisant, aux termes des alinéas 2 et 3 de l'article L.122-5, d'une part, que les « copies ou reproductions strictement réservées à l'usage privé du copiste et non destinées à une utilisation collective » et, d'autre part, que les analyses et les courtes citations dans un but d'exemple et d'illustration, « toute représentation ou reproduction intégrale, ou partielle, faite sans le consentement de l'auteur ou de ses ayants droit ou ayants cause, est illicite » (alinéa 1er de l'article L. 122-4). « Cette représentation ou reproduction, par quelque procédé que ce soit, constituerait donc une contrefaçon sanctionnée par les articles 425 et suivants du Code pénal.

Il est interdit de reproduire intégralement ou partiellement la présente publication sans autorisation du Centre Français d'exploitation du droit de Copie (CFC - 20, rue des Grands-Augustins, 75006 Paris. Tél. : 01 44 07 47 70, Fax : 01 46 34 67 19).

Europratic

Ce guide a été rédigé par Anthony Rodier avec l'appui d'un groupe de travail composé de :

Alain Bureau, Chef du service recherche construction métallique, CTICM

Bruno Chabrolin, Directeur scientifique et du transfert des connaissances, CTICM

Patrick Le Chaffotec, DGA et Directeur des opérations, CTICM

L'auteur tient également à remercier Maël Couchaux, Pierre-Olivier Martin et Arnaud Sanzel, tous trois également du CTICM, pour leur participation à la rédaction du présent ouvrage.



Avant-propos

En France, dans le domaine de la construction et plus particulièrement celui de la construction métallique, la mise en application des codes européens de calcul des structures, plus communément appelés les « Eurocodes », bouleverse les habitudes des constructeurs et des bureaux d'études. Reconnues par la communauté européenne comme permettant d'apporter la preuve de la sécurité et de l'aptitude au service des structures, ces règles de calcul sont issues des pratiques et de recherches menées dans différents pays européens.

Pour le calcul des structures en acier, ces règles représentent un ensemble volumineux de textes à connaître et à maîtriser (les différentes parties des normes NF EN 1990, 1991, 1993 et 1998). Ces textes proposent des méthodes à choix multiple, parfois complexes, le calculateur devant sélectionner, à bon escient, les plus adaptées à son ouvrage, tout en respectant les principes et les exigences de ces codes.

Ce document a été conçu pour proposer une application simplifiée des méthodes des Eurocodes, et une démarche de calcul adaptée aux cas courants de structures simples en acier. Des choix ont donc été faits par les rédacteurs parmi les différentes solutions disponibles, afin de ne présenter que les méthodes de vérification convenant le mieux au domaine d'application visé par ce document. Des simplifications, dans le sens de la sécurité, sont également proposées lorsque les procédures proposées par les Eurocodes sont jugées longues ou complexes. Enfin, l'application de chaque étape de calcul est réalisée sur un bâtiment servant de fil conducteur.

Ce guide est notamment destiné aux calculateurs, désireux de voir réunies, en un seul ouvrage, les informations minimales et indispensables pour pouvoir mener à bien la vérification de l'ossature d'un bâtiment métallique simple. De façon plus générale, toute personne intéressée par le calcul des ossatures métalliques pourra utiliser cet ouvrage comme une porte d'entrée au corpus Eurocodes, grâce à des renvois systématiques aux clauses de ces textes.



Sommaire

Avant-propos	5
1 Introduction	11
1.1 Domaine d'application	11
1.2 Conventions typographiques	12
1.3 Paramètres principaux et notations	13
1.4 Textes utilisés	15
1.5 Bâtiment étudié.....	18
2 Détermination des actions	23
2.1 Charges permanentes.....	23
2.2 Charges d'exploitation	24
2.3 Neige.....	26
2.4 Vent.....	31
2.5 Température.....	50
2.6 Séisme.....	51
2.7 Incendie	70
3 Combinaisons des charges	71
3.1 Coefficients d'accompagnement.....	71
3.2 États limites ultimes.....	72
3.3 Situations accidentelles (et assimilées).....	75
3.4 États limites de service	76
4 Modélisation de l'ossature principale.....	79
4.1 Portique courant	79
4.2 Poutre au vent	86
4.3 Palée de stabilité.....	87

5 Analyse globale	89
5.1 Analyse élastique linéaire	89
5.2 Imperfection globale d'aplomb	91
5.3 Effets du second ordre global.....	92
5.4 Méthode du cas fictif pour les bâtiments à simple rez-de-chaussée.....	95
5.5 Méthode forfaitaire.....	99
5.6 Bilan.....	101
6 Vérification des éléments de la structure principale.....	103
6.1 Traverses	103
6.2 Poteaux	122
7 Vérification des assemblages de la structure principale.....	131
7.1 Encastrement au faîtage.....	132
7.2 Encastrement traverse – poteau.....	143
7.3 Pied de poteau articulé.....	154
8 Poutre au vent	167
8.1 Actions et combinaisons considérées.....	167
8.2 Déformations (ELS).....	175
8.3 Vérifications des barres.....	176
8.4 Vérifications des assemblages.....	181
9 Palées de stabilité verticale	191
9.1 Actions et combinaisons considérées.....	191
9.2 Déformations (ELS).....	194
9.3 Vérifications des barres.....	194
9.4 Vérifications des assemblages.....	197
10 Pan de fer	201
10.1 Traverse (ramasse panne)	201
10.2 Potelets.....	204
10.3 Contreventement	208

11	Éléments secondaires support d'enveloppe	211
11.1	Pannes courantes	211
11.2	Pannes montants de poutre au vent	221
11.3	Lisses de bardage.....	224
12	Vérification de la stabilité au feu du bâtiment.....	231
12.1	Vérification de l'ossature principale (portiques).....	231
12.2	Vérification des éléments de stabilité longitudinale	234
12.3	Vérification des pannes	234
	Annexes	237
	Annexe A : coefficient structural $c_s c_d$	238
	Annexe B : classification des sections de profilés courants	243
	Annexe C : calcul simplifié des caractéristiques efficaces d'une section avec une âme de classe 4.....	247
	Annexe D : longueurs de flambement et de déversement des barres de portiques.....	248
	Annexe E : coefficients C_1 et C_2 pour le déversement.....	252
	Annexe F : courbes européennes de flambement et de déversement	253
	Annexe G : boulons précontraints.....	259
	Annexe H : charges admissibles de pannes IPE en flexion simple maintenues par un bac acier.....	262

1 Introduction

1.1 Domaine d'application

1.1.1 Dispositions générales

Ce guide d'application concerne les ouvrages courants dans le domaine de la construction métallique, implantés en France (métropole et départements d'Outre-Mer – DOM) :

- les bâtiments industriels, rectangulaires (ou quasiment rectangulaires) à simple rez-de-chaussée, sans pont roulant ;
- les petits bâtiments, rectangulaires (ou quasiment rectangulaires) à usage d'habitation ou de bureaux, et de hauteur inférieure à 15 m.

Ce guide traite des ossatures en portique à un seul niveau et des ossatures contreventées à un ou plusieurs niveaux. Les pieds de poteaux sont toujours articulés. Les poutres et poteaux sont constitués de barres à section en I doublement symétrique, en profilés laminés ou reconstitués soudés et en acier S235 à S355.

Les contreventements peuvent être de plusieurs types et composés de tout type de barres, mais le présent guide n'aborde explicitement que la vérification des croix de Saint André, en considérant seulement la barre tendue.



Le domaine d'application du présent guide correspond notamment aux ossatures réalisées selon les prescriptions des classes d'exécution EXC1 ou EXC2 de la norme NF EN 1090-2. La détermination de la classe d'exécution est l'objet de l'Annexe C de la NF EN 1993-1-1 (Amendement A1 de juillet 2014) et des recommandations de la CNC2M pour la détermination des classes d'exécution pour les structures en acier de bâtiment.

1.1.2 Éléments secondaires

Les éléments secondaires (pannes et lisses) sont en profilés laminés en acier S235 à S355. Dans cette configuration, le constructeur métallique réalise en général lui-même le dimensionnement des éléments secondaires.



En cas d'utilisation d'éléments minces formés à froid, le fournisseur effectue généralement le dimensionnement sur la base des informations fournies par le constructeur métallique. Les chapitres généraux du présent guide s'appliquent quel que soit le type d'élément secondaire utilisé.

1.1.3 Analyse sismique

Le présent guide ne considère que les bâtiments dits « à risque normal », rectangulaires et conçus pour un comportement non ou faiblement dissipatif (Classe de ductilité DCL).



Pour rappel, les bâtiments « à risque spécial » correspondent aux installations soumises aux règles de la Directive 2012/18/UE dite Seveso III. Les installations classées Seveso seuil haut et bas sont exclues du domaine d'application du présent guide.

L'application des méthodes du présent guide suppose également que la composante verticale de l'action sismique peut être négligée. Cela exclut les bâtiments de catégorie d'importance III ou IV implantés en zone de sismicité 5 et qui comportent au moins un des éléments suivants :

- des éléments horizontaux ou presque horizontaux de 20 m de portée ou plus ;
- des éléments horizontaux ou presque horizontaux en console de plus de 5 m de long ;
- des éléments précontraints ;
- des poutres supportant des poteaux ;
- des appuis parasismiques.

Les critères de régularité donnés au [paragraphe 2.6.2](#) doivent également être satisfaits.



Pour les bâtiments à simple rez-de-chaussée, il est possible de se référer au *Guide de conception parasismique des bâtiments industriels à ossature métallique*, P.-O. Martin, CTICM 2014 en complément du présent ouvrage.

1.2 Conventions typographiques

Les conventions typographiques utilisées dans le présent guide sont les suivantes :

Références normatives
ou réglementaires

Les références normatives (Eurocodes) ou réglementaires permettent au lecteur de retrouver dans les textes d'origine les différents points abordés. Il convient de noter que la référence est toujours placée **avant** le texte concerné (en règle générale, elle est placée en tête de paragraphe).



Désigne un point nécessitant une attention particulière.



Désigne une précision ou une astuce destinée à faciliter l'application d'une règle.



Désigne une note utile au lecteur qui souhaite aller plus loin que le domaine d'application du présent guide, et fait notamment le lien avec les différents textes référencés.

Application de la méthodologie sur l'exemple décrit au [paragraphe 1.5](#).



Désigne une note relative à l'application de la méthodologie. Il peut s'agir, notamment, de l'explication d'une hypothèse ou d'un commentaire destiné à attirer l'attention du lecteur sur un résultat particulier.

1.3 Paramètres principaux et notations

Les notations utilisées dans le présent document correspondent, autant que possible, à celles utilisées dans les différentes parties des Eurocodes. La [Figure 1](#) rappelle les notations principales relatives à la géométrie des profilés les plus courants.

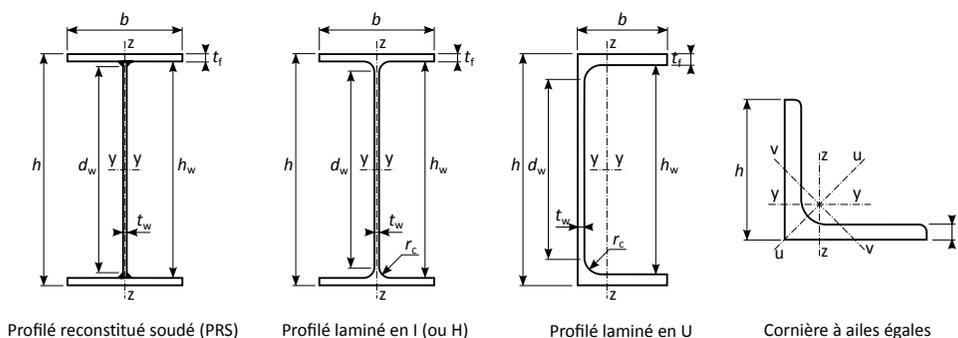


Figure 1 : Notations principales pour les sections

Les principaux paramètres et leurs notations sont listés ci-dessous :

E module d'élasticité longitudinale ou module d'Young ($E = 210\,000\text{ N/mm}^2$)

G module de cisaillement ($G = 80\,770\text{ N/mm}^2$)

f_y limite d'élasticité de l'acier de construction ([Tableau 1](#)).

f_u résistance ultime à la traction de l'acier de construction ([Tableau 1](#)).

Nuance d'acier NF EN 10025-2 -3 ou -4	$t \leq 40$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
S235	235	360
S275	275	430
S275 N/NL	275	390
S275 M/ML	275	370
S355	355	490
S355 N/NL	355	490
S355 M/ML	355	470

Tableau 1 : Limite d'élasticité f_y et résistance ultime à la traction f_u

ε facteur utilisé dans les calculs relatifs à la classification des sections et aux instabilités, suivant le **Tableau 2**.

$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	f_y	235	275	355
	ε	1,00	0,924	0,814

Tableau 2 : Coefficient ε

f_{yb} limite d'élasticité des boulons, suivant le **Tableau 3**.

f_{ub} résistance ultime à la traction des boulons, suivant le **Tableau 3**.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} [N/mm ²]	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} [N/mm ²]	400	400	500	500	600	800	1 000

Tableau 3 : Limite d'élasticité f_{yb} et résistance ultime à la traction f_{ub} pour les boulons

A_s section résistante en traction des boulons (ou des tiges d'ancrages - voir **Tableau 4**)

A section de la tige non filetée des boulons (ou des tiges d'ancrages - voir **Tableau 4**)

Diamètre d	12	16	20	22	24	27	30
A_s [mm ²]	84,3	157	245	303	353	459	561
A [mm ²]	113	201	314	380	452	573	707

Tableau 4 : Section résistante en traction A_s
et section de la tige non filetée A pour les boulons

γ_{M0} coefficient partiel pour la résistance des sections ($\gamma_{M0} = 1,00$)

γ_{M1} coefficient partiel pour la résistance des barres vis-à-vis de l'instabilité ($\gamma_{M1} = 1,00$)

γ_{M2} coefficient partiel pour la résistance des sections nettes et des assemblages ($\gamma_{M2} = 1,25$)



Le coefficient γ_{M2} peut être réduit (à 1,15) en situation sismique pour les bâtiments en classe de ductilité DCL. Par simplification, cette possibilité ne sera pas utilisée dans le présent guide.

1.4 Textes utilisés

1.4.1 Références normatives

Les principales parties des Eurocodes pour le calcul d'une structure de bâtiment en acier sont données ci-dessous.

1.4.1.1 Bases de calculs

- NF EN 1990** Eurocodes structureaux – Bases de calcul des structures, mars 2003
NF EN 1990/NA Annexe nationale à la NF EN 1990, décembre 2011

1.4.1.2 Actions sur les structures

- NF EN 1991-1-1** Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-1 : Actions générales – Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments, mars 2003
NF P 06-111-2 Annexe nationale à la NF EN 1991-1-1, juin 2004 + Amendement A1 de mars 2009 (**NF P 06-111-2/A1**)
NF EN 1991-1-2 Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-2 : Actions générales – Actions sur les structures exposées au feu, juillet 2003
NF EN 1991-1-2/NA Annexe nationale à la NF EN 1991-1-2, février 2007
NF EN 1991-1-3 Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-3 : Actions générales – charges de neige, avril 2004
NF EN 1991-1-3/NA Annexe nationale à la NF EN 1991-1-3, mai 2007 + Amendement A1 de juillet 2011 (**NF EN 1991-1-3/NA/A1**)
NF EN 1991-1-4 Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-4 : Actions générales – actions du vent, novembre 2005 + Amendement A1 d'Octobre 2010 (**NF EN 1991-1-4/A1**)
NF EN 1991-1-4/NA Annexe nationale à la NF EN 1991-1-4, mars 2008 + Amendements A1 de juillet 2011 (**NF EN 1991-1-4/NA/A1**) et A2 de septembre 2012 (**NF EN 1991-1-4/NA/A2**)
NF EN 1991-1-5 Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-5 : Actions générales – Actions thermiques, mai 2004
NF EN 1991-1-5/NA Annexe nationale à la NF EN 1991-1-5, février 2008

1.4.1.3 Calcul des structures en acier

- NF EN 1993-1-1** Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments, octobre 2005 + Amendement A1 de juillet 2014 (**NF EN 1993-1-1/A1**)
- NF EN 1993-1-1/NA** Annexe nationale à la NF EN 1993-1-1, Août 2013
- NF EN 1993-1-2** Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-2 : Calcul du comportement au feu, novembre 2005
- NF EN 1993-1-2/NA** Annexe nationale à la NF EN 1993-1-2, octobre 2007
- NF EN 1993-1-5** Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-5 : Plaques planes, mars 2007
- NF EN 1993-1-5/NA** Annexe nationale à la NF EN 1993-1-5, octobre 2007
- NF EN 1993-1-8** Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-8 : Calcul des assemblages, décembre 2005
- NF EN 1993-1-8/NA** Annexe nationale à la NF EN 1993-1-8, juillet 2007

1.4.1.4 Parasismique

- NF EN 1998-1** Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments, octobre 2005 + Amendement A1 de mai 2013
- NF EN 1998-1/NA** Annexe nationale à la NF EN 1998-1, décembre 2013



Au moment de la publication du présent guide, l'arrêté modifié du 22 octobre 2010 fait référence à la version précédente de l'annexe nationale française (version de décembre 2007). Ces deux versions de l'annexe nationale française sont très proches en ce qui concerne la construction métallique (essentiellement, la nouvelle version fait explicitement référence aux recommandations de la CNC2M).

1.4.2 Textes réglementaires

En France, la maîtrise des risques incendie et sismique est du ressort de la réglementation. Les principaux textes réglementaires en vigueur à la date de publication du présent document sont cités ci-après (listes non exhaustives).

1.4.2.1 Incendie

Arrêté modifié du 25 juin 1980 portant approbation des dispositions générales du règlement de sécurité contre les risques d'incendie et de panique dans les établissements recevant du public (ERP).

Arrêté modifié du 5 août 1992 relatif à la prévention des incendies et du désenfumage de certains lieux de travail

Arrêté modifié du 22 mars 2004 relatif à la résistance au feu des produits, éléments de construction et d'ouvrages.

Arrêté modifié du 23 décembre 2008 relatif aux prescriptions générales applicables aux entrepôts couverts relevant du régime de la déclaration au titre de la rubrique n° 1510 de la nomenclature des installations classées pour la protection de l'environnement.



Un panorama plus complet de la réglementation incendie peut être trouvé dans l'article Réglementation sécurité incendie : **Résistance au feu dans les bâtiments en France**, P. Russo, *Revue construction métallique* n° 4/2013.



Les ICPE couverts par la rubrique 1510 sont inclus dans le domaine d'application du présent guide. Il est rappelé que les installations classées Seveso seuil haut et bas en sont exclues.

1.4.2.2 Parasismique

Décret n° 2010-1254 du 22 octobre 2010 relatif à la prévention du risque sismique.

Décret n° 2010-1255 du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français.

Arrêté modifié du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal ».



Le cas échéant, il est également nécessaire de se référer au Plan de prévention des risques (PPR) de la commune concernée.

1.4.3 Autres documents de référence

D'autres documents peuvent être utiles au concepteur, comme les recommandations de la Commission de Normalisation de la Construction Métallique et Mixte (CNC2M). À ce jour, trois documents sont disponibles et concernent l'application de la NF EN 1993-1-1, l'utilisation de la classe de ductilité DCL de la NF EN 1998-1 et le choix de la classe d'exécution. D'autres documents sont en cours de finalisation à la date de publication du présent guide (notamment, sur l'application de la NF EN 1993-1-8).



Les recommandations de la CNC2M sont téléchargeables sur le site du Bureau de normalisation de la construction métallique (BNCM), à l'adresse suivante : <http://www.bnmc.fr/recommandations>.

Si nécessaire, il peut également être fait référence aux recommandations de la Convention Européenne de la Construction Métallique (CECM), aux guides Eurocodes

– Plan Europe (publiés par le CSTB), aux guides publiés par le CTICM ou aux articles de la *Revue construction métallique*.

1.5 Bâtiment étudié

1.5.1 Données générales

Le bâtiment considéré comme fil conducteur pour l'application des méthodologies du présent guide est un entrepôt à simple rez-de-chaussée et à base rectangulaire, construit au sein d'une zone industrielle en périphérie de Clermont-Ferrand (63).

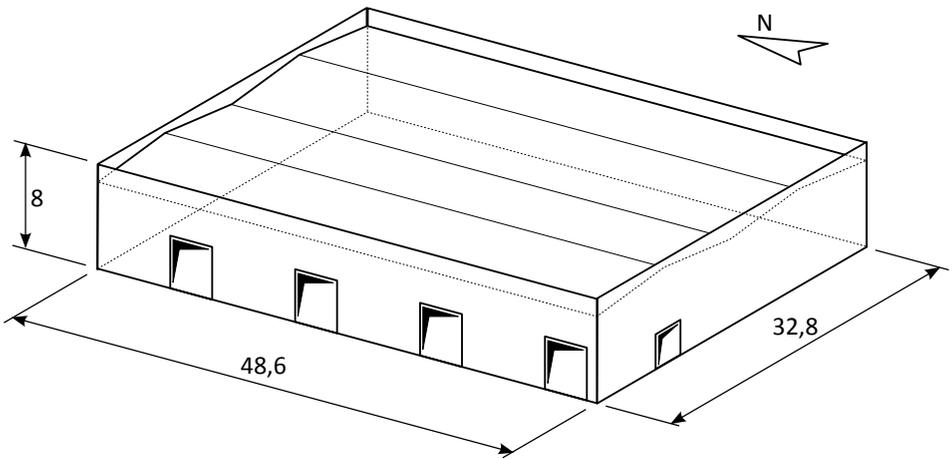


Figure 2 : Perspective du bâtiment (dimensions en m)

La structure est constituée de sept portiques à deux nefs et deux pans de fer. Les poteaux ont une hauteur de 7,00 m au dessus du sol et sont ancrés dans le massif de fondation au niveau -0,50 m. La pente de la toiture est de 3,75 %, conduisant à un niveau maximal de 7,30 m pour l'ossature au faîtage. Le bâtiment comprend également un acrotère périphérique dont l'arase supérieure est constante à 8,00 m au-dessus du sol.

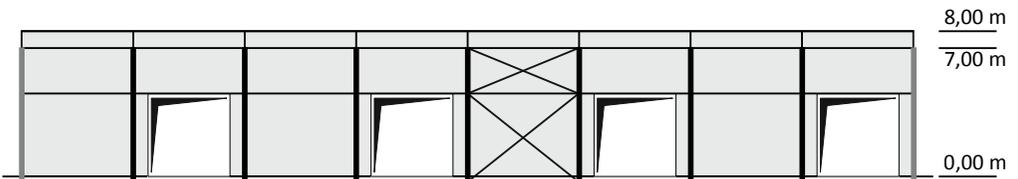


Figure 3 : Élévation de la façade Est (File C) + ossature

La façade Est (file C sur la vue en plan [Figure 6](#)) comprend quatre portes industrielles de 4,50 m de hauteur par 4,50 m de largeur. La façade Nord (file 1) comprend une porte double (2,00 m par 2,50 m) et quatre fenêtres.

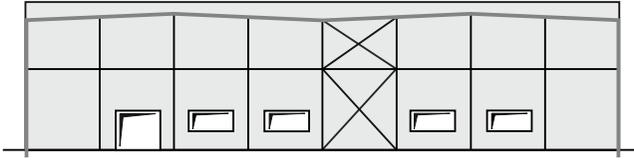


Figure 4 : Élévation de la façade Nord (File 1) + ossature

1.5.2 Principes de stabilité

Transversalement, le bâtiment est stabilisé par effet portique, et par des pans de fer contreventés en pignon. La [Figure 5](#) donne les dimensions principales d'un portique courant et les échantillons utilisés. Les poteaux sont articulés en pied (un joint est disposé au niveau du dallage pour assurer cette hypothèse).

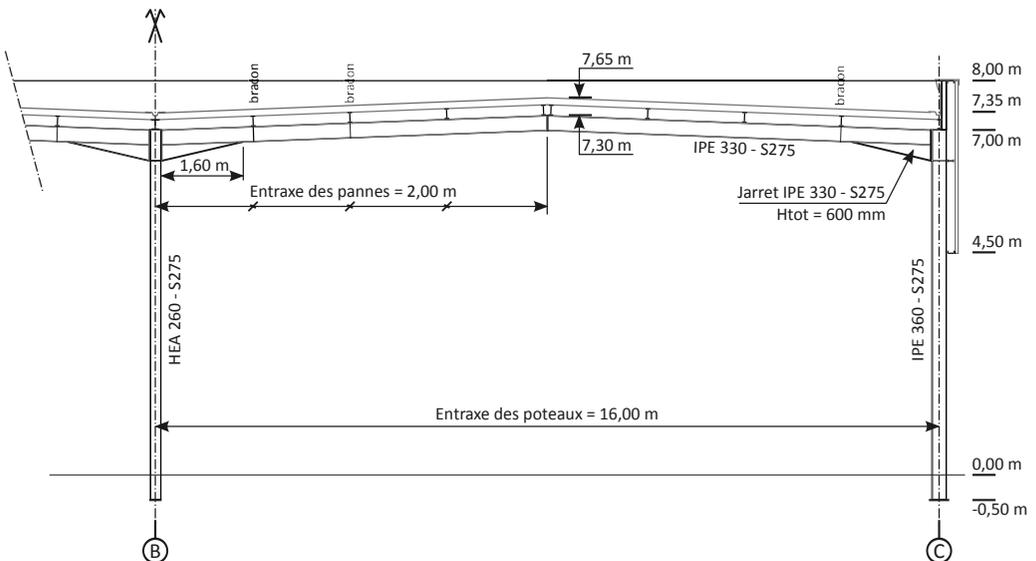


Figure 5 : Coupe sur demi-portique file 4

Longitudinalement, l'ossature est stabilisée par une poutre au vent en toiture et des palées de stabilité (en croix de St André) entre les files 4 et 5. Les dimensions en plan (entraxe des files) sont portées sur la [Figure 6](#).

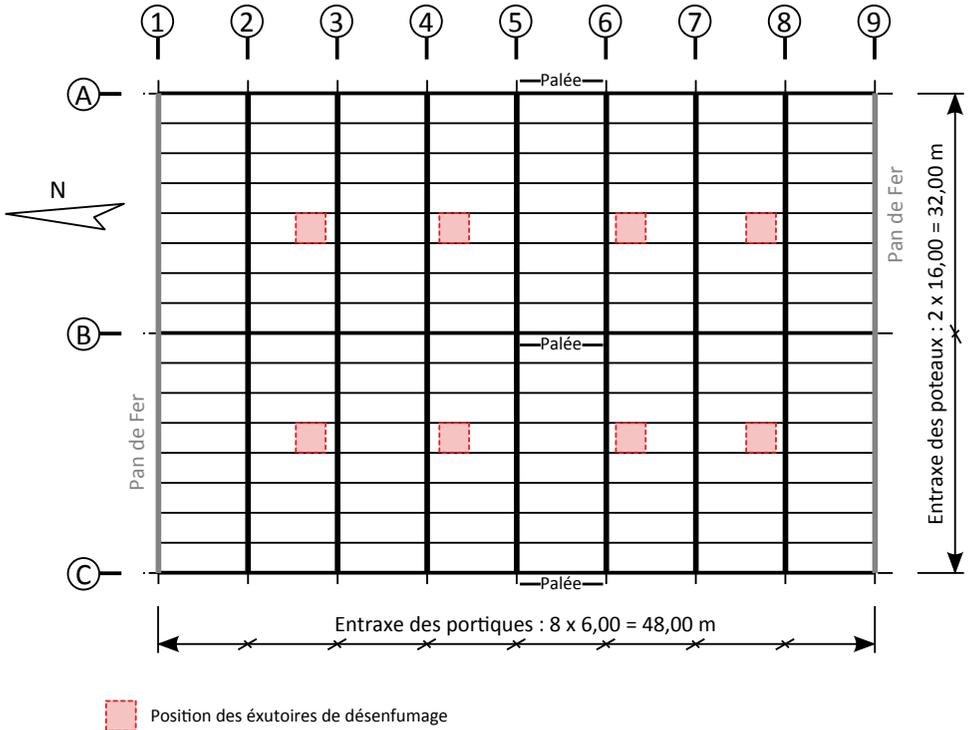


Figure 6 : Vue en plan de la toiture

Le bâtiment étudié peut être amené à stocker des matières combustibles en quantité supérieure à 500 t. Compte tenu des matières stockées et des dimensions du bâtiment, il s'agit d'une installation classée pour la protection de l'environnement (ICPE) rentrant dans le cadre de la rubrique 1510 et soumise à déclaration. L'Arrêté du 23 décembre 2008 (voir [paragraphe 1.4.2.1](#)) s'applique donc à ce bâtiment pour ce qui concerne la sécurité incendie.

Cela se traduit notamment par 8 exutoires de désenfumage, de 2,0 m x 2,0 m, disposés en toiture aux positions indiquées sur la Figure 6. Leur surface totale représente 32 m² soit un peu plus de 2 % de la surface du bâtiment (48,0 x 32,0 = 1 536 m²).



Au sens de ce même Arrêté, le bâtiment n'a pas besoin d'être « découpé » en plusieurs cellules de stockage (< 3 000 m² sans système d'extinction automatique d'incendie) et il n'est pas nécessaire de mettre en place des écrans de cantonnement pour délimiter des cantons de désenfumage (< 1 600 m²).

Il est également précisé qu'une issue de secours est prévue sur la façade Sud (file 9), positionnée de façon symétrique à la porte d'entrée de la façade Nord (file 1).

1.5.3 Hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul ci-dessous sont précisées dans le CCTP. À défaut, il est indispensable pour l'entreprise de préciser ses propres hypothèses dans son mémoire technique.



Les donneurs d'ordre peuvent trouver une aide à la rédaction des CCTP en cohérence avec le contexte normatif actuel (notamment : DTU 32.1 d'octobre 2009, Norme NF EN 1090 et Eurocodes) dans le document suivant : *Guide d'élaboration d'un CCTP relatif au lot « structure en acier » de bâtiments ou installations industrielles courants – Travaux neufs, CTICM, 2015*.

1.5.3.1 Charges permanentes et d'exploitation

Les charges appliquées au bâtiment sont les suivantes :

- charges permanentes :
 - couverture multicouche 25 kg/m²;
 - bardage 15 kg/m²;
- charge sous toiture de 25 kg/m² de nature exacte non précisée, appliquée sur les traverses de portiques. Cette charge est considérée comme une charge d'exploitation de catégorie E2 (installation industrielle, voir [paragraphe 2.2](#)).

1.5.3.2 Charges climatiques et séisme

Le bâtiment est construit au sein d'une zone industrielle en périphérie de Clermont-Ferrand (63), d'où les hypothèses suivantes :

- neige (voir [paragraphe 2.3](#)) :
 - région A2 ;
 - altitude 350 m ;
- vent (voir [paragraphe 2.4](#)) :
 - région 2 ;
 - rugosité IIIb (zone industrielle) ;
 - $c_0(z) = 1,0$.

Pour la détermination des effets du vent, on considérera les portes (les quatre portes industrielles en façade Est et la porte d'entrée en façade Nord) en position fermée pour les calculs à l'ELS et à l'ELU. Les situations avec les portes ouvertes seront traitées comme des situations accidentelles.

- Séisme (voir [paragraphe 2.6](#)) :
 - zone 3.

Ce bâtiment peut abriter une activité humaine régulière et donc, au sens de l'Arrêté du 22 octobre 2010 (séisme), il est classé en catégorie d'importance II. Le bâtiment est fondé sur un sol de qualité moyenne classé C suivant la NF EN 1998-1.



La classification du sol pour l'étude parasismique est réalisée à l'issue d'une étude géotechnique spécifique.

1.5.3.3 Stabilité du bâtiment à l'incendie

Du fait de l'application de l'Arrêté du 23 décembre 2008 pour la sécurité incendie (ICPE rubrique 1510, régime déclaratif), la structure doit présenter les caractéristiques R15, ce qui signifie qu'elle doit être stable au feu pendant 15 minutes.

1.5.3.4 Autres hypothèses

Par ailleurs, les précisions suivantes sont apportées :

- aucun tassement différentiel ne sera considéré ;
- la continuité des pannes sur les portiques sera prise en compte en intégrant un coefficient valant 1,10 aux charges sur la traverse ;
- le maintien apporté par la couverture sera considéré pour la vérification de la stabilité au déversement des pannes (Cela correspond donc à une classe de construction II au sens de la NF EN 1993-1-3).

2 Détermination des actions

2.1 Charges permanentes

NF EN 1991-1-1 et NF P 06-111-2 – Section 5

Le poids propre des constructions est représenté par une valeur caractéristique. Ce sont des actions permanentes fixes qui incluent :

- les éléments structuraux (poteaux, poutres, pannes, lisses,...);
- les éléments non structuraux (couverture, bardages, isolation,...);
- les équipements fixes (ascenseurs, chauffage, tuyauteries, réseaux de câbles,...).

Les cloisons mobiles doivent être traitées comme des charges d'exploitation. Pour les éléments manufacturés, les données sont fournies par les documents du marché ou par le fabricant.



Les logiciels d'analyse de structure utilisés par les concepteurs permettent d'inclure automatiquement le poids propre des éléments modélisés (poteaux, traverses,...). Il est de pratique courante dans ce cas de majorer la masse volumique de l'acier pour prendre en compte forfaitairement l'influence des assemblages.

Le poids propre des éléments du portique est déterminé automatiquement par le logiciel d'analyse de structure, en considérant une masse volumique majorée de $8\,000\text{ kg/m}^3$.



Cette masse volumique correspond à une majoration faible de 2% qui est souvent suffisante pour une ossature en portique comportant seulement quelques assemblages. Certaines ossatures peuvent nécessiter une majoration plus importante (p.ex. : 10 à 15%, voire plus, pour une traverse treillis).

Bilan des charges permanentes appliquées sur le portique :

couverture multicouche : 25 kg/m^2

empannage : 8 kg/m^2

Soit sur les traverses : $1,10 \times (0,25 + 0,08) \times 6 = 2,18\text{ kN/m}$

bardage : 15 kg/m^2

lisses / potelets : 8 kg/m^2

Soit sur les poteaux extérieurs : $(0,15 + 0,08) \times 6 = 1,38\text{ kN/m}$

2.2 Charges d'exploitation

NF EN 1991-1-1
et NF P 06-111-2 – Section 6

Les charges d'exploitation des bâtiments proviennent de l'occupation des locaux. En fonction des usages prévus par les Documents Particuliers du Marché (DPM), les charges d'exploitation sont donc différenciées.

Les charges caractéristiques pour les usages principaux sont données dans le [Tableau 5](#). Les valeurs caractéristiques q_k , uniformément réparties, sont destinées à la détermination des effets généraux et Q_k , charge ponctuelle pouvant être appliquée sur une surface carrée de 50 mm de côté, est destinée à la détermination des effets localisés, notamment sur les éléments de petites dimensions. La charge répartie et la charge ponctuelle ne sont pas à appliquer simultanément.

Catégorie de la surface chargée	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Catégorie A : Habitation		
Planchers	1,5	2,0
Escaliers	2,5	2,0
Balcons	3,5	2,0
Catégorie B : Bureaux		
	2,5	4,0
Catégorie C : Lieux de réunion		
C1 : Espace équipé de tables	2,5	3,0
C2 : Espace équipé de sièges fixes	4,0	4,0
C3 : Espace dénué d'obstacle	4,0	4,0
C4 : Espace dédié à une activité physique	5,0	7,0
C5 : Espace pouvant accueillir une foule importante	5,0	4,5
Catégorie D : Commerces		
D1 : Commerces de détails courants	5,0	5,0
D2 : Grands magasins	5,0	7,0
Catégorie E : Stockage et Équipement industriel		
E1 : Stockage	7,5	7,0
E2 : Équipement industriel	DPM	DPM

Tableau 5 : Charge d'exploitation

Les cloisons mobiles sont incluses comme une charge d'exploitation uniformément répartie dont l'intensité varie en fonction du poids propre par unité de longueur de la cloison (voir le [Tableau 6](#)).

Poids propre linéaire des cloisons mobile	Charge d'exploitation additionnelle
$\leq 1,0 \text{ kN/m}$	$0,5 \text{ kN/m}^2$
$\leq 2,0 \text{ kN/m}$	$0,8 \text{ kN/m}^2$
$\leq 3,0 \text{ kN/m}$	$1,2 \text{ kN/m}^2$

Tableau 6 : Charge équivalente aux cloisons mobiles

Les charges prévues pour les toitures inaccessibles, correspondant aux charges d'entretien, sont données dans le **Tableau 7**. La charge répartie q_k couvre une aire rectangulaire de 10 m^2 présentant un rapport longueur sur largeur de 2 au maximum. Les charges d'entretien ne sont pas prises en compte avec les charges de neige ou les actions du vent.

Catégorie de la surface chargée	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Catégorie H : Toiture inaccessible		
Pente inférieure à 15 % recevant une étanchéité	0,8	1,5
Autres toitures inaccessibles	0	1,5

Tableau 7 : Charge d'entretien

Pour les bâtiments industriels, les DPM prescrivent couramment la prise en compte d'une charge sous toiture, parfois sans préciser sa nature exacte. En l'absence de précision dans les DPM, il est recommandé de la considérer comme une charge d'exploitation de catégorie E2 (équipement industriel) et de l'appliquer sur les traverses de portique.



Il est admis de négliger l'effet de la variabilité spatiale de cette charge d'exploitation (par un positionnement alterné « en damier ») lorsque celle-ci est inférieure aux charges permanentes ou à la charge de neige.

La charge sous toiture de 25 kg/m^2 ($0,25 \text{ kN/m}^2$) est considérée comme une charge d'exploitation de type « Équipement industriel » (Catégorie E2) et est appliquée sur la traverse :

$$0,25 \times 6,0 = 1,50 \text{ kN/m}$$

Cette charge est inférieure aux charges permanentes (et également aux charges de neige), on négligera donc l'effet de sa variabilité spatiale.

La toiture est inaccessible, sauf pour l'entretien, et présente une pente inférieure à 15 %. La charge d'entretien correspondante ($0,80 \text{ kN/m}^2$ sur un rectangle de 10 m^2) sera uniquement considérée pour la vérification des pannes.

2.3 Neige

2.3.1 Charges de neige sur le sol

NF EN 1991-1-3/NA –
Annexe

Le découpage en plusieurs « régions » de la France métropolitaine est donné par la carte de zonage en [Figure 7](#).



Pour les départements appartenant à plusieurs zones, la NF EN 1991-1-3/NA donne un tableau détaillant le découpage par canton.

Aucune charge de neige n'est précisée pour les départements français d'outre-mer (Guadeloupe, Martinique, Guyane, Réunion et Mayotte). Ce cas n'est pas à prendre en compte dans ces départements (sauf dispositions particulières précisées dans les DPM).

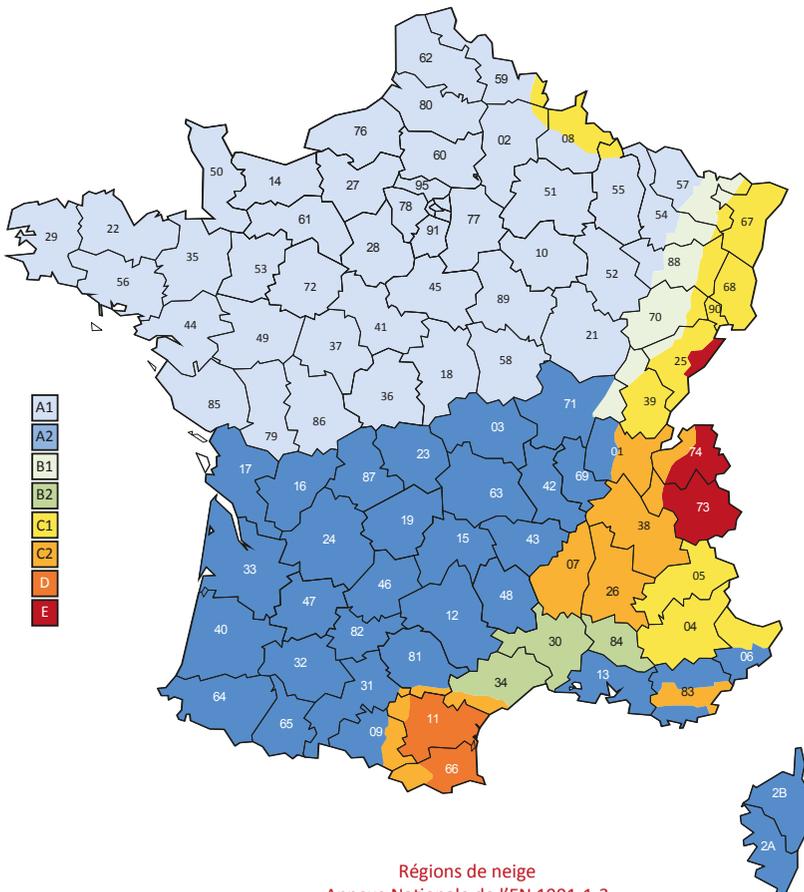


Figure 7 : Carte des régions de neige

Attachées à ce zonage, les valeurs caractéristiques $s_{k,0}$ de la charge de neige sur le sol à une altitude inférieure à 200 m et les valeurs de la charge accidentelle s_{Ad} de neige à prendre en compte sur le territoire national sont données dans le **Tableau 8**.

Régions	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D	E
Valeur caractéristique ($s_{k,0}$) de la charge de neige sur le sol à une altitude inférieure à 200 m	0,45	0,45	0,55	0,55	0,65	0,65	0,90	1,40
Valeur de calcul (s_{Ad}) de la charge exceptionnelle de neige sur le sol	-	1,00	1,00	1,35	-	1,35	1,80	-
Loi de variation de la charge caractéristique pour une altitude supérieure à 200 m	Δs_1	Δs_2						

Tableau 8 : Valeur des charges caractéristique et accidentelle de neige [kN/m²]

Les lois de variation de la valeur caractéristique s_k en fonction de l'altitude A sont données dans le **Tableau 9** et dépendent de la région (voir le **Tableau 8**). On calcule ainsi la charge caractéristique de la charge de neige sur le sol pour une altitude supérieure à 200 m :

$$s_k = s_{k,0} + \Delta s_i$$

La valeur de la charge accidentelle s_{Ad} est constante et indépendante de l'altitude.

Altitude A [m]	Δs_1 [kN/m ²]	Δs_2 [kN/m ²]
de 200 à 500 m	A/1 000 - 0,20	1,5 A/1 000 - 0,30
de 500 à 1 000 m	1,5 A/1 000 - 0,45	3,5 A/1 000 - 1,30
de 1 000 à 2 000 m	3,5 A/1 000 - 2,45	7 A/1 000 - 4,80

Tableau 9 : Loi de variation avec l'altitude

Le bâtiment est situé en zone A2, à une altitude de 350 m, donc :

$$s_k = s_{k,0} + \Delta s_1 = 0,45 + \frac{350}{1000} - 0,20 = 0,60 \text{ kN/m}^2$$

$$s_{Ad} = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

2.3.2 Charges de neige sur la toiture

NF EN 1991-1-3
et NF EN 1991-1-3/NA -
Paragraphe 5.3 et Section 6

Certains facteurs peuvent influencer des distributions diverses de la neige, dont la forme de la toiture, les conditions météorologiques (vent, pluie,...).

Les coefficients de forme μ_i permettent de déterminer les dispositions de charge de neige sans accumulation et avec accumulation (redistribution de la neige) pour différentes formes de toiture.

La Figure 8 donne les différents cas à retenir pour des toitures à versants plans, avec ou sans acrotère :

- Cas (i) : neige caractéristique sans accumulation
- Cas (ii) : neige caractéristique dissymétrique (deux versants) ou avec accumulation en noue (plus de deux versants)
- Cas (iii) : neige caractéristique dissymétrique (deux versants - second cas)
- Cas (iv) : neige caractéristique avec accumulation contre les acrotères

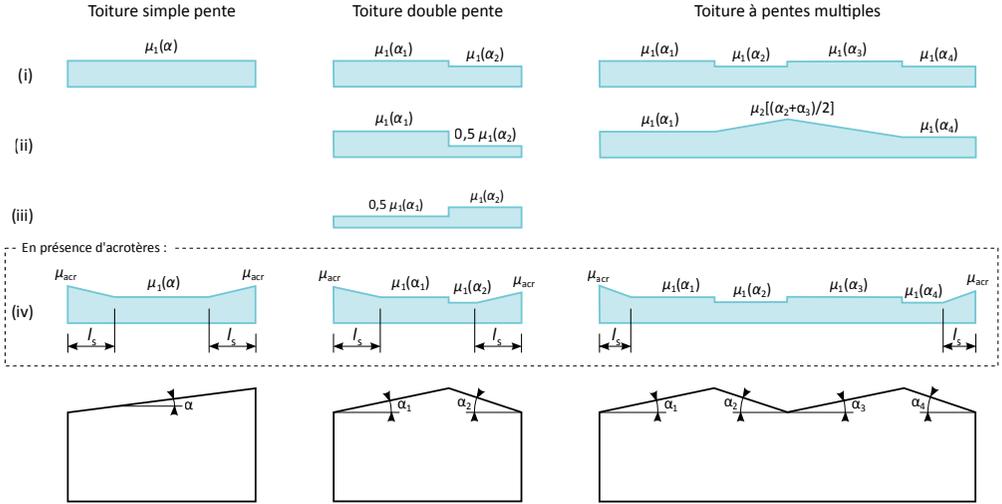


Figure 8 : Répartition de la neige en toiture



Les cas dissymétriques (ii) et (iii) pour les bâtiments présentant une toiture à deux versants peuvent être dimensionnants en présence d'une traverse continue sur un poteau intermédiaire.

Les valeurs des coefficients de forme sont données dans le Tableau 10.

α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha > 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 (60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	-
acrotères de part et d'autre : $\mu_{acr} (\geq 0,8)$	$\min \left\{ \frac{\gamma h_p}{s_k} ; 1,6 \right\}$ avec $\gamma = 2,0 \text{ kN/m}^3$ et h_p la hauteur de l'acrotère		
acrotère d'un seul coté : $\mu_{acr} (\geq 0,8)$	$\min \left\{ \frac{\gamma h_p}{s_k} ; 2,0 \right\}$ avec $\gamma = 2,0 \text{ kN/m}^3$ et h_p la hauteur de l'acrotère		

Tableau 10 : Valeur des coefficients de forme

La longueur de l'accumulation l_s à proximité de l'acrotère est définie comme suit :

$$l_s = 2 h_p \quad \text{et} \quad 5 \text{ m} \leq l_s \leq 15 \text{ m}$$

En présence de saillies sur la toiture, la même règle que pour un acrotère d'un seul coté est appliquée.



En présence de toitures attenantes de différentes hauteurs (y compris d'autres bâtiments proches), la charge de neige est calculée en considérant une charge additionnelle possible due au glissement de la neige depuis la toiture supérieure. Il convient d'appliquer la règle du paragraphe 5.3.6 de la NF EN 1991-1-3.

Pour l'application de la neige accidentelle s_{Ad} , seul le cas (i) doit être considéré (pas d'accumulation), sauf prescription contraire dans les DPM.

L'angle des versants vaut $2,2^\circ$ et l'acrotère mesure 0,65 m au dessus de la couverture multicouche (valeur maximale), donc :

$$\begin{aligned}\mu_1 &= 0,8 \\ \mu_2 &= 0,8 + 0,8 \times 2,2/30 = 0,86 \\ \mu_{acr} &= \min \left\{ \frac{2 \times 0,65}{0,45} ; 1,6 \right\} = 1,6\end{aligned}$$

La longueur de l'accumulation à proximité de l'acrotère vaut :

$$2 \times 0,65 = 1,3 \text{ m donc } l_s = 5 \text{ m}$$

2.3.3 Majoration pour les faibles pentes

NF EN 1991-1-3/NA -
Clause 5.2(6)

En présence de pente inférieure à 3 %, il convient d'appliquer une majoration de $0,20 \text{ kN/m}^2$ à la charge de neige. Pour les toitures de pente supérieure à 3 % mais comportant des noues dont la pente du fil d'eau est, elle, plus faible que cette limite, cette majoration doit être appliquée sur une bande de 2,0 m de largeur de part et d'autre du fil d'eau (voir Figure 9).

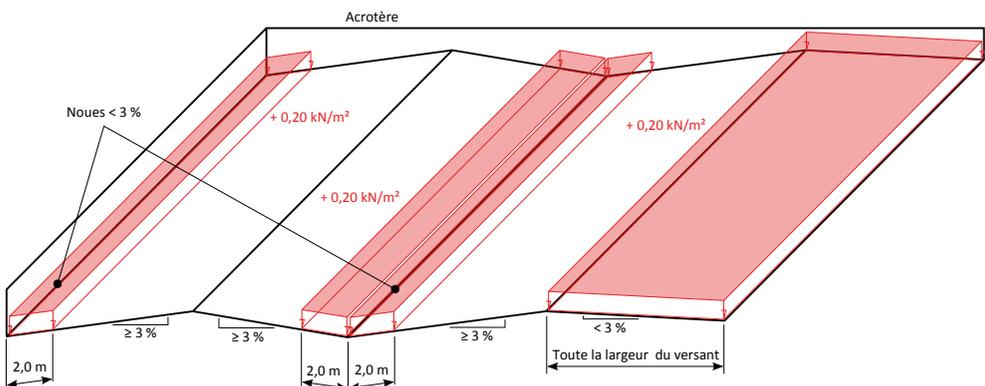


Figure 9 : Majoration pour les faibles pentes (principe)

Tous les versants présentent une pente de 3,75 % > 3 % donc seule la majoration dans les noues est à prendre en compte.

La figure ci-dessous synthétise les charges de neige sur la couverture et sur la traverse.

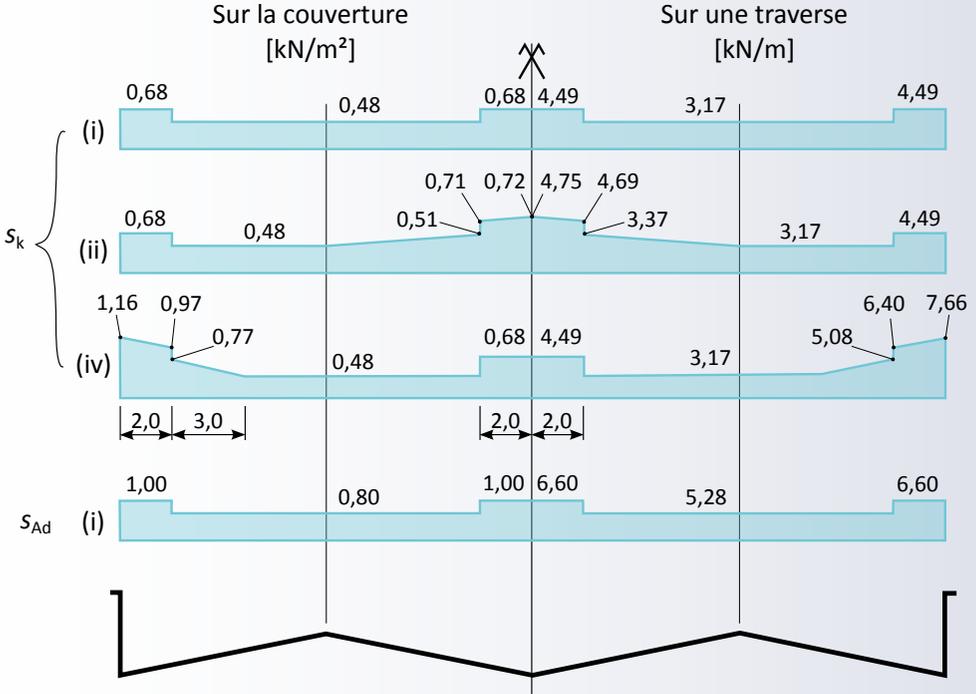


Figure 10 : Charges de neige sur le bâtiment

Dans les calculs, les cas s_k (ii), (iv) et s_{Ad} (i) sont conservés. Le cas s_k (i) n'est pas déterminant.

2.4 Vent

2.4.1 Pression dynamique de pointe

2.4.1.1 Pression dynamique de référence

NF EN 1991-1-4/NA –
Clause 4.2(1)

Le découpage en plusieurs « régions » de la France métropolitaine est donné par la carte de zonage en Figure 11, qui donne également les valeurs de la vitesse de référence du vent v_b et de la pression dynamique de référence q_b .



Pour les départements appartenant à plusieurs zones, la NF EN 1991-1-4/NA donne un tableau détaillant le découpage par canton.

On considère ici que $v_b = v_{b,0}$, ce qui est sécuritaire ($c_{dir} = c_{season} = 1$).

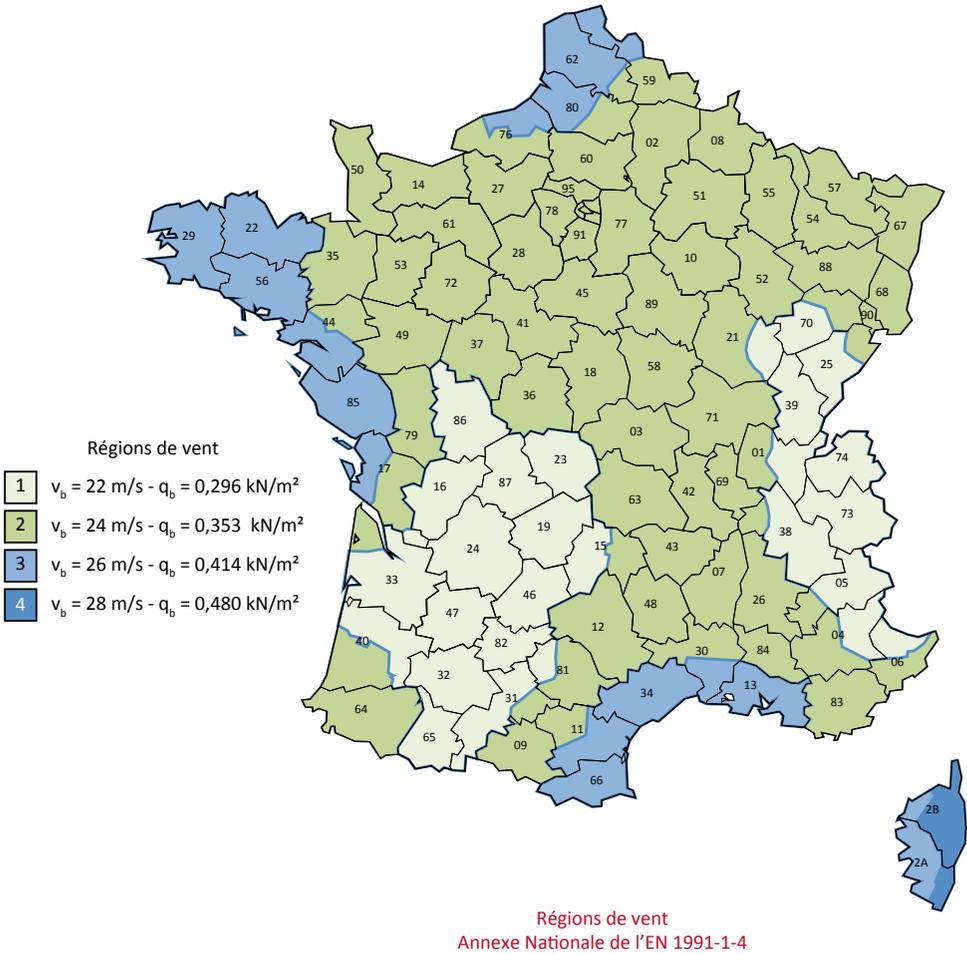


Figure 11 : Carte des régions de vent

Les valeurs de v_b et de q_b pour les départements français d'outre-mer sont données dans le **Tableau 11**.

Départements	Vitesse de référence v_b (m/s)	Pression dynamique de référence q_b (kN/m ²)
Guadeloupe (971)	36	0,794
Martinique (972)	32	0,627
Guyane (973)	17	0,177
Réunion (974)	34	0,708
Mayotte (976)	30	0,551

Tableau 11 : Vitesse du vent et pression dynamique de référence pour les DOM

Ces deux valeurs sont liées par la formule :

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

avec ρ la masse volumique de l'air, prise égale à 1,225 kg/m³.



Avec la vitesse en m/s et la masse volumique en kg/m³, la pression obtenue par cette formule est exprimée en Pa (c'est-à-dire en N/m²).

Le bâtiment est en zone 2, donc :

$$v_b = 24 \text{ m/s et } q_b = \frac{1}{2} \times 1,225 \times 24^2 \cdot 10^{-3} = 0,353 \text{ kN/m}^2$$

2.4.1.2 Catégorie de terrain

NF EN 1991-1-4/NA -
Paragraphe 4.3.2

La catégorie de terrain à retenir pour chacune des directions de vent à considérer est à spécifier dans les DPM. Le terrain environnant le bâtiment est à classer suivant les descriptions du **Tableau 12**.

Catégorie	Description
0	Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer ; lacs et plans d'eau parcourus par le vent sur une distance d'au moins 5 km
II	Rase campagne, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments,...) séparés les uns des autres de plus de 40 fois leur hauteur
IIIa	Campagne avec des haies ; vignobles ; bocage ; habitat dispersé
IIIb	Zones urbanisées ou industrielles ; bocage dense ; vergers
IV	Zones urbaines dont au moins 15 % de la surface sont recouverts de bâtiments dont la hauteur moyenne est supérieure à 15 m ; forêts

Tableau 12 : Description des différentes catégories de terrain

Plus la catégorie est « faible », plus la vitesse du vent est grande et donc les efforts induits sont importants. Ce classement doit être effectué pour une distance de la façade du bâtiment valant :

$$R = \max \{300 \text{ m} ; 23 h^{1,2}\}$$

avec h la hauteur du bâtiment au dessus du sol (R et h en mètres).

Lorsque le bâtiment est entouré de zones présentant des rugosités différentes, l'évaluation de la catégorie de terrain est réalisée par secteur angulaire :

- chaque direction principale (perpendiculaire à une façade) est associée à un secteur de 90° ;
- la catégorie de terrain de chaque sous-secteur est évaluée en retenant la plus faible des catégories identifiables (la plus défavorable) sauf si celle-ci correspond à moins de 10 % de la surface du secteur concerné.

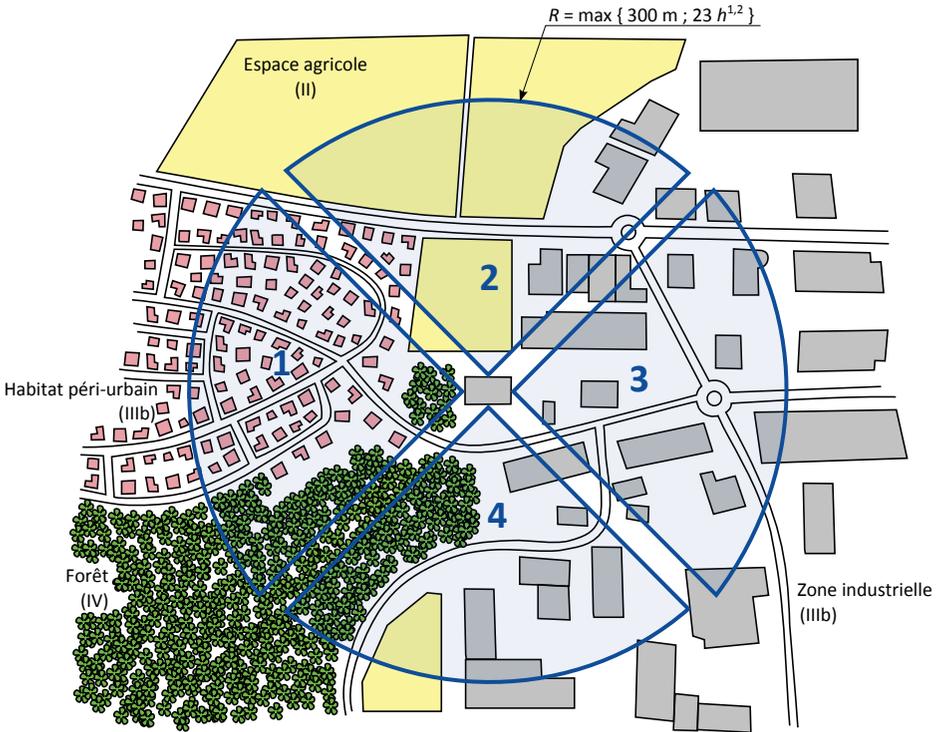


Figure 12 : Évaluation de la rugosité du terrain par secteur angulaire (principe)

En appliquant cette méthode à l'exemple en Figure 12, on obtient (les différents secteurs sont numérotés 1 à 4) :

- pour les secteurs 1 et 3 : Catégorie IIIb (zone urbanisée / industrielle) ;
- pour le secteur 2 : Catégorie II (rase campagne) ;
- pour le secteur 4, la zone agricole correspond à une surface de l'ordre de 10 % de la surface du secteur, on pourrait donc retenir la catégorie IIIb correspondant à la zone industrielle ;
- de façon à symétriser les cas de charge, on peut retenir la catégorie II pour les cas de vent sur long pan et IIIb pour les cas de vent sur pignon.

Il est bien sûr possible de simplifier le problème en ne retenant qu'une seule catégorie de terrain, la plus défavorable, indépendante de la direction.

Les DPM précisent que la catégorie de rugosité correspondant à une zone industrielle (IIIb) peut être retenue pour toutes les directions de vent.

2.4.1.3 Orographie

NF EN 1991-1-4/NA –
Clause 4.3.3(1)

Le relief environnant peut augmenter la vitesse du vent ; cette augmentation est prise en compte en utilisant le coefficient d'orographie $c_o(z)$. Dans la majorité des cas d'implantation, $c_o(z) = 1$. Toutefois, il est nécessaire de déterminer ce coefficient d'orographie si le bâtiment est construit à une altitude supérieure à l'altitude moyenne du terrain sur un rayon de 1 km (pour une orographie constituée d'obstacles de hauteurs et de formes variées).



Le présent paragraphe considère uniquement le cas courant d'un relief environnant constitué d'obstacles de hauteurs et de formes variées, et n'est pas applicable si le bâtiment est construit sur une colline, une falaise, etc. (dans ce cas, voir la procédure n° 2 de la norme NF EN 1991-1-4/NA).

Cette procédure requiert de relever l'altitude du site de construction et celle des points à 500 m et 1000 m du bâtiment dans chaque direction cardinale (voir la Figure 13). L'altitude moyenne du terrain environnant est ainsi définie :

$$A_m = \frac{2 A_C + A_{N1} + A_{N2} + A_{E1} + A_{E2} + A_{S1} + A_{S2} + A_{O1} + A_{O2}}{10}$$

et l'attitude relative du lieu de construction :

$$\Delta A_C = A_C - A_m$$

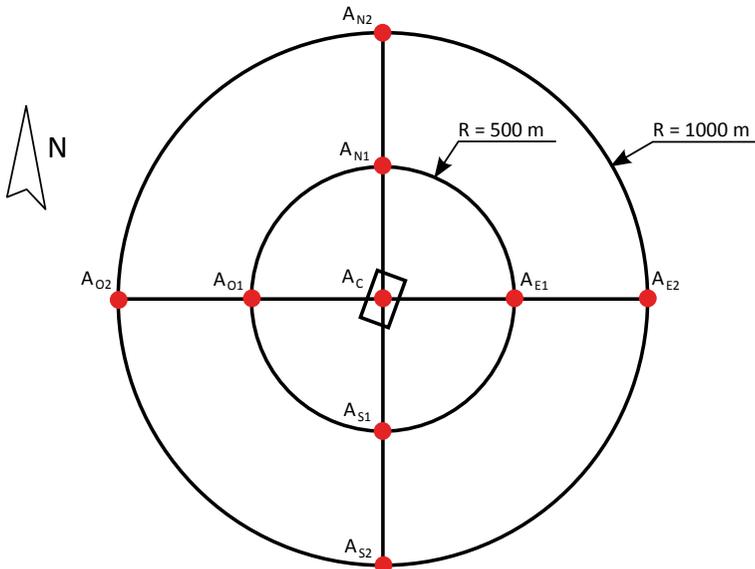


Figure 13 : Évaluation de l'orographie

Le coefficient d'orographie est ensuite défini à partir de la côte de référence z égale à la hauteur h du bâtiment au dessus du sol :

$$c_o(z) = 1 + 0,004 \cdot \Delta A_C \cdot e^{-0,014(z-10)} \quad \text{mais } c_o(z) \geq 1,0$$

$$c_o(z) = c_o(10) \quad \text{si } z < 10 \text{ m}$$

Si l'application de cette méthode conduit à $c_o(z) > 1,15$, il n'est pas permis d'utiliser ce résultat pour le calcul. Dans ce cas, il convient d'effectuer une étude spécifique par modélisation numérique ou en soufflerie.

Les Documents Particulier de Marché prescrivent un coefficient d'orographie égal à 1,0.

2.4.14 Coefficient d'exposition et pression dynamique de pointe

NF EN 1991-1-4/NA –
Clause 4.5(1)

Le coefficient d'exposition peut être déterminé à l'aide du **Tableau 13** en fonction de la hauteur h du bâtiment au dessus du sol et de la catégorie de terrain.

Hauteur maximale (m)	Rugosité				
	0	II	IIIa	IIIb	IV
2	2,04	1,42	1,41	1,35	1,29
3	2,24	1,63	1,41	1,35	1,29
4	2,39	1,80	1,41	1,35	1,29
5	2,51	1,92	1,41	1,35	1,29
6	2,61	2,03	1,52	1,35	1,29
7	2,70	2,12	1,61	1,35	1,29
8	2,77	2,21	1,69	1,35	1,29
9	2,84	2,28	1,77	1,35	1,29
10	2,90	2,35	1,84	1,41	1,29
11	2,96	2,41	1,90	1,47	1,29
12	3,01	2,46	1,95	1,53	1,29
13	3,06	2,51	2,01	1,58	1,29
14	3,10	2,56	2,06	1,63	1,29
15	3,14	2,61	2,10	1,67	1,29
16	3,18	2,65	2,15	1,71	1,33
17	3,22	2,69	2,19	1,75	1,37
18	3,25	2,73	2,23	1,79	1,41
19	3,29	2,77	2,26	1,83	1,44
20	3,32	2,80	2,30	1,87	1,48

Tableau 13 : Valeur du coefficient d'exposition $c_e(z)$

La pression dynamique de pointe est évaluée en fonction de la pression dynamique de référence, du coefficient d'exposition et du coefficient d'orographie :

$$q_p(z) = q_b c_e(z) [c_o(z)]^2$$

$$q_p(z) = 0,353 \times 1,35 \times 1^2 = 0,477 \text{ kN/m}^2$$

2.4.2 Coefficient de pression extérieure

Pour l'analyse des effets du vent, les dimensions du bâtiment sont notées comme suit :

- h hauteur maximale du bâtiment au dessus du sol
- b dimension perpendiculaire à la direction du vent (largeur du maître-couple)
- d dimension parallèle à la direction du vent

Suivant la direction de vent considérée, b et d échangent leurs valeurs respectives.



Le cas échéant, les tableaux ci-après donnent uniquement les valeurs notées $c_{pe,10}$ dans la NF EN 1991-1-4, c'est-à-dire les coefficients de pression extérieure pour les éléments dont l'aire d'influence est au moins égale à 10 m². Ces valeurs sont à utiliser pour l'analyse de la structure d'un bâtiment et de ses composants principaux, mais peuvent être inadaptées pour certains éléments secondaires.

Par convention, les coefficients de pression, qu'ils soient extérieurs ou intérieurs sont notés positivement lorsque qu'ils « vont vers la paroi » et négativement lorsqu'ils « s'en éloignent ».

2.4.2.1 c_{pe} sur les façades

NF EN 1991-1-4 –
Paragraphe 7.2.2

Les façades sont découpées en zones de pression uniforme tel que présenté en [Figure 14](#).

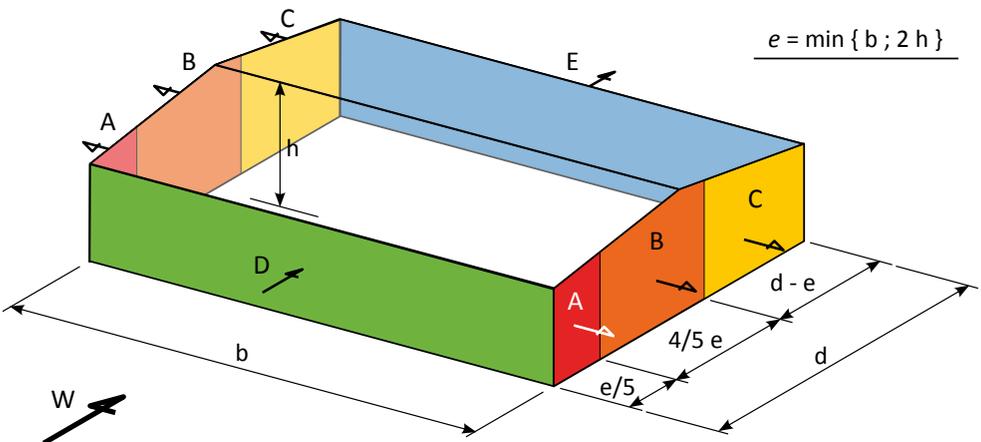


Figure 14 : Zones de pression uniforme sur les façades

La valeur du coefficient de pression extérieure c_{pe} est fonction de la zone et du rapport entre la hauteur et la profondeur (h/d), voir le [Tableau 14](#).



Les valeurs intermédiaires peuvent être obtenues par interpolation linéaire.

h/d	A	B	C	D	E
≥ 5	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,7
1	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,5
$\leq 0,25$	-1,2	-0,8	-0,5	+0,7	-0,3

Tableau 14 : Valeurs des coefficients de pression extérieure c_{pe} pour les façades

Le cas échéant, une façade latérale (A, B et C sur la figure) peut être découpée en seulement deux zones A et B (si $e \geq d$) voire être entièrement en zone A (si $e \geq 5d$).

Vent sur pignon :

$$\frac{h}{d} = \frac{8}{48,6} = 0,16 (< 0,25)$$

$$e = \min\{32,8 ; 2 \times 8\} = 16 \text{ m}$$

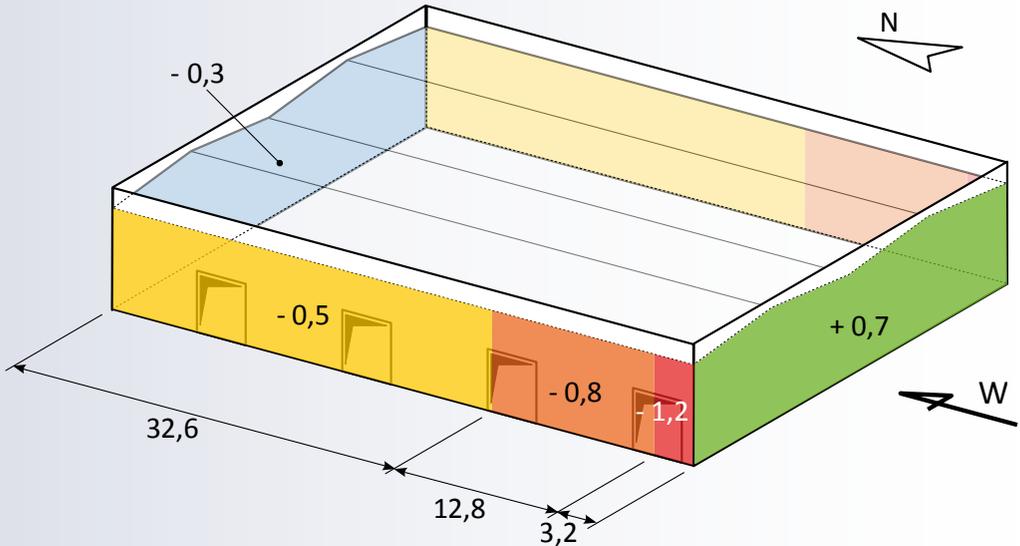


Figure 15 : Coefficients de pression extérieure pour les façades – Vent sur pignon

Vent sur long pan :

$$\frac{h}{d} = \frac{8}{32,8} = 0,24 (< 0,25)$$

$$e = \min\{48,6 ; 2 \times 8\} = 16 \text{ m}$$

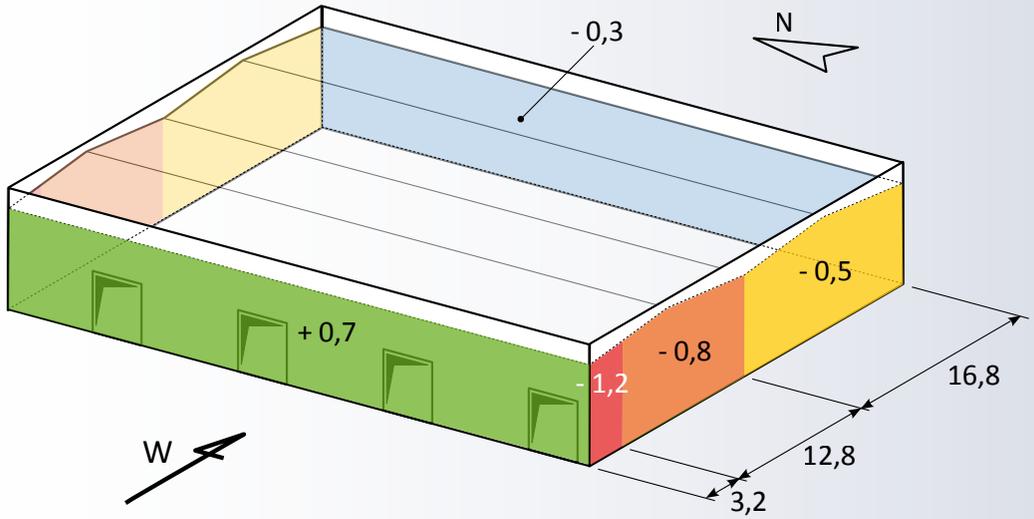


Figure 16 : Coefficients de pression extérieure pour les façades - Vent sur long-pan

2.4.2.2 c_{pe} sur les toitures-terrasses

NF EN 1991-1-4 –
Paragraphe 7.2.3

Pour l'application des effets du vent, les toitures-terrasses sont définies comme des toitures de pente inférieure à 5° (8,7 %). Elles sont découpées en zones de pression uniforme telles que présentées en Figure 17, de même que l'acrotère périphérique éventuel.

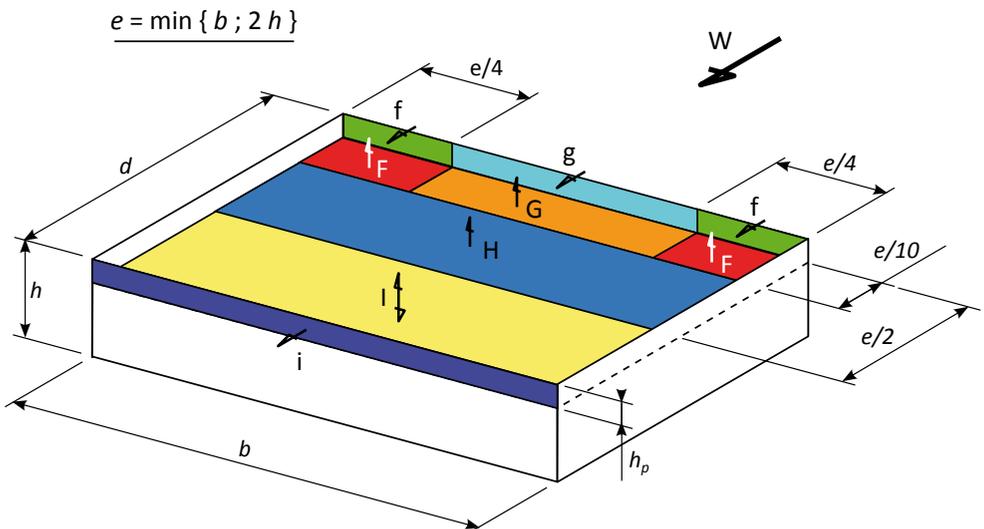


Figure 17 : Zones de pression uniforme sur les toitures-terrasses

La valeur du coefficient de pression est fonction de la zone et du rapport entre la hauteur de l'acrotère et la hauteur maximale (h_p/h), voir le **Tableau 15**.

h_p/h	c_{pe} sur la toiture				$c_{p,net}$ sur l'acrotère		
	F	G	H	I	f	g	i
Pas d'acrotère	-1,8	-1,2	-0,7	+/-0,2	-	-	-
$\leq 0,025$	-1,6	-1,1	-0,7	+/-0,2	2,0	1,5	1,0
0,05	-1,4	-0,9	-0,7	+/-0,2	2,0	1,5	1,0
$\geq 0,10$	-1,2	-0,8	-0,7	+/-0,2	2,0	1,5	1,0

Tableau 15 : Valeurs des coefficients de pression pour les toitures-terrasses

Les coefficients de pression pour l'acrotère correspondent à des $c_{p,net}$ c'est-à-dire qu'ils incluent la pression de la face au vent et de celle sous le vent.

La hauteur moyenne de l'acrotère au dessous de la couverture est de :

$$h_p = \frac{0,65 + 0,35}{2} = 0,50 \text{ m}$$

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0,50}{8} = 0,06 (\approx 0,05)$$

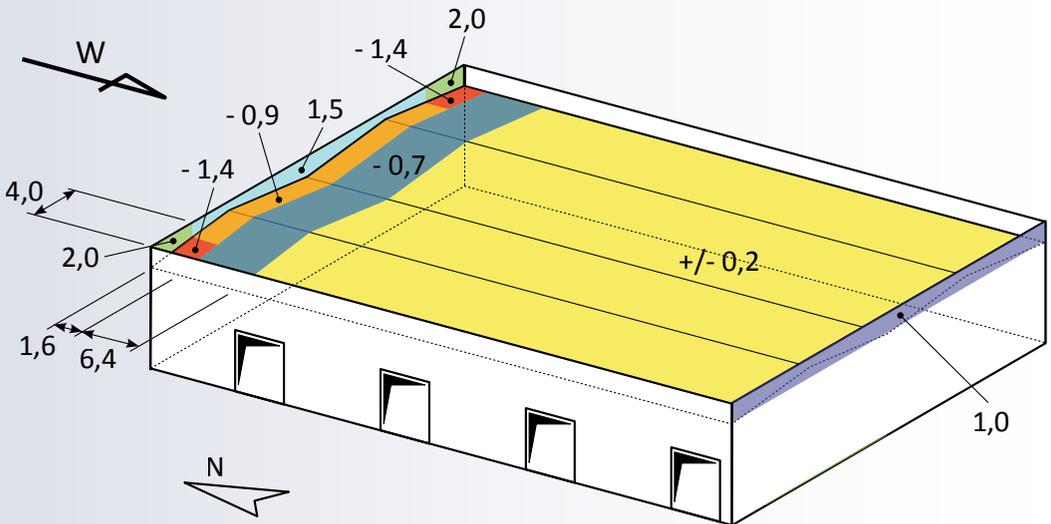


Figure 18 : Coefficients de pression extérieure pour la toiture – Vent sur pignon

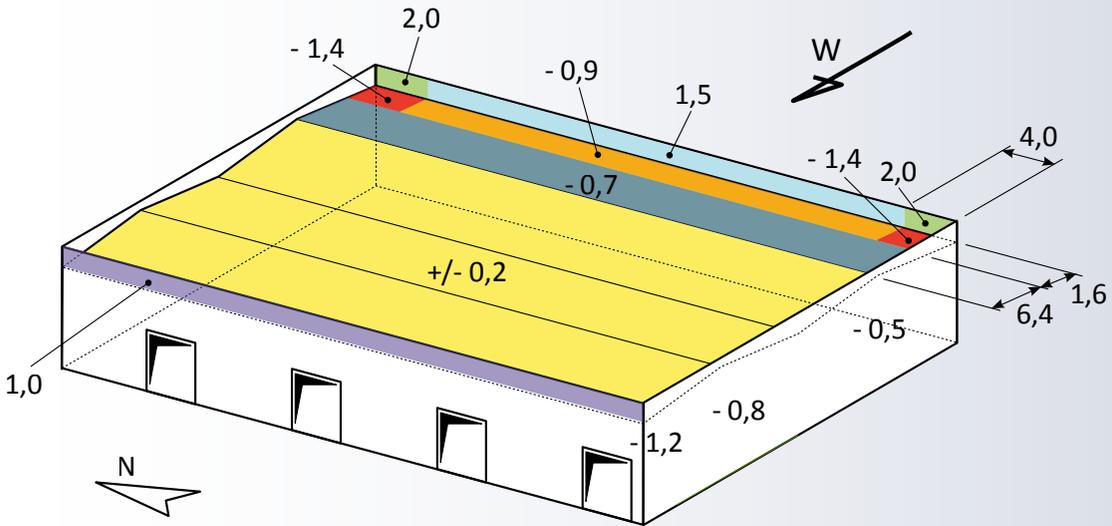


Figure 19 : Coefficients de pression extérieure pour la toiture – Vent sur long-pan

2.4.2.3 Autres configurations

Pour les autres configurations de toiture, voir la norme NF EN 1991-1-4, notamment :

- toiture à un seul versant (pente minimale de 5°) : Paragraphe 7.2.4 ;
- toiture à deux versants (pente minimale de 5°) : Paragraphe 7.2.5 ;
- toiture à quatre versants (pente minimale de 5°) : Paragraphe 7.2.6 ;
- toitures multiples versants (shed – pente minimale de 5°) : Paragraphe 7.2.7.

2.4.3 Coefficient de pression intérieure

2.4.3.1 Bâtiment fermé

NF EN 1991-1-4 –
Paragraphe 7.2.9

Les bâtiments courants sont normalement fermés en exploitation lors des vents violents, c'est-à-dire pour les situations considérées dans les vérifications courantes aux États limites ultimes (ELU) et de service (ELS) appelées situations de projet durables/transitoires (par opposition aux situations accidentelles).

Les coefficients de pression intérieure à retenir dans ce cas :

$$c_{pi} = -0,3 \text{ ou } +0,2$$



Compte tenu de la convention utilisée, un coefficient négatif correspond à une dépression intérieure et un coefficient positif à une surpression.

Si une ouverture est considérée normalement fermée par vent violent, il convient, en plus de la situation présentée dans ce paragraphe, de considérer en situation de projet accidentelle la possibilité que cette ouverture soit ouverte (voir le [paragraphe 2.4.3.2](#)). Dans ce cas, il convient de ne considérer qu'une seule ouverture accidentellement ouverte à la fois.

Le bâtiment est considéré normalement fermé par vents violents, donc pour la situation durable/transitoire :

$$c_{pi} = -0,3 \text{ ou } +0,2$$

2.4.3.2 Bâtiment ouvert

NF EN 1991-1-4 –
Paragraphe 7.2.9

Il s'agit d'une situation accidentelle pour la majorité des bâtiments courants (comme précisé au [paragraphe 2.4.3.1](#)). Il est également rappelé que dans ce cas, une seule ouverture est considérée ouverte à la fois.

Les ouvertures dont la surface A_{oi} respecte le critère suivant peuvent être négligées pour cette analyse :

$$A_{oi} \leq 2 \mu \Sigma A_j$$

ΣA_j aire totale des faces du bâtiment (façade et toiture) moins la face sur laquelle se trouve l'ouverture considérée

μ perméabilité de fond du bâtiment. À défaut d'indication dans les documents du marché, il est possible d'utiliser les valeurs du [Tableau 16](#), basées sur les exigences et les valeurs conventionnelles de la réglementation thermique (RT 2012).



Les valeurs du [Tableau 16](#) peuvent s'avérer trop favorables pour certains bâtiments, notamment ceux pour lesquels une performance thermique plus élevée est recherchée (bâtiment passif,...).

Usage des locaux	Indice de perméabilité à l'air (débit de fuite sous 4 Pa) I_4 [m ³ /h/m ²]	Perméabilité de fond μ
Logement individuel	0,6 (exigence)	$1 \cdot 10^{-4}$
Logement collectif	1,0 (exigence)	$2 \cdot 10^{-4}$
Local tertiaire (bureaux, hôtels, restaurants, enseignement, petits commerces, établissements de santé)	1,7 (valeur conventionnelle)	$3 \cdot 10^{-4}$
Local tertiaire autre que ci-dessus (y compris bâtiment industriel)	3,0 (valeur conventionnelle)	$5 \cdot 10^{-4}$

Tableau 16 : Valeurs par défaut de la perméabilité de fond d'un bâtiment courant



On peut montrer que la perméabilité de fond de la norme NF EN 1991-1-1 et l'indice de perméabilité à l'air I_4 de la réglementation thermique sont liés par l'expression suivante :

$$\mu = \frac{I_4 [\text{m}^3/\text{h}/\text{m}^2]}{3600 \cdot C_d} \sqrt{\frac{\rho}{2 \cdot \Delta P}} \approx \frac{I_4 [\text{m}^3/\text{h}/\text{m}^2]}{5520}$$

Pour les ouvertures ne respectant pas le critère ci-dessus, on peut considérer en sécurité le coefficient de pression intérieure suivant :

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

$c_{pe,ouv}$ correspond au coefficient de pression extérieure c_{pe} régnant sur la face à l'emplacement de l'ouverture. Il suffit généralement de retenir les dispositions d'ouverture les plus défavorables, par exemple :

- ouverture en zone A ou éventuellement en zone B pour la dépression maximale ;
- ouverture en zone D pour la surpression maximale.

Si plusieurs zones de pression uniforme sont concernées par une ouverture, il est possible de retenir un c_{pe} moyen, au prorata des surfaces respectives, pour le calcul de $c_{pe,ouv}$.

Certains bâtiments sont normalement ouverts en exploitation par vent violent, notamment en présence d'ouvertures permanentes (par exemple, certains bâtiments agricoles) mais également lorsque l'exploitation le justifie (comme une caserne de pompier).



Dans ce dernier cas, les DPM doivent, en principe, indiquer si les ouvertures (toutes ou seulement certaines) doivent être considérées ouvertes par vent violent dans une situation durable/transitoire (soit, au sein des combinaisons ELU et ELS).

Dans ce cas, si toutes les ouvertures sont sur une seule face ou si les ouvertures sur une face (qui est alors dite « dominante ») correspondent à 2 fois la surface de toutes les autres ouvertures, on peut également considérer :

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

Seules les ouvertures de la face « dominante » sont à considérer pour le $c_{pe,ouv}$, dans ce dernier cas.



Si sur deux faces, (façade ou toiture) les ouvertures représentent au moins 30 % de la surface de leur face respective, il convient d'analyser cette situation à l'aide des paragraphes 7.3 (toitures isolées) et 7.4 (murs isolés) de la NF EN 1991-1-4.

Lorsqu'il existe des ouvertures sur plusieurs faces, mais sans face « dominante », on peut considérer les valeurs enveloppes suivantes des coefficients de pression intérieure :

$$c_{pi} = -0,5 \text{ ou } +0,35$$



Il convient alors de vérifier les cloisons intérieures, suivant leurs dispositions, en considérant simultanément un côté en surpression (+0,35) et l'autre en dépression (-0,5).

Le bâtiment est considéré normalement fermé par vents violents, et comporte des ouvertures pouvant être ouvertes en situation accidentelle. On ne peut pas négliger les ouvertures dans l'analyse.

$$A_{o,porte\ indus.} = 4,5 \times 4,5 = 20,3\text{ m}^2 \quad \text{et} \quad A_{o,entrée} = 2,5 \times 2,0 = 5,0\text{ m}^2$$

$$2 \mu \sum A_j = 2 \times 5 \cdot 10^{-4} \times (48 \times 32 + 48 \times 7 + 32 \times 7 \times 2) = 2,3\text{ m}^2$$

ou

$$2 \mu \sum A_j = 2 \times 5 \cdot 10^{-4} \times (48 \times 32 + 48 \times 7 \times 2 + 32 \times 7) = 2,4\text{ m}^2$$

Les situations retenues comme étant les plus défavorables sont les suivantes :

Vent sur pignon, surpression maximale

Porte d'entrée en façade Nord ouverte.

$$c_{pi} = 0,90 \quad c_{pe,ouv} = 0,90 \times (+0,70) = +0,63$$

Vent sur pignon, dépression maximale

Porte industrielle entre les files 8 et 9 ouverte, à cheval sur les zones A ($c_{pe} = -1,2$) et B ($c_{pe} = -0,8$) à part approximativement égale.

$$c_{pi} = 0,90 \quad c_{pe,ouv} = 0,90 \times \left[\frac{-1,2 - 0,8}{2} \right] = -0,90$$

Vent sur long-pan, surpression maximale

Porte industrielle quelconque ouverte.

$$c_{pi} = 0,90 \quad c_{pe,ouv} = 0,90 \times (+0,70) = +0,63$$

Vent sur long-pan, dépression maximale

Porte d'entrée en façade Nord ouverte, entièrement en zone B (-0,8).

$$c_{pi} = 0,90 \quad c_{pe,ouv} = 0,90 \times (-0,8) = -0,72$$



Le cas où les exutoires de désenfumage seraient accidentellement ouverts par vent violent n'est pas dimensionnant. En effet, dans les zones où sont placés ces derniers, les coefficients de pression extérieure varient entre +0,2 et -0,7.

Le cas où l'issue de secours en façade Sud est accidentellement ouverte par vent violent est un cas symétrique de celui où la porte d'entrée est ouverte.

2.4.4 Coefficients structural et de défaut de corrélation

2.4.4.1 Coefficient structural $c_s c_d$

NF EN 1991-1-4 – Section 6

Le coefficient structural $c_s c_d$ traduit deux phénomènes :

- l'absence de simultanéité des pointes de pression à la surface de la construction (effet minorant) ;
- les vibrations de la structure engendrées par la turbulence (effet majorant).

Le calcul précis du coefficient $c_s c_d$ est l'objet de l'annexe B de la norme NF EN 1991-1-4 et dépend à la fois de paramètres liés au vent (vitesse et catégorie de terrain) et au bâtiment (dimensions et fréquence propre). Pour les bâtiments de hauteur inférieure à 15 m, le coefficient $c_s c_d$ peut être pris égal à 1 en sécurité.

Il est également possible d'utiliser les abaques donnés en [Annexe A](#). Il est rappelé que le coefficient structural ne peut être pris inférieur à 0,85 s'il est obtenu par cette méthode.

On détermine le coefficient structural à l'aide des abaques de l'[Annexe A](#).

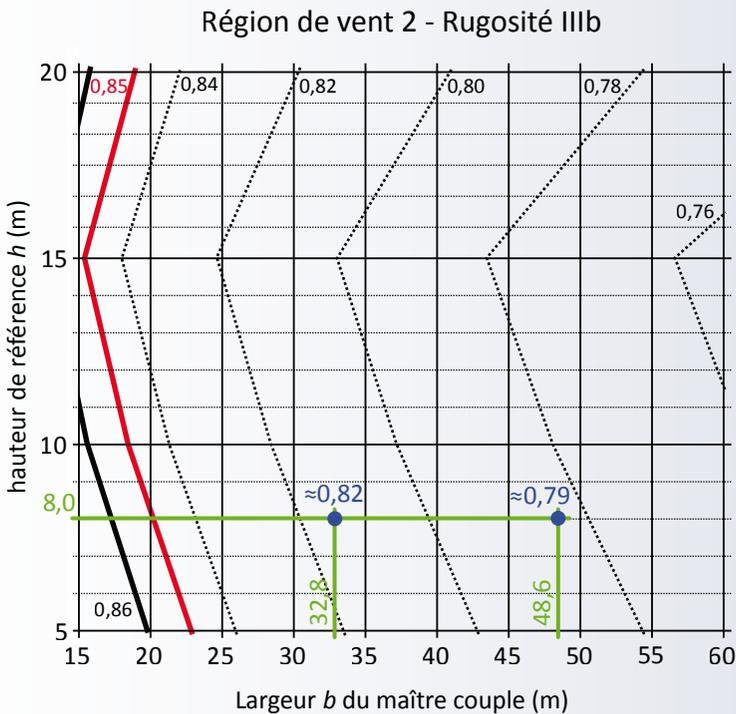


Figure 20 : Coefficient structural – Abaque pour Région de vent 2 et rugosité IIIb

On retiendra donc dans les deux directions $c_s c_d = 0,85$ (valeur minimale agréée)

2.4.4.2 Coefficient de défaut de corrélation k_{dc}

NF EN 1991-1-4 –
Clause 7.2.2(3)

Le coefficient k_{dc} traduit le défaut de corrélation entre les pressions aérodynamiques au vent et sous le vent. Ce coefficient prend les valeurs données dans le **Tableau 17** (ou une interpolation linéaire entre ces valeurs), en fonction du rapport entre la hauteur du bâtiment et sa profondeur dans la direction du vent.

Rapport h/d	k_{dc}
≥ 5	1,0
≤ 1	0,85

Tableau 17 : Coefficient de défaut de corrélation

Il est permis de simplement multiplier les coefficients de pression extérieure des zones D et E par le coefficient k_{dc} mais uniquement dans le cadre de l'analyse globale d'un portique, de la poutre au vent ou de la palée de stabilité.



Seules les configurations pour lesquelles les pressions définies pour les zones D et E sont considérées simultanément sont concernées par cette possibilité de réduction. En particulier, ce coefficient n'a pas à être pris en compte dans l'analyse d'éléments secondaires tels que les potelets ou les lisses.

Dans les deux directions, on a $h/d < 1$, on retient donc $k_{dc} = 0,85$

2.4.5 Pression sur les parois

NF EN 1991-1-4 –
Paragraphe 5.3

La pression totale s'exerçant sur une paroi d'un bâtiment est définie par l'expression suivante :

$$w_p = (c_s c_d c_{pe} - c_{pi}) q_p(z)$$

Lorsque les zones D et E sont considérées simultanément, il est possible de minorer les pressions appliquées sur ces zones à l'aide du coefficient de défaut de corrélation k_{dc} , comme suit :

$$w_{p,D} + w_{p,E} = c_s c_d k_{dc} (c_{pe,D} - c_{pe,E}) q_p(z)$$

Dans la pratique, et seulement dans le cadre de l'analyse globale du bâtiment (voir **Figure 21**), il est possible d'utiliser les formulations suivantes :

$$w_{p,D} = (k_{dc} c_s c_d c_{pe,D} - c_{pi}) q_p(z)$$

$$w_{p,E} = (k_{dc} c_s c_d c_{pe,E} - c_{pi}) q_p(z)$$

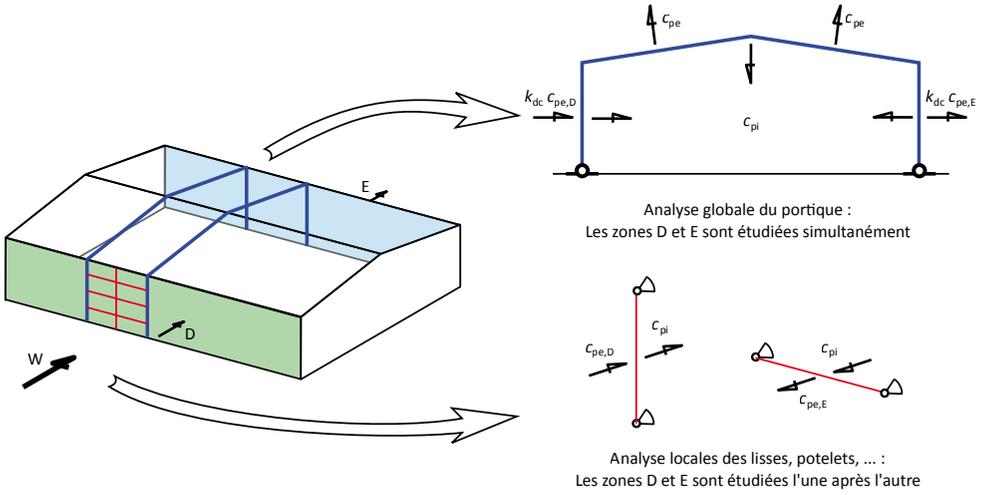


Figure 21 : Analyse globale - utilisation du coefficient k_{dc}

La pression s'exerçant sur un acrotère périphérique :

$$W_{acr} = c_{p,net} q_p(z)$$

Situations durables/transitoires (bâtiment fermé)

Les pressions sur les parois pour les situations durables/transitoires (bâtiment fermé) sont synthétisées sur la Figure 22 (dépression intérieure/surpression intérieure).

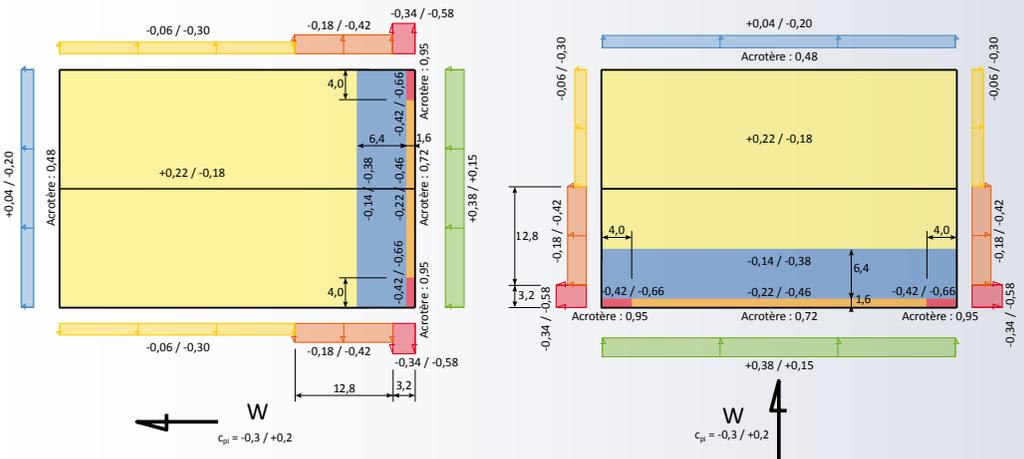


Figure 22 : Pressions sur les parois - bâtiment fermé (kN/m²)

En zone courante de toiture (zone I, $c_{pe} = +/- 0,2$), on retient seulement la valeur de c_{pe} opposée au c_{pi} , ce qui provoque l'effet le plus défavorable. À titre d'exemple :

Zone large d'attaque de toiture (zone H) :

$$(c_s c_d c_{pe} - c_{pi}) q_p(z) = [0,85 \times (-0,7) - (-0,3)] \times 0,477 = -0,14 \text{ kN/m}^2$$

$$(c_s c_d c_{pe} - c_{pi}) q_p(z) = [0,85 \times (-0,7) - (+0,2)] \times 0,477 = -0,38 \text{ kN/m}^2$$

Zone courante de toiture (zone I) :

$$(c_s c_d c_{pe} - c_{pi}) q_p(z) = [0,85 \times (+0,2) - (-0,3)] \times 0,477 = +0,22 \text{ kN/m}^2$$

$$(c_s c_d c_{pe} - c_{pi}) q_p(z) = [0,85 \times (-0,2) - (+0,2)] \times 0,477 = -0,18 \text{ kN/m}^2$$

Façade au vent (zone D) :

$$(k_{dc} c_s c_d c_{pe} - c_{pi}) q_p(z) = [0,85 \times 0,85 \times (+0,7) - (-0,3)] \times 0,477 = +0,38 \text{ kN/m}^2$$

$$(k_{dc} c_s c_d c_{pe} - c_{pi}) q_p(z) = [0,85 \times 0,85 \times (+0,7) - (+0,2)] \times 0,477 = +0,15 \text{ kN/m}^2$$

Bord de l'acrotère (zone f) :

$$c_{p,net} q_p(z) = 2,0 \times 0,477 = 0,95 \text{ kN/m}^2$$

Situations accidentelles (bâtiment ouvert)

Les pressions sur les parois pour les situations accidentelles (bâtiment ouvert) sont synthétisées sur la **Figure 23**. Les pressions sur l'acrotère sont identiques au cas précédent.

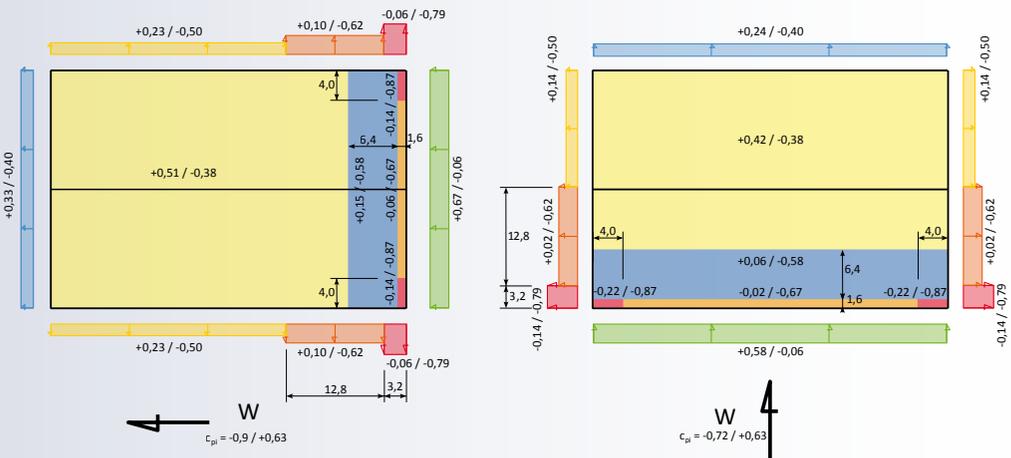


Figure 23 : Pressions sur les parois – bâtiment ouvert (kN/m²)

À titre d'exemple :

Zone courante de toiture (zone I) – Vent sur pignon :

$$(c_{s,c_d} c_{pe} - c_{pi}) q_p(z) = [0,85 \times (+0,2) - (-0,90)] \times 0,477 = +0,51 \text{ kN/m}^2$$

$$(c_{s,c_d} c_{pe} - c_{pi}) q_p(z) = [0,85 \times (-0,2) - (+0,63)] \times 0,477 = -0,38 \text{ kN/m}^2$$

Façade au vent (zone D) – Vent sur long pan :

$$(k_{ac} c_s c_d c_{pe} - c_{pi}) q_p(z) = [0,85 \times 0,85 \times (+0,7) - (-0,72)] \times 0,477 = +0,58 \text{ kN/m}^2$$

$$(k_{ac} c_s c_d c_{pe} - c_{pi}) q_p(z) = [0,85 \times 0,85 \times (+0,7) - (+0,63)] \times 0,477 = -0,06 \text{ kN/m}^2$$

2.4.6 Frottement

NF EN 1991-1-4 –
Paragraphe 7.5

L'effort résultant du frottement du vent sur les surfaces telles que les murs ou la toiture est défini comme suit :

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

c_{fr} coefficient de frottement, pouvant être pris égal à 0,04 (surface très rugueuse)

A_{fr} aire de référence pour le frottement, telle que précisée sur la [Figure 24](#)

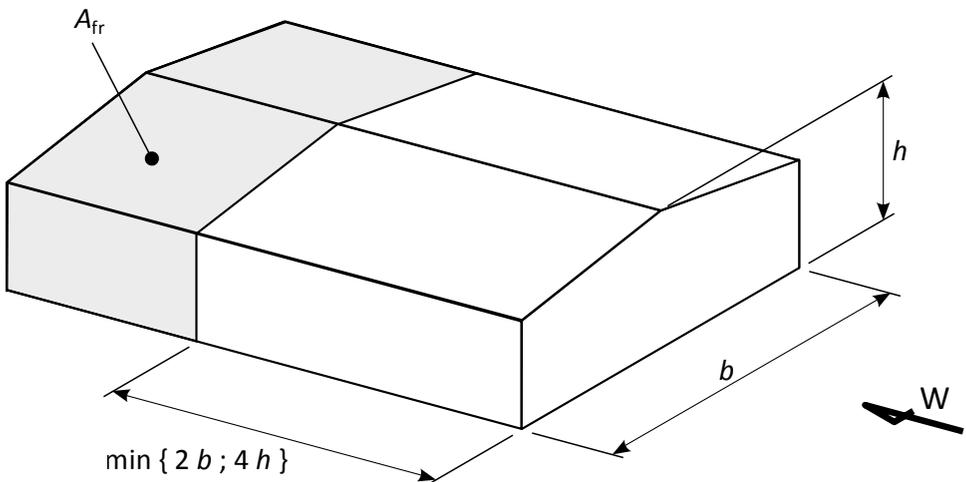


Figure 24 : Aire de référence A_{fr} pour le frottement sur un bâtiment

Il est possible de négliger le frottement lorsque l'aire totale des surfaces parallèles (ou quasi-parallèles) au vent est inférieure ou égale à quatre fois l'aire totale des surfaces perpendiculaires au vent (faces au vent et sous le vent).

Pour un bâtiment dont la forme générale est un parallépipède, cet effet peut ainsi être négligé lorsque l'inégalité suivante est satisfaite :

$$d(b + 2h) \leq 8bh$$

et l'aire de référence peut être calculée par :

$$d_{fr} = d - \min\{2b ; 4h\} \text{ mais } d_{fr} \geq 0$$

$$A_{fr} = d_{fr}(b + 2h)$$

Le frottement peut être négligé dans le cas de vent sur long-pan :

$$32,8 \times (48,6 + 2 \times 8) = 2119 \text{ m}^2 \leq 8 \times 48,6 \times 8 = 3110 \text{ m}^2$$

Mais doit être pris en compte dans le cas de vent sur pignon :

$$48,6 \times (32,8 + 2 \times 8) = 2372 \text{ m}^2 > 8 \times 32,8 \times 8 = 2099 \text{ m}^2$$

L'effort de total de frottement vaut dans ce cas :

$$d_{fr} = 48,6 - \min\{2 \times 32,8 ; 4 \times 8\} = 16,6 \text{ m et } A_{fr} = 16,6 \times (32,8 + 2 \times 8) = 810 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 0,04 \times 0,477 \times 810 = 15,5 \text{ kN}$$

2.5 Température

NF EN 1991-1-5 et NF EN
1991-1-5/NA – Section 5

En l'absence de prescriptions particulières dans les DPM, il est possible de considérer que les variations thermiques subies par une structure métallique de bâtiment courant en France métropolitaine (pas de valeurs négatives pour les DOM) valent :

- $\pm 24 \text{ }^\circ\text{C}$ pour un bâtiment courant ;
- $\pm 40 \text{ }^\circ\text{C}$ pour une ossature entièrement exposée à la température extérieure.

La mise en œuvre de dispositions constructives (joints de dilatation, limitation de hauteur, isolation par l'extérieur) doit être privilégiée afin de s'assurer de l'innocuité des déformations thermiques, plutôt que d'analyser par le calcul les sollicitations engendrées.

Pour les ossatures contreventées courantes, les dispositions constructives suivantes sont considérées comme satisfaisantes :

- le bâtiment comporte une seule palée de stabilité par file de poteau (et par direction horizontale) et présente une longueur de 50 m au maximum de part et d'autre de cette palée ;
- le bâtiment comporte deux palées de stabilité par file de poteau (et par direction horizontale) qui sont distantes de 50 m au maximum ;
- dans les autres cas, le bâtiment doit être fractionné par des joints de dilatation afin que chaque bloc respecte les critères ci-dessus.

Pour les ossatures en portique (un seul étage et pieds de poteaux articulés), les dispositions constructives suivantes sont considérées comme satisfaisantes :

- le bâtiment mesure au maximum 50 m de largeur (entraxe des poteaux de rive) ;
- la hauteur du bâtiment vaut au moins 10 % de la largeur (tout en restant inférieure au domaine d'application du présent document).



Ce dernier critère permet de s'assurer que le faux aplomb des poteaux dû à l'effet thermique pondéré reste inférieur à $h / 300$, soit la limite de tolérance de montage dans la NF EN 1090-2.

Le bâtiment respectant toutes les dispositions constructives, donc il est possible de négliger l'effet de la variation de température dans l'analyse.

2.6 Séisme



En France, la conception parasismique des bâtiments est une exigence réglementaire.

2.6.1 Accélération horizontale de calcul

2.6.1.1 Zonage sismique

Décret n° 2010-1255 du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français

Le découpage en plusieurs « Zones » de la France métropolitaine est donné par la carte de zonage en [Figure 25](#).



Pour les départements appartenant à plusieurs zones, le décret 2010-1255 donne le découpage par commune.

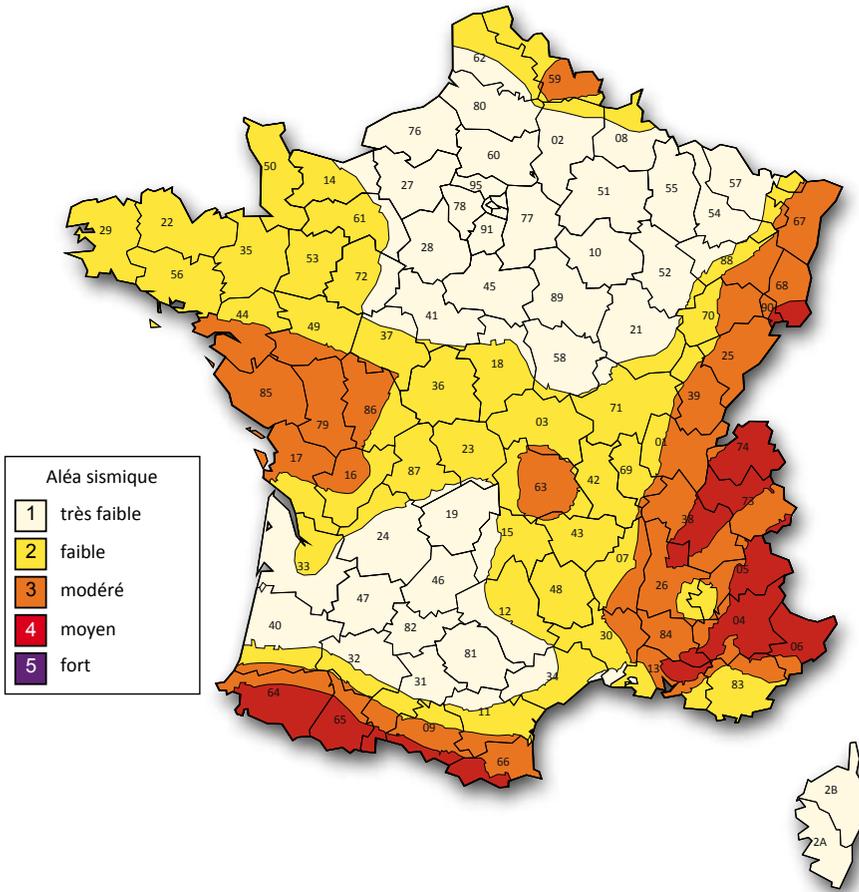


Figure 25 : Zonage sismique du territoire français

La zone de sismicité pour les départements français d'outre-mer est donnée dans le **Tableau 18**.

Départements	Zone de sismicité
Guadeloupe (971)	5 (fort)
Martinique (972)	5 (fort)
Guyane (973)	1 (très faible)
Réunion (974)	2 (faible)
Mayotte (976)	3 (moyen)

Tableau 18 : Zone de sismicité pour les départements français d'outre-mer

Le bâtiment est construit en zone de sismicité 3 (modérée).

2.6.1.2 Classification du bâtiment et accélération horizontale de calcul

Arrêté modifié du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal »

Les bâtiments à risque normal sont classés en 4 catégories d'importance définies dans l'Arrêté du 22 octobre 2010 modifié. Les bâtiments sont généralement classés comme suit en fonction de leur usage :

- Catégorie d'importance I : Bâtiments dont est exclue toute activité humaine nécessitant un séjour de longue durée et non visés par les autres catégories
- Catégorie d'importance II : Bâtiments d'habitation individuelle ou collective (< 28 m)
Bâtiments industriels ou de bureaux (< 28 m) accueillant moins de 300 personnes
ERP des 4^e et 5^e catégories (sauf établissements scolaires)
Parcs de stationnement ouverts au public.
- Catégorie d'importance III : Bâtiments d'habitation collective ou de bureaux supérieurs à 28 m
Bâtiments industriels ou de bureaux accueillant plus de 300 personnes
ERP des 1^{re}, 2^e et 3^e catégories et tous les établissements scolaires
- Catégorie d'importance IV : Bâtiments abritant les moyens opérationnels de secours, de défense et de maintien de l'ordre public
Établissement de santé (notamment les hôpitaux)
Bâtiments contribuant au maintien des communications
Bâtiments assurant le contrôle de la circulation aérienne
Bâtiments de production ou de stockage d'eau potable, de distribution publique d'énergie
Bâtiment des centres météorologiques



Les bâtiments abritant des Installations classées pour la protection de l'environnement (ICPE) soumis à autorisation (c'est-à-dire les installations Seveso seuil bas ou seuil haut) sont dits bâtiments à risque spécial et dépendent d'une réglementation particulière (notamment l'arrêté du 24 janvier 2011 modifié).

L'accélération horizontale de calcul $a_g = a_{gr} \gamma_1$, dépendant de la zone de sismicité et de la catégorie d'importance du bâtiment, est donnée dans le **Tableau 19** pour les bâtiments à risque normal. Les valeurs en noir indiquent les cas où la vérification parasismique n'est pas rendue obligatoire par l'Arrêté du 22 octobre 2010 modifié.

Zones de sismicité	Catégories d'importance			
	I	II	III	IV
1 (très faible)	0,32	0,40	0,48	0,56
2 (faible)	0,56	0,70	0,84	0,98
3 (modérée)	0,88	1,10	1,32	1,54
4 (moyenne)	1,28	1,60	1,92	2,24
5 (forte)	2,40	3,00	3,60	4,20

Note: valeurs en rouge = application de la NF EN 1998-1 obligatoire

Tableau 19 : Accélération horizontale de calcul a_g en m/s^2 et obligation réglementaire

Le bâtiment est de catégorie d'importance II, il est donc obligatoire d'effectuer un dimensionnement parasismique considérant une accélération horizontale de calcul $a_g = 1,1 m/s^2$.

2.6.2 Régularité et comportement du bâtiment

La méthode d'analyse sismique du présent guide est applicable aux bâtiments respectant les critères de régularité ci-dessous.



Ces critères assurent non seulement que le bâtiment soit régulier en plan et en élévation mais ils permettent également des simplifications importantes. Ils sont de fait plus restrictifs que ceux donnés dans la NF EN 1998-1 et le Guide de conception parasismique des bâtiments industriels à ossature métallique.

2.6.2.1 Régularité en plan

NF EN 1998-1 –
Paragraphe 4.2.3.2

Les méthodes données dans le présent guide sont applicables aux bâtiments rectangulaires à simple étage, sans poutre au vent longitudinale (sans ponts roulants ni mezzanine), si ceux-ci respectent les critères donnés ci-dessous :

- les masses sont doublement symétriques à la fois en valeurs et en position ;
- les rigidités des plans de stabilité verticale sont également doublement symétriques en valeurs comme en position ;

Les méthodes sont également applicables aux bâtiments rectangulaires multi-étages, ou comportant des poutres au vent dans les deux directions, lorsqu'ils respectent les critères précédents (à chaque étage, le cas échéant) et les critères supplémentaires ci-dessous :

- le rapport des dimensions en plan du bâtiment (a et b) respecte le critère suivant :

$$0,25 \leq \frac{a}{b} \leq 4$$

– il existe au moins un plan de stabilité au droit de chaque façade du bâtiment (à chaque étage, le cas échéant), et ils respectent le critère suivant :

$$\min\{r_a ; r_b\} \geq \sqrt{\frac{(a+b)^2}{12}}$$

avec r_a et r_b définis comme suit :

$$r_a = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{k_b}{k_a} a^2 + b^2} \quad \text{et} \quad r_b = \frac{1}{2} \sqrt{a^2 + \frac{k_a}{k_b} b^2}$$

k_a (respectivement k_b) représente la rigidité du contreventement le long de la façade de longueur a (respectivement b , voir Figure 26).

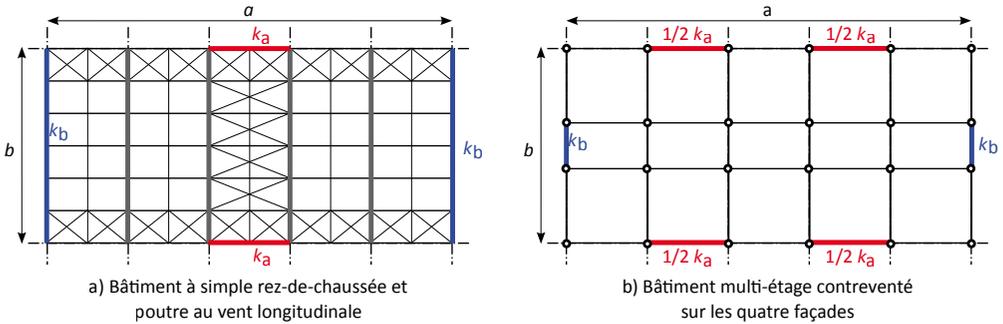


Figure 26 : Rigidité des stabilités verticales et régularité en plan

Le bâtiment est à simple rez-de-chaussée et ne comporte pas de poutre au vent longitudinale, il respecte les deux critères de double symétrie (masses et rigidités des plans de stabilité verticales).

2.6.2.2 Régularité en élévation

NF EN 1998-1 –
Paragraphe 4.2.3.3

Un bâtiment est régulier en élévation quand la répartition des masses et des rigidités sur la hauteur du bâtiment varie peu, ce qui permet d'éliminer les risques d'apparition de comportements dynamiques différents entre deux parties d'un bâtiment.

Un bâtiment est régulier en élévation si les critères suivants sont respectés :

- Le bâtiment comporte dans chaque direction un contreventement continu sur toute sa hauteur ;
- dans chaque direction, la rigidité transversale K_i à chaque étage respecte la condition suivante vis-à-vis de la rigidité K_{i-1} de l'étage inférieur :

$$0,67 \leq \frac{K_i}{K_{i-1}} \leq 1,33$$

– la masse m_i de chaque étage (au sens du [paragraphe 2.6.3.1](#)) respecte les conditions suivantes vis-à-vis de la masse m_{i-1} de l'étage inférieur et de la masse moyenne des étages m_{moy} :

$$0,85 \leq \frac{m_i}{m_{i-1}} \leq 1,10$$

$$0,80 \leq \frac{m_i}{m_{moy}} \leq 1,20$$

– les limites données dans la NF EN 1998-1, Clause 4.2.3.3(5) sont respectées si le bâtiment comporte des retraits en élévation.

Il est admis qu'un bâtiment multi-étagé soit considéré comme régulier en élévation si les critères ci-dessus sont respectés pour tous les étages sauf le dernier, à condition que ce dernier niveau présente une masse plus faible que tous les autres.



Un bâtiment à simple étage sans pont roulant ni mezzanine (c'est-à-dire avec un seul niveau de masse) est toujours régulier en élévation.

Le bâtiment comporte un seul niveau de masse (la toiture) et peut donc être considéré comme régulier en élévation.

2.6.2.3 Comportement du bâtiment

NF EN 1998-1 –
Paragraphe 6.2.1

Dans le cadre du présent guide, le bâtiment est conçu pour présenter un comportement faiblement dissipatif, ce qui se traduit dans la NF EN 1998-1 par le choix d'une classe de ductilité DCL. Dans cette optique faiblement dissipative, on se réfère aux *Recommandations pour le dimensionnement parasismique des structures acier ou mixtes non ou faiblement dissipatives, CNC2M, 2013*, dont les exigences sont synthétisées en [Figure 27](#).



Les bâtiments de catégorie d'importance IV sont soumis à une exigence complémentaire de continuité de fonctionnement qui conduit généralement à considérer un coefficient de comportement $q = 1,0$.

	Classe de ductilité DCL		
Coefficient de comportement	$q = 1$	$q = 1,5$	$q = 2$
Spectre de dimensionnement	Spectre élastique EN 1998-1 3.2.2.2	Spectre de calcul EN 1998-1 3.2.2.5	
Vérification de la résistance	Selon les critères de l'EN 1993-1-1 (Eurocode 3)		
Exigences particulières	Aucune	En zones de sismicité 3, 4 et 5, classe 4 exclue de la structure primaire	<ul style="list-style-type: none"> • $\gamma_1 a_{gr} S \leq 0,25 \text{ g}$ • classe 4 exclue de la structure primaire • contreventements en K ou excentrés ou en N exclus • boulons précontraints • sollicitations des assemblages majorées par 4/3

Figure 27 : Synthèses des exigences de la classe de ductilité DCL

La structure primaire correspond aux éléments destinés à résister à l'action sismique. Il s'agit notamment des barres de portique (poteaux et traverses) et des contreventements (montants, membrures et diagonales). La classification des sections est expliquée au [paragraphe 6.1.2.1](#).

Pour les bâtiments situés en zones 3, 4 ou 5 et comportant des éléments de classe 4 dans la structure primaire, il convient donc d'effectuer une analyse sismique en DCL avec $q = 1,0$. On utilise alors le spectre élastique noté $S_e(T)$.

On choisit un coefficient de comportement $q = 1,5$. On note pour seule exigence l'interdiction d'utiliser des éléments de classe 4 dans la structure primaire, puisque le bâtiment est implanté en zone de sismicité 3.

2.6.3 Effort tranchant à la base du bâtiment

2.6.3.1 Masses à considérer

NF EN 1998-1 –
Paragraphe 4.2.4

L'analyse sismique est menée en considérant les masses permanentes, en totalité, et les masses correspondantes à une fraction des charges d'exploitation. L'usage

est de concentrer les masses des éléments verticaux (murs, poteaux, bardage,...) au niveau des étages en retenant une demi-hauteur au-dessus et au-dessous de l'étage considéré.



La demi-hauteur d'éléments verticaux juste au dessus des fondations n'a que peu d'influence sur le comportement sismique et peut donc être négligée.

La fraction de charge d'exploitation à prendre en compte est définie par le coefficient $\psi_E = \varphi \psi_2$ en fonction de l'usage des locaux. Le **Tableau 20** en donne des valeurs sécuritaires.

Usages	ψ_E ⁽¹⁾
Catégorie A : Habitation	0,24 (0,30)
Catégorie B : Bureaux	0,24 (0,30)
Catégorie C : Lieux de réunion	0,48 (0,60)
Catégorie D : Commerces	0,60 (0,60)
Catégorie E1 : Stockage	0,80
Catégorie E2 : Installations industrielles	1,00
Catégorie H : Toiture inaccessible	0,00

(1) Les valeurs entre parenthèses correspondent aux valeurs à considérer pour les toitures accessibles des catégories concernées.

Tableau 20 : Coefficient Ψ_E

Pour les bâtiments situés au delà de 1 000 m d'altitude, on considère 20 % de la masse de neige sur la toiture. Dans les autres cas, la neige est négligée dans l'analyse sismique.



L'attention du concepteur est attirée sur le fait que l'analyse sismique habituelle considère le « contenu » du bâtiment uniquement comme une masse. Cela suppose que ce contenu n'a pas d'autre influence sur le comportement du bâtiment (notamment, pas de rigidité). Ce contenu peut être lui-même soumis à une vérification spécifique au séisme, comme pour les racks de stockage (Voir la NF EN 15512).

Masses réparties

Les charges permanentes d'enveloppe sont précisées en **paragraphe 2.1**. On considère que la masse de l'ossature principale correspond à une masse répartie de 8 kg/m² appliquée sur toute la surface d'enveloppe. La charge sous toiture de catégorie E2 est prise en compte à 100 % ($\psi_E = 1,0$). Toutes les autres charges variables (neige,...) sont nulles pour cette analyse.

$$\text{Toiture : } 25 + 8 + 8 + 100\% \times 25 = 66 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Façades : } 15 + 8 + 8 = 31 \text{ kg/m}^2$$

Bilan des masses

Portique : $(66 \times 32,8 + 2 \times 31 \times 8/2) \times 6 = 14477 \text{ kg/portique}$

Pan de fer :

$66 \times 32,8 \times 3 + (2 \times 31 \times 3 + 31 \times 32,8) \times 8/2 = 11306 \text{ kg/PdF}$

Soit environ 124 000 kg au total.

2.6.3.2 Spectres de calcul et de réponse élastique

Arrêté modifié du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal ».

Le **Tableau 21** donne le paramètre de sol (S) et les périodes délimitant le spectre (T_B , T_C et T_D).

Classe de sol	Zones de sismicité 1 à 4				Zones de sismicité 5			
	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,00	0,03	0,20	2,50	1,00	0,15	0,40	2,00
B	1,35	0,05	0,25	2,50	1,20	0,15	0,50	2,00
C	1,50	0,06	0,40	2,00	1,15	0,20	0,60	2,00
D	1,60	0,10	0,60	1,50	1,35	0,20	0,80	2,00
E	1,80	0,08	0,45	1,25	1,40	0,15	0,50	2,00

Tableau 21 : Paramètres de sol S et périodes délimitant le spectre T_B , T_C et T_D

NF EN 1998-1 – Paragraphes 3.2.2.2 et 3.2.2.5

Les spectres de calcul $S_d(T)$ et $S_e(T)$ sont définis dans le **Tableau 22**.

	Spectre de calcul $q \geq 1,5$	Spectre de réponse élastique $q = 1,0$
$0 < T \leq T_B$:	$S_d(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$	$S_e(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (2,5 \eta - 1) \right]$
$T_B < T \leq T_C$:	$S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q}$	$S_e(T) = 2,5 \eta a_g S$
$T_C < T \leq T_D$:	$S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq 0,2 a_g$	$S_e(T) = 2,5 \eta a_g S \left[\frac{T_C}{T} \right]$
$T_D < T$:	$S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \geq 0,2 a_g$	$S_e(T) = 2,5 \eta a_g S \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$

Tableau 22 : Spectres de calcul et de réponse élastique

Pour l'application du spectre de réponse élastique, le coefficient de correction d'amortissement visqueux est défini comme suit :

- ossatures en acier à assemblages soudés : $\eta = 1,195$
- ossatures en acier boulonnées : $\eta = 1,054$

La **Figure 28** donne le rapport de l'accélération spectrale $S_d(T)$ par l'accélération horizontale de calcul a_g pour un bâtiment conçu avec $q = 1,5$ en France métropolitaine (zone de sismicité 1 à 4).

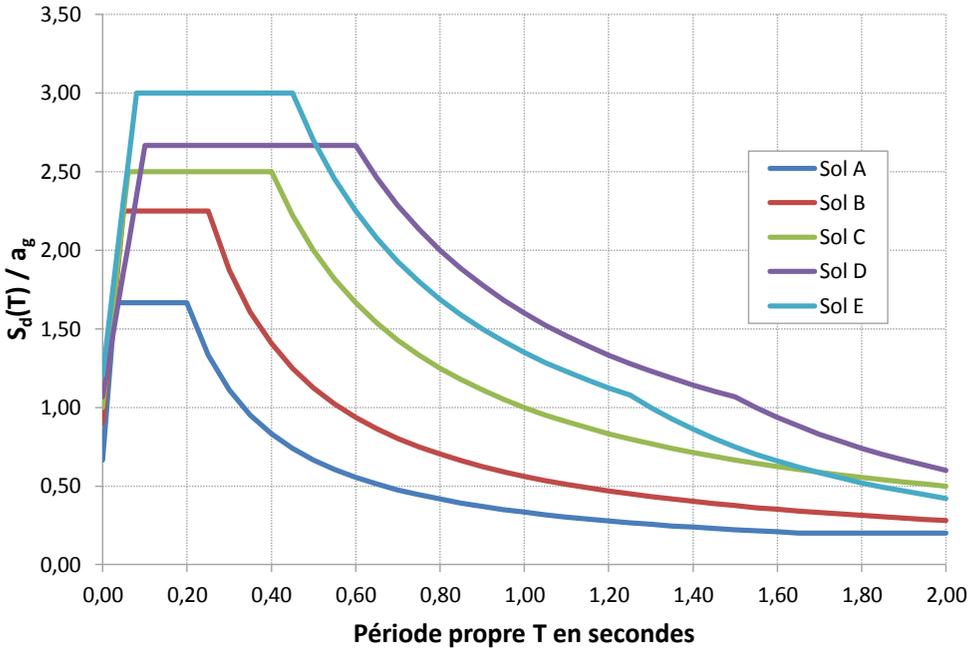


Figure 28 : Rapport $S_d(T)/a_g$ pour la France métropolitaine et $q = 1,5$

Le bâtiment est fondé sur un sol de classe C en zone de sismicité 3, donc les paramètres du sol et les périodes délimitant le spectre sont :

$$\begin{aligned}
 S &= 1,5 \\
 T_B &= 0,06 \text{ s} \\
 T_C &= 0,4 \text{ s} \\
 T_D &= 2 \text{ s}
 \end{aligned}$$

2.6.3.3 Période propre fondamentale du bâtiment

NF EN 1998-1 – Paragraphes 4.3.3.2.1 et 4.3.3.2.2

La prise en compte des effets du séisme est réalisée par la méthode des forces latérales. Cette méthodologie est applicable aux bâtiments conformes au domaine d'application

défini au [paragraphe 1.1](#) et pour lesquels les modes de rangs supérieurs à 1 n'ont pas d'influence significative.

Cette dernière exigence est vérifiée pour :

- les bâtiments à un seul niveau de masse (simple de rez-de-chaussée, sans mezzanine ni pont roulant) ;
- les bâtiments à plusieurs niveaux de masses, présentant dans les deux directions des périodes propres respectant :

$$T_1 \leq \min\{4 T_C ; 2,0 \text{ s}\}$$



Si $4T_c \leq T_1 \leq 2,0 \text{ s}$, il est admis de conduire l'analyse décrite dans le présent guide en supposant que $T_1 = 4T_c (\leq 2,0 \text{ s})$.

La période propre du bâtiment doit être évaluée pour les deux directions principales, en considérant les masses décrites au [paragraphe 2.6.3.1](#). La période propre peut être obtenue par analyse modale, à l'aide d'un logiciel le permettant, ou par la méthode de Rayleigh (les formules données ci-après en sont issues)

Pour les bâtiments présentant un seul niveau de masse m , la période propre peut simplement être déduite de la rigidité K dans la direction considérée :

$$T_1 = 2 \pi \sqrt{\frac{m}{K}}$$

Le calcul de cette rigidité peut être réalisé par analyse linéaire (en utilisant un cas unitaire, par exemple), ou par application de formules de la littérature.

Pour les bâtiments à plusieurs niveaux de masse, il est possible d'utiliser la formule ci-dessous :

$$T_1 = 2 \pi \sqrt{\frac{1}{g} \cdot \frac{\sum m_i u_i^2}{\sum m_i u_i}} \approx 2 \sqrt{u_n}$$

Le déplacement u_i à chaque étage (u_n étant le déplacement du dernier étage) est obtenu en effectuant une analyse statique du bâtiment sous un chargement fictif équivalent aux masses m_i mais appliquées horizontalement (pour l'accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$).



La *Revue construction métallique* propose plusieurs articles sur le calcul des modes propres des structures ou parties de structures métalliques, notamment dans les numéros 3/2011, 1/2012, 2/2012 et 1/2013.



En alternative aux méthodes décrites ci avant, la NF EN 1998-1 permet d'utiliser les formules simplifiées ci-après, dépendant de la hauteur H du bâtiment :

$$\text{Ossature en portique : } T_1 = 0,085 H^{3/4}$$

$$\text{Ossature contreventée : } T_1 = 0,050 H^{3/4}$$

Ces formules forfaitaires s'avèrent généralement très défavorables pour la construction métallique, particulièrement pour les bâtiments à un seul niveau de masse, et ne sont donc pas recommandées.

Dans la direction longitudinale, la liaison par la poutre au vent des trois palées implique de considérer le bloc de stabilité longitudinale (ensemble de la poutre au vent, des palées et les portiques associés) comme un ensemble pour le fonctionnement vis-à-vis du séisme.

A contrario, dans la direction transversale, les pans de fer et les portiques sont considérés totalement déconnectés. L'analyse sismique des pans de fer sera réalisée dans le [chapitre 10](#) suivant les principes détaillés ici.

Portiques

La rigidité du portique est obtenue au [paragraphe 4.1.3](#) à l'aide d'un cas unitaire et vaut :

$$K_{port} = 370 \text{ kN/m}$$

Donc la période propre transversale est déterminée :

$$T_{1,trans} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{port}}} = 2\pi \sqrt{\frac{14477}{370000}} = 1,24 \text{ s}$$

Palées

La rigidité des palées est obtenue au [paragraphe 4.3.3](#) à l'aide d'un cas unitaire et vaut :

$$K_{longi} = 2 \times 9900 + 16400 = 36200 \text{ kN/m}$$

Donc la période propre longitudinale est déterminée :

$$T_{1,longi} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{longi}}} = 2\pi \sqrt{\frac{124000}{36200 \cdot 10^3}} = 0,37 \text{ s}$$

2.6.3.4 Effort tranchant à la base de la structure

NF EN 1998-1 –
Paragraphe 4.3.3.2.2

L'effort tranchant sismique à la base de la structure vaut ensuite :

$$F_b = S_d(T_1) m \lambda$$

Où m représente la masse du bâtiment au dessus des fondations et λ un coefficient de correction valant 0,85 pour les bâtiments de trois étages ou plus et dont la période propre $T_1 \leq 2 T_C$, et 1,0 dans tous les autres cas.

Il est possible de se passer de vérifications particulières vis-à-vis du séisme lorsque les conditions suivantes sont réunies :

- le bâtiment respecte les hypothèses prises dans le cadre de ce guide (cf. [paragraphe 1.1](#));
- le bâtiment n'est pas de catégorie d'importance IV ;
- dans les deux directions, l'effort tranchant sismique à la base F_b est inférieur à celui d'une autre combinaison utilisée dans le calcul (il s'agit généralement de l'effet du vent pondéré à l'ELU).

Si la dernière condition n'est respectée que dans une seule direction, les éléments primaires associés aux deux directions du séisme doivent être vérifiés suivant le [paragraphe 2.6.6](#) (ce cas correspond généralement aux barres des portiques qui servent de membrures aux contreventements). L'effet du séisme peut être négligé pour les éléments primaires associés uniquement à la direction pour laquelle la dernière condition ci-dessus est respectée.

Portiques

L'accélération spectrale vaut :

$$S_d(T_{1,trans}) = a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_c}{T_{1,trans}} \right] = 1,1 \times 1,5 \times \frac{2,5}{1,5} \times \left[\frac{0,4}{1,24} \right] = 0,89 \text{ m/s}^2 (\geq 0,2 a_g)$$

Ce qui permet de définir l'effort tranchant à la base d'un portique :

$$F_{b,trans} = S_d(T_{1,trans}) m \lambda = 0,89 \times 14477 \times 1,0 \cdot 10^{-3} = 12,9 \text{ kN}$$

L'effort tranchant à la base d'un portique généré par l'effort de vent (pondéré à l'ELU) vaut :

$$F_w = \gamma_Q c_s c_d k_{dc} (c_{pe,D} - c_{pe,E}) q_p(z) b h$$

$$= 1,50 \times 0,85 \times 0,85 \times (0,7 - (-0,3)) \times 0,477 \times 6 \times 8 = 24,8 \text{ kN}$$

L'effet du séisme est donc plus faible sur les portiques que le vent pondéré à l'ELU.



Pour comparaison, les résultats ci-dessus sont recalculés en utilisant les formules simplifiées pour la période propre ($T_{1,trans} = 0,085 \times 7^{3/4} = 0,37 \text{ s}$).

L'accélération spectrale vaut alors $S_d(T_1) = 2,75 \text{ m/s}^2$ et l'effort tranchant à la base du bâtiment vaut donc $F_b = 2,75 \times 16445 \times 1,0 \cdot 10^{-3} = 45,2 \text{ kN}$, soit plus du triple de la valeur obtenue préalablement. De plus, la comparaison avec le vent n'est plus favorable au séisme.

Palées

L'accélération spectrale vaut :

$$S_d(T_{1,longi}) = a_g S \frac{2,5}{q} = 1,1 \times 1,5 \times \frac{2,5}{1,5} = 2,75 \text{ m/s}^2$$

Ce qui permet de définir l'effort tranchant à la base :

$$F_{b,longi} = S_d(T_{1,longi}) m \lambda = 2,75 \times 124000 \times 1,0 \cdot 10^{-3} = 341 \text{ kN}$$

L'effort tranchant à la base du bâtiment complet par l'effort de vent (pondéré à l'ELU) vaut :

$$F_w = \gamma_Q [c_s c_d k_{dc} (c_{pe,D} - c_{pe,E}) q_p(z) b h + F_{fr}]$$

$$= 1,50 \times [0,85 \times 0,85 \times (0,7 - (-0,3)) \times 0,477 \times 32,8 \times 8 + 15,5] = 159 \text{ kN}$$

Dans cette direction, l'effet du séisme est prépondérant par rapport au vent. L'effet du séisme sera donc pris en compte pour la poutre au vent et la palée. Pour les portiques intégrés à ces contreventements, l'effet du séisme suivant les deux directions sera combiné (voir [paragraphe 2.6.6](#)).

2.6.4 Forces latérales équivalentes

2.6.4.1 Répartition des efforts entre les niveaux

NF EN 1998-1 –
Paragraphe 4.3.3.2.3

Les forces latérales équivalentes à l'effet du séisme peuvent être réparties à chaque étage suivant la règle suivante :

$$F_i = F_b \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j}$$

où z_i et z_j représentent la hauteur au dessus des fondations des étages de masses respectives m_i et m_j .

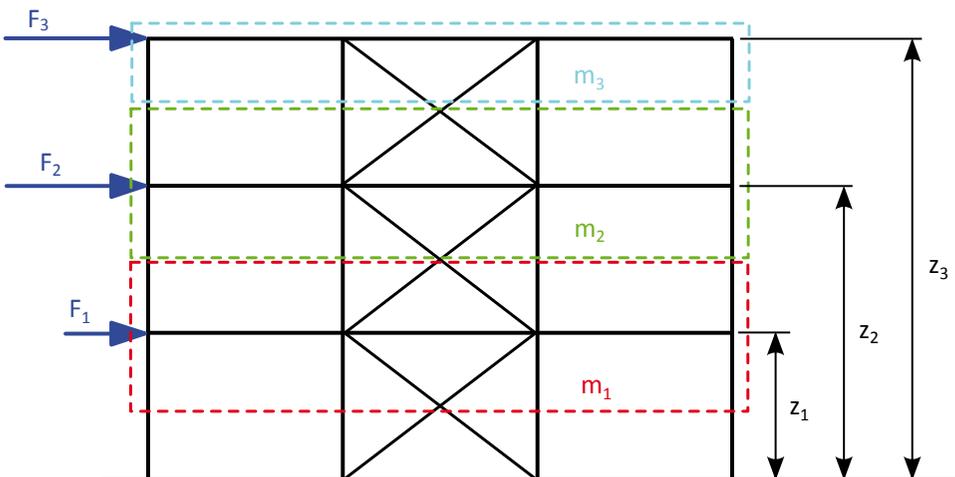


Figure 29 : Répartition des forces latérales équivalentes pour un bâtiment R+2

Pour les bâtiments à un seul niveau de masse, l'effort latéral équivalent devient simplement :

$$F = F_b$$

Le bâtiment est à simple rez-de-chaussée (un seul niveau de masse), on applique donc :

Portiques

$$F_{port} = F_b = 12,9 \text{ kN}$$

On appliquera 12,9 kN sur les portiques inclus dans la stabilité longitudinale pour la combinaison des directions (voir 2.6.6).

Palées

$$F_{palées} = F_b = 341 \text{ kN}$$

On appliquera donc 341 kN sur l'ensemble des palées (répartition suivant les réactions d'appuis des poutres au vent).

2.6.4.2 Effet de l'excentricité accidentelle

NF EN 1998-1 –
Paragraphe 4.3.2

Lorsque les plans de stabilité verticaux sont liés horizontalement, par un plancher ou une poutre au vent, il convient de prendre en compte l'effet de l'excentricité accidentelle.



L'excentricité accidentelle tient compte de l'incertitude sur la position du centre des masses et du centre de torsion de chaque étage.

Il est possible de prendre en compte cet effet en considérant que la charge à chaque étage F_i s'applique comme montré sur la [Figure 30](#). La signe de l'excentricité accidentelle, et donc le côté du bâtiment où la charge équivalente est maximale, n'est pas connue a priori. Il convient de considérer les deux possibilités.



Les conditions de régularité en plan (voir [paragraphe 2.6.2.1](#)) doivent être vérifiées pour pouvoir utiliser cette méthode.

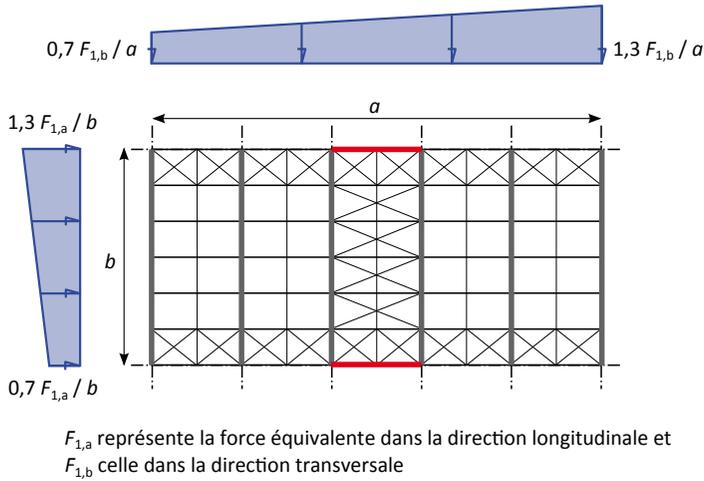


Figure 30 : Charge trapézoïdale pour prise en compte de l'excentricité accidentelle

Pour les bâtiments à simple étage sans poutre au vent longitudinale, il n'est pas nécessaire d'appliquer cette méthode pour l'action sismique dans la direction des portiques.

La charge équivalente à l'effet du séisme dans la direction des palées sera appliquée comme montré sur la **Figure 30** :

$$1,3 \times \frac{341}{32} = 13,9 \text{ kN/m} \quad \text{et} \quad 0,7 \times \frac{341}{32} = 7,5 \text{ kN/m}$$

Dans la direction des portiques, cet effet n'a pas à être pris en compte, du fait de l'absence de poutre au vent longitudinale.

2.6.4.3 Effet du second ordre

NF EN 1998-1 –
Paragraphe 4.4.2.2

À chaque étage, le coefficient θ caractérisant la sensibilité aux effets du second ordre doit être déterminé :

$$\theta_i = \frac{P_{i,tot} d_{i,r}}{V_{i,tot} h_i}$$

$P_{i,tot}$ effort vertical total transféré par l'étage i à l'étage inférieur, en situation sismique (voir **paragraphe 2.6.3.1**)

$V_{i,tot}$ effort horizontal sismique transféré par l'étage i à l'étage inférieur

$d_{i,r}$ déplacement différentiel entre l'étage i et l'étage inférieur (voir **paragraphe 2.6.5**)

h_i hauteur de l'étage i

Le rapport $d_{i,r}/V_{i,tot}$ correspond simplement à l'inverse de la rigidité de l'étage K_i , multiplié par le coefficient de comportement q :

$$\theta_i = \frac{q}{K_i h_i} P_{i,tot}$$



Le coefficient θ est l'équivalent, en situation sismique, du facteur α_r décrit au [paragraphe 5.3](#) du présent document. Il ne faut donc pas utiliser les méthodes d'analyse globale décrites aux [paragraphes 5.4](#) ou [5.5](#) pour les combinaisons sismiques.

Les effets du second ordre peuvent être négligés si, à chaque étage, $\theta_i \leq 0,1$. Il est permis d'appliquer la méthode du présent guide pour $0,1 < \theta_{max} \leq 0,2$ en majorant les sollicitations dans l'ossature primaire issues de l'analyse sismique par le coefficient suivant :

$$k_{so} = \frac{1}{1 - \theta_{max}}$$



En alternative, k_{so} peut être appliqué aux forces latérales équivalentes F_i (voir [paragraphe 2.6.4.1](#)).

La méthode d'analyse sismique du présent guide n'est pas applicable si $\theta_{max} > 0,2$.

Portiques

$$\theta = \frac{q}{K h} P_{tot} = \frac{1,5}{370000 \times 7,5} \times 164450 = 0,09 (\leq 0,1)$$

Palées

$$\theta = \frac{q}{K h} P_{tot} = \frac{1,5}{36200 \cdot 10^3 \times 7,5} \times 1400000 = 0,01 (\leq 0,1)$$

L'effet du second ordre est négligeable dans tous les cas.

2.6.5 Déformations sous séisme et limitations des dommages

NF EN 1998-1 –
Paragraphes 4.3.4 et 4.4.3

Les déplacements de l'étage i (de hauteur h_i) déterminés par une analyse élastique tenant compte des charges équivalentes déterminées au [paragraphe 2.6.4](#) sont notés $d_{i,el}$ (« élastiques »). Ces déplacements permettent d'obtenir les déplacements réels (« inélastiques ») :

$$d_{i,nl} = q d_{i,el}$$

Le déplacement relatif entre chaque étage $d_{i,r} = d_{i,nl} - d_{(i-1),nl}$ doit respecter le critère de limitation des dommages :

- pour des bâtiments dont les éléments non structuraux fixés à la structure sont composés de matériaux fragiles (p.ex. : produits verrier) :

$$d_{i,r} \leq \frac{h_i}{80}$$

- pour des bâtiments dont les éléments non structuraux fixés à la structure sont composés de matériaux ductiles (p.ex. : bardage métallique courant) :

$$d_{i,r} \leq \frac{h_i}{53}$$

– pour des bâtiments dont les éléments non structuraux n’interfèrent pas avec la structure (dispositif de fixation particulier, ou absence d’éléments non structuraux) :

$$d_{i,r} \leq \frac{h_i}{40}$$



La nature des éléments non structuraux est fixée par les DPM.



Certains éléments non structuraux, comme ici l’enveloppe du bâtiment, sont également soumis aux exigences parasismiques, voir pour cela le document : *Dimensionnement parasismique des éléments non structuraux du cadre bâti – Exigences réglementaires pour le bâtiment « à risque normal », DGALN/DHUP/ QC, juillet 2013.*

Pour les bâtiments à simple étage sans poutre au vent longitudinale, il est recommandé de limiter le déplacement différentiel entre les portiques (en particulier, entre un pan de fer et le premier portique courant). En l’absence de prescriptions particulières, une vérification similaire à celle du déplacement d’étage (en remplaçant h_i par l’espacement des portiques) peut être retenue.

La vérification du critère de limitation des dommages n’est pas utile pour les portiques (car l’effet du séisme peut être négligé dans cette direction – voir [paragraphe 2.6.3.4](#)). Le critère de limitation des dommages est vérifié au [paragraphe 9.1.1.3](#) pour la direction des palées.

2.6.6 Combinaisons des composantes du séisme

NF EN 1998-1 –
Paragraphe 4.3.3.5.1

Lorsque les éléments primaires sont associés aux plans des stabilités dans deux directions, il convient de combiner les effets induits dans les deux directions par la règle suivante :

$$E_{Ed} = \max \begin{cases} E_{Ed,x} \pm 0,3 E_{Ed,y} \\ 0,3 E_{Ed,x} \pm E_{Ed,y} \end{cases}$$

Cette combinaison est généralement à effectuer dans le cas d’un bâtiment stabilisé par effet portique dans une direction et par contreventement dans l’autre (pour les portiques intégrés à ces contreventements).

Pour les éléments primaires associés à une seule direction (diagonales de contreventement par exemple), aucune combinaison n’est à effectuer.

Pour les portiques inclus dans le contreventement, la combinaison des composantes du séisme sera prise en compte :

$$E_{Ed} = E_{Ed,palées} + 0,3 E_{Ed,portique}$$

La combinaison avec l'effet sur les portiques dominant est négligée (voir [paragraphe 2.6.3.4](#)).

2.6.7 Déplacements différentiels des appuis

NF EN 1998-1/NA –
Clause 3.2.2.1 (8)

Le séisme engendre des déplacements différentiels du sol qu'il convient de prendre en compte si les différents massifs de fondation d'un bâtiment ne sont pas liaisonnés (radier, longrine,...).

Cet effet peut être négligé si le bâtiment est fondé sur un sol de classe A (quelle que soit la zone de sismicité), ou sur un sol de classe B en zone de sismicité 2. Pour toutes les classes de sol en zone de sismicité jusqu'à 4, cet effet peut également être négligé si les conditions suivantes sont satisfaites :

- le bâtiment respecte les critères donnés au [paragraphe 2.5](#) et qui permettent de négliger l'effet des variations de température ;
- si des joints de dilatation sont mis en place pour respecter les critères du [paragraphe 2.5](#), ces joints doivent également dissocier les massifs de fondation des doubles portiques ;
- le critère suivant est vérifié pour la (ou les) direction(s) horizontale(s) stabilisée(s) par effet portique (un seul niveau) :

$$\frac{M_{c,Rd} h_c}{10 E I_{y,b}} \geq 0,4 \text{ mm/m}$$

$M_{c,Rd}$ moment résistant de la section du poteau (voir [paragraphe 6.2.2.4](#))

h_c hauteur du poteau

$I_{y,b}$ inertie de flexion de la traverse suivant son axe fort.



Dans le cas où les critères ci-dessus ne seraient pas vérifiés, il est possible de se référer à l'article [Déplacement relatifs des appuis d'un bâtiment courant sous séisme](#), A. Rodier et P.-O. Martin, *Revue construction métallique* n° 3/2014.

Le bâtiment respecte bien les conditions données au [paragraphe 2.5](#). Le second critère est vérifié :

$$\frac{253 \cdot 10^6 \times 7500}{10 \times 210000 \times 11770 \cdot 10^4} = 0,0077 = 7,7 \text{ mm/m} > 0,4 \text{ mm/m}$$

Il est possible de négliger l'effet des déplacements différentiels du sol sous séisme.

2.7 Incendie

Dans le cadre du présent guide, seule la vérification de la stabilité au feu pendant 15 minutes (notée R15) est abordée. Il s'agit d'une exigence minimale courante pour les bâtiments à vocation d'entrepôt.



L'exigence de stabilité au feu est notamment dépendante de la nature des matériaux stockés (ainsi que de la quantité). Il convient de se reporter à la réglementation concernée pour les exigences applicables aux autres bâtiments.

Cette exigence de stabilité est relative à une définition conventionnelle et normalisée de l'incendie, définie par la courbe Feu ISO 834 (voir [Figure 31](#)). Cette courbe définit l'élévation de température dans le local au cours du temps comme suit :

$$T[^\circ\text{C}] = 20 + 345 \log_{10}(8 t[\text{min}] + 1)$$

La température du local avant le départ de feu est supposée être de 20 °C.

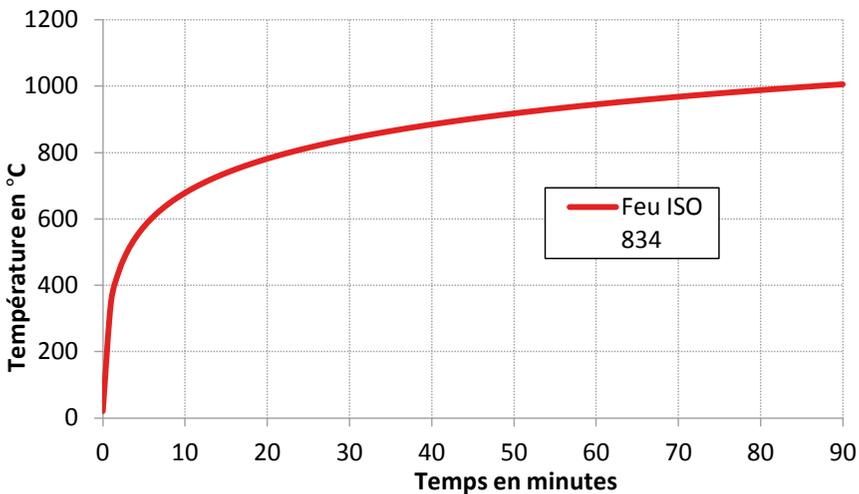


Figure 31 : Feu ISO834 – Évolution de la température T en fonction du temps t

Après 15 minutes, la température du local suivant la courbe Feu ISO 834 est de 739 °C. La température des profilés métalliques composant l'ossature de ce local peut être assez proche de cette valeur pour des sections peu massives et non protégés (de l'ordre de 700 °C pour les petits IPE par exemple).

Le [chapitre 12](#) du présent document donne des règles simplifiées permettant de justifier la stabilité au feu des principaux éléments d'ossature pendant 15 minutes. Pour une exigence autre que R15, il convient d'utiliser d'autres méthodes.



À toutes fins utiles, on pourra également se reporter au guide *Sécurité Incendie et résistance au feu des structures métalliques*, C. Renaud, CTICM, 2014.

3 Combinaisons des charges

Par la suite, les différents cas de charges sont notés comme indiqué ci-dessous.

Les charges permanentes

G charges permanentes

Les charges variables en situation durables/transitoire

Q charges d'exploitation

S2 neige suivant répartition s_k (ii)

S4 neige suivant répartition s_k (iv)

W1 vent sur pignon avec dépression interne

W2 vent sur pignon avec surpression interne

W3 vent sur long pan avec dépression interne

W4 vent sur long pan avec surpression interne

Les charges variables en situation accidentelle (et assimilée)

SAd neige accidentelle

WA1 vent accidentel sur pignon avec dépression interne

WA2 vent accidentel sur pignon avec surpression interne

WA3 vent accidentel sur long pan avec dépression interne

WA4 vent accidentel sur long pan avec surpression interne

E Séisme ($E_{\text{palées}} + 0,3 E_{\text{portique}}$)



Pour mémoire, la combinaison sismique dans l'autre direction ($E_{\text{portique}} + 0,3 E_{\text{palées}}$ - voir [paragraphe 2.6.6](#)) peut être négligée ici (voir [paragraphe 2.6.3.4](#)).

3.1 Coefficients d'accompagnement

NF EN 1990 et NF EN 1990/
NA - Annexe A.1.2.2

Les coefficients d'accompagnement enveloppes du [Tableau 23](#) peuvent être utilisés dans les combinaisons.

Action	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Charges d'exploitation des bâtiments :			
Catégorie A : habitation, zones résidentielles	0,7	0,5	0,3
Catégorie B : bureaux	0,7	0,5	0,3
Catégorie C : lieux de réunion	0,7	0,7	0,6
Catégorie D : commerces	0,7	0,7	0,6
Catégorie E1 : stockage	1,0	0,9	0,8
Catégorie E2 : équipement industriel (valeurs enveloppes)	1,0	1,0	1,0
Catégorie H : toitures inaccessibles	0	0	0
Charges dues à la neige sur les bâtiments en France :			
à une altitude $H > 1\,000$ m et Saint-Pierre et Miquelon	0,7	0,5	0,2
à une altitude $H \leq 1\,000$ m	0,5	0,2	0
Charges dues au vent sur les bâtiments :			
Température (hors incendie) dans les bâtiments :	0,6	0,5	0

Tableau 23 : Coefficients d'accompagnement

Les coefficients d'accompagnement à considérer sont les suivants :

Q	charges d'exploitation	$\psi_{0,Q} = 1,00$	$\psi_{1,Q} = 1,00$	$\psi_{2,Q} = 1,00$
S2 et S4	neige	$\psi_{0,S} = 0,50$	$\psi_{1,S} = 0,20$	$\psi_{2,S} = 0,00$
W1 à W4	vent	$\psi_{0,W} = 0,60$	$\psi_{1,W} = 0,20$	$\psi_{2,W} = 0,00$

3.2 États limites ultimes

3.2.1 Combinaisons génériques

NF EN 1990 –
Paragraphe 6.4.3.2

Les états limites ultimes concernent la sécurité des personnes et/ou la sécurité de la structure, ils sont associés à un effondrement ou d'autres formes de défaillance structurale.

Les combinaisons comprenant une action variable sont de la forme :

$$\gamma_G G + \gamma_Q \{Q \text{ ou } S \text{ ou } W \text{ ou } T\}$$

Les combinaisons comprenant deux actions variables sont de la forme :

$$\gamma_G G + \gamma_Q (Q + \psi_0 \{S \text{ ou } W \text{ ou } T\})$$

$$\gamma_G G + \gamma_Q (S + \psi_0 \{Q \text{ ou } W \text{ ou } T\})$$

$$\gamma_G G + \gamma_Q (W + \psi_0 \{Q \text{ ou } S \text{ ou } T\})$$

$$\gamma_G G + \gamma_Q (T + \psi_0 \{Q \text{ ou } S \text{ ou } W\})$$

Les coefficients de pondérations valent respectivement 1,0 ou 1,35 pour γ_G et 0,0 ou 1,50 pour γ_Q , suivant que l'effet soit favorable ou défavorable.

Pour les bâtiments, il est admis par la NF EN 1990/NA de ne considérer que deux actions variables, une principale et une d'accompagnement. Cependant, des dispositions particulières peuvent amener à considérer plusieurs actions variables d'accompagnement.



Les DPM peuvent imposer de prendre en compte plus de deux actions variables simultanées. En considérant trois actions variables les combinaisons supplémentaires suivantes sont ajoutées :

$$\gamma_G G + \gamma_Q(Q + \psi_{0,S} S + \psi_{0,W} W)$$

$$\gamma_G G + \gamma_Q(S + \psi_{0,Q} Q + \psi_{0,W} W)$$

$$\gamma_G G + \gamma_Q(W + \psi_{0,Q} Q + \psi_{0,S} S)$$

On néglige ici l'influence de la température, généralement faible devant les autres actions.



Lorsqu'une charge d'exploitation comprenant une forte part « quasi-permanente » (p.ex. : stockage, équipements industriels) est présente sur une grande surface, il est recommandé de considérer trois actions variables.

Compte tenu de la nature de la charge d'exploitation (E2, composée principalement d'équipements démontables), trois actions variables seront considérées dans les combinaisons en accord avec les DPM.

3.2.2 Application aux bâtiments courants

Dans les cas courants, les hypothèses suivantes sont généralement vérifiées et les combinaisons du **Tableau 24** peuvent être considérées :

- la température peut être négligée dans l'analyse (dispositions constructives) ;
- les charges permanentes, d'exploitation et de neige provoquent toutes des sollicitations et des déformations de même signe (charges gravitaires) ;
- le bâtiment est à une altitude inférieure à 1 000 m ;
- les cas de vent peuvent être regroupés suivant leur effet sur la traverse globalement ascendant ou descendant :

W_{dsc} regroupe les cas de vent descendant ($c_{pe,l} = +0,2$ et $c_{pi} = -0,3$)

W_{asc} regroupe les cas de vent ascendant ($c_{pe,l} = -0,2$ et $c_{pi} = +0,2$)

La colonne « 1 action variable » doit être utilisée dans tous les cas.

1 action variable	2 actions variables, $\psi_{0,Q} = 0,7$	2 ou 3 actions variables, $\psi_{0,Q} = 1,0$
	$1,35 G + 1,50 (Q + 0,5 S)$	$1,35 G + 1,50 (S + Q)$
$1,35 G + 1,50 Q$	$1,35 G + 1,50 (Q + 0,6 W_{dsc})$	$1,35 G + 1,50 (W_{dsc} + Q)$
$1,35 G + 1,50 S$	$1,35 G + 1,50 (S + 0,7 Q)$	$1,35 G + 1,50 (W_{dsc} + 0,5 S)$
$1,35 G + 1,50 W_{dsc}$	$1,35 G + 1,50 (S + 0,6 W_{dsc})$	$1,35 G + 1,50 (S + 0,6 W_{dsc})$
$1,00 G + 1,50 W_{asc}$	$1,35 G + 1,50 (W_{dsc} + 0,7 Q)$	$1,35 G + 1,50 (S + Q + 0,6 W_{dsc})$
	$1,35 G + 1,50 (W_{dsc} + 0,5 S)$	$1,35 G + 1,50 (W_{dsc} + Q + 0,5 S)$

Tableau 24 : Combinaisons ELU pour les cas courants

Les combinaisons ELU utilisées sont listées ci-après :

ELU1	$1,35 G + 1,50 Q$
ELU2	$1,35 G + 1,50 S2$
ELU3	$1,35 G + 1,50 S4$
ELU4	$1,35 G + 1,50 W1$
ELU5	$1,00 G + 1,50 W2$
ELU6	$1,35 G + 1,50 W3$
ELU7	$1,00 G + 1,50 W4$
ELU8	$1,35 G + 1,50 S2 + 1,50 Q$
ELU9	$1,35 G + 1,50 S4 + 1,50 Q$
ELU10	$1,35 G + 1,50 W1 + 1,50 Q$
ELU11	$1,35 G + 1,50 W3 + 1,50 Q$
ELU12	$1,35 G + 1,50 W1 + 0,75 S2$
ELU13	$1,35 G + 1,50 W3 + 0,75 S2$
ELU14	$1,35 G + 1,50 W1 + 0,75 S4$
ELU15	$1,35 G + 1,50 W3 + 0,75 S4$
ELU16	$1,35 G + 1,50 S2 + 0,90 W1$
ELU17	$1,35 G + 1,50 S2 + 0,90 W3$
ELU18	$1,35 G + 1,50 S4 + 0,90 W1$
ELU19	$1,35 G + 1,50 S4 + 0,90 W3$
ELU20	$1,35 G + 1,50 S2 + 1,50 Q + 0,90 W1$
ELU21	$1,35 G + 1,50 S2 + 1,50 Q + 0,90 W3$
ELU22	$1,35 G + 1,50 S4 + 1,50 Q + 0,90 W1$
ELU23	$1,35 G + 1,50 S4 + 1,50 Q + 0,90 W3$
ELU24	$1,35 G + 1,50 W1 + 1,50 Q + 0,75 S2$
ELU25	$1,35 G + 1,50 W3 + 1,50 Q + 0,75 S2$
ELU26	$1,35 G + 1,50 W1 + 1,50 Q + 0,75 S4$
ELU27	$1,35 G + 1,50 W3 + 1,50 Q + 0,75 S4$

3.3 Situations accidentelles (et assimilées)

3.3.1 Combinaisons génériques

NF EN 1990 –
Paragraphe 6.4.3.3 et
6.4.3.4

Pour les bâtiments, il peut exister essentiellement quatre situations accidentelles à considérer :

- la situation incluant la neige accidentelle :

$$G + S_{Ad} + \psi_2 \{Q \text{ ou } W \text{ ou } T\}$$

- la situation incluant le vent sur le bâtiment ouvert :

$$G + W_{Ad} + \psi_2 \{Q \text{ ou } S \text{ ou } T\}$$



Les actions d'accompagnement de nature gravitaire (Q ou S) sont considérées nulles lorsque le vent possède un caractère ascendant (donc antigravitaire).

- la situation sismique :

$$G + E + \psi_2 \{Q \text{ ou } S \text{ ou } W \text{ ou } T\}$$

- la situation d'incendie :

$$G + F + \psi_1 Q + \psi_2 \{S \text{ ou } W\}$$

$$G + F + \psi_1 S + \psi_2 \{Q \text{ ou } W\}$$

$$G + F + \psi_1 W + \psi_2 \{Q \text{ ou } S\}$$



Pour les bâtiments courants, la dernière combinaison (avec le vent en tant que première action d'accompagnement) est généralement omise car non dimensionnante.

3.3.2 Application aux bâtiments courants

En respectant les conditions précisées au [paragraphe 3.2.2](#), les combinaisons du [Tableau 25](#) peuvent être utilisées. Les cas de vent accidentels sont regroupés comme suit :

$W_{Ad,dsc}$ regroupe les cas de vent descendant ($c_{pe,I} = +0,2$ et dépression interne)

$W_{Ad,asc}$ regroupe les cas de vent ascendant ($c_{pe,I} = -0,2$ et surpression interne)

Neige accidentelle	Vent accidentel	Séisme	Incendie
$G + S_{Ad} + \psi_{2,Q} Q$	$G + W_{Ad,asc}$ $G + W_{Ad,dsc} + \psi_{2,Q} Q$	$G + E + \psi_{2,Q} Q$	$G + F + \psi_{1,Q} Q$ $G + F + 0,2 S + \psi_{2,Q} Q$

Tableau 25 : Combinaisons ACC pour les cas courants

Les combinaisons ACC utilisées sont listées ci-après :

ACC1	1,00 G + 1,00 SAd + 1,0 Q
ACC2	1,00 G + 1,00 WA1 + 1,0 Q
ACC3	1,00 G + 1,00 WA2
ACC4	1,00 G + 1,00 WA3 + 1,0 Q
ACC5	1,00 G + 1,00 WA4

La combinaison sismique utilisée :

$$\text{SIS1} \quad 1,00 \text{ G} + 1,00 \text{ E} + 1,00 \text{ Q}$$

Pour l'application du séisme sur les portiques qui sont inclus dans la stabilité longitudinale (poutre au vent et palée), cette combinaison devient :

$$1,00 \text{ G} + 1,00 (E_{\text{longi}} + 0,30 E_{\text{trans}}) + 1,00 \text{ Q}$$

avec E_{longi} le séisme appliqué sur la stabilité longitudinale (poutre au vent et palée) et E_{trans} le séisme appliqué sur le portique.

Pour la situation d'incendie, les combinaisons utilisées sont décrites dans le [chapitre 12](#).

3.4 États limites de service

3.4.1 Combinaisons génériques

NF EN 1990 –
Paragraphe 6.5.3

Les états limites de service concernent le fonctionnement de la structure en utilisation normale, le confort des personnes, l'aspect de la construction. Ils correspondent à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service ne sont plus satisfaites.

Les combinaisons comprenant une action variable sont de la forme :

$$G + \{Q \text{ ou } S \text{ ou } W \text{ ou } T\}$$

Les combinaisons comprenant deux actions variables sont de la forme :

$$G + Q + \psi_0 \{S \text{ ou } W \text{ ou } T\}$$

$$G + S + \psi_0 \{Q \text{ ou } W \text{ ou } T\}$$

$$G + W + \psi_0 \{Q \text{ ou } S \text{ ou } T\}$$

$$G + T + \psi_0 \{Q \text{ ou } S \text{ ou } W\}$$

Lorsque trois actions doivent être considérées (voir [paragraphe 3.2](#)), les combinaisons suivantes sont ajoutées :

$$G + Q + \psi_{0,S} S + \psi_{0,W} W$$

$$G + S + \psi_{0,Q} Q + \psi_{0,W} W$$

$$G + W + \psi_{0,Q} Q + \psi_{0,S} S$$

Toujours en négligeant l'effet de la température.

3.4.2 Application aux bâtiments courants

En respectant les conditions précisées au [paragraphe 3.2.2](#), les combinaisons du [Tableau 26](#) peuvent être utilisées. La colonne « 1 action variable » doit être utilisée dans tous les cas.

1 action variable	2 actions variables, $\psi_{0,Q} = 0,7$	2 ou 3 actions variables, $\psi_{0,Q} = 1,0$
	$G + Q + 0,5 S$	$G + S + Q$
$G + Q$	$G + Q + 0,6 W_{dsc}$	$G + W_{dsc} + Q$
$G + S$	$G + S + 0,7 Q$	$G + W_{dsc} + 0,5 S$
$G + W_{dsc}$	$G + S + 0,6 W_{dsc}$	$G + S + 0,6 W_{dsc}$
$G + W_{asc}$	$G + W_{dsc} + 0,7 Q$	$G + S + Q + 0,6 W_{dsc}$
	$G + W_{dsc} + 0,5 S$	$G + W_{dsc} + Q + 0,5 S$

Tableau 26 : Combinaisons ELS pour les cas courants

Les combinaisons ELS utilisées sont listées ci-après :

ELS1	1,0 G + 1,0 Q
ELS2	1,0 G + 1,0 S2
ELS3	1,0 G + 1,0 S4
ELS4	1,0 G + 1,0 W1
ELS5	1,00 G + 1,0 W2
ELS6	1,0 G + 1,0 W3
ELS7	1,00 G + 1,0 W4
ELS8	1,0 G + 1,0 S2 + 1,0 Q
ELS9	1,0 G + 1,0 S4 + 1,0 Q
ELS10	1,0 G + 1,0 W1 + 1,0 Q
ELS11	1,0 G + 1,0 W3 + 1,0 Q
ELS12	1,0 G + 1,0 W1 + 0,5 S2
ELS13	1,0 G + 1,0 W3 + 0,5 S2
ELS14	1,0 G + 1,0 W1 + 0,5 S4
ELS15	1,0 G + 1,0 W3 + 0,5 S4
ELS16	1,0 G + 1,0 S2 + 0,6 W1
ELS17	1,0 G + 1,0 S2 + 0,6 W3
ELS18	1,0 G + 1,0 S4 + 0,6 W1
ELS19	1,0 G + 1,0 S4 + 0,6 W3
ELS20	1,0 G + 1,0 S2 + 1,0 Q + 0,6 W1
ELS21	1,0 G + 1,0 S2 + 1,0 Q + 0,6 W3
ELS22	1,0 G + 1,0 S4 + 1,0 Q + 0,6 W1
ELS23	1,0 G + 1,0 S4 + 1,0 Q + 0,6 W3

ELS24	$1,0 G + 1,0 W1 + 1,0 Q + 0,5 S2$
ELS25	$1,0 G + 1,0 W3 + 1,0 Q + 0,5 S2$
ELS26	$1,0 G + 1,0 W1 + 1,0 Q + 0,5 S4$
ELS27	$1,0 G + 1,0 W3 + 1,0 Q + 0,5 S4$

4 Modélisation de l'ossature principale

Il est généralement possible de modéliser un bâtiment courant en plusieurs ossatures planes, avec un chargement en plan associé. Ainsi on peut étudier de façon relativement indépendante :

- les portiques ;
- les systèmes de stabilité horizontaux (poutres au vent en toiture, diaphragmes de plancher, ...)
- les files de poteaux avec leurs systèmes de contreventement (palée dans le sens longitudinal, contreventement des pans de fer dans le sens transversal).

4.1 Portique courant

4.1.1 Modélisation

Ci après, le modèle utilisé pour le portique courant (plus précisément, il s'agit du premier portique intermédiaire, file 2 ou 8).



On se place ici dans le cadre de l'utilisation d'un logiciel de calcul de structure orienté BE. La majorité de ces outils masquent le maillage éléments finis (EF) des barres, généralement plus fin, avec lequel l'analyse est réalisée. On présente donc des modèles « barres + nœuds » correspondant à l'habitude de la majorité des concepteurs, au lieu de modèles EF.

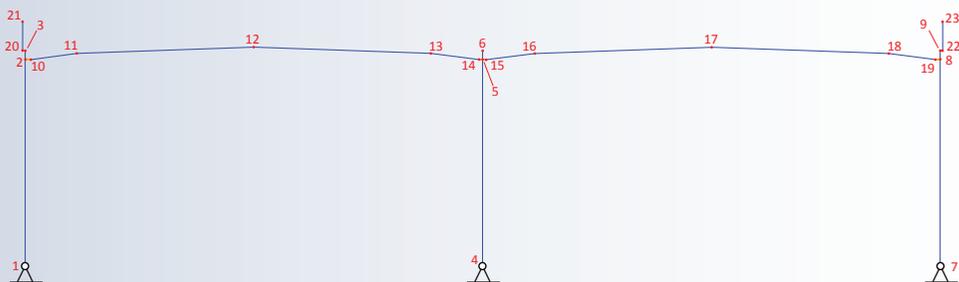


Figure 32 : Numérotation des nœuds du modèle

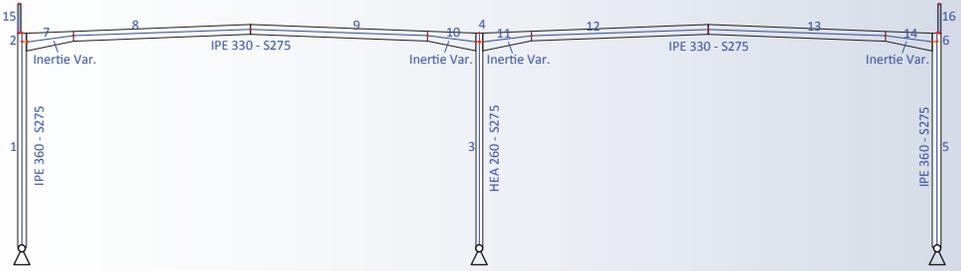


Figure 33 : Numérotation des barres du modèle

4.1.2 Chargement

Les cas de charges modélisés sont représentés sur les figures suivantes.

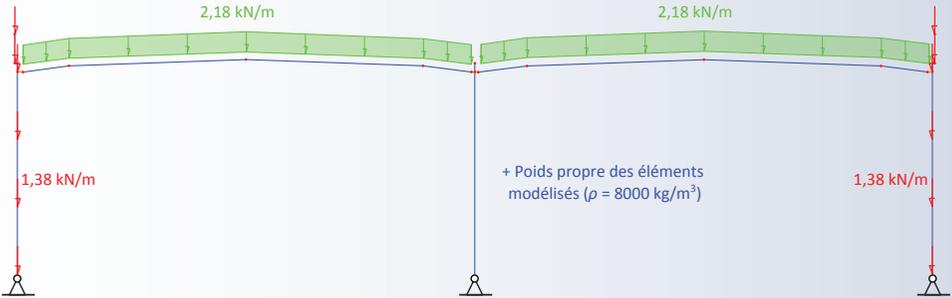


Figure 34 : Cas de charges G (permanentes)

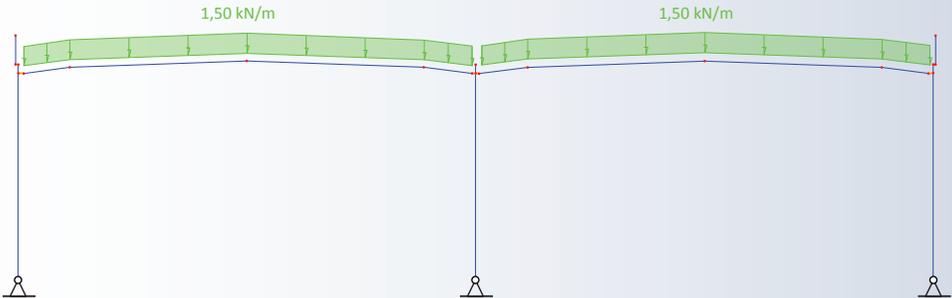


Figure 35 : Cas de charges Q (exploitation)



Figure 36 : Cas de charges S2 (neige durable/transitoire)

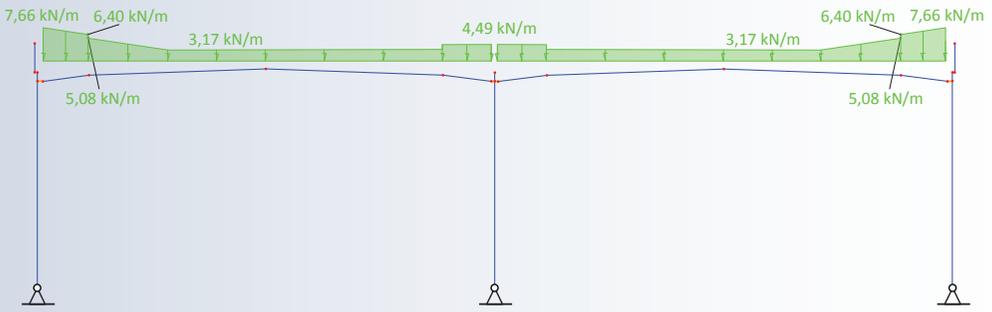


Figure 37 : Cas de charges S4 (neige durable/transitoire)

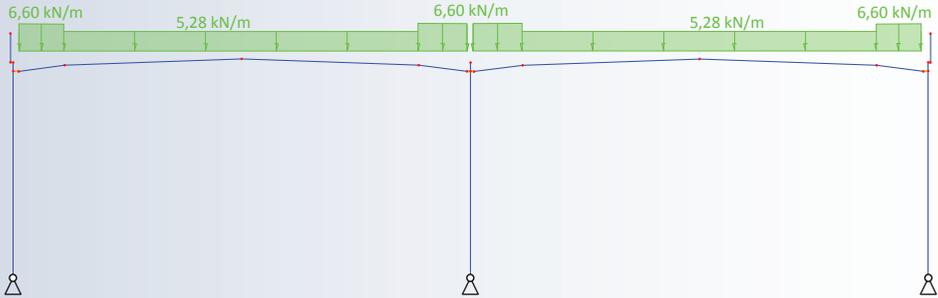


Figure 38 : Cas de charges SAd (neige accidentelle)

Lorsque le vent frappe le pignon, le portique étudié (premier intermédiaire) est inclus soit dans la zone I, soit dans la zone H (les zones F ou G sont trop étroites). Les charges sur le portique sont obtenues à partir des charges surfaciques sur les parois données au [paragraphe 2.4.5](#), en tenant compte du coefficient de continuité des pannes pour les traverses :

W1 - Charge descendante sur la traverse (Zone I +0,2 et dépression interne)

$$q_{W1, traverse} = +0,22 \times 6,0 \times 1,1 = +1,45 \text{ kN/m}$$

$$q_{W1, poteau} = -0,06 \times 6,0 = -0,36 \text{ kN/m}$$

Sur la **Figure 39** (et suivantes), la convention de signe décrite au **paragraphe 2.4.2** est abandonnée, c'est le sens des flèches qui indique si la paroi est en succion ou en pression.

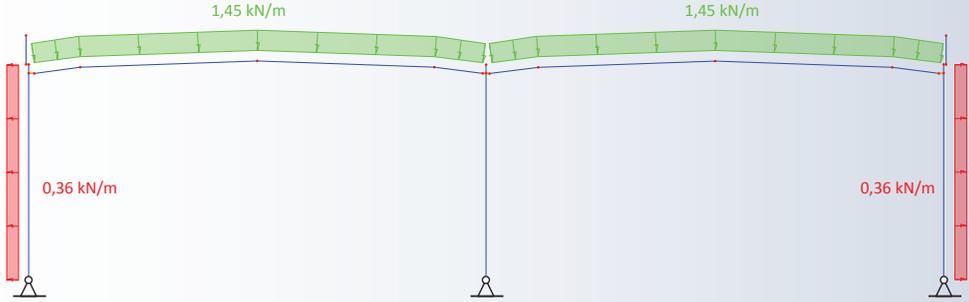


Figure 39 : Cas de charges W1 (vent durable/transitoire sur pignon - dépression interne)

W2 - Charge ascendante sur la traverse (Zone H et surpression interne)

$$q_{W2, \text{traverse}} = -0,38 \times 6,0 \times 1,1 = -2,51 \text{ kN/m}$$

$$q_{W2, \text{poteau}} = -0,42 \times 6,0 = -2,52 \text{ kN/m}$$

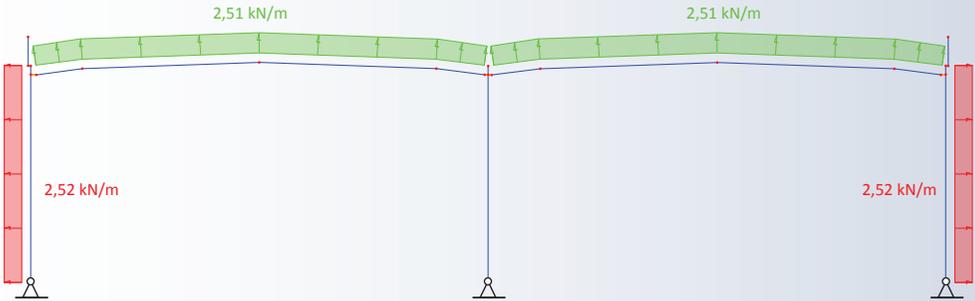


Figure 40 : Cas de charges W2 (vent durable/transitoire sur pignon - surpression interne)

Lorsque le vent frappe le long-pan, la traverse du portique se trouve successivement en zone G, H puis I. On considère que la zone G règne sur la longueur correspondant au jarret de rive coté frappé par le vent, la zone H sur le reste du « premier arbalétrier », et la zone I sur le reste de la toiture.



La zone F est négligée, même si elle « déborde » légèrement sur la largeur d'influence du premier portique intermédiaire. L'erreur commise est de l'ordre de 10% pour la charge locale, mais est absolument négligeable pour l'analyse globale.

W3 - Charge descendante sur la traverse (Zone I +0,2 et dépression interne)

Sur les poteaux :

$$q_{W3,D} = +0,38 \times 6,0 = +2,28 \text{ kN/m} \quad \text{et} \quad q_{W3,E} = +0,04 \times 6,0 = +0,24 \text{ kN/m}$$

Sur la traverse :

$$q_{W3,G} = -0,22 \times 6,0 \times 1,1 = -1,45 \text{ kN/m} \quad \text{et} \quad q_{W3,H} = -0,14 \times 6,0 \times 1,1 = -0,92 \text{ kN/m}$$

$$q_{W3,I} = +0,22 \times 6,0 \times 1,1 = +1,45 \text{ kN/m}$$

Sur l'acrotère :

$$q_{W3,g} = 0,72 \times 6,0 = 4,32 \text{ kN/m} \quad \text{et} \quad q_{W3,i} = 0,48 \times 6,0 = 2,88 \text{ kN/m}$$

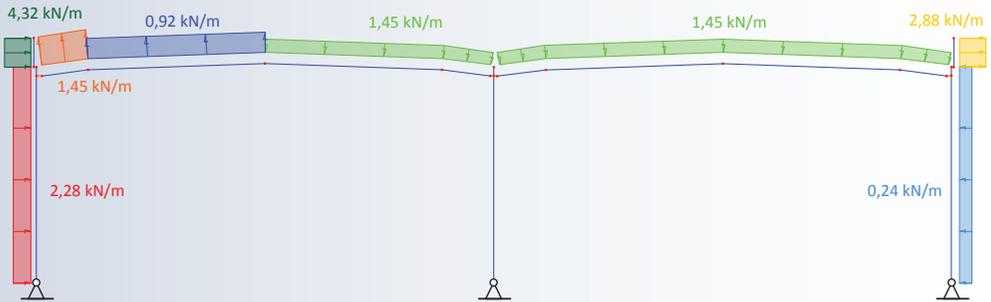


Figure 41 : Cas de charges W3 (vent durable/transitoire sur long-pan - dépression interne)

W4 - Charge ascendante sur la traverse (Zone I -0,2 et surpression interne)

Sur les poteaux :

$$q_{W4,D} = +0,15 \times 6,0 = +0,90 \text{ kN/m} \quad \text{et} \quad q_{W4,E} = -0,20 \times 6,0 = -1,20 \text{ kN/m}$$

Sur la traverse :

$$q_{W4,G} = -0,46 \times 6,0 \times 1,1 = -3,04 \text{ kN/m} \quad \text{et} \quad q_{W4,H} = -0,38 \times 6,0 \times 1,1 = -2,51 \text{ kN/m}$$

$$q_{W4,I} = -0,18 \times 6,0 \times 1,1 = +1,19 \text{ kN/m}$$

Sur l'acrotère : idem W3

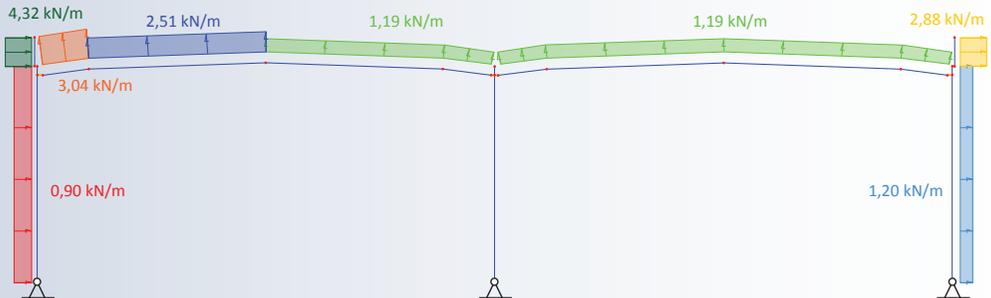


Figure 42 : Cas de charges W4 (vent durable/transitoire sur long-pan - surpression interne)

Ainsi de suite pour les cas de vent accidentels WA1, WA2, WA3 et WA4.

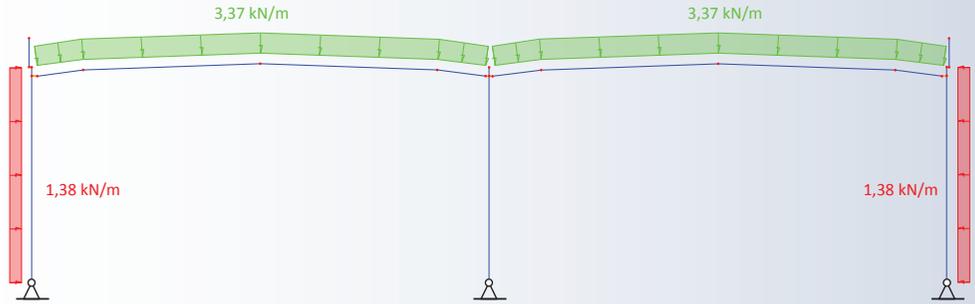


Figure 43 : Cas de charges WA1 (vent accidentel sur pignon - dépression interne)

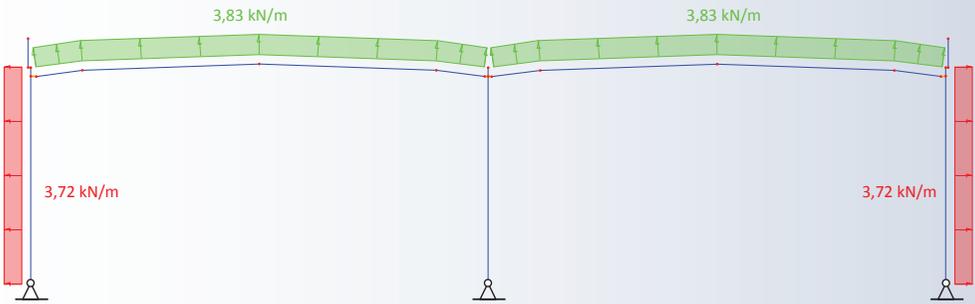


Figure 44 : Cas de charges WA2 (vent accidentel sur pignon - surpression interne)

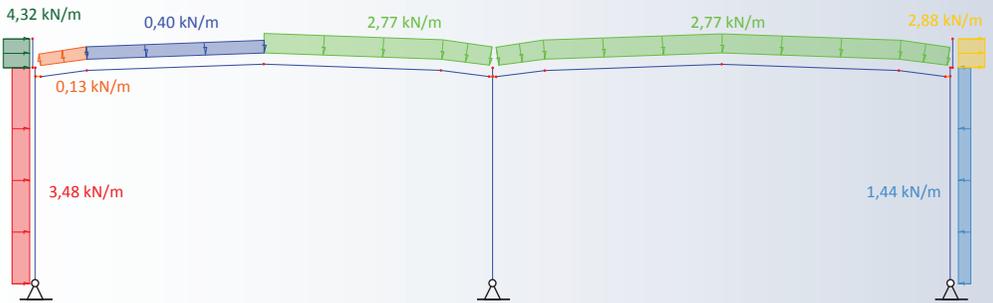


Figure 45 : Cas de charges WA3 (vent accidentel sur long-pan - dépression interne)

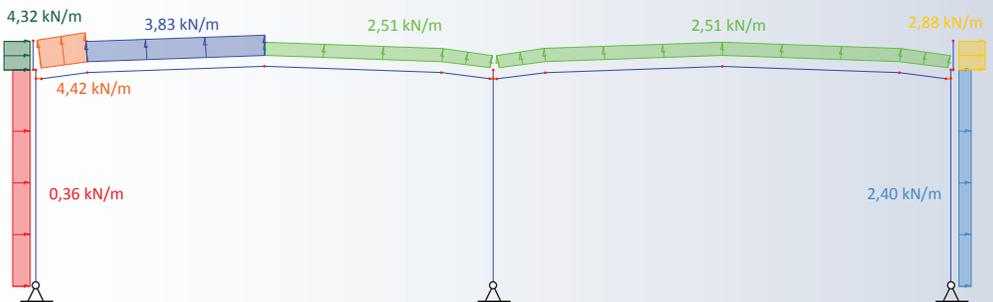


Figure 46 : Cas de charges WA4 (vent accidentel sur long-pan - surpression interne)

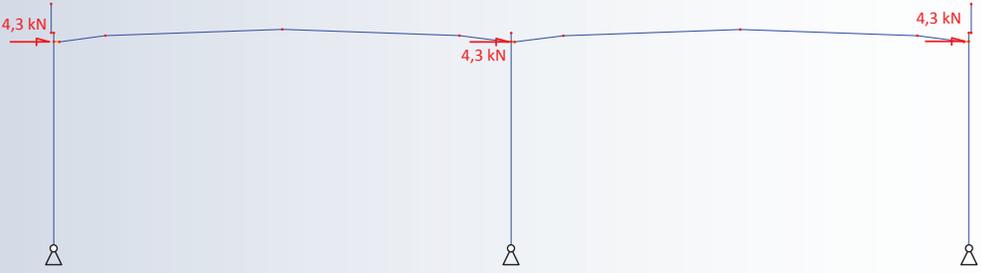


Figure 47 : Cas de charges E_{trans} (efforts sismiques équivalents sur le portique)

4.1.3 Rigidité (cas unitaire)

Il est utile d'ajouter un cas fictif, généralement unitaire, à l'analyse du portique afin d'en évaluer la rigidité transversale :

$$K_{port} = \frac{H_{fict}}{\delta_{fict}}$$

Cette donnée est notamment importante pour l'analyse sismique (critère de régularité, période propre). Ce cas fictif peut également être utilisé pour l'application de la méthodologie présentée au [paragraphe 5.4](#) destinée à inclure les effets des imperfections globales d'aplomb et du second ordre global.

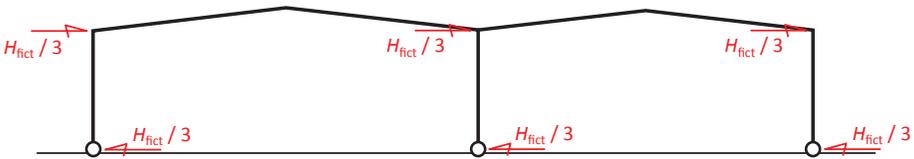


Figure 48 : Exemple de cas fictif avec 3 poteaux

Le cas de charge fictif peut être construit, comme sur la [Figure 48](#), en répartissant à part égale la charge horizontale H_{fict} (laquelle peut être égale à 1 kN, par exemple).

La [Figure 49](#) précise le cas unitaire (0,33 + 0,34 + 0,33 = 1 kN) modélisé et les déformations obtenues.



Figure 49 : Cas fictif unitaire – Chargement et déformation

La rigidité du portique vaut donc :

$$K_{port} = \frac{1}{0,0027} = 370 \text{ kN/m}$$

4.2 Poutre au vent

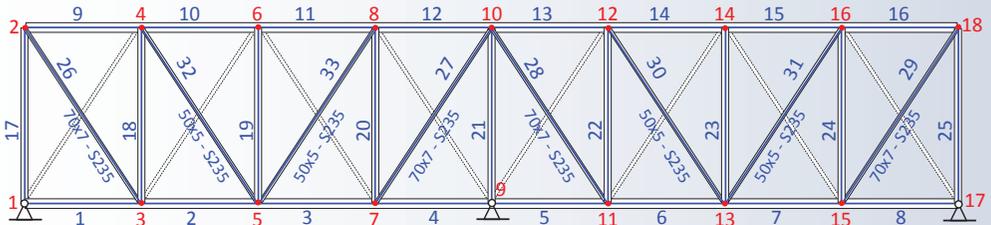
4.2.1 Modélisation

Il est préférable de modéliser une poutre au vent comme un treillis :

- barres travaillant uniquement en effort normal (le cas échéant, uniquement les barres tendues) ;
- efforts appliqués aux nœuds.

Il est également plus simple de la modéliser en plan, et d'inclure l'effet de la brisure de la traverse (le cas échéant) si celui-ci s'avère significatif (voir [paragraphe 8.3.3.1](#)).

Ci après, le modèle utilisé pour la poutre au vent.



Membrures : Semelle supérieure de IPE 330 - S275
Pannes-montants : IPE 140 - S275

Figure 50 : Numérotation des nœuds et des barres du modèle

4.2.2 Chargement

Les cas de charges pour la vérification de la poutre au vent sont déterminés au [chapitre 8](#).

4.2.3 Rigidité (cas unitaire)

La rigidité de la poutre au vent (ou sa souplesse, ou sa flèche pour une charge unitaire) peut être utilisée pour faciliter le calcul de l'imperfection, tel que décrit au [paragraphe 8.1.2.1](#).

La [Figure 51](#) précise le cas modélisé (correspondant à une charge uniforme $q_{fict} = 10 \text{ kN/m}$ pour obtenir une déformation significative). La déformation obtenue vaut 10 mm.

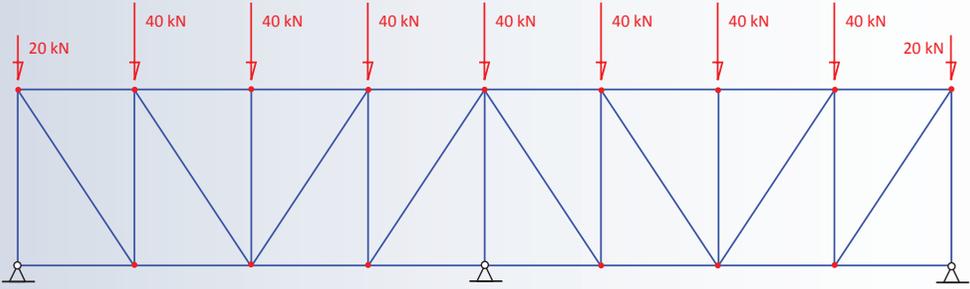


Figure 51 : Cas fictif – Chargement

La souplesse de la poutre au vent (écrite sous la forme d'une flèche pour 1kN/m) vaut donc :

$$w_{PaV,unit} = \frac{10}{10} = 1,0 \text{ mm}/(\text{kN}/\text{m})$$

4.3 Palée de stabilité

4.3.1 Modélisation

Ci après, le modèle utilisé pour les palées.

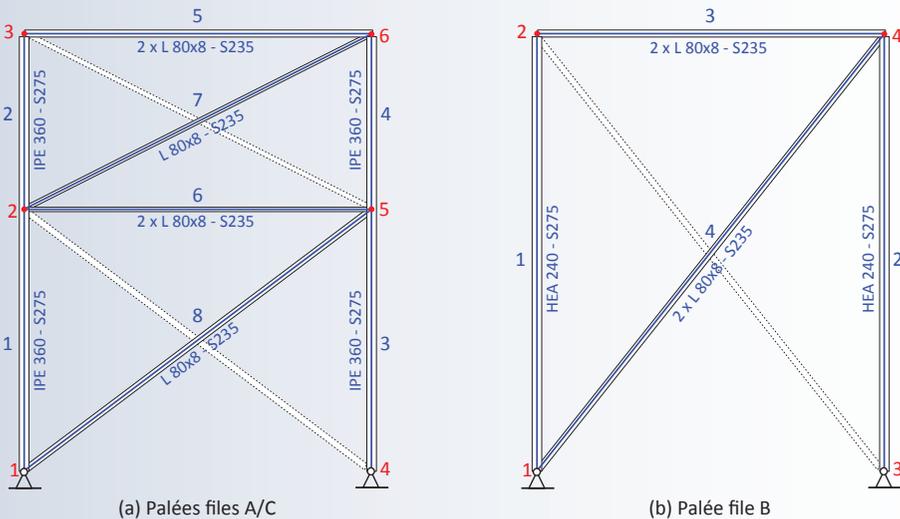


Figure 52 : Numérotation des nœuds et des barres du modèle

4.3.2 Chargement

Les cas de charges pour la vérification des palées sont déterminés au [chapitre 9](#).

4.3.3 Rigidité (cas unitaire)

La rigidité transversale de la palée peut être obtenue à l'aide d'un cas fictif, éventuellement unitaire :

$$K_{palée} = \frac{H_{fict}}{\delta_{fict}}$$

Cette donnée est notamment importante pour l'analyse sismique (critère de régularité, période propre).

La [Figure 53](#) précise le cas modélisé et les déformations obtenues ($H_{fict} = 100$ kN pour obtenir une déformation significative).

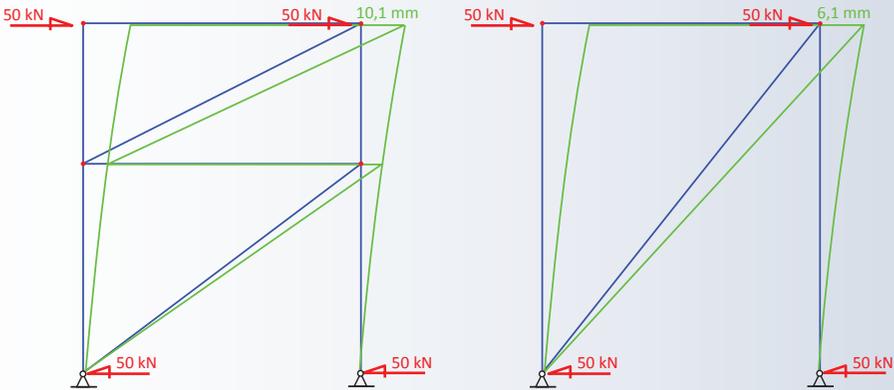


Figure 53 : Cas fictif – Chargement et déformation

La rigidité des palées vaut donc :

$$K_{A/C} = \frac{100}{0,0101} = 9900 \text{ kN/m pour les files A et C}$$

$$K_B = \frac{100}{0,0061} = 16400 \text{ kN/m pour la file B}$$

5 Analyse globale

5.1 Analyse élastique linéaire

Dans la pratique courante, les structures métalliques sont analysées en considérant un comportement élastique et linéaire.

Élastique Le comportement en chargement et en déchargement de la structure emprunte la même voie.



Il est toujours possible d'utiliser une analyse globale élastique, et c'est l'unique analyse considérée dans le présent guide. La NF EN 1993-1-1 permet, sous certaines conditions, d'utiliser l'analyse globale plastique des structures. Lorsque les sections sont de classe 1 ou 2 (voir au [paragraphe 6.1.2.1](#)), la vérification des éléments peut utiliser les caractéristiques plastiques des sections, y compris lorsque l'analyse est élastique.

Linéaire Les déformations croissent proportionnellement avec les efforts (voir la [Figure 54](#)).

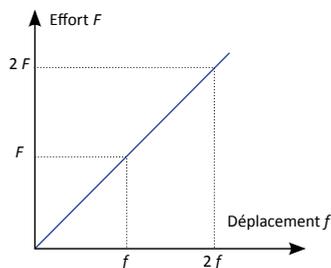


Figure 54 : Comportement linéaire

Une analyse linéaire, ou analyse au 1^{er} ordre, suppose que les déformations de la structure restent petites. Cette hypothèse permet généralement une bonne estimation de l'état final sous le chargement appliqué, et peut être utilisée pour la vérification des déformations (sous combinaisons ELS).



Pour certaines ossatures particulièrement souples ($\alpha_{cr} \leq 6,0$ sous combinaisons ELU – voir [paragraphe 5.3](#)), il peut être nécessaire de considérer l'effet du second ordre dans la détermination des déformations.

L'analyse linéaire sans imperfection globale d'aplomb peut également être utilisée pour la détermination de la descente de charge (généralement, cette dernière est donnée par cas de charges élémentaires).



En présence de pieds de poteaux encastrés, et si le coefficient $\alpha_{cr} \leq 10$ (voir [paragraphe 5.3](#)), l'effet du second ordre sur la descente de charge peut devenir significatif et il convient également de fournir une descente de charge par combinaison et incluant cet effet.

La détermination des sollicitations sous combinaisons ELU et ACC (hors séisme) doit prendre en compte les effets de l'imperfection globale (faux aplomb) et du second ordre global lorsqu'ils deviennent significatifs. Le présent guide donne deux méthodes pour prendre en compte ces effets :

- la méthode du cas fictif donnée au [paragraphe 5.4](#) pour les bâtiments à simple rez-de-chaussée ;
- la méthode forfaitaire donnée au [paragraphe 5.5](#).



Ces considérations ne concernent pas l'analyse sismique car l'effet des imperfections est dans ce cas négligeable (devant un effort sismique significatif) et l'effet du second ordre est pris en compte différemment (à l'aide du paramètre θ déterminé au [paragraphe 2.6.4.3](#)).

Les réactions d'appuis par cas de charges à l'issue de l'analyse élastique linéaire sont données dans le [Tableau 27](#).

Cas	Nœud 1		Nœud 4		Nœud 7	
	RX (kN)	RZ (kN)	RX (kN)	RZ (kN)	RX (kN)	RZ (kN)
G	5.56	33.75	0	51.55	-5.56	33.75
Q	3.11	10.54	0	25.82	-3.11	10.54
S2	6.79	24.34	0	60.65	-6.79	24.34
S4	7.66	30.82	0	61.74	-7.66	30.82
SAd	11.12	39.06	0	95.06	-11.12	39.06
W1	4.22	10.07	0	25.09	-4.22	10.07
W2	3.34	-18.27	0	-41.76	-3.34	-18.27
W3	-12.44	-7.58	-3.7	19.63	-6.07	13.85
W4	-11.63	-20.42	-4.95	-22.91	-5.77	-4.95
WA1	2.3	24	0	57.14	-2.3	24
WA2	4.67	-27.85	0	-63.79	-4.67	-27.85
WA3	-13.31	2.08	-3.54	41.69	-4.61	23.33
WA4	-13.35	-30.58	-6.03	-45.11	-7.91	-13.86

Tableau 27 : Réactions d'appuis

5.2 Imperfection globale d'aplomb

NF EN 1993-1-1 –
Paragraphe 5.3.2

Cette imperfection géométrique équivalente est censée couvrir à la fois les imperfections de montage, les excentricités faibles et inévitables dans les assemblages et autres imperfections. En aucun cas, ce défaut initial d'aplomb ne peut être assimilé à une tolérance de fabrication ou de montage.

Cette imperfection peut être négligée pour les combinaisons dont la résultante des efforts horizontaux appliqués est supérieure à 15% de la résultante des efforts verticaux. La valeur du défaut d'aplomb est définie comme suit :

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

ϕ_0 défaut initial d'aplomb maximum : $\phi_0 = 1/200$

α_h coefficient de correction en fonction de la hauteur de l'ossature (h en mètre) :

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \quad \text{avec} \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$$

α_m coefficient de correction en fonction du nombre m de poteaux stabilisés par le contreventement concerné et qui sont significativement chargés :

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}$$

Le terme « significativement chargés » signifie que les poteaux dont l'effort de compression est inférieur à 50% de l'effort de compression moyen sont exclus du décompte pour m .

Le défaut d'aplomb peut être pris en compte à l'aide d'un ensemble auto-équilibré de forces équivalentes tel que défini sur la [Figure 55](#). La charge V_i correspond à la charge verticale stabilisée par le plan de contreventement à l'étage i (ELU ou ACC hors sismique). Celle-ci peut être calculée comme la charge totale pondérée de l'étage, divisée par le nombre de plans de contreventement dans la direction considérée.

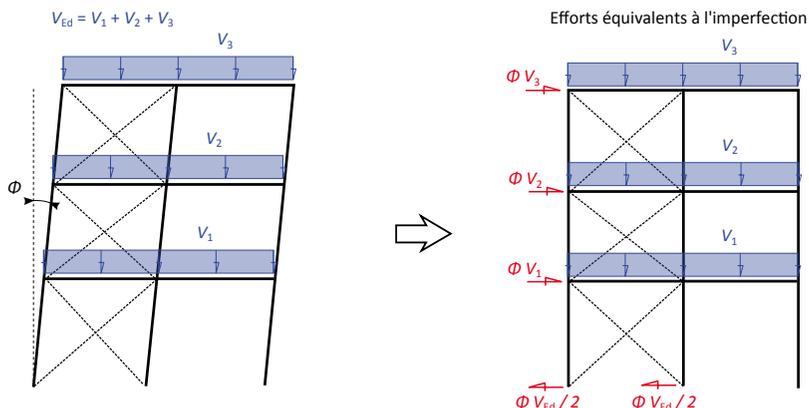


Figure 55 : Efforts équivalents à l'imperfection d'aplomb, pour un plan de contreventement

Le sens du défaut d'aplomb n'étant pas connu a priori, il peut être nécessaire de considérer ces efforts équivalents alternativement positifs et négatifs. L'effet le plus défavorable est obtenu lorsque l'effort équivalent à l'imperfection est de même signe que les charges extérieures (comme le vent).

Le coefficient de correction fonction de la hauteur de l'ossature est déterminé :

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{7,5}} = 0,73$$

Pour éviter le comptage des poteaux « significativement comprimés », on utilisera dans le présent document une règle forfaitaire consistant à soustraire 1 poteau du nombre total jusqu'à 5 poteaux, et soustraire 2 poteaux au-delà.

Direction transversale (portique)

Le coefficient de correction fonction du nombre de poteaux du portique « significativement comprimés » (forfaitairement 2) est donc déterminé :

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 0,866$$

soit une imperfection globale d'aplomb valant :

$$\phi = \frac{1}{200} \times 0,73 \times 0,866 = 0,00316 \quad (\text{soit environ } \frac{1}{316,4})$$

Au maximum, la somme des réactions verticales du portique vaut (ELU22 – voir [paragraphe 5.4.1](#)) :

$$V_{Ed} = 453,9 \text{ kN}$$

L'effort équivalent à l'imperfection d'aplomb vaut donc, pour cette combinaison :

$$F_{eq,max} = \frac{453,9}{316,4} = 1,43 \text{ kN}$$

Direction longitudinale (palées)

Le calcul est identique dans la direction longitudinale, à l'exception du nombre de poteaux pour le calcul de α_m (7 forfaitairement) :

$$\phi = \frac{1}{200} \times 0,73 \times 0,756 = 0,00276 \quad (\text{soit environ } \frac{1}{362,4})$$

Le calcul de l'effort équivalent est effectué dans le [paragraphe 9.1.2](#).

5.3 Effets du second ordre global

NF EN 1993-1-1 –
Paragraphe 5.2.1

L'effet du second ordre global représente l'effet du changement de géométrie de la structure sous les charges appliquées. Dans certaines conditions, cet effet peut amplifier les sollicitations et les déformations par rapport celles obtenues à l'aide d'une analyse linéaire classique (au premier ordre).



Le terme « global » est utilisé pour marquer la différence avec le second ordre « local » dont les effets sont pris en compte directement par les formules d'instabilité de barres (flambement, déversement).

La **Figure 56** permet de remarquer l'influence de l'effort vertical sur la flèche et le moment d'encastrement dans le cadre d'un calcul incluant les effets du second ordre. Suivant l'intensité de l'effort vertical, l'écart entre les deux analyses peut être faible ou très grand.

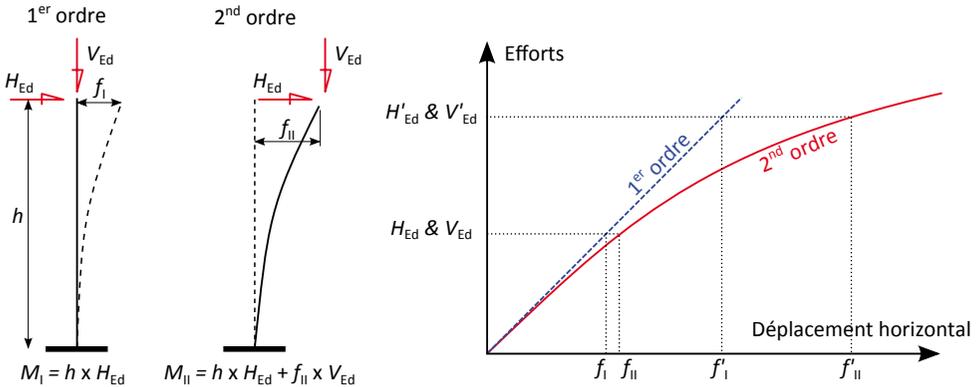


Figure 56 : Comportement non linéaire

La sensibilité aux effets du second ordre peut être caractérisée à chaque étage par le facteur α_{cr} :

$$\alpha_{cr} = \frac{V_{cr}}{V_{Ed}} = \frac{H_{Ed}}{\delta_{H_{Ed}}} \frac{h}{V_{Ed}} = \frac{K h}{V_{Ed}}$$



La notation α_{cr} est souvent utilisée pour désigner un coefficient d'amplification des charges pour provoquer une instabilité, quelle qu'elle soit (flambement ou autre). Ici, il désigne un mode d'instabilité spécifique, à savoir l'instabilité d'un étage dans un mode à nœuds déplaçables (voir **Figure 57**).

- V_{cr} effort vertical critique provoquant l'instabilité de l'étage dans un mode global (à nœuds déplaçables, voir la **Figure 57**).
- V_{Ed} effort vertical total transféré par l'étage considéré à l'étage inférieur.
- K rigidité transversale de l'étage (pouvant être déterminée à l'aide d'un cas unitaire)
- h hauteur de l'étage

Cette formulation est valable pour les ossatures planes de type poteaux – poutres dont la traverse présente une pente inférieure à 1:2 (26°) et un effort normal respectant le critère ci-dessous :

$$N_{Ed} \leq 0,09 N_{cr} \approx \frac{0,9 E I_y}{L^2}$$

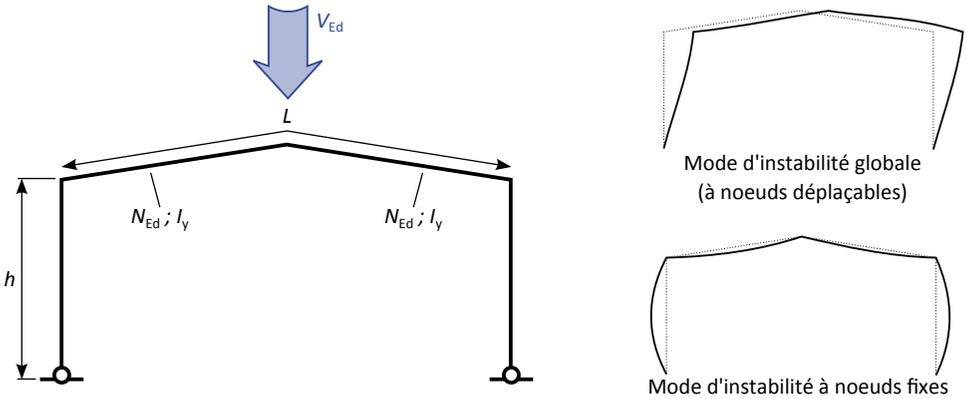


Figure 57 : Modes d'instabilité



Certains logiciels de calcul de structure permettent d'obtenir directement le facteur α_{cr} par la voie d'une analyse dite « Eulérienne » ou de « flambement généralisé ». Dans le cadre d'une telle analyse, il convient de prêter attention à la déformée du mode de flambement. Le facteur α_{cr} à retenir est le plus faible parmi les modes présentant une déformée à nœuds déplaçables (voir la Figure 57).

Dans le cadre d'une analyse globale élastique, les effets du second ordre global peuvent être négligés lorsque :

$$\alpha_{cr} \geq 10$$



Le respect des critères donnés au [paragraphe 5.5.1.1](#) permet de s'assurer que les structures triangulées ne sont pas sensibles aux effets du second ordre.

La prise en compte des effets du second ordre global a pour effet de rendre l'analyse non linéaire, ce qui complexifie le travail de vérification puisque la superposition des cas de charges ne s'applique plus. Une analyse non linéaire implique obligatoirement une analyse par combinaison de cas de charges.



Certains logiciels de calcul de structure permettent cette analyse non linéaire. Il convient de se reporter à leur manuel d'utilisation pour en appréhender les différents paramètres et leur mise en œuvre.

Les effets du second ordre global peuvent également être pris en compte par la méthode du cas fictif pour les bâtiments à simple rez-de-chaussée (voir [paragraphe 5.4](#)), ou par la méthode forfaitaire (voir [paragraphe 5.5](#)).

Au maximum, la somme des réactions verticale du portique vaut (ELU22 – voir [paragraphe 5.4.1](#)) :

$$V_{Ed} = 453,9 \text{ kN}$$

La rigidité transversale du portique est déterminée au [paragraphe 4.1.3](#) à l'aide du cas de charge unitaire :

$$K = 370 \text{ kN/m}$$

donc la valeur minimale de coefficient α_{cr} est de :

$$\alpha_{cr} = \frac{K h}{V_{Ed}} = \frac{370 \times 7,5}{453,9} = 6,1 \quad (< 10)$$

il est donc nécessaire de considérer les effets du second ordre global sur le portique. On vérifie également que la formule est applicable, l'effort normal dans la traverse est au maximum de 45 kN, et :

$$\frac{0,9 \times 210000 \times 16270 \cdot 10^4}{16000^2} \cdot 10^{-3} = 120 \text{ kN} \quad (> 45 \text{ kN})$$

Dans la direction longitudinale, les palées vérifient bien les critères de rigidité (voir [paragraphe 5.5.1.1](#)).

5.4 Méthode du cas fictif pour les bâtiments à simple rez-de-chaussée

NF EN 1993-1-1 –
Paragraphe 5.2.2

La méthode présentée ci-dessous consiste à ajouter à chaque combinaison ELU et ACC (hors séisme) un cas fictif, par exemple unitaire, pondéré par coefficient k_{fict} qui est, en principe, différent pour chaque combinaison. Ce cas fictif pondéré représente les effets de l'imperfection globale d'aplomb et du second ordre global dans la combinaison concernée.



Cette méthode est basée sur l'article : *Méthode de prise en compte des effets du second ordre et du défaut initial d'aplomb dans les portiques plans de bâtiments courants à un niveau*, Y. Galéa, *Revue construction métallique* n°2/2009.

Cette méthode est applicable aux bâtiments à simple rez-de-chaussée présentant un facteur critique, pour toutes les combinaisons de charges, respectant la condition suivante :

$$\alpha_{cr} \geq 3$$

L'application de cette procédure peut être réalisée en respectant le formalisme du [Tableau 28](#), et automatisée à l'aide d'un tableur par exemple. La suite détaille comment remplir chaque colonne.

Comb.	H_{Ed}	V_{Ed}	δ_{moy}	ϕ	α_{cr}	ϕ_m	k_{fict}
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
...

Tableau 28 : Formalisme pour la prise en compte du défaut d'aplomb et du 2nd ordre

La méthode du cas fictif sera utilisée pour l'analyse globale du portique. L'analyse des palées est effectuée en 9 suivant la méthode forfaitaire (paragraphe 5.5.1).

5.4.1 Étape n°1 – Analyse linéaire (1^{er} ordre) sans imperfection

L'analyse linéaire doit inclure, en plus des charges habituelles (permanentes, exploitation, neige, vent, ...), un cas de charges fictif tel que celui défini au paragraphe 4.1.3. Le cas fictif est utilisé pour déterminer l'effort vertical critique V_{cr} (valeur indépendante de la combinaison) :

$$V_{cr} = \frac{H_{fict}}{\delta_{fict}} h = K_{port} h$$

De cette étape préliminaire, il convient ensuite de retenir pour chaque combinaison (1) ELU et ACC (sauf sismique), la somme des réactions verticales et horizontales ainsi que le déplacement moyen en tête de poteaux. Pour chaque combinaison :

- H_{Ed} correspond à la somme des réactions horizontales (2) ;
- V_{Ed} correspond à la somme des réactions verticales, en comptant négatives les réactions en soulèvement (3) ;
- δ_{moy} correspond au déplacement moyen en tête de poteau, compté avec son signe (4).

5.4.2 Étape n°2 – Paramètres de calcul

La valeur de l'imperfection ϕ est déterminée selon le paragraphe 5.2 (5) pour les combinaisons nécessitant la prise en compte du défaut d'aplomb, c'est-à-dire celles qui vérifient :

$$V_{Ed} > |H_{Ed}| / 0,15$$

Pour les combinaisons nécessitant la prise en compte des effets du second ordre, c'est-à-dire celles qui vérifient :

$$V_{Ed} > V_{cr} / 10$$

le facteur critique α_{cr} (6) et la rotation moyenne des poteaux ϕ_m (7) sont déterminés :

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

$$\phi_m = \frac{\delta_{moy}}{h}$$

Il s'agit ensuite de déterminer, à l'aide du Tableau 29, la valeur du coefficient d'amplification du cas fictif k_{fict} (8).

	Pas d'effet du 2 nd ordre $\alpha_{cr} \geq 10$	Effets du 2 nd ordre $\alpha_{cr} < 10$
Pas d'imperfection d'aplomb $H_{Ed} \geq 0,15 V_{Ed}$	$k_{fict} = 0,0$	$k_{fict} = \frac{\phi_m}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \frac{V_{Ed}}{H_{fict}}$
Imperfection d'aplomb ϕ $H_{Ed} < 0,15 V_{Ed}$	$k_{fict} = \pm \phi \frac{V_{Ed}}{H_{fict}}$	$k_{fict} = \frac{(\phi_m \pm \phi)}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \frac{V_{Ed}}{H_{fict}}$

Tableau 29 : Coefficient d'amplification du cas fictif

Le coefficient k_{fict} doit avoir le même signe que ϕ_m . Lorsque l'imperfection et les effets du second ordre sont tous deux à prendre en compte, il faut retenir pour $(\phi_m \pm \phi)$:

- si ϕ_m est positif : $(\phi_m + \phi)$
- si ϕ_m est négatif : $(\phi_m - \phi)$

5.4.3 Étape n°3 – Détermination des sollicitations

Le cas de charge fictif ainsi amplifié, par exemple en utilisant k_{fict} comme un coefficient de pondération, est intégré à chaque combinaison ELU ou ACC.



Il est sécuritaire de ne calculer qu'une valeur maximale de k_{fict} (ou deux valeurs extrêmes en cas de changement de sens) et de l'appliquer à toutes les combinaisons.

Les sollicitations obtenues par l'analyse linéaires des combinaisons ainsi corrigées incluent les effets de l'imperfection globale d'aplomb et du second ordre global.

Le **Tableau 30** montre le calcul du coefficient k_{fict} pour toutes les combinaisons. Le détail est donné ci-après pour la combinaison ELU27 (pour laquelle ce coefficient est maximal).

L'analyse du cas unitaire fictif ($H_{fict} = 1$ kN) a permis d'obtenir la rigidité transversale du portique au **paragraphe 4.1.3** (370 kN/m), et donc l'effort critique de flambement élastique dans un mode global vaut :

$$V_{cr} = 370 \times 7,5 = 2775 \text{ kN}$$

Pour la combinaison ELU27, on retient à l'issue d'une analyse linéaire sans imperfection la somme des réactions horizontales (-33,3 kN) et verticales (361,0 kN), ainsi que le déplacement moyen en tête des poteaux (51,4 mm).

L'imperfection globale d'aplomb a été déterminée au **paragraphe 5.2** et vaut $\phi = 0,00316$ rad. Il convient de la prendre en compte pour cette combinaison car :

$$V_{Ed} = 361,0 \text{ kN} > |H_{Ed}| / 0,15 = 33,3 / 0,15 = 222 \text{ kN}$$

On note également qu'il faut prendre en compte l'effet du second ordre global car :

$$V_{Ed} = 361,0 \text{ kN} > V_{cr} / 10 = 2775 / 10 = 277,5 \text{ kN}$$

Le facteur α_{cr} est déterminé pour cette combinaison:

$$\alpha_{cr} = \frac{V_{cr}}{V_{Ed}} = \frac{2775}{361,0} = 7,7$$

La rotation moyenne de poteaux vaut :

$$\phi_m = \frac{\delta_{moy}}{h} = \frac{51,4}{7500} = 0,00685$$

Puisqu'il faut prendre en compte à la fois l'effet de l'imperfection globale d'aplomb et celui de second ordre, le coefficient k_{fict} à appliquer au cas fictif (voir **paragraphe 4.1.3**) est :

$$k_{fict} = \frac{(0,00685 + 0,00316)}{1 - \frac{1}{7,7}} \times \frac{361,0}{1} = 4,15$$

Il convient donc d'ajouter le cas fictif unitaire défini au [paragraphe 4.1.3](#) pondéré par un coefficient $k_{fict} = 4,15$ à la combinaison ELU27, afin de prendre en compte les effets de l'imperfection globale d'aplomb et du second ordre global. Les combinaisons incluant les cas fictifs pondérés sont données au [paragraphe 5.6](#).

Comb.	H_{Ed}	V_{Ed}	δ_{moy}	ϕ	α_{cr}	ϕ_m	k_{fict}
-	kN	kN	mm	rad	-	rad	-
ELU1	0.0	231.1	0.0	0.00316	-	-	0.73
ELU2	0.0	324.7	0.0	0.00316	8.5	0	1.16
ELU3	0.0	342.8	0.0	0.00316	8.1	0	1.24
ELU4	0.0	228.6	0.0	0.00316	-	-	0.72
ELU5	0.0	1.6	0.0	0.00316	-	-	0.00
ELU6	-33.3	199.6	51.3	-	-	-	0.00
ELU7	-33.5	46.7	58.0	-	-	-	0.00
ELU8	0.0	395.1	0.0	0.00316	7.0	0	1.46
ELU9	0.0	413.2	0.0	0.00316	6.7	0	1.53
ELU10	0.0	298.9	0.0	0.00316	9.3	0	1.06
ELU11	-33.3	269.9	51.3	0.00316	-	-	0.85
ELU12	0.0	310.6	0.0	0.00316	8.9	0	1.11
ELU13	-33.3	281.6	51.3	0.00316	9.9	0.00684	3.14
ELU14	0.0	319.6	0.0	0.00316	8.7	0	1.14
ELU15	-33.3	290.6	51.3	0.00316	9.5	0.00684	3.25
ELU16	0.0	365.4	0.0	0.00316	7.6	0	1.33
ELU17	-20.0	348.0	30.8	0.00316	8.0	0.00411	2.89
ELU18	0.0	383.5	0.0	0.00316	7.2	0	1.41
ELU19	-20.0	366.1	30.8	0.00316	7.6	0.00410	3.06
ELU20	0.0	435.8	0.0	0.00316	6.4	0	1.63
ELU21	-20.0	418.4	30.8	0.00316	6.6	0.00411	3.58
ELU22	0.0	453.9	0.0	0.00316	6.1	0	1.72
ELU23	-20.0	436.5	30.8	0.00316	6.4	0.00411	3.76
ELU24	0.0	380.9	0.0	0.00316	7.3	0	1.40
ELU25	-33.3	351.9	51.4	0.00316	7.9	0.00685	4.03
ELU26	0.0	390.0	0.0	0.00316	7.1	0	1.43
ELU27	-33.3	361.0	51.4	0.00316	7.7	0.00685	4.15
ACC1	0.0	339.1	0.0	0.00316	8.2	0	1.22
ACC2	0.0	271.1	0.0	0.00316	-	-	0.86
ACC3	0.0	-0.4	0.0	-	-	-	0.00
ACC4	-21.5	233.0	33.1	0.00316	-	-	0.74
ACC5	-27.3	29.5	46.2	-	-	-	0.00

Tableau 30 : Détermination du coefficient k_{fict} de pondération du cas fictif

5.5 Méthode forfaitaire

5.5.1 Structures triangulées

5.5.1.1 Critère de rigidité

Les structures triangulées doivent respecter les critères suivants (à chaque étage – voir la Figure 58) pour que les effets du second ordre global soient négligeables :

$$0,5 \leq \frac{h_{b,i}}{e_b} \leq 1,65 \quad \text{et} \quad A_{d,i} [\text{mm}^2] \geq \frac{V_{Ed,i} [\text{kN}]}{4}$$

- $h_{b,i}$ hauteur d'un niveau de contreventement (distance entre deux montants horizontaux consécutifs)
- e_b largeur du contreventement
- $A_{d,i}$ section de la diagonale du contreventement à l'étage considéré
- $V_{Ed,i}$ effort vertical stabilisé par la palée considérée (y compris effort venant des étages supérieurs).



Pour des palées possédant des croix plus aplaties ou élancées, les critères alternatifs suivants peuvent être utilisés :

$$0,25 \leq \frac{h_{b,i}}{e_b} < 0,50 \quad \text{ou} \quad 1,65 < \frac{h_{b,i}}{e_b} \leq 2,50$$

$$A_{d,i} [\text{mm}^2] \geq \frac{V_{Ed,i} [\text{kN}]}{2}$$

Les montants horizontaux doivent présenter des sections au moins égales à celles des diagonales immédiatement inférieures.

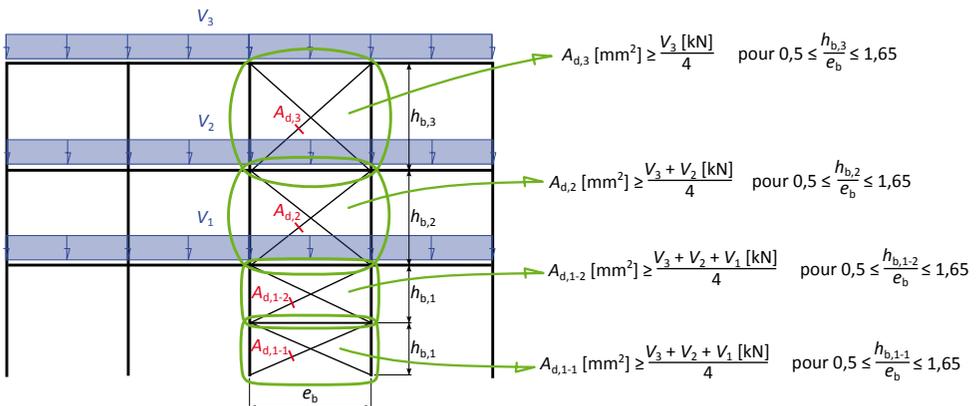


Figure 58 : Critère de rigidité des contreventements – Géométrie et notations

On peut estimer la résultante verticale totale comme étant égale à 8 fois la réaction maximum d'un portique :

$$V_{Ed,tot} = 8 \times 453,9 = 3631 \text{ kN}$$

Cette charge est stabilisée par les palées suivant la répartition suivante :

palée centrale : $V_{Ed,B} = 3631 \times 1,25/2 = 2269 \text{ kN}$

palées en rive : $V_{Ed,A/C} = 3631 \times 0,375/2 = 681 \text{ kN}$

Les critères de base sont bien vérifiés pour la palée centrale :

$$0,5 \leq \frac{7,5}{6} = 1,25 \leq 1,65 \quad \text{et} \quad A_{d,B} = 1880 \text{ mm}^2 \geq \frac{2269}{4} = 454 \text{ mm}^2$$

Pour les palées latérales, le rapport de dimension de la triangulation haute implique d'utiliser les critères alternatifs :

$$0,25 \leq \frac{2,5}{6} = 0,42 \leq 0,50 \quad \text{et} \quad A_{d,A/C} = 1230 \text{ mm}^2 \geq \frac{681}{2} = 341 \text{ mm}^2$$

L'effet du second ordre global est donc négligeable dans la direction longitudinale.

5.5.1.2 Imperfection d'aplomb

L'effet de l'imperfection est à prendre en compte dans l'analyse linéaire, soit tel que présenté au [paragraphe 5.2](#), soit par l'ensemble de charges auto-équilibrées défini à la [Figure 59](#).

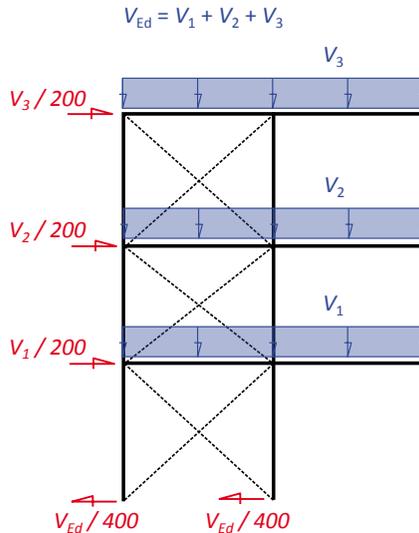


Figure 59 : Charges équivalentes enveloppes pour l'imperfection globale

Le sens de ces charges équivalentes doit être choisi pour provoquer l'effet maximal (en général, il s'agit du sens des cas de vent), ou il convient de prendre en considération les deux sens possibles.

5.5.2 Ossature en portique d'un seul niveau



Cette méthode est notamment décrite dans l'article *Approche simplifiée pour l'analyse globale élastique d'un portique de bâtiment courant*, A. Rodier et A. Bureau, *Revue Construction Métallique* n°4/2014.

Le facteur minimal de sensibilité au second ordre est calculé pour les structures en portique, à l'aide de la formule donnée au [paragraphe 5.3](#), en considérant la résultante verticale maximale $V_{Ed,max}$ du portique (parmi les combinaisons ELU ou ACC) :

$$\alpha_{cr,min} = \frac{K h}{V_{Ed,max}}$$

K rigidité transversale du portique (pouvant être déterminée à l'aide d'un cas unitaire)

h hauteur du poteau

Cette formulation est valable pour les ossatures planes de type poteaux – poutres dont la traverse présente une pente inférieure à 1:2 (26°) et un effort normal respectant le critère ci-dessous :

$$N_{Ed} \leq 0,09 N_{cr} \approx \frac{0,9 E I_y}{L_b^2}$$

La méthode forfaitaire est applicable si :

$$\alpha_{cr,min} \geq 6,0 \quad \text{et} \quad \frac{H_{tot}}{L_{tot}} \leq 2$$

H_{tot} représente la hauteur du faitage au-dessus du niveau des pieds de poteaux, et L_{tot} la distance entre les poteaux de rive du portique. Lorsque la méthode forfaitaire est applicable :

- l'analyse du portique peut être réalisée au 1er ordre et sans imperfection globale d'aplomb ;
- la vérification des poteaux doit prendre en compte des longueurs de flambement « à nœuds déplaçables » (voir en [Annexe D](#)) ;
- le moment d'encastrement de la traverse sur le poteau est augmenté forfaitairement d'un coefficient 1,10 (pour la vérification de l'encastrement et de la zone de moment négatif).

5.6 Bilan

Les combinaisons ELU et ACC (hors sismique) pour la vérification du portique deviennent donc :

ELU1	1,35 G + 1,50 Q + 0,73 FICT
ELU2	1,35 G + 1,50 S2 + 1,16 FICT
ELU3	1,35 G + 1,50 S4 + 1,24 FICT
ELU4	1,35 G + 1,50 W1 + 0,72 FICT

ELU5	$1,00 G + 1,50 W2$
ELU6	$1,35 G + 1,50 W3$
ELU7	$1,00 G + 1,50 W4$
ELU8	$1,35 G + 1,50 S2 + 1,50 Q + 1,46 FICT$
ELU9	$1,35 G + 1,50 S4 + 1,50 Q + 1,53 FICT$
ELU10	$1,35 G + 1,50 W1 + 1,50 Q + 1,06 FICT$
ELU11	$1,35 G + 1,50 W3 + 1,50 Q + 0,85 FICT$
ELU12	$1,35 G + 1,50 W1 + 0,75 S2 + 1,11 FICT$
ELU13	$1,35 G + 1,50 W3 + 0,75 S2 + 3,14 FICT$
ELU14	$1,35 G + 1,50 W1 + 0,75 S4 + 1,14 FICT$
ELU15	$1,35 G + 1,50 W3 + 0,75 S4 + 3,25 FICT$
ELU16	$1,35 G + 1,50 S2 + 0,90 W1 + 1,33 FICT$
ELU17	$1,35 G + 1,50 S2 + 0,90 W3 + 2,89 FICT$
ELU18	$1,35 G + 1,50 S4 + 0,90 W1 + 1,41 FICT$
ELU19	$1,35 G + 1,50 S4 + 0,90 W3 + 3,06 FICT$
ELU20	$1,35 G + 1,50 S2 + 1,50 Q + 0,90 W1 + 1,63 FICT$
ELU21	$1,35 G + 1,50 S2 + 1,50 Q + 0,90 W3 + 3,58 FICT$
ELU22	$1,35 G + 1,50 S4 + 1,50 Q + 0,90 W1 + 1,72 FICT$
ELU23	$1,35 G + 1,50 S4 + 1,50 Q + 0,90 W3 + 3,76 FICT$
ELU24	$1,35 G + 1,50 W1 + 1,50 Q + 0,75 S2 + 1,40 FICT$
ELU25	$1,35 G + 1,50 W3 + 1,50 Q + 0,75 S2 + 4,03 FICT$
ELU26	$1,35 G + 1,50 W1 + 1,50 Q + 0,75 S4 + 1,43 FICT$
ELU27	$1,35 G + 1,50 W3 + 1,50 Q + 0,75 S4 + 4,15 FICT$
ACC1	$1,00 G + 1,00 SAd + 1,0 Q + 1,22 FICT$
ACC2	$1,00 G + 1,00 WA1 + 1,0 Q + 0,86 FICT$
ACC3	$1,00 G + 1,00 WA2$
ACC4	$1,00 G + 1,00 WA3 + 1,0 Q + 0,74 FICT$
ACC5	$1,00 G + 1,00 WA4$

On prendra également en considération la combinaison sismique pour les portiques inclus dans le système de stabilité longitudinale (poutre au vent et palées):

$$SIS1 \quad 1,00 G + 1,00 (E_{\text{longi}} + 0,30 E_{\text{trans}}) + 1,00 Q$$

Les combinaisons utilisées pour la stabilité longitudinale sont détaillées aux [chapitres 8 et 9](#).

6 Vérification des éléments de la structure principale

6.1 Traverses

6.1.1 Déformations (ELS)

NF EN 1993-1-1 et NF EN 1993-1-1/NA -
Paragraphe 7.2.1

La flèche maximale (w_{max}) sous combinaisons ELS et la flèche sous actions variables (w_3) doivent être vérifiées. Les limites recommandées sont celles données dans le **Tableau 31**.

Conditions	Flèche maximale	Flèche sous charges variables
Toitures accessibles	$w_{max} \leq L/200$	$w_3 \leq L/300$
Toitures inaccessibles	$w_{max} \leq L/200$	$w_3 \leq L/250$
Plancher (cas général)	$w_{max} \leq L/200$	$w_3 \leq L/300$
Plancher ou toiture supportant des cloisons ou revêtement fragiles	$w_{max} \leq L/250$	$w_3 \leq L/350$

Tableau 31 : Flèches admissibles pour les traverses

La **Figure 60** présente l'enveloppe des flèches sous combinaisons ELS, ainsi que la flèche sous charges permanentes.



Figure 60 : Flèche des traverses

Le critère sur la flèche maximale sous combinaisons ELS est donc vérifié :

$$w_{max} = 57,1 \text{ mm} < \frac{16000}{200} = 80 \text{ mm}$$

De même pour le critère sur la flèche sous actions variables :

$$w_3 = 57,1 - 18,0 = 39,1 \text{ mm} < \frac{16000}{250} = 64 \text{ mm}$$

6.1.2 Résistance des sections

La **Figure 61** présente l'enveloppe des sollicitations (N_{Ed} , V_{Ed} et $M_{y,Ed}$) sous combinaisons ELU et ACC. Pour la suite, l'analyse se concentre sur les moments extrêmes : $M_{Ed} = 126,5 \text{ kN.m}$ en travée, $M_{Ed} = -319,4 \text{ kN.m}$ à l'encastrement et $M_{Ed} = -173,9 \text{ kN.m}$ en sortie de jarret. Il convient en principe d'ajouter la vérification sous flexion négative en travée (avec une longueur de déversement de 10 m), qui ne pose pas de problème ici (moment très faible).

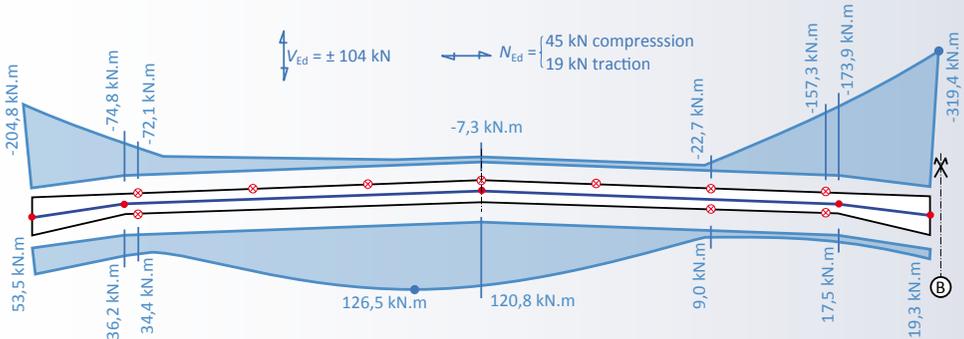


Figure 61 : Enveloppe des sollicitations ELU dans les traverses

Les croix rouges cerclées indiquent la position des maintiens intermédiaires des semelles. Le détail des dispositions constructives permettant d'obtenir un maintien adéquat n'est pas l'objet du présent guide (quelques précisions sont néanmoins données en **Annexe D.1**).



Par la suite, l'effort de traction présent dans la traverse dans quelques combinaisons est négligé. La procédure de vérification adéquate est donnée au **paragraphe 8.3.1**. Ce critère ne pose aucun problème ici.

La vérification de la stabilité d'une barre soumise à un moment de flexion et un effort normal de traction est décrite dans les recommandations de la **CNC2M** pour l'application de la **NF EN 1993-1-1** (la traction a un effet favorable sur la stabilité de la barre).

6.1.2.1 Classification des sections

NF EN 1993-1-1 –
Paragraphe 5.5

La classification des sections transversales permet d'estimer la capacité de ces dernières à s'opposer au voilement local sous l'effet d'une compression. On distingue quatre classes, dont on retiendra principalement ceci :

- Classe 1 et 2 : permettent d'utiliser les caractéristiques plastiques (A et W_{pl}) ou les caractéristiques élastiques (A et W_{el}) dans les vérifications.
- Classe 3 : permettent uniquement l'utilisation des caractéristiques élastiques (A et W_{el}).

Classe 4 : les caractéristiques efficaces (A_{eff} et W_{eff}), inférieures ou égales aux caractéristiques élastiques, doivent être déterminées pour les vérifications.



La distinction entre les classes 1 et 2 est seulement utile pour des applications particulières comme l'analyse globale plastique des structures ou le dimensionnement sismique en considérant un comportement dissipatif. Ces applications spécifiques ne sont pas visées par le présent guide.

La classe d'une section est la classe la plus élevée des parois comprimées constitutives de la section, chaque paroi comprimée étant classée en fonction de son élancement, de ses conditions aux limites et de son état de contrainte. Le **Tableau 32** donne les élancements limites des parois pour les cas de sollicitations les plus simples.



La classe d'une section en compression uniforme est toujours supérieure ou égale à celle obtenue pour un autre état de sollicitation. Il s'agit de la configuration la plus défavorable.

	Classe 1	Classe 2	Classe 3
	Paroi en console uniformément comprimée $c/t \leq 9 \varepsilon$	Paroi en console uniformément comprimée $c/t \leq 10 \varepsilon$	Paroi en console uniformément comprimée $c/t \leq 14 \varepsilon$
	Paroi interne en flexion simple ¹ $c/t \leq 72 \varepsilon$	Paroi interne en flexion simple ¹ $c/t \leq 83 \varepsilon$	Paroi interne en flexion simple ¹ $c/t \leq 124 \varepsilon$
	Paroi interne uniformément comprimée $c/t \leq 33 \varepsilon$	Paroi interne uniformément comprimée $c/t \leq 38 \varepsilon$	Paroi interne uniformément comprimée $c/t \leq 42 \varepsilon$

1) Correspondant à des contraintes opposées et égales en valeur absolue à chaque extrémité.

Tableau 32 : Classification des parois

Les profilés laminés et les PRS les plus courants peuvent être classés rapidement à l'aide des tableaux donnés en **Annexe B**. Dans le cadre de l'utilisation de cette annexe, les sections comprimées et fléchies peuvent être classées en considérant l'effort de compression maximal, cette classe étant alors la plus défavorable pour toutes les combinaisons.



Tous les profils de la gamme IPE sont de classe 1 en flexion simple (jusqu'au S355).

Une paroi ne respectant pas le critère pour être de classe 3 est ainsi de classe 4 et il convient alors de déterminer les caractéristiques efficaces de la section à l'aide de la NF EN 1993-1-5, Paragraphe 4.4 ou par la méthode simplifiée décrite en **Annexe C** (si applicable).

La traverse IPE 330 – S275 ($\varepsilon = 0,924$) est classée selon le tableau donné en Annexe B. L'effort de compression maximum vaut 45 kN, donc la section est de classe 1 (pour $N_{Ed} \leq 398$ kN).

Dans la zone de jarret, en considérant que la semelle intermédiaire n'a pas d'effet sur la classification de l'âme (sécuritaire), il est possible d'utiliser les tableaux de classification des PRS de l'Annexe B :

$$\frac{N_{Ed}}{h_w t_w f_y} = \frac{45000}{600 \times 7,5 \times 275} = 0,04$$

Par interpolation linéaire, la limite de la classe 2 vaut $79,4 \varepsilon$:

$$\frac{c}{t_w} = \frac{600 - 2 \times (11,5 + 18)}{7,5} = 72,1 < 79,4 \varepsilon = 73,4 \quad \text{Classe 2 OK}$$

En toute section et quelle que soit la combinaison, la traverse est donc de classe 2, au pire. Il est possible d'utiliser les caractéristiques plastiques dans les vérifications.

On détermine les propriétés de la section d'encastrement à l'aide du logiciel PropSection (disponible sur le site du CTICM : <https://www.cticm.com/content/logiciels>). Les résultats principaux sont donnés dans le Tableau 33.

	Aire totale de section	A	101,96 cm ²
	Dans le Repère Utilisateur yOz		
	Abscisse du cdg G dans yOz	yG	0,00 cm
	Ordonnée du cdg G dans yOz	zG	29,56 cm
	Dans le Repère Principal YGZ		
	Moment quadratique principal /GY (axe fort)	IY	46304,90 cm ⁴
	Moment quadratique principal /GZ (axe faible)	IZ	1182,82 cm ⁴
	Module élastique fibre supérieure (Z+) /GY	WelYsup	1521,31 cm ³
	Module élastique fibre inférieure (Z-) /GY	WelYinf	1566,34 cm ³
	Module élastique fibre supérieure (Y+) /GZ	WelZsup	147,85 cm ³
	Module élastique fibre inférieure (Y-) /GZ	WelZinf	147,85 cm ³
	Module plastique /GY	WplY	1799,90 cm ³
	Module plastique /GZ	WplZ	231,90 cm ³
Propriétés liées à la torsion			
Inertie de torsion	It	43,72 cm ⁴	
Inertie de gauchissement	Iw	676629,00 cm ⁶	

Tableau 33 : Propriétés de la section d'encastrement

6.1.2.2 Effort tranchant – vérification et interaction

NF EN 1993-1-1 –
Paragraphe 6.2.6

En toute section transversale, il convient de vérifier la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

La résistance au cisaillement $V_{c,Rd}$ est déterminée comme suit :

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

L'aire résistante au cisaillement A_v est donnée dans le **Tableau 34**. Il est également possible de la trouver dans certains catalogues de sections.

Section	Direction de l'effort tranchant	Aire résistante au cisaillement
Section laminées en I ou H	parallèle à l'âme	$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r_c) t_f$
	parallèle aux semelles	$A_v = A - h_w t_w$
Section soudées en I ou H	parallèle à l'âme	$A_v = h_w t_w$
	parallèle aux semelles	$A_v = A - h_w t_w$
Section laminées en U	parallèle à l'âme	$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + r_c) t_f$
	parallèle aux semelles	$A_v = A - h_w t_w$

Tableau 34 : Aire résistante au cisaillement

L'âme d'une poutre en I sollicitée en cisaillement n'est pas sensible au voilement par cisaillement si ses dimensions respectent le critère suivant :

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \varepsilon$$



On considère ici que $\eta = 1,0$, ce qui est sécuritaire.



Tous les profilés laminés des gammes IPE et HE vérifient ce critère (jusqu'au S355). Les renforcements par jarrets constitués de demi-profilés laminés de même section que la barre courante ne sont pas plus sensibles au voilement que le profil de base (la semelle intermédiaire constitue un raidisseur suffisamment efficace).

NF EN 1993-1-5 –
Chapitre 5

Si l'âme est sensible au voilement par cisaillement (donc si $h_w / t_w > 72 \varepsilon$), la résistance au cisaillement $V_{c,Rd}$ prend la valeur suivante :

$$V_{c,Rd} = V_{b,Rd} = \frac{\chi_w h_w t_w f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M1}}$$

avec :

$$\chi_w = \frac{72 \varepsilon}{h_w / t_w} \quad \text{mais} \quad \chi_w \leq 1,0$$



Des méthodes plus favorables tenant compte de la présence de raidisseurs intermédiaires ou de l'influence bénéfique des semelles peuvent être trouvées dans la norme NF EN 1993-1-5.

L'effet de l'effort tranchant sur la résistance en flexion simple est négligeable lorsque le critère suivant est vérifié :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 0,5$$

Lorsqu'il est nécessaire de prendre en compte l'interaction entre l'effort tranchant et la flexion, il est possible de le faire en considérant une âme d'épaisseur $t_{w,red}$ dans le calcul des caractéristiques de la section :

$$t_{w,red} = t_w \left[1 - \left(2 \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right)^2 \right] \quad \text{et} \quad t_{w,red} \leq t_w$$

Cette épaisseur d'âme réduite est utilisée pour le calcul de l'aire, en présence d'un effort normal, et du module de résistance à la flexion.

Pour des sections de classe 1, 2 ou 3, les expressions suivantes peuvent être utilisées :

$$A_{red} = A - t_w h_w \left(2 \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right)^2$$

$$W_{el,y,red} = W_{el,y} - \frac{t_w h_w^2}{6} \left(2 \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right)^2$$

$$W_{pl,y,red} = W_{pl,y} - \frac{t_w h_w^2}{4} \left(2 \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right)^2$$

Pour des sections de classe 4, l'élancement de l'âme est déterminée avec t_w , tandis que $t_{w,red}$ est utilisée pour le calcul des caractéristiques (aire et module efficaces).

La traverse n'est pas sensible au voilement par cisaillement. L'aire résistante au cisaillement vaut :

$$A_v = 6261 - 2 \times 160 \times 11,5 + (7,5 + 2 \times 18) \times 11,5 = 3081 \text{ mm}^2$$

La résistance de la traverse à l'effort tranchant vaut donc :

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{3081 \times 275/\sqrt{3}}{1,0} \cdot 10^{-3} = 489 \text{ kN}$$

L'effort tranchant parallèle à l'âme vaut au maximum 104 kN. On vérifie donc bien que la traverse est suffisamment résistante mais aussi que l'effort tranchant peut être négligé dans le calcul de la résistance en flexion :

$$\frac{104}{489} = 0,21 < 1,0 \quad (\text{et également } < 0,5)$$

En zone renforcée par le jarret, le calcul est similaire et nettement plus favorable.

6.1.2.3 Résistance des sections en compression simple

NF EN 1993-1-1 –
Paragraphe 6.2.4

La résistance vis-à-vis de l'effort normal $N_{c,Rd}$ est déterminée comme suit :

– pour les sections transversales de Classe 1, 2 ou 3 :

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

– pour les sections transversales de Classe 4 :

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Les trous normaux (au sens de la NF EN 1090-2) contenant une fixation peuvent être négligé dans le calcul de l'aire A ou A_{eff} , selon la classe.

La traverse est au moins de classe 2 quelle que soit la section. Les caractéristiques plastiques sont donc utilisées. La résistance de la traverse à l'effort normal de compression vaut donc :

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{6261 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 1722 \text{ kN}$$

En zone renforcée par le jarret, la résistance est nettement supérieure :

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{10196 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 2804 \text{ kN}$$

6.1.2.4 Résistance des sections en flexion simple

NF EN 1993-1-1 –
Paragraphe 6.2.5

La valeur de calcul de la résistance d'une section transversale à la flexion par rapport à l'un de ses axes principaux (notés alors $M_{y,c,Rd}$ et $M_{z,c,Rd}$) est déterminée de la façon suivante :

– pour les sections transversales de Classe 1 ou 2 :

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

– pour les sections transversales de Classe 3 :

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}}$$

– pour les sections transversales de Classe 4 :

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}}$$

$M_{c,Rd}$ est déterminé en prenant en compte, le cas échéant, l'interaction avec l'effort tranchant (voir [paragraphe 6.1.2.2](#)) et la présence de trous de fixation (sauf les trous normaux avec boulons situés dans la zone comprimée).

La traverse est au moins de classe 2 quelle que soit la section. Les caractéristiques plastiques sont donc utilisées. La résistance de la traverse à la flexion vaut donc en zone courante ($W_{pl,y} = 804,3 \text{ cm}^3$) :

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{804,3 \cdot 10^3 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-6} = 221 \text{ kN.m}$$

En zone renforcée par le jarret, avec $W_{pl,y} = 1800 \text{ cm}^3$:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{1800 \cdot 10^3 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-6} = 495 \text{ kN.m}$$

6.1.2.5 Vérifications des sections sous flexion composée bi-axiale

NF EN 1993-1-1 –
Paragraphe 6.2.9

Il est sécuritaire de considérer le critère de vérification suivant, pour des sections sollicitées par un effort normal N_{Ed} , une flexion suivant l'axe fort $M_{y,Ed}$ et une flexion suivant l'axe faible $M_{z,Ed}$:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,c,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,c,Rd}} \leq 1,0$$

avec $N_{c,Rd}$, $M_{y,c,Rd}$ et $M_{z,c,Rd}$ déterminés en fonction des caractéristiques plastiques, élastiques ou efficaces selon la classe de la section (voir les paragraphes 6.1.2.1, 6.1.2.3 et 6.1.2.4).



Il est possible de trouver des critères plus favorables dans l'EN 1993-1-1, au paragraphe 6.2.9, notamment pour les sections de classe 1 ou 2 en flexion composée.

Le moment de flexion maximum vaut 176,6 kN.m dans la section courante (en sortie de jarret) et 324,5 kN.m en section renforcée par le jarret (section « maximale »). La vérification de la flexion composée en zone courante (sortie de jarret) :

$$\frac{45}{1722} + \frac{173,9}{221} = 0,81 < 1,0$$

La vérification en zone de jarret est plus favorable (en section maximale) :

$$\frac{45}{2804} + \frac{319,4}{495} = 0,66 < 1,0$$

6.1.3 Stabilité de la zone courante en travée

6.1.3.1 Flambement simple

NF EN 1993-1-1 –
Paragraphe 6.3.1

L'élancement réduit de la barre vis-à-vis du flambement, suivant chaque axe :

- pour des sections de classe 1, 2 ou 3 :

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,y}}} = \frac{L_{cr,y}/i_y}{93,9 \varepsilon} \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,z}}} = \frac{L_{cr,z}/i_z}{93,9 \varepsilon}$$

- pour des sections de classe 4 :

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr,y}}} = \frac{L_{cr,y}/i_y}{93,9 \varepsilon} \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr,z}}} = \frac{L_{cr,z}/i_z}{93,9 \varepsilon} \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}}$$



Pour mémoire, l'effort normal critique de flambement par flexion est défini par la formule suivante :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{L_{cr}^2}$$

$L_{cr,y}$ et $L_{cr,z}$ correspondent aux longueurs de flambement par flexion autour de y (flambement dans le plan de l'âme) et autour de z (flambement hors plan), respectivement. L'Annexe D donne de plus amples informations sur les longueurs de flambement à considérer.

i_y et i_z correspondent aux rayons de giration de la section dans la direction y et la direction z, respectivement, soit (quelque soit la classe de la section) :

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \quad \text{et} \quad i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}}$$

Les coefficients de réduction χ_y et χ_z sont déterminés à l'aide de l'Annexe F à partir des élancements réduits $\bar{\lambda}_y$ et $\bar{\lambda}_z$, et de la courbe Européenne de flambement appropriée.

Les valeurs de calcul des résistances au flambement par flexion autour de y et autour de z d'une barre comprimée sont déterminées par les formules suivantes :

$$N_{b,y,Rd} = \frac{\chi_y A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{et} \quad N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}}$$

Où A doit être remplacée par A_{eff} en présence d'une section de classe 4.

Les barres simplement comprimées sont vérifiées vis-à-vis du flambement lorsqu'elles respectent les inégalités suivantes :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{et} \quad \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \leq 1,0$$



Pour les barres simplement comprimées, la résistance des sections en compression simple est implicitement vérifiée par la vérification vis-à-vis du flambement (sauf en présence de trous non remplis par des fixations). Sous sollicitations composées, les deux vérifications (section et stabilité) doivent être formalisées.

La longueur de flambement de la traverse dans le plan de la portique (flambement autour de y) est prise égale à la longueur d'épure ($L_{cr,y} = 16,0$ m).

Hors plan, la longueur de flambement équivaut à l'entraxe des maintiens pour le tronçon d'extrémité (coté poteau central - $L_{cr,z} = 2,0$ m) et pour le tronçon central, elle est déterminée par l'expression donnée en **Annexe D.2** ($i_y = 137,1$ mm et $i_z = 35,5$ mm) :

$$k_{TF} = \sqrt{\frac{0,25 \times (330 - 11,5)^2 + 137,1^2 + 35,5^2}{0,5 \times (330 - 11,5)^2 + 0,156 \times \left(10000 \times \frac{11,5}{160}\right)^2}} = 0,588$$

$$L_{cr,eq} = 10000 \times 0,588 = 5880 \text{ mm} \quad (\text{et } 2000 < 5880 < 10000)$$

On calcule la résistance au flambement hors plan pour les deux tronçons pour se servir de ces résultats au moment de la vérification en flexion composée (voir **paragraphe 6.1.3.3**) :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{16000/137,1}{93,9 \times 0,924} = 1,35 \quad ; \quad \bar{\lambda}_{z,1} = \frac{2000/35,5}{93,9 \times 0,924} = 0,65 \quad ; \quad \bar{\lambda}_{z,2} = \frac{5880/35,5}{93,9 \times 0,924} = 1,91$$

En utilisant l'**Annexe F**, les coefficients de réductions suivants sont obtenus :

$$\chi_y = 0,443 \text{ (courbe a)} \quad ; \quad \chi_{z,1} = 0,811 \text{ (courbe b)} \quad ; \quad \chi_{z,2} = 0,227 \text{ (courbe b)}$$

Donc les résistances de la traverse vis-à-vis des flambements dans le plan et hors du plan sont déterminées :

$$N_{b,y,Rd} = \frac{0,443 \times 6261 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 763 \text{ kN}$$

$$N_{b,z,1,Rd} = \frac{0,811 \times 6261 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 1396 \text{ kN}$$

$$N_{b,z,2,Rd} = \frac{0,227 \times 6261 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 391 \text{ kN}$$

6.1.3.2 Déversement simple

NF EN 1993-1-1 –
Paragraphe 6.3.2

Il convient de déterminer l'élançement réduit de la barre vis-à-vis du déversement :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$$

où W_y est le module de résistance, plastique, élastique ou efficace selon la classe, pour une flexion suivant la grande inertie.

$$\text{Classe 1 ou 2 en flexion simple :} \quad W_y = W_{pl}$$

$$\text{Classe 3 en flexion simple :} \quad W_y = W_{el}$$

$$\text{Classe 4 en flexion simple :} \quad W_y = W_{eff}$$

Le moment critique de déversement élastique M_{cr} peut être évalué pour une barre à section uniforme et doublement symétrique à l'aide de la formule ci-dessous :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{L_{LT}^2} \left[\sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{LT}^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right]$$

- L_{LT} longueur maximale entre deux points maintenus vis-à-vis du déversement (voir D.3).
- I_z inertie de flexion par rapport à l'axe faible de la section
- I_w inertie de gauchissement de la section
- I_t inertie de torsion (aussi notée J) de la section
- C_1 coefficient de correction relatif à la forme du diagramme de moment fléchissant
- C_2 coefficient de correction relatif aux conditions d'application de la charge
- z_g distance entre le centre de gravité et le point d'application de la charge (positif si la charge « va » vers le centre de gravité, négatif si elle « s'en éloigne »)



En alternative, la formule approchée suivante peut être utilisée pour les sections en I , à partir de la hauteur h , la largeur b et l'épaisseur t_f des semelles :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{L_{LT}^2} \left[\sqrt{\frac{(h - t_f)^2}{4} + 0,156 \left(L_{LT} \frac{t_f}{b} \right)^2} + (C_2 z_g)^2 - C_2 z_g \right]$$

Cette expression enveloppe donne de meilleurs résultats pour les barres présentant des longueurs de déversement relativement faibles (inférieure à environ 10 fois la hauteur du profil).

Pour une barre sollicitée uniquement par des moments d'extrémité on considère que $C_2 = 0$ et C_1 s'obtient suivant la formule ci-dessous :

$$C_1 = \frac{1}{\sqrt{0,325 + 0,423 \psi + 0,252 \psi^2}}$$

où $-1 \leq \psi \leq 1$ le rapport entre les moments d'extrémités $|M_{Min}| / |M_{Max}|$, en comptant ψ positif lorsque les deux moments d'extrémité sont de même signes et négatif lorsqu'ils sont de signes différents. Cette expression peut également être utilisée pour un tronçon de barre entre deux maintiens, lorsque le moment de flexion varie linéairement d'une extrémité à l'autre de ce tronçon.

Pour d'autres configurations de poutres fléchies, C_1 et C_2 peuvent être déterminés à l'aide de l'Annexe E du présent document ou de l'Annexe M de la NF EN 1993-1-1/NA.



Il est également possible de déterminer M_{cr} à l'aide d'un logiciel adéquat, comme les logiciels LTBeam et LTbeamN disponibles sur le site du CTICM : <https://www.cticm.com/content/logiciels>.

Une méthode de calcul simplifiée pour $\bar{\lambda}_{LT}$ sans calcul de M_{cr} est également proposée dans l'article **Méthode simplifiée pour l'évaluation de l'élançement réduit de déversement d'un profilé laminé**, A. Bureau, *Revue construction métallique* n°4/2008.

Le coefficient de réduction χ_{LT} est déterminé à l'aide de l'Annexe F à partir de l'élançement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ et de la courbe Européenne de déversement appropriée.



Il est permis de corriger ce coefficient de réduction à l'aide d'un facteur f , dont le calcul est détaillé à la clause 6.3.2.3 de la norme NF EN 1993-1-1, tenant compte de la forme du diagramme de moment. Ce coefficient a un effet favorable, souvent faible mais pouvant atteindre 25% dans certains cas.

La valeur de calcul de la résistance au déversement d'une barre fléchie suivant son axe fort est déterminée par la formule suivante :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_y f_y}{\gamma_{M1}}$$

où W_y prend la même valeur que précédemment en fonction de la classe de la section en flexion simple.

Les barres simplement fléchies doivent être vérifiées vis-à-vis du déversement par le critère suivant :

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$



Pour les barres simplement fléchies, la résistance des sections en flexion simple est implicitement vérifiée par la vérification vis-à-vis du déversement (sauf en présence de trous de fixation dans la section de moment maximal). Sous sollicitations composées, les deux vérifications (section et stabilité) doivent être réalisées.

On doit vérifier deux tronçons de la traverse courante vis-à-vis du déversement : le tronçon présentant le moment positif maximal, et le tronçon présentant le moment négatif maximal. Les deux tronçons présentent une longueur de déversement $L_{LT} = 2000$ mm.

Tronçon central en flexion positive

Le digramme de moment est pratiquement constant dans ce cas. Donc :

$$C_1 = 1,00 \quad \text{et} \quad C_2 = 0,00$$

Le moment critique est estimé à l'aide de la formule approchée :

$$M_{cr} = 1,00 \times \frac{\pi^2 \times 210000 \times 788,1 \cdot 10^4}{2000^2} \sqrt{\frac{(330 - 11,5)^2}{4} + 0,156 \times \left(2000 \times \frac{11,5}{160}\right)^2} \cdot 10^{-6} = 682 \text{ kN.m}$$

La section est de classe 1 en flexion simple ($W_{pl,y} = 804,3 \text{ cm}^3$). L'élanement est déterminé :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{804,3 \times 275 \cdot 10^{-3}}{682}} = 0,57$$

Le coefficient de réduction est obtenu à l'aide de l'Annexe F :

$$\chi_{LT} = 0,852 \quad (\text{courbe b})$$

Le moment résistant au déversement du tronçon de barre vaut :

$$M_{b,Rd} = \frac{0,852 \times 804,3 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 188 \text{ kN.m}$$

Tronçon d'extrémité en flexion négative

Le moment varie linéairement entre 22,7 kN.m et la valeur maximum (157,3 kN.m), on retient cette fois :

$$\psi = \frac{22,7}{157,3} = 0,14 \quad \text{donc} \quad C_1 = \frac{1}{\sqrt{0,325 + 0,423 \times 0,14 + 0,252 \times 0,14^2}} = 1,60 \quad \text{et} \quad C_2 = 0,00$$

Le moment critique vaut donc 1,60 fois le moment critique calculé pour le tronçon central, donc :

$$M_{cr} = 1,60 \times 682 = 1091 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{804,3 \times 275 \cdot 10^{-3}}{1091}} = 0,45 \quad \text{et} \quad \chi_{LT} = 0,906 \text{ (courbe b)}$$

Et enfin, le moment résistant en sortie de jarret :

$$M_{b,Rd} = \frac{0,906 \times 804,3 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 200 \text{ kN.m}$$

6.1.3.3 Vérification de la stabilité de la barre

NF EN 1993-1-1 –
Paragraphe 6.3.3

La vérification de l'interaction entre l'effort normal de compression et les flexions d'axe fort et d'axe faible pour une barre à section uniforme est réalisée en vérifiant les deux critères ci-dessous :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,y,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,y,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0$$

Les sollicitations retenues ici sont les valeurs maximales dans la barre, ou le tronçon de barre étudié, même si elles ne se produisent pas dans la même section.

Les coefficients d'interaction k_{ij} peuvent être obtenus à l'aide du [Tableau 35](#). Ils dépendent de paramètres déterminés à l'occasion de la vérification vis-à-vis du flambement simple (voir [paragraphe 6.1.3.1](#)) et d'un facteur de moment uniforme équivalent défini dans le [Tableau 36](#).

		Propriétés plastiques (Classe 1 ou 2)	Propriétés élastiques (Classe 3 ou 4)
k_{yy}	$\bar{\lambda}_y \leq 1,0$	$C_{my} \left[1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} \right]$	$C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} \right)$
	$\bar{\lambda}_y > 1,0$	$C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} \right)$	$C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} \right)$
k_{yz}		$0,6 k_{zz}$	k_{zz}
k_{zy}	$\bar{\lambda}_z \leq 0,4$	$\min \left\{ 0,6 + \bar{\lambda}_z ; 1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0,25} \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \right\}$	$1 - \frac{0,05 \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0,25} \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}}$
	$0,4 < \bar{\lambda}_z \leq 1,0$	$1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0,25} \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}}$	$1 - \frac{0,05 \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0,25} \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}}$
	$\bar{\lambda}_z > 1,0$	$1 - \frac{0,1}{C_{mLT} - 0,25} \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}}$	$1 - \frac{0,05}{C_{mLT} - 0,25} \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}}$
k_{zz}	$\bar{\lambda}_z \leq 1,0$	$C_{mz} \left[1 + (2 \bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \right]$	$C_{mz} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \right)$
	$\bar{\lambda}_z > 1,0$	$C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \right)$

Tableau 35 : Valeurs des coefficients d'interaction k_{ij}



Les valeurs enveloppes suivantes peuvent être retenues pour les facteurs d'interaction k_{ij} :

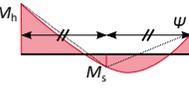
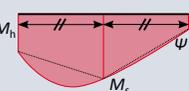
$$k_{yy} = C_{my} \left[1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} \right]$$

$$k_{yz} = C_{mz} \left[1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \right]$$

$$k_{zy} = 1,0$$

$$k_{zz} = C_{mz} \left[1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \right]$$

Par ailleurs, il est sécuritaire de considérer que C_{my} et C_{mz} sont tous les deux égaux à 1.

Diagramme de moment	Limites		Coefficients C_{my} , C_{mz} et C_{mLT}	
			Chargement uniforme	Chargement concentré
Diagramme linéaire 	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4 \psi (\geq 0,4)$	
$ M_h \geq M_s $  $\alpha_s = M_s / M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8 \alpha_s (\geq 0,4)$	
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8 \alpha_s (\geq 0,4)$	$-0,8 \alpha_s (\geq 0,4)$
$ M_h \leq M_s $  $\alpha_h = M_h / M_s$	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1 - \psi) - 0,8 \alpha_s (\geq 0,4)$	$-0,2 \psi - 0,8 \alpha_s (\geq 0,4)$
	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05 \alpha_h$	$0,90 + 0,10 \alpha_h$
		$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05 \alpha_h$	$0,90 + 0,10 \alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05 \alpha_h (1 + 2 \psi)$	$0,90 + 0,10 \alpha_h (1 + 2 \psi)$

Il convient de retenir $C_{my} = 0,9$ ou $C_{mz} = 0,9$ si dans cette direction la barre considérée présente un mode d'instabilité à nœuds déplaçables

Tableau 36 : Valeurs des facteurs de moment uniforme équivalent

Les facteurs de moment uniforme équivalent doivent être déterminés par rapport à la forme du diagramme du moment de flexion entre points maintenus (voir la Figure 62) :

- flexion autour de y-y et entre les points bloqués en déplacement suivant z pour C_{my}
- flexion autour de z-z et entre les points bloqués en déplacement suivant y pour C_{mz}
- flexion autour de y-y et entre les points bloqués en déplacement suivant y pour C_{mLT}

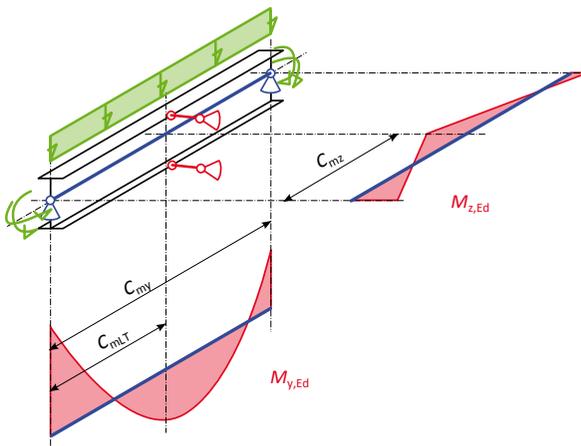


Figure 62 : Diagramme de moment à considérer pour les facteurs de moment uniforme (Exemple)



Le présent guide utilise les formulations de l'Annexe B de la NF EN 1993-1-1 pour les coefficients d'interaction k_{ij} . L'Annexe A de cette norme fournit d'autres formulations, plus précises mais aussi plus lourdes à utiliser.

Le facteur de moment uniforme équivalent C_{my} est déterminé sur la traverse entière en considérant le deuxième schéma du **Tableau 36** avec les rapports suivants :

$$\psi = \frac{-204,8}{-319,4} = 0,641$$

$$\alpha_s = \frac{120,8}{-319,4} = -0,378$$



Les rapports ψ et α_s doivent, en toute rigueur, être déterminés en considérant les diagrammes de moment correspondant aux combinaisons dimensionnantes. Dans le cas présent, les combinaisons dimensionnant la traverse donnent des diagrammes de moment similaires à l'enveloppe, ce qui permet de faire cette approximation. Cette approche sous-évalue légèrement le coefficient k_{yy} (de 10% environ), ce qui ne concerne que la partie de la vérification qui n'est pas dimensionnante.

Soit, considérant une charge répartie :

$$C_{my} = 0,1 - 0,8 \times (-0,378) = 0,402 \quad (> 0,4)$$

on retient les valeurs enveloppes pour les coefficients d'interaction :

$$k_{yy} = 0,402 \left[1 + 0,8 \frac{45}{763} \right] = 0,421$$

$$k_{zy} = 1,0$$

les vérifications sont donc réalisées en zone centrale :

$$\frac{45}{763} + 0,421 \times \frac{126,5}{188} = 0,34 < 1,0 \quad \text{et} \quad \frac{45}{391} + 1,0 \times \frac{126,5}{188} = 0,79 < 1,0$$

et en zone d'extrémité :

$$\frac{45}{763} + 0,421 \times \frac{157,3}{200} = 0,39 < 1,0 \quad \text{et} \quad \frac{45}{1396} + 1,0 \times \frac{157,3}{200} = 0,82 < 1,0$$

6.1.4 Stabilité de la zone de jarret

6.1.4.1 Méthode du flambement de la semelle comprimée

NF EN 1993-1-1 –
Paragraphe 6.3.1

Cette méthode consiste à contrôler la résistance vis-à-vis du flambement de la semelle comprimée, considérée isolée. Elle est sécuritaire mais assez simple à mettre en œuvre. Contrairement aux formules de vérification classiques (voir **paragraphe 6.1.3.3**), cette méthode permet la vérification des barres non uniformes (à hauteur variable).

L'effort de compression dans la semelle comprimée d'une section en flexion composée vaut environ :

$$N_{fz,Ed} = \frac{M_{Ed}}{h - t_f} + \frac{N_{Ed}}{2}$$

Dans le cadre d'application de la NF EN 1993-1-1, il est permis de considérer l'aire de la semelle comprimée additionnée d'un tiers de la part comprimée de l'âme (soit environ 1/6 de la hauteur totale de l'âme si la section est essentiellement fléchie). Les caractéristiques mécaniques de la semelle comprimée additionnée de 1/6 de l'âme peuvent être calculées comme suit :

$$I_{fz} = \frac{b^3 t_f}{12} \quad \text{et} \quad A_{fz} = \frac{A}{2} - \frac{(h - 2 t_f) t_w}{3}$$

L'élançement de la semelle comprimée est ensuite déterminé :

$$\bar{\lambda}_{fz} = \frac{1}{\sqrt{C_1}} \frac{L_{cr} / i_{fz}}{93,9 \varepsilon} \quad \text{avec} \quad i_{fz} = \sqrt{\frac{I_{fz}}{A_{fz}}}$$

Le facteur C_1 dépend de la variation du diagramme d'effort normal le long de la semelle et peut être estimé lorsque cette variation est linéaire par :

$$C_1 = \frac{1}{\sqrt{0,325 + 0,423 \psi + 0,252 \psi^2}} \quad \text{avec} \quad \psi = \frac{N_{Ed,min}}{N_{Ed,max}} \geq 0$$



Il est sécuritaire de considérer que $c_1 = 1,0$, cela correspond à un effort normal constant.

Le coefficient de réduction χ_{fz} est déterminé à l'aide de l'Annexe F à partir de l'élançement réduit et $\bar{\lambda}_{fz}$ et de la courbe c. La résistance au flambement de la semelle comprimée vaut ainsi :

$$N_{fz,b,Rd} = \frac{\chi_{fz} A_{fz} f_y}{\gamma_{M1}}$$

Il convient de vérifier le critère suivant :

$$\frac{N_{fz,Ed}}{N_{fz,b,Rd}} \leq 1,0$$

L'effort normal dans la semelle vaut en section d'encastrement :

$$N_{fz,Ed} = \frac{319,4}{600 - 11,5} \cdot 10^3 + \frac{45}{2} = 565 \text{ kN}$$

Et en section de brisure (assimilée à la section maintenue par le bracon) :

$$N_{fz,Ed} = \frac{173,9}{330 - 11,5} \cdot 10^3 + \frac{45}{2} = 568 \text{ kN}$$

Vu le peu de variation de l'effort normal, on considérera $C_1 = 1,0$. Les caractéristiques mécaniques de la semelle isolée valent :

$$I_{fz} = \frac{160^3 \times 11,5}{12} = 392,5 \text{ cm}^4 \quad \text{et} \quad A_{fz} = \frac{6261}{2} - \frac{(330 - 2 \times 11,5) \times 7,5}{3} = 23,63 \text{ cm}^2$$

$$i_{fz} = \sqrt{\frac{392,5}{23,63}} = 4,08$$

Et l'élanement :

$$\bar{\lambda}_{fz} = \frac{2000 / 40,8}{93,9 \times 0,924} = 0,56 \quad \text{donc} \quad \chi_{fz} = 0,809$$

La résistance de la semelle isolée vis-à-vis du flambement vaut donc :

$$N_{fz,b,Rd} = \frac{0,809 \times 2363 \times 275}{1,0} = 526 \text{ kN}$$

La résistance du jarret n'est donc pas vérifiée avec cette méthode :

$$\frac{568}{526} = 1,08 > 1,0$$

Une autre méthode, plus favorable, est proposée au [paragraphe 6.1.4.2](#).

6.1.4.2 Méthode générale

NF EN 1993-1-1 –
Paragraphe 6.3.4

En alternative à la méthode du flambement de la semelle isolée présentée au [paragraphe 6.1.4.1](#), il est possible d'appliquer la méthode dite « générale » pour les barres sollicitées en flexion composée. Cette méthode plus précise est également plus complexe à mettre en œuvre.

Il convient de déterminer le coefficient $\alpha_{ult,k}$ qui correspond à l'inverse du taux de travail de la section la plus sollicitée, en comptant si nécessaire les effets des imperfections, du second ordre global et du second ordre local :

$$\alpha_{ult,k} = \frac{1}{\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,c,Rd}}} \quad \text{mais} \quad \alpha_{ult,k} \leq \frac{1}{\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,c,Rd}}}$$

où $N_{b,y,Rd}$ est déterminé comme décrit en 6.1.3.1 (tenant compte de longueur de flambement à nœuds fixes ou à nœuds déplaçables, selon le cas), k_{yy} tel que précisé au [paragraphe 6.1.3.3](#) et $M_{y,c,Rd}$ la résistance de la section en flexion suivant [paragraphe 6.1.2.4](#).

L'élanement réduit global $\bar{\lambda}_{op}$ est obtenu comme suit :

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}}$$

Il convient de retenir le facteur $\alpha_{ult,k}$ le plus faible (en général, celui calculé avec le rapport $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd}$ maximal). Si $\alpha_{ult,k} \leq 1,0$, la section est insuffisante et il convient de modifier le dimensionnement.

Le coefficient $\alpha_{cr,op}$ est le coefficient d'amplification des charges pour provoquer une instabilité élastique hors plan. Il peut être déterminé à l'aide du logiciel LTBeamN disponible gratuitement sur le site du CTCM (<https://www.ctcm.com/content/logiciels>).



Dans le logiciel LTBeamN, $\alpha_{cr,op}$ est noté μ_{cr} .

Si $\alpha_{cr,op} \leq 1,0$, la barre est trop sensible à l'instabilité et il convient de modifier le dimensionnement.

Le coefficient de réduction χ_{op} est déterminé à l'aide de l'Annexe F en fonction de l'élanement $\bar{\lambda}_{op}$ et en choisissant de la courbe la plus défavorable pour la section présentant le $\alpha_{ult,k}$ minimal, entre celle relative au flambement par flexion hors plan et celle relative au déversement. La stabilité de la barre est vérifiée par le critère suivant :

$$\frac{1}{\chi_{op} \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}} \leq 1,0$$



La NF EN 1993-1-1 donne en fait le critère inverse, mais il est plus naturel d'effectuer une vérification de résistance à l'aide d'un critère devant rester inférieur à 1,0.

Le coefficient $\alpha_{ult,k}$ est minimal pour la vérification en sortie de jarret (voir paragraphes 6.1.3.3 et 6.1.2.5) :

$$\alpha_{ult,k} = \frac{1}{\frac{45}{763} + 0,421 \times \frac{173,9}{221}} = 2,56 \text{ mais } \alpha_{ult,k} \leq \frac{1}{\frac{45}{1722} + \frac{173,9}{221}} = 1,23$$

On obtient $\alpha_{cr,op}$ à l'aide de LTBeamN (voir Figure 63) :

$$\alpha_{cr,op} = 5,54$$

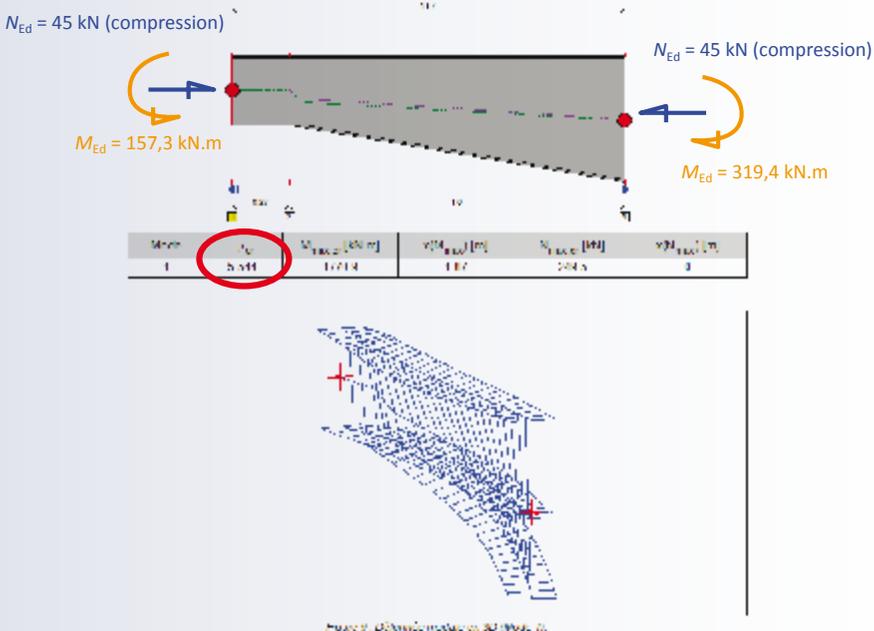


Figure 63 : Détermination de $\alpha_{cr,op}$ à l'aide de LTBeamN

L'élançement global et le coefficient de réduction sont donc calculés :

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{1,23}{5,54}} = 0,47 \quad \text{et} \quad \chi_{op} = 0,897 \quad (\text{courbe b})$$



Pour cette section, on doit retenir la courbe b pour le déversement comme pour le flambement hors plan.

Avec cette méthode, le jarret est bien vérifié :

$$\frac{1}{0,897 \times 1,23/1,0} = 0,91 < 1,0$$

6.2 Poteaux

6.2.1 Déformations (ELS)

NF EN 1993-1-1 et
NF EN 1993-1-1/NA –
Paragraphe 7.2.2

Le déplacement en tête du poteau sous combinaisons ELS doit être vérifié. Les limites recommandées sont celles données dans le **Tableau 37**.

Conditions	Limites
Bâtiments industriels à simple rez-de-chaussée, avec parois non fragiles :	
- déplacement en tête de poteaux	$\delta_1 \leq H/150$
- déplacement différentiel entre deux portiques consécutifs	$\delta_2 \leq L_i/150$
Autres bâtiments à simple rez-de-chaussée :	
- déplacement en tête de poteaux	$\delta_1 \leq H/250$
- déplacement différentiel entre deux portiques consécutifs	$\delta_2 \leq L_i/200$
Bâtiments industriels multi-étages, avec parois non fragiles :	
- déplacement total ($H \leq 20$ m)	$\delta_1 \leq H/250$
- déplacement relatif entre deux étages consécutifs	$\delta_2 \leq H_i/200$
Autres bâtiments multi-étages :	
- déplacement total si $H \leq 10$ m	$\delta_1 \leq H/300$
- déplacement total si $10 \leq H \leq 30$ m	$\delta_1 \leq H/(200 + 10 H)$
- déplacement relatif entre deux étages consécutifs	$\delta_2 \leq H_i/300$

Tableau 37 : Déplacements horizontaux maximaux recommandés



Il est rappelé que les bâtiments avec ponts roulants ne sont pas considérés dans le présent guide. Les critères de déformations des portiques supportant des ponts roulants sont sensiblement plus sévères (voir la norme NF EN 1993-6).

Les dimensions utilisées sont précisées sur la Figure 64.

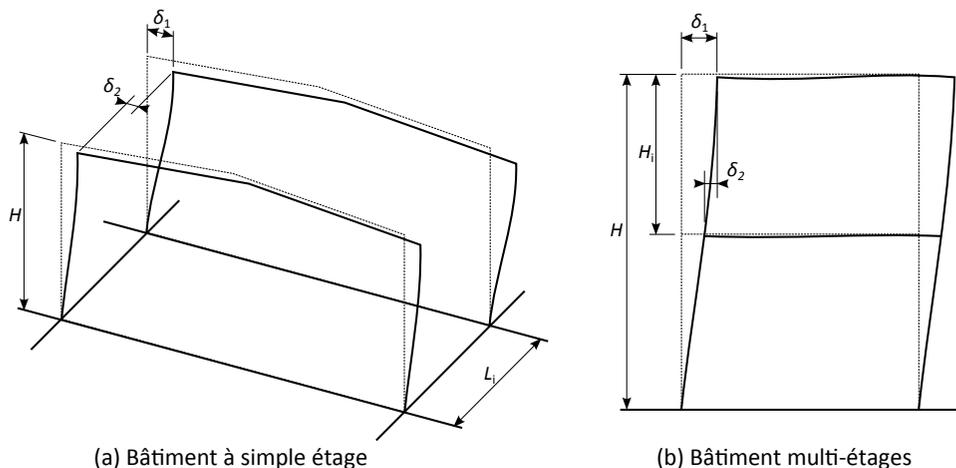


Figure 64 : Dimensions pour la vérification des déplacements en tête de poteaux

Dans le cas des bâtiments à simple rez-de-chaussée comportant des pans de fer, la vérification du déplacement différentiel entre le pan de fer et le premier portique courant peut être difficile à vérifier si $L_i \leq H$. Il est dans ce cas possible d'utiliser une poutre au vent longitudinale pour respecter ce critère.



Une telle disposition change le comportement du bâtiment (notamment sous séisme, le cas échéant) et induit des sollicitations supplémentaires dans le pan de fer.

La Figure 65 présente l'enveloppe des déformations horizontales sous combinaisons ELS.

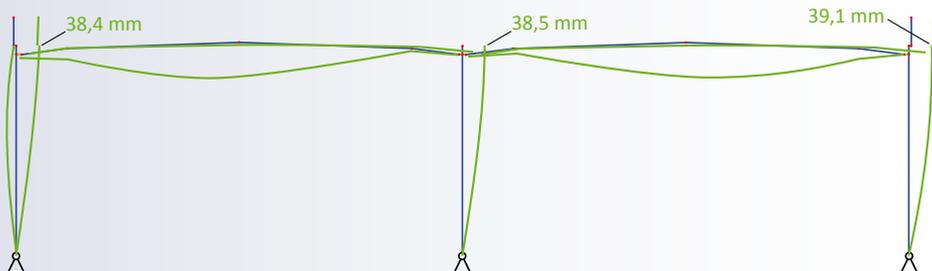


Figure 65 : Déformations horizontales du portique

Le critère sur la flèche horizontale maximale sous combinaisons ELS est donc vérifié :

$$\delta_1 = 39,1 \text{ mm} < \frac{7500}{150} = 50 \text{ mm}$$

De plus, le critère sur le déplacement différentiel entre le premier portique et le pan de fer est également vérifié (ici en supposant un déplacement nul pour le pan de fer) :

$$\delta_2 = 39,1 - 0 = 39,1 \text{ mm} < \frac{6000}{150} = 40 \text{ mm}$$

6.2.2 Résistance des sections

La Figure 66 présente l'enveloppe des sollicitations (N_{Ed} , V_{Ed} et $M_{y,Ed}$) sous combinaisons ELU et ACC.

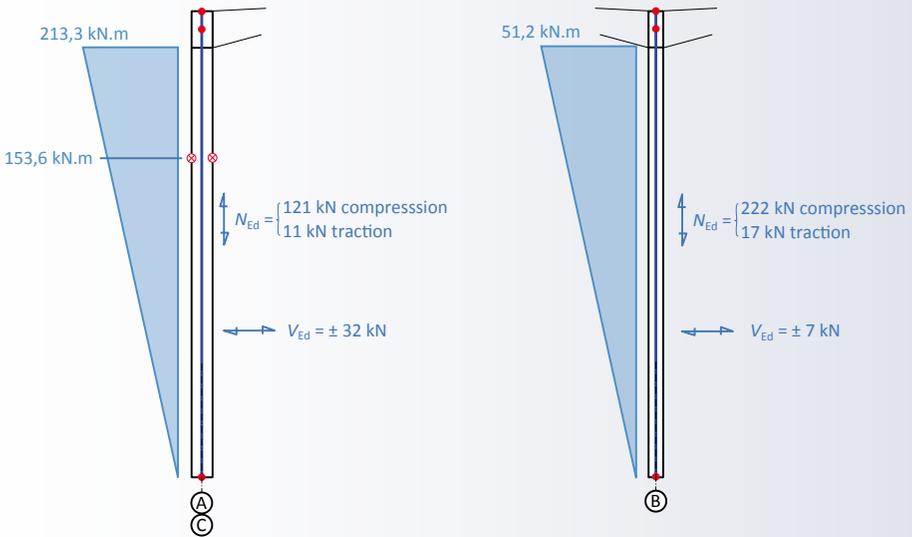


Figure 66 : Enveloppe des sollicitations ELU dans les poteaux

Les croix rouges cerclées indiquent la position des maintiens intermédiaires des semelles. Le détail des dispositions constructives permettant d'obtenir un maintien adéquat n'est pas l'objet du présent guide (quelques précisions sont néanmoins données en [Annexe D.1](#)).



Comme pour la traverse, l'effort de traction dans les poteaux est négligé. La traction est seulement utilisée pour la vérification des pieds de poteaux (voir [paragraphe 7.3](#)).

6.2.2.1 Classification des sections

Voir 6.1.2.1.

Les poteaux IPE 360 – S275 ($\varepsilon = 0,924$) sont classés selon le tableau donné en [Annexe B](#). L'effort de compression maximum vaut 121 kN, donc la section est de classe 1 (pour $N_{Ed} \leq 435 \text{ kN}$). Le poteau HEA 260 – S275 est de classe 1 quelle que soit la sollicitation.

6.2.2.2 Effort tranchant – vérification et interaction

Voir [paragraphe 6.1.2.2](#).

L'aire résistante au cisaillement du poteau IPE 360 – S275 vaut $A_v = 3514 \text{ mm}^2$ (non sensible au voilement par cisaillement). La résistance du poteau à l'effort tranchant vaut :

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{3514 \times 275 / \sqrt{3}}{1,00} \cdot 10^{-3} = 558 \text{ kN}$$

L'effort tranchant parallèle à l'âme vaut au maximum 32 kN. On vérifie donc bien que le poteau est suffisamment résistant mais aussi que l'influence de l'effort tranchant peut être négligé dans le calcul de la résistance en flexion :

$$\frac{32}{558} = 0,06 < 1,0 \quad (\text{et également } < 0,5)$$

Cette vérification est plus favorable pour le poteau central HEA 260 – S275 :

$$\frac{7}{457} = 0,02 < 1,0 \quad (\text{et également } < 0,5)$$

6.2.2.3 Résistance des sections en compression simple

Voir [paragraphe 6.1.2.3](#).

La résistance de la section des poteaux en compression simple est calculée :

Poteaux files A / C (classe 1)

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{7273 \times 275}{1,00} \cdot 10^{-3} = 2000 \text{ kN}$$

Poteau file B (classe 1)

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{8682 \times 275}{1,00} \cdot 10^{-3} = 2388 \text{ kN}$$

6.2.2.4 Résistance des sections en flexion simple

Voir [paragraphe 6.1.2.4](#).

La résistance de la section des poteaux en flexion simple est déterminée :

Poteaux files A / C (classe 1)

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{1019 \times 275}{1,00} \cdot 10^{-3} = 280 \text{ kN.m}$$

Poteau file B (classe 1)

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{919,8 \times 275}{1,00} \cdot 10^{-3} = 253 \text{ kN.m}$$

6.2.2.5 Vérifications des sections sous flexion composée bi-axiale

Voir [paragraphe 6.1.2.5](#).

La vérification de la flexion composée est réalisée en sommant simplement les taux de travail :

Poteaux files A / C

$$\frac{121}{2000} + \frac{213,3}{280} = 0,82 < 1,0$$

Poteau file B

$$\frac{222}{2388} + \frac{51,2}{253} = 0,30 < 1,0$$

6.2.3 Stabilité du poteau

6.2.3.1 Flambement simple

Voir [paragraphe 6.1.3.1](#).



Il est rappelé que la longueur de flambement des poteaux de portique dépend notamment du choix effectuée pour l'analyse globale.

Si l'analyse globale est réalisée par la méthode du cas fictif (ou une autre méthode incluant les effets des imperfections d'aplomb et du second ordre global), les poteaux de portique peuvent être vérifiés en considérant que la longueur de flambement est égale à la longueur d'épure du poteau.

Si l'analyse globale est réalisée par la méthode forfaitaire, les poteaux de portique doivent être vérifiés en utilisant les longueurs de flambement à nœuds déplaçables (voir l'[Annexe D.4.2](#)).

Poteaux files A / C

La longueur de flambement des poteaux file A / C dans le plan du portique (flambement autour de y) est égale à la longueur d'épure ($L_{cr,y} = 7,5$ m), car l'analyse globale a été menée suivant la méthode du cas fictif.

$$\bar{\lambda}_y = \frac{7500/149,5}{93,9 \times 0,924} = 0,58 \quad \text{donc} \quad \chi_y = 0,897 \text{ (courbe a)}$$

$$N_{b,y,Rd} = \frac{0,897 \times 7273 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 1794 \text{ kN}$$

Hors plan, les poteaux sont maintenus par une lisse ($L_{cr,z,1} = 5,0$ m et $L_{cr,z,2} = 2,5$ m). On calcule la résistance des deux tronçons pour se servir de ces résultats au moment de la vérification en flexion composée (voir [paragraphe 6.2.3.3](#)).

$$\bar{\lambda}_{z,1} = \frac{5000/37,9}{93,9 \times 0,924} = 1,52 \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_{z,2} = \frac{2500/37,9}{93,9 \times 0,924} = 0,76$$

donc :

$$\chi_{z,1} = 0,335 \quad \text{et} \quad \chi_{z,2} = 0,749 \quad (\text{courbe b dans les deux cas})$$

et pour finir :

$$N_{b,z,1,Rd} = \frac{0,335 \times 7273 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 670 \text{ kN}$$

$$N_{b,z,2,Rd} = \frac{0,749 \times 7273 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 1498 \text{ kN}$$

Poteau file B

La longueur de flambement vaut 7,5 m dans les deux directions. Les calculs mènent aux résultats suivants :

$$\bar{\lambda}_y = 0,79 \quad \text{et} \quad N_{b,y,Rd} = 1745 \text{ kN (courbe b)}$$

$$\bar{\lambda}_z = 1,33 \quad \text{et} \quad N_{b,z,Rd} = 898 \text{ kN (courbe c)}$$

6.2.3.2 Déversement simple

Voir [paragraphe 6.1.3.2](#).

Poteaux files A / C

Pour le tronçon inférieur, en considérant $C_1 = 1,75$ ($\psi = 0$) et $C_2 = 0$, le moment critique vaut (avec la formule simplifiée) :

$$M_{cr,1} = 1,75 \times 197 = 345 \text{ kN.m}$$

d'où l'élanement et le coefficient de réduction suivants :

$$\bar{\lambda}_{LT,1} = \sqrt{\frac{1019 \times 275 \cdot 10^{-3}}{345}} = 0,90 \quad \text{et} \quad \chi_{LT,1} = 0,661 \quad (\text{courbe b})$$

Le moment résistant au déversement du tronçon inférieur vaut :

$$M_{b,1,Rd} = \frac{0,661 \times 1019 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 185 \text{ kN.m}$$

Pour le tronçon supérieur, en considérant $C_1 = 1,14$ ($\psi = 0,737$) et $C_2 = 0$, le moment critique vaut (avec la formule simplifiée) :

$$M_{cr,2} = 1,14 \times 653 = 744 \text{ kN.m}$$

Tous calculs faits, on obtient $\bar{\lambda}_{LT,2} = 0,61$ et donc le moment résistant :

$$M_{b,2,Rd} = \frac{0,823 \times 1019 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 231 \text{ kN.m}$$

Poteau file B

En considérant $C_1 = 1,75$ ($\psi = 0$) et $C_2 = 0$, le moment critique vaut (avec la formule simplifiée) :

$$M_{cr} = 1,75 \times 251 = 439 \text{ kN.m}$$

Tous calculs faits, on obtient $\bar{\lambda}_{LT} = 0,76$ et donc le moment résistant :

$$M_{b,Rd} = \frac{0,818 \times 919,8 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 207 \text{ kN.m}$$

6.2.3.3 Vérification de la stabilité de la barre

Voir [paragraphe 6.1.3.3](#).

Poteaux files A / C

Le facteur de moment uniforme équivalent C_{my} est déterminé sur le poteau entier en considérant le premier schéma du [Tableau 36](#) :

$$C_{my} = 0,6 + 0,4 \times 0 = 0,60 \quad (> 0,4)$$

On peut donc déterminer le coefficient k_{yy} (pour mémoire $\bar{\lambda}_{y} = 0,58$) :

$$k_{yy} = 0,6 \left[1 + (0,58 - 0,2) \times \frac{121}{1794} \right] = 0,615$$

Tronçon inférieur

Le facteur C_{mLT} est déterminé considérant le diagramme de moment dans le tronçon ($\psi = 0$) :

$$C_{mLT} = 0,6 + 0,4 \times 0 = 0,60 \quad (> 0,4)$$

Et donc le coefficient k_{zy} pour ce tronçon ($\bar{\lambda}_{z,1} = 1,52$) :

$$k_{zy,1} = 1 - \frac{0,1}{0,60 - 0,25} \times \frac{121}{670} = 0,948$$

Le tronçon inférieur est donc vérifié :

$$\frac{121}{1794} + 0,615 \times \frac{153,6}{185} = 0,58 < 1,0$$

$$\frac{121}{670} + 0,948 \times \frac{153,6}{185} = 0,97 < 1,0$$

Tronçon supérieur

Le facteur C_{mLT} est déterminé considérant le diagramme de moment dans le tronçon ($\psi = 0,737$) :

$$C_{mLT} = 0,6 + 0,4 \times 0,737 = 0,895 \quad (> 0,4)$$

et donc le coefficient k_{zy} pour ce tronçon ($\bar{\lambda}_{z,2} = 0,76$) :

$$k_{zy,2} = 1 - \frac{0,1 \times 0,76}{0,895 - 0,25} \times \frac{121}{1498} = 0,990$$

Le tronçon supérieur est donc vérifié :

$$\frac{121}{1794} + 0,633 \times \frac{213,3}{231} = 0,65 < 1,0$$

$$\frac{121}{1498} + 0,990 \times \frac{213,3}{231} = 0,99 < 1,0$$

Poteau file B

$$C_{my} = 0,6 + 0,4 \times 0 = 0,60 \quad (> 0,4)$$

avec les valeurs enveloppes, les coefficients d'interaction valent :

$$k_{yy} = 0,6 \left[1 + 0,8 \times \frac{222}{1745} \right] = 0,66$$

$$k_{zy} = 1,0$$

Le poteau central est bien vérifié :

$$\frac{222}{1745} + 0,66 \times \frac{51,2}{207} = 0,29 < 1,0$$

$$\frac{222}{898} + 1,0 \times \frac{51,2}{207} = 0,49 < 1,0$$



Le surdimensionnement du poteau central est dû à la nécessité de conserver une rigidité transversale du portique suffisante (pour les critères ELS) tout en ayant une bonne inertie suivant l'axe faible pour résister au flambement sans maintien intermédiaire.

7 Vérification des assemblages de la structure principale



Les assemblages décrits ici utilisent des boulons non précontraints. Pour l'utilisation de boulons précontraints (à serrage contrôlé), il faut également utiliser l'Annexe G.

Pour les assemblages sollicités en flexion (encastrement au faîtage et traverse – poteau), les rangées de boulons sont conventionnellement numérotées à partir de la rangée plus éloignée de la semelle comprimée de la poutre (ou du jarret). Une même rangée est ainsi numérotée différemment selon le signe du moment sollicitant.

Dans le présent guide, on considère au maximum 3 rangées de boulons dans le calcul, et la numérotation retenue est celle de la Figure 67 (pour le signe de moment correspondant à des charges gravitaires).

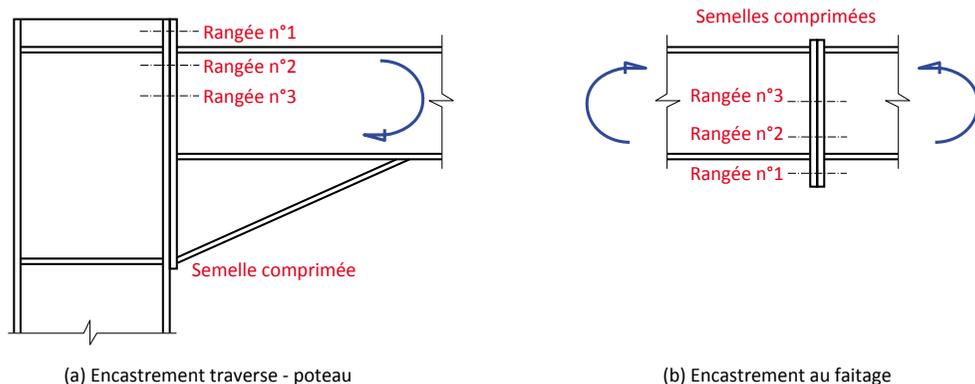


Figure 67 : Numérotation des rangées de boulons

En l'absence de rangée débordante, il suffit de considérer une résistance nulle pour les termes correspondant à la rangée n°1.



Les méthodes présentées ici constituent des simplifications de la norme NF EN 1993-1-8, principalement basées sur l'article *Méthode de calcul simplifiée d'assemblages par platines boulonnées*, M. Couchaux, *Revue construction métallique n°4/2013*. Dans la logique de cet article, les longueurs efficaces des tronçons en Té tendus notés l_{eff} dans la norme sont remplacées par le facteur $\alpha = l_{eff}/m$. Les expressions de certains paramètres sont différentes de celles données dans la norme.

7.1 Encastrement au faîtage



Il est possible d'obtenir rapidement la résistance d'un assemblage poutre – poutre par platine d'about en utilisant le guide ASCAP *Assemblages de continuité de poutres réalisés par platines d'about*, CTICM, 2007 ou le logiciel PlatineX, disponible gratuitement sur le site du CTICM (<https://www.cticm.com/content/logiciels>).

7.1.1 Dispositions constructives

La méthode de calcul des assemblages par platine d'about présentée dans ce document est applicable aux assemblages respectant les conditions géométriques du **Tableau 38**.



Les méthodes présentées ici sont applicables quel que soit le sens de flexion.

La dimension m (même principe pour m_x et m_{2x}) est définie sur la **Figure 68**.

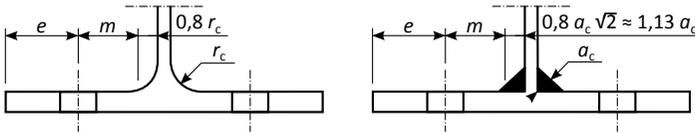


Figure 68 : Définition de la côte m pour le calcul des tronçons en T

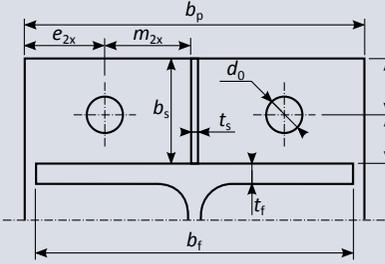
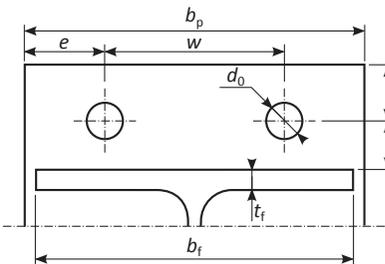
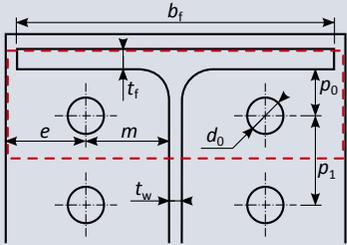
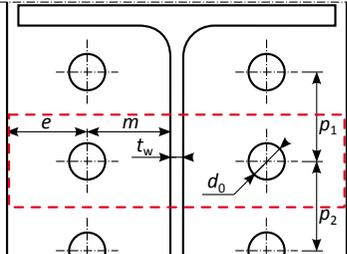
Rangée	Paramètres	Conditions
Extérieure raidie		$e_x ; e_{2x} \geq \max\{m_x ; m_{2x} ; 1,5 d_0\}$
Extérieure non raidie		$e_x \geq \max\{m_x ; 1,5 d_0\}$ $1,5 d_0 \leq e \leq 2,625 m_x$ $3,0 d_0 \leq w \leq 5,25 m_x$
1 ^{re} intérieure		$e \geq \max\{m ; 1,5 d_0\}$ $3,0 d_0 \leq p_1 \leq 5,25 m$
1 ^{re} Centrale		$e \geq \max\{m ; 1,5 d_0\}$ $p_2 \geq 3,0 d_0$

Tableau 38 : Conditions géométriques d'application de la méthode simplifiée

L'assemblage de faitage des traverses IPE 330 – S275 est réalisé par platine d'about d'épaisseur 15 mm en S275. Cet assemblage est présenté à la [Figure 69](#).

Les cotes m et m_x sont calculées comme suit :

$$m = (80 - 7,5)/2 - 1,13 \times 4 = 31,7 \text{ mm}$$

$$m_x = 80 - 11,5 - 33,5 - 1,13 \times 6 = 28,2 \text{ mm}$$

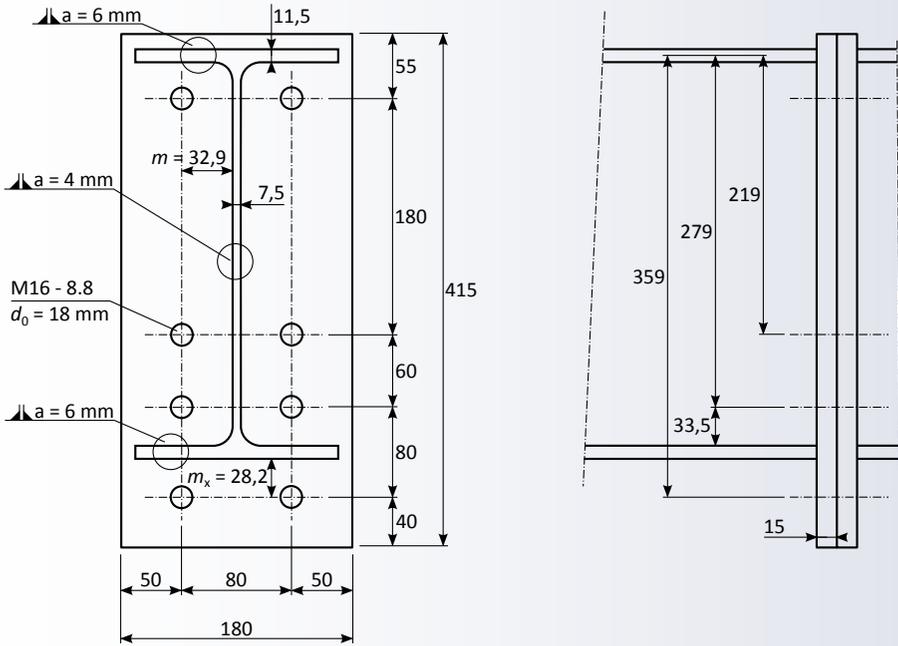


Figure 69 : Assemblage de continuité au faîtage

L'assemblage respecte bien les dispositions constructives permettant d'appliquer la méthode simplifiée :

rangée extérieure :

$$40 \text{ mm} > \max\{28,2 ; 1,5 \times 18\} = 28,2 \text{ mm}$$

$$1,5 \times 18 = 27 \text{ mm} < 50 \text{ mm} < 2,625 \times 28,2 = 74,0 \text{ mm}$$

$$3,0 \times 18 = 54 \text{ mm} < 80 \text{ mm} < 5,25 \times 28,2 = 148,1 \text{ mm}$$

1^{re} rangée intérieure :

$$50 \text{ mm} > \max\{31,7 ; 1,5 \times 18\} = 31,7 \text{ mm}$$

$$3,0 \times 18 = 54 \text{ mm} < 60 \text{ mm} < 5,25 \times 31,7 = 166,4 \text{ mm}$$

1^{re} rangée centrale :

$$50 \text{ mm} > \max\{31,7 ; 1,5 \times 18\} = 31,7 \text{ mm}$$

$$180 \text{ mm} > 3,0 \times 18 = 54 \text{ mm}$$

7.1.2 Résistance

7.1.2.1 Résistance vis-à-vis de l'effort tranchant

Il est possible de se passer de vérifications spécifiques vis-à-vis de l'effort tranchant dans un assemblage par platine d'about dont les soudures respectent les conditions données au [paragraphe 7.1.2.4](#), lorsque les critères suivants sont satisfaits :

$$t_p \geq 0,3 \frac{f_{ub}}{f_u} d \quad \text{et} \quad V_{j,Ed} \leq \frac{0,28 n_r f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$$

t_p épaisseur de la platine d'about

d diamètre des boulons

$V_{j,Ed}$ effort tranchant sollicitant l'assemblage

n_r nombre total de rangées de boulons

f_u et f_{ub} correspondent à la résistance ultime en traction de l'acier constituant la platine et les boulons, respectivement (voir le [paragraphe 1.3](#)).

Si les critères précédents ne sont pas satisfaits, la pression diamétrale doit être vérifiée suivant la méthode décrite au [paragraphe 8.4.2.2](#) en considérant que $F_{b,Ed} = 0,5 f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$, et la résistance de l'assemblage vis-à-vis de l'effort tranchant peut être calculée comme suit :

$$V_{j,Rd} = (n_r - 0,72 n_{r,t}) \frac{f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$$

où $n_{r,t}$ représente le nombre de rangées de boulons utilisées pour reprendre la traction (2 ou 3 dans le cadre du présent guide).

Les deux critères permettant de négliger l'effet de l'effort tranchant sont bien vérifiés :

$$15 \text{ mm} > 0,3 \times \frac{800}{430} \times 16 = 8,9 \text{ mm} \quad \text{et} \quad 104 \text{ kN} < \frac{0,28 \times 4 \times 800 \times 157}{1,25} \cdot 10^{-3} = 113 \text{ kN}$$

7.1.2.2 Composants comprimés

NF EN 1993-1-8 –
Paragraphe 6.2.6.7

Pour les assemblages de continuité poutre-poutre par platine d'about, le seul composant comprimé correspond à la semelle comprimée de la poutre (y compris une portion d'âme). La résistance de ce composant vaut :

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h - t_f}$$

avec $M_{c,Rd}$ tel que défini au [paragraphe 6.1.2.4](#) (éventuellement réduit par l'influence de l'effort tranchant), h et t_f la hauteur de la section et l'épaisseur de la semelle respectivement. Pour les poutres dont la hauteur est supérieure à 600 mm (hauteur comprenant un éventuel jarret), cette résistance doit être limitée par le critère suivant :

$$F_{c,fb,Rd} \leq 1,25 \frac{t_f b_f f_y}{\gamma_{M0}}$$

La résistance de la semelle comprimée vaut ($M_{c,Rd} = 221 \text{ kN.m}$ – voir 6.1.2.4) :

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{221}{330 - 11,5} \cdot 10^3 = 694 \text{ kN}$$

7.1.2.3 Rangées de boulons en traction

NF EN 1993-1-8 –
Paragraphe 6.2.4

La résistance d'un boulon en traction vaut :

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 A_s f_{ub}}{\gamma_{M2}}$$



Pour les boulons à tête fraisée, voir la norme NF EN 1993-1-8.

La résistance d'une rangée de deux boulons en traction est le minimum des résistances obtenues suivant les quatre modes de ruine ci-après :

– plastification de la platine seule

$$F_{T,1,Rd} = \frac{\alpha_i t_p^2 f_{yp}}{\gamma_{M0}}$$

– plastification de la platine et ruine des boulons

$$F_{T,2,Rd} = \frac{\alpha_i/4 t_p^2 f_{yp}}{\gamma_{M0}} + F_{t,Rd}$$

– ruine des boulons

$$F_{T,3,Rd} = 2 F_{t,Rd}$$

– rlastification de la section tendue (âme et semelle de la poutre)

$$F_{T,4,Rd} = \frac{A_{t,b} f_y}{\gamma_{M0}}$$

avec t_p l'épaisseur, f_{yp} et f_y les limites d'élasticité de l'acier de la platine d'about et de la poutre, respectivement. Le facteur α_i et l'aire tendue $A_{t,b}$ sont donnés dans le **Tableau 39** en fonction de la rangée considérée.

Rangées	α_i	$A_{t,b}$
<p>Extérieure raidie</p>	$\alpha_1 = 3,625$	$\frac{b_f t_f}{2} + b_s t_s$
<p>Extérieure non raidie</p>	$\alpha_1 = \frac{b_p/2}{m_x}$	$\frac{b_f t_f}{2}$
<p>1^{re} intérieure</p>	$\alpha_2 = 5,25$	<p>Avec rangée extérieure :</p> $\left(p_0 + \frac{p_1}{2}\right) t_w + \frac{b_f t_f}{2} \text{ mais } \leq \alpha_2 m t_w$ <p>Sans rangée extérieure :</p> $\left(p_0 + \frac{p_1}{2}\right) t_w + b_f t_f \text{ mais } \leq \alpha_2 m t_w$
<p>1^{re} centrale</p>	<p>Le minimum de</p> $\alpha_3 = 2,625 + \frac{p_1}{2 m}$	$\left(\frac{p_1}{2} + \frac{p_2}{2}\right) t_w \text{ mais } \leq \alpha_3 m t_w$
	<p>et</p> $\alpha_3 = \frac{p_1 + p_2}{2 m}$	

Tableau 39 : Facteur α_i et aire tendue $A_{t,b}$ pour l'assemblage par platine d'about

La résistance de la rangée i s'écrit donc :

$$F_{ti,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd} ; F_{T,2,Rd} ; F_{T,3,Rd} ; F_{T,4,Rd}\}$$

Les rangées de boulons tendues sont numérotées à partir de la plus éloignée du centre de compression, c'est-à-dire la rangée extérieure. En l'absence de rangée extérieure, il suffit de compter $F_{t1,Rd} = 0$.

La résistance d'un boulon M16 – 8.8 en traction vaut :

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times 157 \times 800}{1,25} = 90,4 \text{ kN}$$

Pour chaque rangée, le facteur α_i et l'aire tendue $A_{t,b}$ sont déterminés, suivit du calcul de la résistance pour les quatre modes de ruine.

Rangée n°1 (extérieure non raidie)

$$\alpha_1 = \frac{180/2}{28,2} = 3,19 \quad \text{et} \quad A_{t,b} = \frac{160 \times 11,5}{2} = 920 \text{ mm}^2$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{3,19 \times 15^2 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 197 \text{ kN}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{3,19/4 \times 15^2 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} + 90,4 = 140 \text{ kN}$$

$$F_{T,3,Rd} = 2 \times 90,4 = 181 \text{ kN}$$

$$F_{T,4,Rd} = \frac{920 \times 275}{1,0} = 253 \text{ kN}$$

La résistance de la rangée extérieure vaut ainsi $F_{t1,Rd} = 140 \text{ kN}$ (2^e mode : plastification de la platine et ruine des boulons).

Rangée n°2 (1^{re} intérieure)

$$\alpha_2 = 5,25 \quad \text{et} \quad A_{t,b} = 5,25 \times 31,7 \times 7,5 = 1248 \text{ mm}^2$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{5,25 \times 15^2 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 325 \text{ kN}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{5,25/4 \times 15^2 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} + 90,4 = 172 \text{ kN}$$

$$F_{T,3,Rd} = 2 \times 90,4 = 181 \text{ kN}$$

$$F_{T,4,Rd} = \frac{1248 \times 275}{1,0} = 343 \text{ kN}$$

La résistance de la 1^{re} rangée intérieure vaut ainsi $F_{t2,Rd} = 172 \text{ kN}$ (2^e mode : plastification de la platine et ruine des boulons).

Rangée n°3 (1^{re} centrale)

$$\alpha_3 = 2,625 + \frac{60}{2 \times 31,7} = 3,57 \quad \text{et} \quad A_{t,b} = 3,57 \times 31,7 \times 7,5 = 849 \text{ mm}^2$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{3,57 \times 15^2 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 221 \text{ kN}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{3,57/4 \times 15^2 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} + 90,4 = 146 \text{ kN}$$

$$F_{T,3,Rd} = 2 \times 90,4 = 181 \text{ kN}$$

$$F_{T,4,Rd} = \frac{849 \times 275}{1,0} = 233 \text{ kN}$$

La résistance de la 1^{re} rangée centrale vaut ainsi $F_{t3,Rd} = 146 \text{ kN}$ (2^e mode : plastification de la platine et ruine des boulons).

7.1.2.4 Soudures

NF EN 1993-1-8 –
Paragraphe 4.5.3 et 4.7.3

Dans le cadre du présent guide, les soudures sont conçues pour être au moins aussi résistantes que la pièce qu'elles attachent. Pour réaliser cette condition, il est possible d'utiliser :

- des soudures à pleine pénétration ;
- des soudures de pièces chanfreinées de part et d'autre respectant les conditions de la **Figure 70** (pleine pénétration efficace) ;

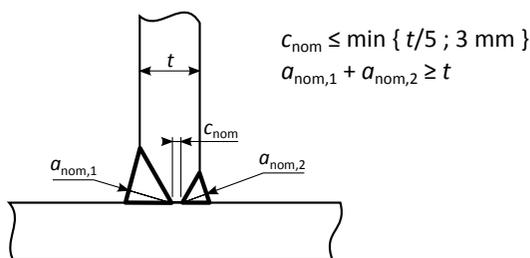


Figure 70 : Pleine pénétration efficace des soudures bout à bout en T

- des soudures par double cordon d'angle dont les gorges respectent les valeurs du **Tableau 40**.

Nuance d'acier (EN 10025-2 -3 ou -4)	Gorge minimale a_{min} ($t \leq 40$ mm)
S235	0,46 t
S275	0,48 t
S275 N/NL	0,53 t
S275 M/ML	0,56 t
S355 et S355 N/NL	0,58 t
S355 M/ML	0,60 t

Tableau 40 : Gorge pour un double cordon d'angle à pleine résistance



Pour mémoire, la conception des soudures doit tenir compte des sollicitations appliquées, des modes opératoires de réalisation et des possibilités de contrôle.

Les soudures du profil sur la platine sont des doubles cordons d'angle qui respectent les gorges données dans le **Tableau 40** :

Soudure des semelles : $a_{min} = 0,48 \times 11,5 = 5,5 \text{ mm} < a = 6 \text{ mm}$

Soudure de l'âme : $a_{min} = 0,48 \times 7,5 = 3,6 \text{ mm} < a = 4 \text{ mm}$

7.1.2.5 Moment résistant

NF EN 1993-1-8 et NF EN
1993-1-8/NA –
Paragraphe 6.2.7.2

Dans le cadre de l'application du présent guide, seule la contribution de la rangée extérieure (éventuelle) et des deux rangées intérieures les plus éloignées du centre de compression sont considérées dans le calcul du moment résistant (voir Figure 71).

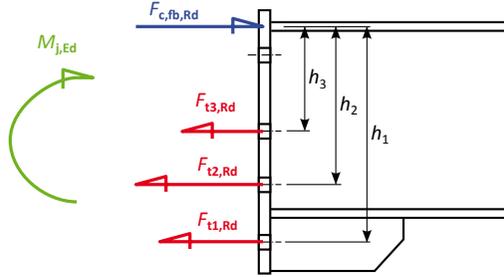


Figure 71 : Calcul du moment résistant de l'assemblage par platine d'about

La résistance des rangées telle que calculée au paragraphe 7.1.2.3 doit être limitée suivant les critères synthétisés dans le Tableau 41.

Rangée	Limitations
Extérieure	$F_{t1,Rd} \leq F_{c,fb,Rd}$
1 ^{re} intérieure	$F_{t2,Rd} \leq F_{c,fb,Rd} - F_{t1,Rd}$ $F_{t2,Rd} \leq F_{t1,Rd} \frac{h_2}{h_1}$ si $F_{t1,Rd} > 1,9 F_{t,Rd}$
1 ^{re} centrale	$F_{t3,Rd} \leq F_{c,fb,Rd} - (F_{t1,Rd} + F_{t2,Rd})$ $F_{t3,Rd} \leq F_{t2,Rd} \frac{h_3}{h_2}$ $F_{t3,Rd} \leq F_{t1,Rd} \frac{h_3}{h_1}$ si $F_{t1,Rd} > 1,9 F_{t,Rd}$

Tableau 41 : Limitations de la résistance des rangées

Le moment résistant de l'assemblage est ensuite déterminé comme suit :

$$M_{j,Rd} = \sum h_i F_{ti,Rd} = h_1 F_{t1,Rd} + h_2 F_{t2,Rd} + h_3 F_{t3,Rd}$$

La résistance de la troisième rangée (1^{re} centrale) est réduite :

$$F_{t3,Rd} = 172 \times \frac{219}{279} = 135 \text{ kN} \quad (\text{au lieu de } 146 \text{ kN})$$

Aucune autre limitation ne s'applique :

$$146 < 694 - (140 + 172) = 382 \text{ kN}$$

$$140 < 1,9 \times 90,4 = 172 \text{ kN}$$

Le moment résistant de l'assemblage est donc calculé :

$$M_{j,Rd} = 0,359 \times 140 + 0,279 \times 172 + 0,219 \times 134 = 128 \text{ kN.m}$$

Pour rappel, le moment sollicitant l'assemblage est de 120,8 kN.m. La résistance de l'assemblage est donc suffisante.

7.1.2.6 Effort normal – Résistance et interaction

NF EN 1993-1-8 –
Paragraphe 6.2.7.1

Si l'effort normal sollicitant l'assemblage représente 5% ou moins de la résistance de la section de la barre (voir [paragraphe 6.1.2.3](#)), il est possible de négliger son effet sur la résistance en flexion. Dans le cas contraire, la règle d'interaction suivante peut être appliquée :

$$\frac{N_{j,Ed}}{N_{j,Rd}} + \frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \leq 1,0$$

La résistance de l'assemblage en compression peut être prise égale à la résistance plastique de la poutre ($N_{c,Rd}$ donné au [paragraphe 6.1.2.3](#)) si les soudures respectent les conditions définies au [paragraphe 7.1.2.4](#).

La résistance de l'assemblage en traction peut être estimée en sécurité comme étant la somme de la résistance des rangées de boulons (telle que définie au [paragraphe 7.1.2.3](#)) disposées symétriquement par rapport à l'axe neutre de la poutre :

$$N_{j,Rd} = \sum F_{ti,Rd}$$



Les rangées non disposées symétriquement par rapport à l'axe neutre de la poutre sont ici négligées par simplification.

La résistance plastique de la section de la poutre a déjà été calculée (voir [paragraphe 6.1.2.3](#)) :

$$N_{c,Rd} = 1722 \text{ kN} \quad \text{donc} \quad \frac{45}{1722} = 2,6\% < 5\%$$

Il est possible de négliger l'effort normal dans la vérification de l'assemblage.

7.1.3 Rigidité

NF EN 1993-1-8 –
Paragraphe 6.3

Dans le cadre de l'application du présent guide, seules les contributions de la rangée extérieure (si elle existe) et de la rangée intérieure sont prises en compte pour la

détermination de la rigidité initiale en flexion de l'assemblage. Ce calcul est détaillé dans le **Tableau 42**.

Paramètres	Avec rangée extérieure	Sans rangée extérieure
Flexion de la platine k_5	$\min \left\{ \frac{0,9 \alpha_1 t_p^3}{m_x^2} ; \frac{0,9 \alpha_2 t_p^3}{m^2} \right\}$	$\frac{0,9 \alpha_2 t_p^3}{m^2}$
Allongement des boulons k_{10}	$\frac{1,6 A_s}{L_b}$	$\frac{1,6 A_s}{L_b}$
Coefficient de rigidité k_{eff}	$\frac{1}{\frac{2}{k_5} + \frac{1}{k_{10}}}$	$\frac{1}{\frac{2}{k_5} + \frac{1}{k_{10}}}$
Rigidité initiale en flexion $S_{j,ini}$	$E (h_1^2 + h_2^2) k_{eff}$	$E h_2^2 k_{eff}$

Tableau 42 : Détermination de la rigidité de l'assemblage de continuité par platine d'about

La longueur L_b dans le calcul du coefficient k_{10} représente la longueur du boulon soumis à l'allongement, égale à l'épaisseur serrée (matériau et rondelles) augmentée de la moitié de la hauteur d'écrou et de la moitié de la hauteur de la tête. Dans le cas d'un assemblage de continuité poutre-poutre :

$$L_b \approx 2 t_p + 1,3 d$$

Pour être considéré rigide dans l'analyse globale élastique, un assemblage de poutre-poutre au sein d'une ossature en portique doit vérifier la condition suivante :

$$S_{j,ini} \geq 25 \frac{E I_y}{L}$$



Les assemblages ne respectant pas ce critère sont dits « semi-rigides », et la norme NF EN 1993-1-8 impose de considérer leurs rigidités dans l'analyse globale (plutôt que d'être modélisés comme des encastremets). Ce type de comportement n'est pas abordé dans le présent guide.

Les coefficients de rigidité k_5 et k_{10} valent :

$$k_5 = \min \left\{ \frac{0,9 \times 3,19 \times 15^3}{28,2^2} ; \frac{0,9 \times 5,25 \times 15^3}{31,7^2} \right\} = 12,2 \text{ mm}$$

$$k_{10} = \frac{1,6 \times 157}{2 \times 15 + 1,3 \times 16} = 4,9 \text{ mm}$$

Donc :

$$k_{eff} = \frac{1}{\frac{2}{12,2} + \frac{1}{4,9}} = 2,72 \text{ mm}$$

$$S_{j,ini} = 210000 \times (359^2 + 279^2) \times 2,72 \cdot 10^{-6} = 118080 \text{ kN.m/rad}$$

La rigidité de l'assemblage est suffisante pour qu'il soit considéré comme un encastrement :

$$118080 \text{ kN.m/rad} > 25 \times \frac{210000 \times 11770 \cdot 10^4}{16000} \cdot 10^{-6} = 38620 \text{ kN.m/rad}$$

7.2 Encastrement traverse – poteau



Il est possible d'obtenir rapidement la résistance d'un assemblage poutre – poteau par platine d'about en utilisant le guide ASCAP *Encastrements de poutres sur poteaux réalisés par platines d'about, CTICM, 2007* ou le logiciel PlatineX, disponible gratuitement sur le site du CTICM (<https://www.cticm.com/content/logiciels>).

Les deux assemblages poutre-poteau sont vérifiés avec le logiciel PlatineX, voir [paragraphe 7.2.4](#).



L'application des règles du présent chapitre peut conduire à des valeurs de résistance et de rigidité initiale plus faibles que celle obtenue avec ce logiciel, du fait des simplifications effectuées dans le présent guide.

7.2.1 Dispositions constructives

Les limitations données au [paragraphe 7.1.1](#) doivent être respectées. De plus, des raidisseurs transversaux sont disposés dans l'âme du poteau en vis-à-vis des semelles tendues et comprimées de la poutre (voir [Figure 72](#)).



Les méthodes présentées ici ne sont pas applicables en l'absence de raidisseurs transversaux en vis-à-vis des semelles de la poutre. De plus, l'utilisation de raidisseur facilite l'atteinte des critères de rigidité (voir [paragraphe 7.2.3](#)). Ces méthodes sont applicables quel que soit le sens de flexion.

Les raidisseurs transversaux du poteau présentent une largeur b_{sc} et une épaisseur t_{fc} telle que :

$$b_{sc} \leq 0,5 b_{fb} + t_{fc}$$

$$t_{sc} \geq \frac{b_{sc}}{14 \varepsilon}$$



Le premier critère correspond à une largeur efficace. Il est possible d'utiliser un raidisseur plus large, on retient alors dans les calculs :

$$b_{sc} = 0,5 b_{fb} + t_{fc}$$

L'âme du poteau doit respecter la condition suivante :

$$\frac{d_{wc}}{t_{wc}} \leq 69 \varepsilon$$

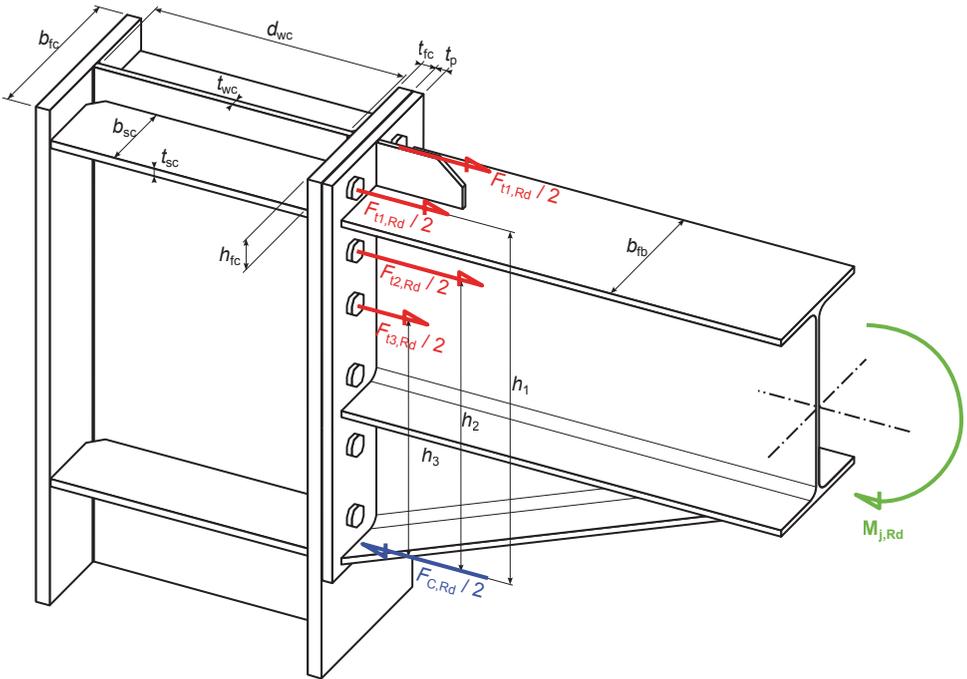


Figure 72 : Assemblage d'une poutre laminée et d'un poteau PRS (avec jarret)

7.2.2 Résistance

7.2.2.1 Résistance vis-à-vis de l'effort tranchant

Voir [paragraphe 7.1.2.1](#).

7.2.2.2 Composants comprimés (et assimilés)

Le composant correspondant à la semelle comprimée de la poutre doit être considéré (voir [paragraphe 7.1.2.2](#)). En sus, il convient de déterminer la résistance des composants suivants :

- âme du poteau en cisaillement (assimilé à un composant comprimé) : $V_{wp,Rd}$
- âme du poteau en compression : $F_{c,wc,Rd}$

En présence d'un jarret, un autre composant est à prendre en compte : l'âme de la poutre en sortie de jarret. Compte tenu des dimensions habituelles, ce critère peut être négligé pour des jarrets présentant un angle avec la traverse de moins de 18,5° (pente de 1/3).

NF EN 1993-1-8 –
Paragraphe 6.2.6.1

La résistance de l'âme du poteau en cisaillement est calculée comme suit :

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 f_{yc} A_{vc}}{\beta \sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

- f_{yc} Limite d'élasticité de l'acier du poteau
- A_{vc} Aire résistante au cisaillement du poteau, suivant le [paragraphe 6.2.2.2](#).
- β Coefficient donné dans le [Tableau 43](#)

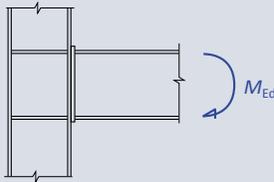
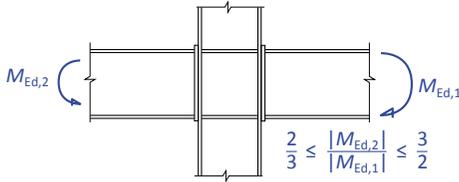
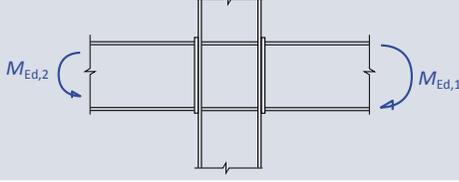
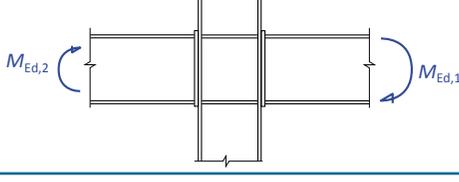
Situation	Schéma	β
Poteau de rive		1
Poteau intermédiaire moments dans les poutres de part et d'autre de signe opposé et proches en valeur absolue		0,5
Poteau intermédiaire moments dans les poutres de part et d'autre de signe opposé (cas général)		1
Poteau intermédiaire moments dans les poutres de part et d'autre de même signe		2

Tableau 43 : Coefficient β pour le cisaillement de l'âme des poteaux

La résistance de l'âme du poteau en compression est calculée comme suit :

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{0,6 b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc}}{\gamma_{M0}} + \frac{2 b_{sc} t_{sc} f_{ys}}{\gamma_{M0}}$$



Le facteur 0,6 est une valeur forfaitaire basse pour le produit $k_{wc} \omega$ de la norme NF EN 1993-1-8.

f_{ys} est la limite d'élasticité de l'acier des raidisseurs transversaux du poteau. La longueur de diffusion $b_{eff,c,wc}$ peut être calculée comme suit :

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + t_p + 5 (t_{fc} + s)$$

Pour rappel, t_{fb} est l'épaisseur de la semelle de la poutre, t_p celle de la platine et t_{fc} celle de la semelle du poteau. La côte s correspond à la racine du cordon de soudure âme semelle ou au rayon du congé de raccordement de poteau (selon le cas) :

$$s = a \sqrt{2} \quad \text{ou} \quad s = r_c$$

7.2.2.3 Rangées de boulons en traction

Le calcul de la résistance des rangées de boulons tendues est comparable à la procédure donnée au [paragraphe 7.1.2.3](#), mais il faut prendre en compte la possibilité d'une ruine dans le poteau. Les quatre modes de ruine deviennent dans ce cas :

– plastification de la platine ou de la semelle du poteau

$$F_{T,1,Rd} = \min \left\{ \frac{\alpha_i t_p^2 f_{yp}}{\gamma_{M0}} ; \frac{\alpha_i t_{fc}^2 f_{yc}}{\gamma_{M0}} \right\}$$

– plastification de la platine ou de la semelle et ruine des boulons

$$F_{T,2,Rd} = \min \left\{ \frac{\alpha_i/4 t_p^2 f_{yp}}{\gamma_{M0}} + F_{t,Rd} ; \frac{\alpha_i/4 t_{fc}^2 f_{yc}}{\gamma_{M0}} + F_{t,Rd} \right\}$$

– ruine des boulons (inchangée)

$$F_{T,3,Rd} = 2 F_{t,Rd}$$

– plastification de la section tendue (âme et semelle de la poutre ou âme et raidisseurs du poteau)

$$F_{T,4,Rd} = \min \left\{ \frac{A_{t,b} f_y}{\gamma_{M0}} ; \omega \frac{A_{t,c} f_{yc}}{\gamma_{M0}} \right\}$$

Le facteur ω tient compte de l'interaction avec l'effort tranchant présent dans l'âme du poteau et peut être trouvé dans le [Tableau 44](#).

Valeur de β (voir le Tableau 43)	Facteur ω
0,5	1,0
1	$\frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \left(\frac{\alpha_i m t_{wc}}{A_{vc}}\right)^2}}$
2	$\frac{1}{\sqrt{1 + 5,2 \left(\frac{\alpha_i m t_{wc}}{A_{vc}}\right)^2}}$

Tableau 44 : Facteur ω pour l'interaction avec l'effort tranchant

Les calculs de α_i et $A_{t,b}$ « coté platine » sont inchangés par rapport à ceux donnés au [paragraphe 7.1.2.3](#). Le facteur α_i et l'aire tendue $A_{t,c}$ sont donnés coté poteau dans le [Tableau 45](#) en fonction de la rangée considérée.

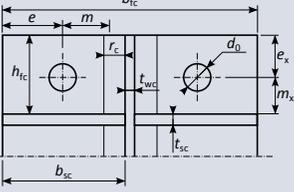
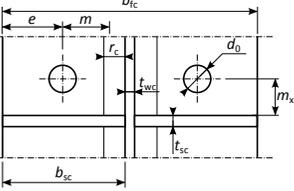
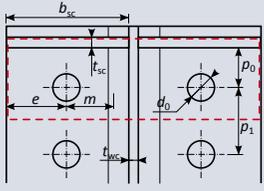
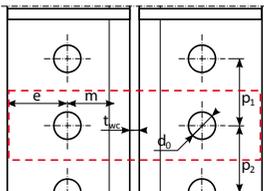
Rangées	α_i	$A_{t,b}$
Extérieure $(2 m \leq h_{fc} \leq 3,625 m)$ $m \leq e$ 	$\alpha_1 = 3,625$	$b_{sc} t_{sc} + h_{fc} t_{wc} < \alpha_1 . n . t_{wc}$
Extérieure ($h_{fc} \geq 3,625 m$) $m \leq e$ 	$\alpha_1 = 5,25$	$b_{sc} t_{sc} + h_{fc} t_{wc} \text{ mais } \leq \alpha_1 m t_{wc}$
1 ^{re} intérieure $m \leq e$ $p_1 \leq 5,25$ 	$\alpha_2 = 5,25$	Avec rangée extérieure : $(p_0 + \frac{p_1}{2}) t_{wc} + b_{sc} t_{sc} \text{ mais } \leq \alpha_2 m t_{wc}$ Sans rangée extérieure : $(p_0 + \frac{p_1}{2}) t_{wc} + 2 b_{sc} t_{sc} \text{ mais } \leq \alpha_2 m t_{wc}$
1 ^{re} centrale 	Le minimum de $\alpha_3 = 2,625 + \frac{p_1}{2 m}$ et $\alpha_3 = \frac{p_1 + p_2}{2 m}$	$(\frac{p_1}{2} + \frac{p_2}{2}) t_{wc} \text{ mais } \leq \alpha_3 m t_{wc}$

Tableau 45 : Facteur α_i et aire tendue $A_{t,c}$ pour le côté poteau

La résistance de la rangée i s'écrit toujours :

$$F_{ti,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd} ; F_{T,2,Rd} ; F_{T,3,Rd} ; F_{T,4,Rd}\}$$

7.2.2.4 Soudures

Voir [paragraphe 7.1.2.4](#).

7.2.2.5 Moment résistant

NF EN 1993-1-8 –
Paragraphe 6.2.7.2

Le calcul du moment résistant est similaire à la procédure donnée au [paragraphe 7.1.2.5](#), en remplaçant $F_{c,fb,Rd}$ par $F_{c,Rd}$:

$$F_{c,Rd} = \min\{F_{c,fb,Rd} ; F_{c,wc,Rd} ; V_{wp,Rd}\}$$

7.2.2.6 Effort normal – Résistance et interaction

Voir [paragraphe 7.1.2.6](#).

7.2.3 Rigidité

NF EN 1993-1-8 –
Paragraphe 6.3

Le calcul est similaire à celui présenté au [paragraphe 7.1.3](#). Seules les contributions de la rangée extérieure (si elle existe) et de la rangée intérieure sont prises en compte pour la détermination de la rigidité initiale en flexion de l'assemblage.

Dans les calculs donnés dans le [Tableau 46](#), il convient de retenir, selon le cas, le minimum ou le maximum entre la valeur de m coté poteau (m_c) ou coté platine (m_p) :

$$m_{min} = \min\{m_c ; m_p\}$$

$$m_{max} = \max\{m_c ; m_p\}$$

Paramètres	Rangée extérieure	Rangée intérieure
Cisaillement de l'âme k_1	$\frac{0,38 A_{vc}}{\beta (h_1 + h_2)}$	$\frac{0,38 A_{vc}}{\beta h_2}$
Traction de l'âme k_3	$\min\{\alpha_1 ; \alpha_2\} \frac{0,7 m_{min} t_{wc}}{d_{wc}}$	$\frac{0,7 \alpha_2 m_{min} t_{wc}}{d_{wc}}$
Flexion de la semelle k_4	$\min\{\alpha_1 ; \alpha_2\} \frac{0,9 t_{fc}^3}{m_{max}^2}$	$0,9 \alpha_2 \frac{t_{fc}^3}{m_{max}^2}$
Flexion de la platine k_5	$\min\{\alpha_1 ; \alpha_2\} \frac{0,9 t_p^3}{m_{max}^2}$	$0,9 \alpha_2 \frac{t_p^3}{m_{max}^2}$
Allongement des boulons k_{10}	$\frac{1,6 A_s}{L_b}$	$\frac{1,6 A_s}{L_b}$
Coefficient de rigidité k_{eff}	$\frac{1}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_3} + \frac{1}{k_4} + \frac{1}{k_5} + \frac{1}{k_{10}}}$	$\frac{1}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_3} + \frac{1}{k_4} + \frac{1}{k_5} + \frac{1}{k_{10}}}$
Rigidité initiale en flexion $S_{j,ini}$	$E (h_1^2 + h_2^2) k_{eff}$	$E h_2^2 k_{eff}$

Tableau 46 : Détermination de la rigidité de l'assemblage de continuité par platine d'about

Dans le cas d'un assemblage de poutre – poteau, la longueur L_b devient :

$$L_b \approx t_p + t_{fc} + 1,3 d$$

Pour être considéré rigide dans l'analyse globale, un assemblage poutre – poteau au sein d'une ossature en portique doit vérifier la condition suivante :

$$S_{j,ini} \geq 25 \frac{E I_y}{L}$$



Les assemblages ne respectant pas ce critère sont dits « semi-rigides », et la norme NF EN 1993-1-8 impose de considérer leurs rigidités dans l'analyse globale (plutôt que d'être modélisés comme des encastremets). Ce type de comportement n'est pas abordé dans le présent guide.

7.2.4 Application

Assemblage en rive

L'assemblage de la traverse sur le poteau de rive est conçu comme montré sur la Figure 73.

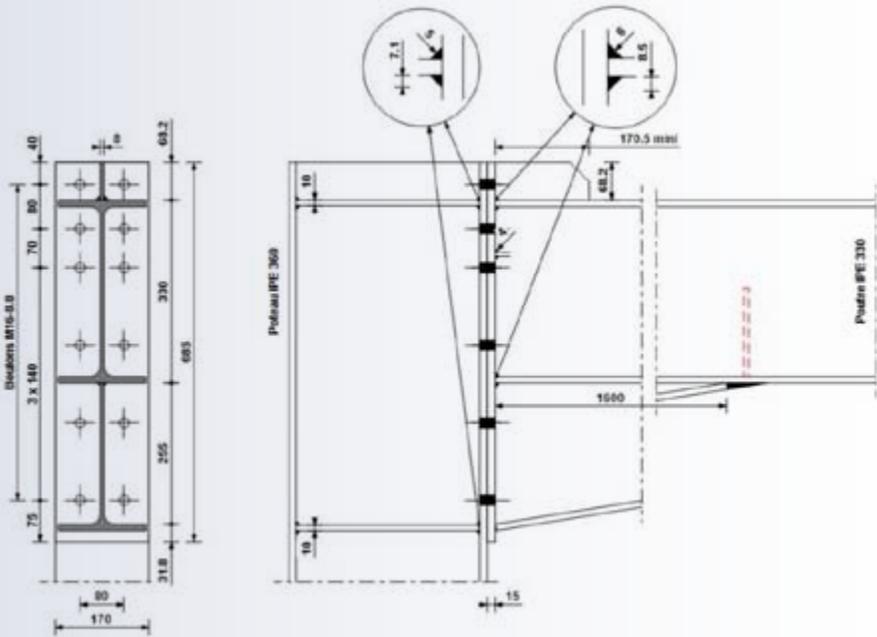


Figure 73 : Assemblage de la traverse sur le poteau de rive

À l'aide du logiciel PlatineX, on obtient la résistance et la rigidité suivante, pour la flexion comprimant la semelle inférieure :

$$M_{j,Rd} = 268,2 \text{ kN.m} \quad \text{et} \quad S_{j,ini} = 92620 \text{ kN.m/rad}$$

La résistance est donc bien suffisante ($M_{j,Ed} = 204,8 \text{ kN.m}$), de même que la rigidité (le critère est identique à celui obtenu au paragraphe 7.1.3).

Assemblage central

L'assemblage sur le poteau central ne peut pas être parfaitement vérifié à l'aide de PlatineX, car ce logiciel traite exclusivement les assemblages poutre-poteau unilatéraux. L'assemblage, tel que modélisé dans PlatineX, est montré Figure 74.



La différence entre un assemblage unilatéral et un autre bilatéral, toute chose étant égale par ailleurs, réside dans la valeur de coefficient β pour le cisaillement du panneau d'âme (voir paragraphe 7.2.2.2). En cohérence avec son domaine d'application, PlatineX considère toujours un coefficient $\beta = 1$.

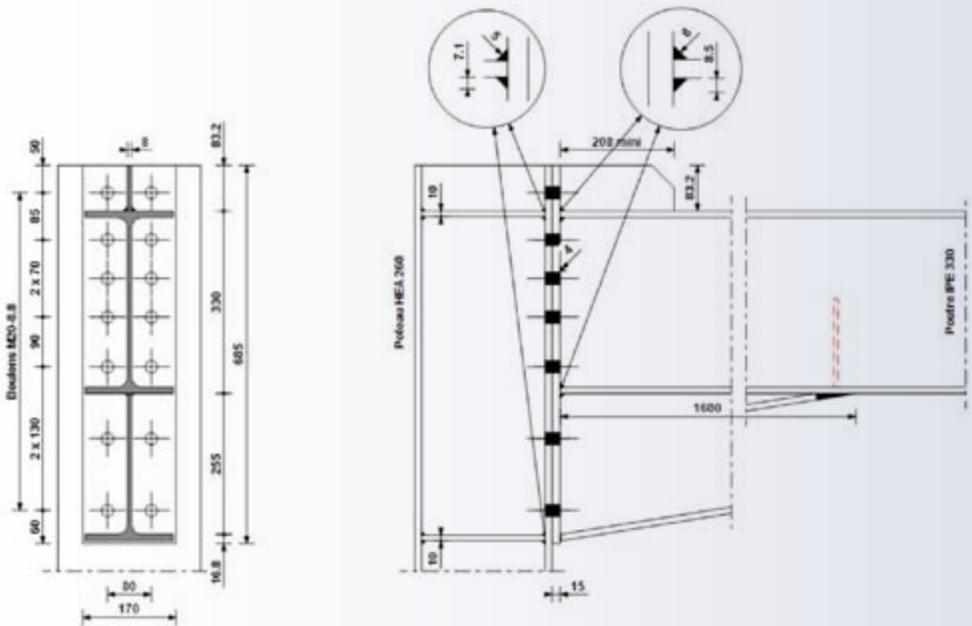


Figure 74 : Assemblage de la traverse sur le poteau central

Pour la combinaison dimensionnante, Le moment de flexion concomitant pour l'autre coté de l'assemblage vaut $M_{j2,Ed} = 284,9$ kN.m. Dans ce cas, il est possible de considérer $\beta = 0,5$:

$$\frac{2}{3} \leq \frac{319,4}{284,9} = 1,12 \leq \frac{3}{2}$$

Il est donc possible de multiplier par 2 la valeur de $V_{wp,Rd}$ prise en compte par le logiciel (qui se trouve être le critère dimensionnant), de même que le coefficient de rigidité k_3 . Les résultats bruts obtenus avec le logiciel pour cet assemblage sont les suivants :

$$M_{j,Rd} = 244,2 \text{ kN.m} \quad \text{et} \quad S_{j,ini} = 82077 \text{ kN.m/rad}$$

La rigidité est satisfaisante (le critère est à nouveau identique à celui obtenu au [paragraphe 7.1.3](#)). Un coefficient β plus faible implique un effet favorable sur la rigidité, la valeur obtenue peut donc être conservée. *A contrario*, La résistance est nettement insuffisante ($M_{j,Ed} = 319,4$ kN.m).

Elle peut cependant être recalculée en reprenant le tableau de la note PlatineX donnant les résistances des rangées individuelles et les résistances des groupes de rangées et en prenant en compte $\beta = 0,5$.



La distinction entre résistance de rangée individuelle et résistance de groupe de rangée n'apparaît pas explicitement dans la méthode du présent guide, par simplification.

La [Figure 75](#) donne les résistances minimales coté poteaux (dans ce cas, le coté le plus faible), accompagnés de quelques indications sur la manière de lire ces informations.

	Résistance minimale (kN)		Résistance du groupe (2 + 3)		Résistance du groupe (3 + 4 + 5)	
Rangées individuelles -	190,49	210,48	144,38	165	210,48	210,48
Ligne vide = raidisseur (pas de groupes) -	0	0	0	0	0	0
Groupes de 2 rangées -	0	0	362,82	410,71	434,94	470,7
Groupes de 3 rangées -	0	0	0	440,43	493,66	531,32
Groupes de 4 rangées -	0	0	0	0	511,02	554,4
Groupes de 5 rangées -	0	0	0	0	0	574,27
Groupes de 6 rangées -	0	0	0	0	0	0
Rangée n°1 -						
Rangée n°2 -						
Rangée n°3 -						
Rangée n°4 -						
Rangée n°5 -						
Rangée n°6 -						
Rangée n°7 -						

Figure 75 : Résultats détaillés donnés par PlatineX

Les résistances des différents composants comprimés et assimilés (voir paragraphe 7.2.2.2) sont données ci-dessous :

$$F_{c,fb,Rd} = 672,95 \text{ kN} \quad ; \quad V_{wp,Rd} = 2 \times 426,40 = 852,80 \text{ kN} \quad ; \quad F_{c,wc,Rd} = 821,98 \text{ kN}$$

Il convient de limiter les résistances des rangées à l'aide des critères donnés dans le Tableau 41, en remplaçant $F_{c,fb,Rd}$ par $F_{C,Rd}$ (noté $F_{C,min,Rd}$ dans PlatineX) :

$$F_{C,Rd} = \min\{F_{c,fb,Rd} ; F_{c,wc,Rd} ; V_{wp,Rd}\} = 672,95 \text{ kN}$$

Les résistances des quatre premières rangées après prise en compte des limitations sont données ci après :

Rangée n°1 - rangée extérieure

$$F_{t1,Rd} = 190,49 \text{ kN} \quad (< 672,95 \text{ kN})$$

Rangée n°2 - 1^{re} rangée intérieure

$$F_{t2,Rd} = 210,48 \text{ kN}$$

$$F_{t2,Rd} < 672,95 - 190,48 = 482,47 \text{ kN} \quad (\text{pas de limitation})$$

$$F_{t1,Rd} < 1,9 F_{t,Rd} = 268,13 \text{ kN} \quad (\text{pas de limitation})$$

Rangée n°3 - 1^{re} rangée centrale

$$F_{t3,Rd} = \min\{144,38 ; 362,82 - 210,48\} = 152,34 \text{ kN}$$

$$F_{t3,Rd} < 672,95 - (190,49 + 210,48) = 271,98 \text{ kN} \quad (\text{pas de limitation})$$

$$F_{t2,Rd} < 1,9 F_{t,Rd} = 268,13 \text{ kN} \quad (\text{pas de limitation})$$

Rangée n°4 - 2^e rangée centrale

$$F_{t4,Rd} = \min\{165 ; 410,71 - 152,34 ; 440,43 - (152,34 + 210,48)\} = 77,61 \text{ kN}$$

$$F_{t4,Rd} < 672,95 - (190,41 + 210,48 + 152,34) = 119,72 \text{ kN} \quad (\text{pas de limitation})$$

$$F_{t3,Rd} < 1,9 F_{t,Rd} = 268,13 \text{ kN} \quad (\text{pas de limitation})$$

Le moment résistant peut donc être recalculé :

$$M_{j,Rd} = 190,49 \times 0,620 + 210,48 \times 0,535 + 152,34 \times 0,465 + 77,61 \times 0,395 = 332,2 \text{ kN.m}$$

L'assemblage est donc suffisamment résistant.

7.3 Pied de poteau articulé



Il est possible d'obtenir rapidement la résistance d'un assemblage de pied de poteau articulé en utilisant le logiciel PotArtX, disponible gratuitement sur le site du CTICM (<https://www.cticm.com/content/logiciels>).



Les méthodes ci-dessous proviennent de l'article *Pieds de poteaux articulés pour platine d'assise avec platine de préscellement et bêche*, M.Couchaux, *Revue construction métallique n°4/2014*.

Le calcul manuel concerne le pied du poteau de rive (IPE 360 – S275 – voir Figure 76).

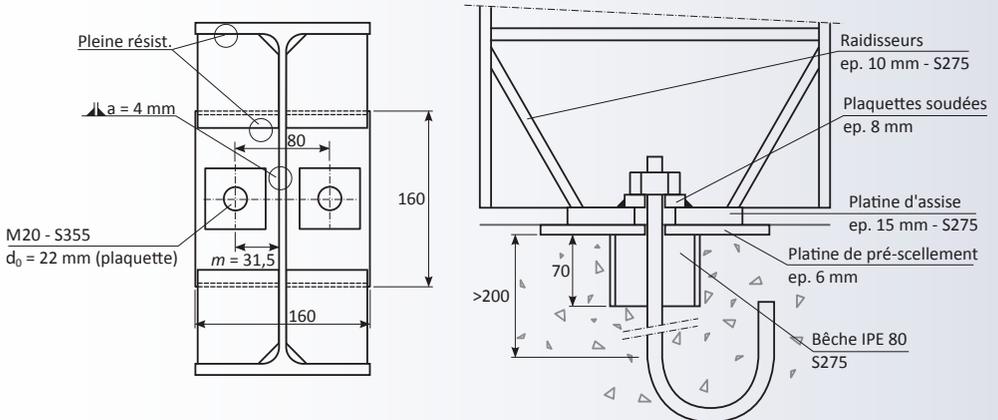


Figure 76 : Assemblage de pied de poteau d'extrémité

La vérification du pied du poteau central ne présente aucune difficulté (seule la compression est plus importante, une platine de 15 mm en S275 reste suffisante). Compte tenu du très faible effort tranchant (7 kN), il est possible de transmettre ce cisaillement directement par les tiges d'ancrage.

7.3.1 Dispositions constructives

Les dispositions de pieds de poteaux articulés traitées dans le présent guide sont composées (voir Figure 77) :

- d'une platine d'assise soudée sur le poteau ;
- de deux ou quatre tiges d'ancrage, le centre de gravité des tiges est placé au droit de l'axe neutre du poteau ;
- éventuellement, d'une platine de pré-scèlement ;
- éventuellement, d'une bêche (section en I ou H) soudée sur la platine d'assise ou sur la platine de pré-scèlement si elle est présente.

L'ancrage des tiges peut être réalisé par adhérence dans le béton (tiges droites ou courbes) ou par des plaques d'ancrages.

Le massif de fondation respecte les dimensions minimales suivantes :

$$e_h \geq 0,25 h_p$$

$$e_b \geq 0,25 b_p$$

$$d_f \geq \max\{0,5 b_p ; 0,5 h_p\}$$

En présence d'un mortier de scellement interposé entre le béton de fondation et la platine d'assise, l'épaisseur e_m de ce dernier doit respecter le critère ci-dessous :

$$e_m \leq \min\{50 \text{ mm} ; 0,2 h_p ; 0,2 b_p\}$$

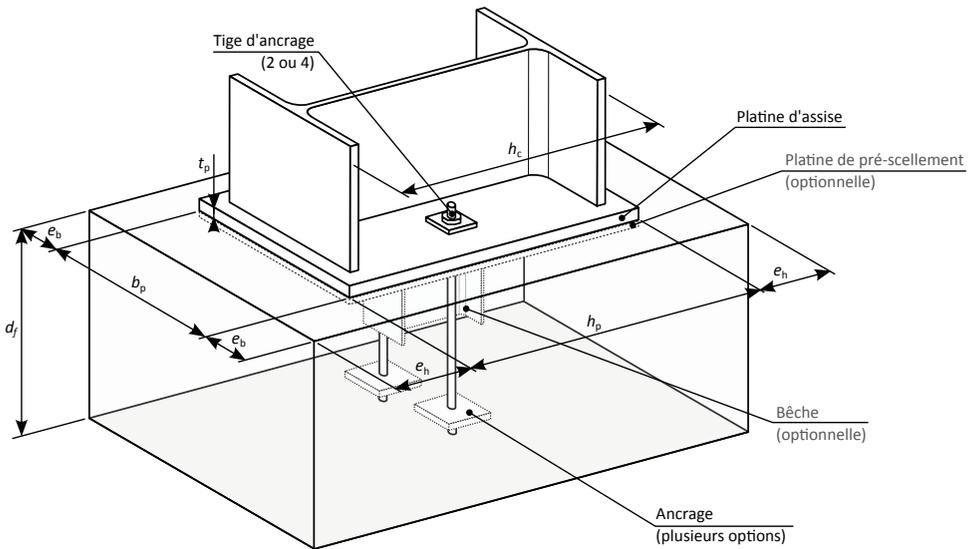


Figure 77 : Pieds de poteaux

Le mortier de scellement doit présenter une résistance caractéristique à la compression au moins égale à 20 % de la résistance caractéristique du béton de fondation (f_{ck}).

Pour l'application du présent paragraphe, les caractéristiques mécaniques des bétons courants sont données dans le **Tableau 47**.

Classe du béton	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45
f_{jd} [N/mm ²]	10,7	13,3	16,7	20,0	23,3
f_{cd} [N/mm ²]	10,7	13,3	16,7	20,0	23,3
f_{bd} [N/mm ²]	0,96	1,07	1,20	1,31	1,42

Tableau 47 : Caractéristiques mécaniques principales des bétons courants

Dans le cadre du présent guide, toutes les soudures du pied de poteau doivent respecter les conditions données au [paragraphe 7.1.2.4](#).

Le pied de poteau comprend une platine de pré-scellement. Le cisaillement est directement repris par une bêche (IPE 80 – S275). On considérera un massif en béton C20/25, de dimensions minimales en plan 600 x 300.

7.3.2 Conformité avec l'hypothèse d'articulation

NF EN 1993-1-8/NA – Clause 5.2.1(2)

Conventionnellement, un pied de poteau par platine d'assise est considéré articulé lorsque cette platine présente une hauteur telle que :

$$h_p \leq 300 \text{ mm}$$

Lorsque la hauteur de la platine est comprise entre 300 mm et 600 mm, le pied de poteau peut également être considéré comme articulé s'il respecte les critères suivants ($\theta_{Ed,ser}$ et $N_{Ed,ser}$ sont à déterminer à l'ELS) :

$$\theta_{Ed,ser} [\text{rad}] \leq \frac{3 \text{ mm}}{h_p [\text{mm}]} \quad \text{et} \quad N_{Ed,ser} [\text{N}] \times \theta_{Ed,ser} [\text{rad}] \leq \frac{1,5 \cdot 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}}{h_c [\text{mm}]}$$

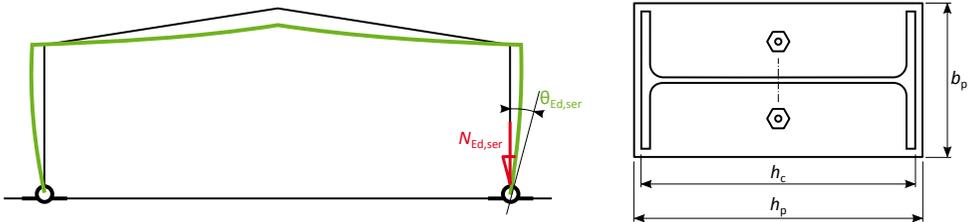


Figure 78 : Justification conventionnelle de l'hypothèse de pied de poteau articulé

Les critères pour les platines de hauteur comprise entre 300 mm et 600 mm sont parfois difficiles à atteindre. En alternative, il peut être mis en place des platines de hauteur réduites pour des poteaux plus larges, la différence de dimensions étant alors rattrapée par un raidissage adéquat (voir [Figure 79](#)). Pour le présent guide, la hauteur de cette platine réduite respecte les conditions suivantes :

$$h_p \leq \min\{42 \varepsilon t_w ; 300 \text{ mm}\}$$

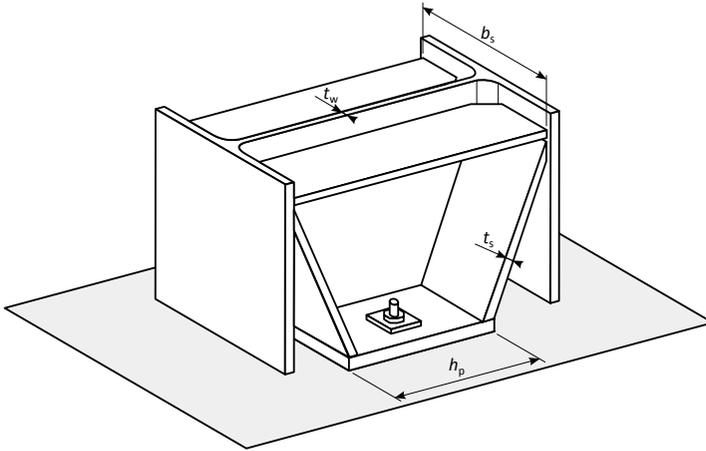


Figure 79 : Exemple de pied de poteau avec réduction de hauteur de platine

En présence de réduction de hauteur de la platine, les raidisseurs doivent présenter une épaisseur t_s proche de celle de la semelle du poteau, et respecter au minimum les conditions suivantes :

$$t_s \geq \max \left\{ t_w ; \frac{b_s - t_w}{28 \varepsilon} \right\}$$

Ils doivent être confectionnés à partir d'une nuance au moins équivalente à celle du poteau (f_y) et être soudés sur les trois bords en respectant les conditions données au [paragraphe 7.1.2.4](#).

On vérifiera que la réduction de section permet toujours de faire transiter l'effort normal et l'effort tranchant. Pour le cas correspondant à la [Figure 79](#) où les raidisseurs sont positionnés sur le bord de la platine réduite, on peut utiliser les expressions suivantes :

$$A_{cp,red} = (h_p - 2 t_s) t_w + 2 b_s t_s$$

$$N_{j,Ed} \leq \frac{A_{cp,red} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{et} \quad V_{j,Ed} \leq 0,5 \frac{(A_{cp,red} - 2 b_s t_s) f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$



Le facteur 0,5 dans la vérification vis-à-vis de $V_{j,Ed}$ permet de s'assurer qu'il n'est pas nécessaire de prévoir une réduction de la résistance à l'effort normal du fait de l'interaction avec l'effort tranchant. Il est également possible d'utiliser les méthodes de vérification des sections de la NF EN 1993-1-1.

On utilise une platine carrée de 160 x 160 mm, d'épaisseur 15 mm en acier S275. La hauteur de la platine étant inférieure à 300 mm, l'hypothèse d'articulation est vérifiée. On vérifie les conditions géométriques :

$$h_p = 160 \text{ mm} \leq \min\{42 \times 0,924 \times 8 ; 300 \text{ mm}\} = 300 \text{ mm}$$

$$t_s = 10 \text{ mm} \geq \max \left\{ 8 \text{ mm} ; \frac{160 - 8}{28 \times 0,924} \right\} = 8 \text{ mm}$$

La section réduite est bien capable de transmettre les efforts appliqués :

$$A_{cp,red} = (160 - 2 \times 10) \times 8 + 2 \times 160 \times 10 = 4320 \text{ mm}^2$$

$$N_{j,Ed} = 121 \text{ kN} < \frac{4320 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 1188 \text{ kN}$$

$$V_{j,Ed} = 32 \text{ kN} < 0,5 \frac{(4320 - 2 \times 160 \times 10) \times 275 / \sqrt{3}}{1,0} \cdot 10^{-3} = 178 \text{ kN}$$



Pour information, on ne peut pas vérifier les critères avec une platine classique toute hauteur.

7.3.3 Résistance vis-à-vis de l'effort normal

7.3.3.1 Résistance en compression

NF EN 1993-1-8 –
Paragraphe 6.2.5

La résistance de l'assise en béton sous le pied de poteau est calculée comme suit :

$$N_{C,Rd} = f_{jd} A_{eff,c}$$

L'aire efficace $A_{eff,c}$ est déterminée par projection d'une largeur d'appui additionnelle c , bornée par les dimensions de la platine, comme montré sur la Figure 80. Il est possible de calculer cette aire par l'expression suivante (pour des sections en I) :

$$A_{eff,c} = h_{cp} b_{cp} - l_{cp}(b_{cp} - t_w - 2c) \quad \text{et} \quad A_{eff,c} \leq h_{cp} b_{cp}$$

avec :

$$h_{cp} = \min\{h_p; h_c + 2c\} \quad ; \quad b_{cp} = \min\{b_p; b_c + 2c\}$$

$$l_{cp} = \min\{h_c; h_p\} - 2t_f - 2c \quad \text{mais} \quad l_{cp} \geq 0$$

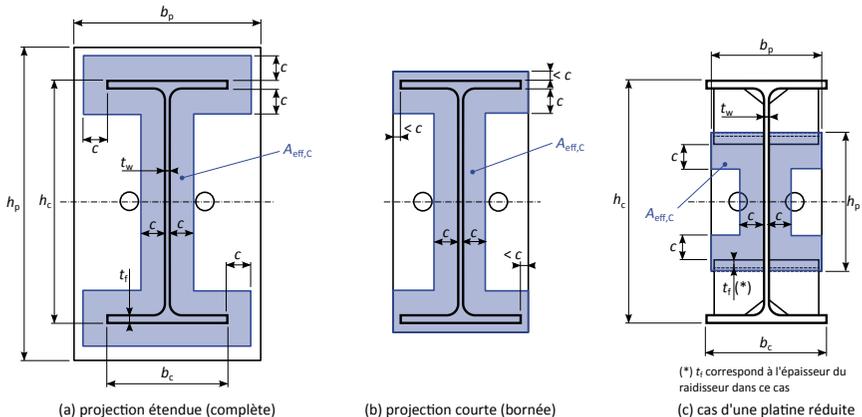


Figure 80 : Aire efficace en compression $A_{eff,c}$

La largeur d'appui additionnelle c est calculée par l'expression ci-dessous :

$$c = t_p \sqrt{\frac{f_{yp}}{3 f_{jd} \gamma_{M0}}}$$

t_p est l'épaisseur de la platine d'assise. La résistance de calcul en compression du béton f_{jd} est donnée dans le **Tableau 47**. La résistance du pied de poteau en compression est vérifiée par l'inégalité suivante :

$$\frac{N_{C,j,Ed}}{N_{C,Rd}} \leq 1,0$$

La largeur d'appui additionnelle c vaut :

$$c = 15 \times \sqrt{\frac{275}{3 \times 13,3 \times 1,0}} = 39,4 \text{ mm}$$

L'aire efficace en compression vaut donc :

$$h_{cp} = \min\{160 ; 360 + 2 \times 39,4\} = 160 \text{ mm} \quad ; \quad b_{cp} = \min\{160 ; 170 + 2 \times 39,4\} = 160 \text{ mm}$$

$$l_{cp} = \min\{360 ; 160\} - 2 \times 10 - 2 \times 39,4 = 61,2 \text{ mm} \quad (l_{cp} > 0)$$

$$A_{eff,C} = 160 \times 160 - 61,2 \times (160 - 8,0 - 2 \times 39,4) = 21120 \text{ mm}^2$$

La résistance du poteau en compression est donc vérifiée :

$$N_{C,Rd} = 21120 \times 13,3 \cdot 10^{-3} = 281 \text{ kN} \quad \text{et donc} \quad \frac{121}{281} = 0,43 < 1,0$$

7.3.3.2 Résistance en traction d'une tige d'ancrage

Recommandations de la
CNC2M pour l'application
de la NF EN 1993-1-8

Pour l'application du présent chapitre, les tiges d'ancrage doivent être en acier conforme à la NF EN 10025 ou aux normes européennes de boulonnerie. La résistance en traction d'une tige d'ancrage est le minimum de la résistance de la tige elle-même et de la résistance de l'ancrage :

$$F_{t,anc,Rd} = \min\{F_{t,Rd} ; F_{anc,Rd}\}$$

La résistance propre de la tige d'ancrage peut être prise égale à l'expression suivante :

$$F_{t,Rd} = 0,85 \frac{0,9 A_s f_{ub}}{\gamma_{M2}}$$

La résistance de l'ancrage est fonction des dispositions constructives (il convient de respecter les limites données sur la **Figure 81**) :

- tige droite (a)

$$F_{anc,Rd} = \pi d f_{bd} l_b$$

- tige courbe (b)

$$F_{anc,Rd} = \pi d f_{bd} (l_1 + 6,4 r + 3,5 l_2)$$

– plaque d'ancrage (c)

$$F_{anc,Rd} = 2,55 \pi f_{cd} \left(r_r^2 - \frac{d^2}{4} \right) \left(1 - \frac{r_r}{\min\{l; d_1; p\}} \right)$$

Les notations géométriques sont données sur la **Figure 81** et les contraintes de calcul f_{cd} et f_{bd} dans le **Tableau 47**.

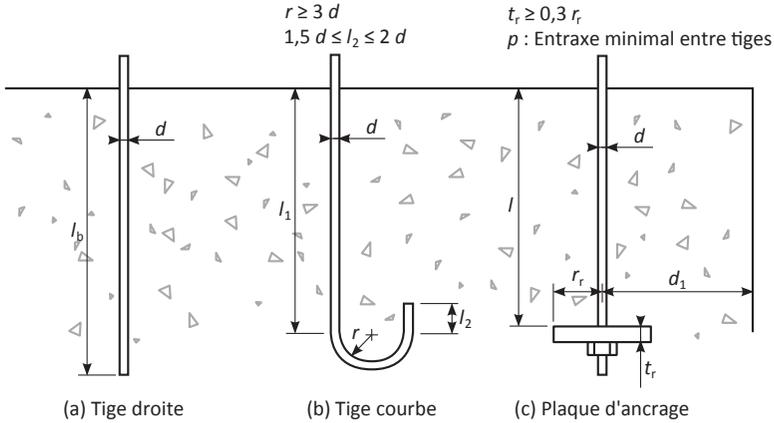


Figure 81 : Ancrages

Les tiges d'ancrage sont des tiges courbes (crosses) de diamètre M20 – S355. La résistance propre de la tige vaut :

$$F_{t,Rd} = 0,85 \frac{0,9 \times 245 \times 490}{1,25} = 73,5 \text{ kN}$$

Et la résistance de l'ancrage (dimensionnante) :

$$F_{anc,Rd} = \pi \times 20 \times 1,07 \times (200 + 6,4 \times 60 + 3,5 \times 40) = 48,7 \text{ kN}$$

avec $r = 3 \times 20 \text{ mm} = 60$ et $l_2 = 2 \times 20 = 40 \text{ mm}$. Donc finalement, la résistance en traction d'une tige d'ancrage :

$$F_{t,anc,Rd} = \min\{73,5; 48,7\} = 48,7 \text{ kN}$$

7.3.3.3 Résistance en traction de l'assemblage

NF EN 1993-1-8 –
Paragraphe 6.2.4

La résistance en traction de l'assemblage est le minimum de trois modes de ruine :

– plastification de la platine

$$F_{T,1-2,Rd} = \frac{\alpha_c / 2 t_p^2 f_{yp}}{\gamma_{M0}}$$

– ruine des tiges d'ancrage (n_t = nombre de tiges)

$$F_{T,3,Rd} = n_t F_{t,anc,Rd}$$

- plastification de la section tendue (âme du poteau)

$$F_{T,4,Rd} = \frac{A_{t,c} f_{yc}}{\gamma_{M0}}$$

Les valeurs α_c et $A_{t,c}$ sont telles que données dans le **Tableau 48**. La résistance d'une tige d'ancrage $F_{t,anc,Rd}$ est donnée au **paragraphe 7.3.3.2**.

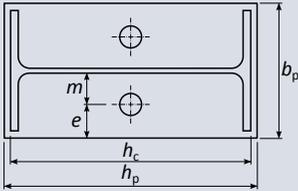
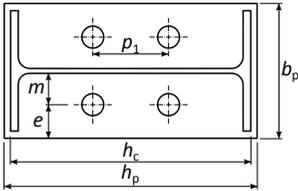
Disposition	α_c	$A_{t,c}$
<p>2 tiges d'ancrage</p> 	<p>Le minimum de 2π et $4 + \frac{1,25 e}{m}$</p>	$\alpha_c m t_w$
<p>4 tiges d'ancrage</p> <p>$3,0 d_0 \leq p_1 \leq \max\left\{\frac{h_c}{2}; \pi m\right\}$</p> 	<p>Le minimum de $2 \pi + \frac{2 p_1}{m}$ et $4 + \frac{1,25 e + p_1}{m}$</p>	$\alpha_c m t_w$

Tableau 48 : Facteur α_c et aire tendue $A_{t,c}$ pour l'assemblage de pied de poteau

La résistance de l'assemblage s'écrit donc :

$$N_{T,Rd} = \min\{F_{T,1-2,Rd}; F_{T,3,Rd}; F_{T,4,Rd}\}$$

La résistance du pied de poteau en traction est vérifiée par l'inégalité suivante :

$$\frac{N_{T,j,Ed}}{N_{T,Rd}} \leq 1,0$$

Le facteur α_c et l'aire tendue $A_{t,c}$ sont déterminés :

$$\alpha_c = 4 + \frac{1,25 \times 40}{31,5} = 5,59 \quad \text{et} \quad A_{t,c} = 5,59 \times 31,5 \times 8,0 = 1409 \text{ mm}^2$$

C'est le deuxième mode de ruine (tige d'ancrage) qui est le mode dimensionnant :

$$F_{T,Rd} = F_{T,3,Rd} = 2 \times 48,7 = 97,4 \text{ kN} \quad \text{et donc} \quad \frac{11}{97,4} = 0,11 < 1,0$$

7.3.4 Résistance vis-à-vis du cisaillement



La norme NF EN 1993-1-8 permet d'assurer la transmission de cisaillement par frottement de la plaque d'assise sur la fondation. Cette résistance étant liée à l'effort normal de compression présent dans le poteau, elle n'est pas présentée dans ce guide avant tout destiné aux bâtiments industriels (relativement légers). Pour des constructions multi-étagées, pour lesquelles l'effort normal de compression minimal reste important, la transmission du cisaillement par frottement peut être intéressante à prendre en compte.

7.3.4.1 Transmission du cisaillement par les tiges d'ancrage

NF EN 1993-1-8/NA –
Clause 6.2.2

Pour les poteaux relativement peu sollicités en cisaillement, il peut être suffisant de transmettre cet effort en utilisant seulement des tiges d'ancrages. La résistance au cisaillement de chaque tige d'ancrage est déterminée comme suit :

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_{bc} A_s f_{ub}}{\gamma_{M2}}$$

avec :

$$\alpha_{bc} = 0,44 - 0,0003 f_{yb} \quad \text{avec} \quad 235 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$$

La transmission du cisaillement par les tiges d'ancrage est permise si les tolérances de perçage de la platine d'assise sont adéquates (trous ronds normaux – voir la NF EN 1090-2).



Pour mémoire, les jeux pour les trous ronds normaux sont définis comme suit dans la NF EN 1090-2 (Tableau 11) :

M12 et M14 :	1 mm
M16 au M24 :	2 mm
M27 et plus :	3 mm

Si la platine d'assise respecte les jeux pour trous ronds normaux, le critère suivant permet de se passer de vérification vis-à-vis de la pression diamétrale :

$$t_p \geq 0,3 \frac{f_{ub}}{f_u} d$$

Recommandations de la
CNC2M pour l'application
de la NF EN 1993-1-8

Lorsque les tolérances pour trous ronds normaux sont assurées par des plaquettes additionnelles soudées sur la platine d'assise dont les perçages sont surdimensionnés, il convient d'ajouter l'effort de traction équivalent dans les tiges d'ancrages (représentant la flexion dans l'épaisseur de la platine et de la couche superficielle du béton) :

$$F_{t,eq,Ed} = F_{v,Ed} \left(1,30 + \frac{t_p}{d} \frac{5\pi}{6} \right)$$

La vérification des tiges d'ancrage en cisaillement s'effectue alors par les critères suivants :

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{et} \quad \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$$

où $F_{v,Rd}$ est la résistance propre de la tige en cisaillement calculée comme suit :

$$F_{v,Rd} = 0,85 \frac{\alpha_v f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$$

α_v Coefficient valant 0,6 pour les classes de boulonnerie 4.6, 5.6 et 8.8 ou pour les tiges en acier conforme à la norme EN 10025, et 0,5 pour toutes les autres classes.

$F_{t,Ed}$ correspond à la somme de l'effort de traction dans une tige dû à la traction dans l'assemblage ($N_{T,j,Ed}/n_t$) et de l'effort de traction équivalent ($F_{t,eq,Ed}$). $F_{t,Rd}$ représente la résistance propre d'une tige d'ancrage en traction suivant le [paragraphe 7.3.3.2](#).



Il est possible de considérer que la transmission du cisaillement par les tiges d'ancrages n'est pas influencée par la présence d'une platine de pré-scellement.

7.3.4.2 Transmission du cisaillement par une bêche soudée sur la platine d'assise

Les bêches doivent respecter les conditions géométriques suivantes (voir [Figure 82](#)) :

$$60 \text{ mm} \leq L_{eff,n} \leq 1,5 h_n$$

$$h_n \leq 0,4 h_c$$

$$b_n \leq 20 t_{fn}$$

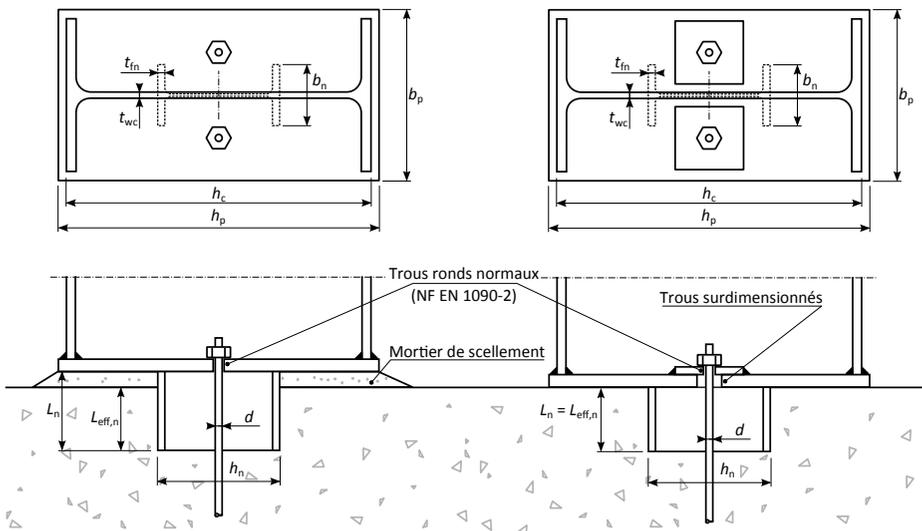


Figure 82 : Dimensions pour les bêches

En présence de bêche, la résistance au cisaillement du pied de poteau peut être calculée comme suit :

$$V_{n,Rd} = \min \left\{ b_n L_{eff,n} f_{cd} ; \frac{A_{v,n} f_{yn} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \right\}$$

$A_{v,n}$ est l'aire résistante au cisaillement de la bêche, calculée suivant le [paragraphe 6.1.2.2](#). Il convient également de s'assurer que les soudures de la bêche respectent les conditions données au [paragraphe 7.1.2.4](#).

En plus de la traction éventuelle dans le pied de poteau, l'assemblage est sollicité par une traction due à des efforts secondaires. Cet effort de traction peut être évalué comme suit lorsque les perçages de la platine d'assise respectent les tolérances pour les trous normaux :

$$N_{t,sec,Ed} = 0,20 V_{j,Ed}$$

$V_{j,Ed}$ correspond à l'effort de cisaillement sollicitant l'assemblage, cette traction secondaire s'applique à tout l'assemblage (tiges d'ancrage, platine en flexion).

L'âme du poteau fait l'objet d'une vérification complémentaire si elle ne comporte pas de raidisseurs en vis-à-vis des semelles de la bêche. L'effort normal appliqué sur une largeur efficace $b_{eff,wc}$ vaut :

$$F_{wc,Ed} = V_{j,Ed} \left(0,20 + \frac{h_n - t_{fn}}{L_n - 2/3 L_{eff,n}} \right) + N_{j,Ed} \frac{b_{eff,wc} t_{wc}}{A_{cp}}$$

A_{cp} correspond à la section du poteau en présence d'une platine toute hauteur, et à $A_{cp,red}$ (voir [paragraphe 7.3.2](#)) en présence d'une platine réduite. La largeur efficace $b_{eff,wc}$ peut être calculée comme suit :

$$b_{eff,wc} = t_{fn} + 5 (t_p + a_{wc} \sqrt{2})$$

où a_{wc} représente la gorge du cordon de la platine sur l'âme du poteau. La vérification de l'âme du poteau est ensuite réalisée comme suit :

$$F_{wc,Ed} \leq \frac{b_{eff,wc} t_{wc} f_y}{\gamma_{M0}}$$

La bêche vérifie bien les critères géométriques. L'effort tranchant dans le pied de poteau vaut 32 kN. La résistance de la bêche est suffisante :

$$V_{n,Rd} = \min \left\{ 46 \times 70 \times 13,3 ; \frac{358 \times 275 / \sqrt{3}}{1,0} \right\} = \min \{ 42,8 \cdot 10^3 ; 56,8 \cdot 10^3 \} = 42,8 \text{ kN}$$

7.3.4.3 Transmission du cisaillement par une bêche soudée sur une platine de pré-scellement

Recommandations de la
CNC2M pour l'application
de la NF EN 1993-1-8

La résistance de la bêche est calculée suivant le [paragraphe 7.3.4.2](#), la vérification de l'âme du poteau n'est pas nécessaire. Il convient en complément d'assurer la transmission de l'effort tranchant entre la platine de pré-scellement et la platine d'assise.

Si les tolérances de perçages sont adéquates (trous ronds normaux – voir la NF EN 1090-2), cet effort peut transiter par les tiges d'ancrage. Celles-ci doivent alors être vérifiées par les critères donnés ci-dessous :

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{et} \quad \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$$

$F_{v,Ed}$ est l'effort de cisaillement dans une tige ($V_{j,Ed}/n_t$) et $F_{v,Rd}$ la résistance propre d'une tige d'ancrage au cisaillement calculée suivant le [paragraphe 7.3.4.1](#). La résistance propre de la tige d'ancrage en traction $F_{t,Rd}$ est décrite au [paragraphe 7.3.3.2](#).

L'effort de traction dans la tige $F_{t,Ed}$ doit inclure :

– l'effet de la traction sur l'assemblage

$$F_{t,N,Ed} = N_{j,Ed}/n_t$$

– l'effet de la traction secondaire

$$F_{t,sec,Ed} = 0,20 F_{v,Ed}$$

– lorsque les tolérances pour trous normaux sont assurées par des plaquettes additionnelles soudées sur la platine d'assise, l'effort de traction équivalent

$$F_{t,eq,Ed} = F_{v,Ed} \left(\frac{t_p}{d} \frac{5\pi}{6} \right)$$

Il convient également de s'assurer que la platine de pré-scellement est suffisamment résistante vis-à-vis de la pression diamétrale (voir [paragraphe 8.4.2.2](#)) et que les soudures de la bêche sur la platine de pré-scellement sont suffisantes (voir [paragraphe 7.1.2.4](#)).

L'effort de traction dans une tige vaut au maximum :

$$F_{t,Ed} = F_{t,N,Ed} + F_{t,eq,Ed} + F_{t,sec,Ed} = \frac{11}{2} + \frac{32}{2} \left(0,20 + \frac{15 \cdot 5 \pi}{20 \cdot 6} \right) = 40,1 \text{ kN}$$

La résistance propre en traction d'une tige a déjà été évaluée et vaut 73,5 kN (voir [paragraphe 7.3.3.2](#)). La résistance au cisaillement d'une tige M20 en S355 vaut :

$$F_{v,Rd} = 0,85 \times \frac{0,6 \times 245 \times 490}{1,25} = 49,0 \text{ kN}$$

L'interaction est donc bien vérifiée :

$$\frac{32/2}{49,0} + \frac{40,1}{1,4 \times 73,5} = 0,72 \leq 1,0$$

La résistance en pression diamétrale de la platine de pré-scellement est largement supérieure à l'effort tranchant dans une tige :

$$F_{b,Rd} = f_u d t = 430 \times 20 \times 6 \cdot 10^{-3} = 51,6 \text{ kN}$$

En prévoyant des cordons de soudure minimaux (3 mm) de part et d'autre, la section de la bêche est reconstituée.

7.3.4.4 Résistance des plaquettes additionnelles soudées (le cas échéant)

L'épaisseur des plaquettes additionnelles doit être choisie en regard des efforts devant être conduits jusqu'à la platine d'assise, par exemple à l'aide du critère ci-dessous :

$$t \geq \sqrt{\frac{F_{t,Ed}}{\pi f_y / \gamma_{M0}}}$$

où $F_{t,Ed}$ est calculé suivant le [paragraphe 7.3.4.1](#) ou le [paragraphe 7.3.4.3](#) suivant le cas et f_y est la limite d'élasticité de l'acier de la plaquette.



Les trous surdimensionnés de la platine d'assise ont un diamètre limité à deux fois celui de la tige.

L'épaisseur de la plaquette est correcte :

$$8 \text{ mm} \geq \sqrt{\frac{40,1 \cdot 10^3}{\pi \times 235 / 1,0}} = 7,4 \text{ mm}$$

8 Poutre au vent

8.1 Actions et combinaisons considérées

8.1.1 Actions extérieures

8.1.1.1 Effort de vent sur les pignons

NF EN 1991-1-4 –
Paragraphe 5.3

L'action du vent frappant les pignons est transmise à la poutre au vent via les pannes-butons. Dans la mesure où les zones D et E (pignons au vent et sous le vent) sont considérées en même temps dans cette analyse, il est possible de considérer le coefficient de défaut de corrélation.

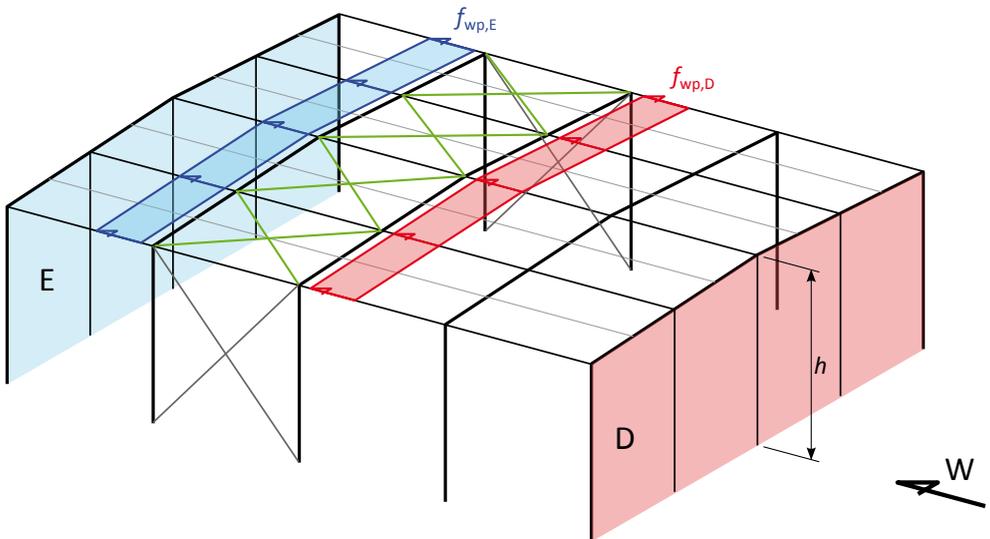


Figure 83 : Reprise des efforts de vent sur les pignons

Les charges réparties sont calculées comme suit :

$$f_{wp} = f_{wp,D} + f_{wp,E} = k_{dc} c_s c_d (c_{pe,D} - c_{pe,E}) q_p(z) h/2$$

Le cas échéant, il convient d'ajouter les charges correspondant au vent sur les acrotères :

$$f_{w,acr} = f_{wp,f/g} + f_{wp,i} = c_{p,net,acr} q_p(z) h_p$$

Le coefficient de pression nette global pour les acrotères peut se calculer comme suit (en présence d'acrotère sur la face au vent et sous le vent – voir le **Tableau 15**) :

$$c_{p,net,acr} = c_{p,net,f} \frac{e}{2b} + c_{p,net,g} \left(1 - \frac{e}{2b}\right) + c_{p,net,i} = 2,5 + 0,25 \frac{e}{b}$$

Avec les paramètres du vent, tels que déterminés au **paragraphe 2.4** :

$$f_{wp} = 0,85 \times 0,85 \times (0,7 - (-0,3)) \times 0,477 \times \frac{7}{2} = 1,21 \text{ kN/m}$$

$$f_{w,acr} = \left(2,5 + 0,25 \times \frac{16}{32,8}\right) \times 0,477 \times 1,0 = 1,25 \text{ kN/m}$$

soit 2,46 kN/m au total. Cette charge correspond aux cas de vent notés W1 ou W2 au sein des combinaisons pour le portique (voir le **chapitre 3**). Les cas de vent accidentels (WA1 et WA2) donnent exactement la même charge.



*Pour mémoire, le modèle de calcul de la poutre au vent est montré au **paragraphe 4.2**.*

8.1.1.2 Effort de frottement

NF EN 1991-1-4 –
Paragraphe 7.5

L'effort de frottement sur la poutre au vent est déterminé comme décrit au **paragraphe 2.4.6**, mais en ne considérant que la surface de la toiture pour le calcul de l'aire de référence. La charge répartie appliquée à la poutre au vent vaut donc :

$$f_{fr} = c_{fr} q_p(z) d_{fr}$$

L'effet du frottement est étudié au **paragraphe 2.4.6** :

$$d_{fr} = 16,6 \text{ m} \quad \text{et} \quad f_{fr} = 0,04 \times 0,477 \times 16,6 = 0,32 \text{ kN/m}$$

8.1.1.3 Effet du séisme

NF EN 1998-1 –
Paragraphe 4.3

L'effet du séisme sur la poutre au vent est déterminé comme précisé au **paragraphe 2.6.4**.

L'effort sismique au niveau de la toiture dans la direction des palées (donc de la poutre au vent), est déterminé au **paragraphe 2.6.4.1**. La charge est modélisée suivant la procédure donnée au **paragraphe 2.6.4.2** pour tenir compte de l'excentricité accidentelle.

L'effet du séisme sur la poutre au vent est donc représenté par une charge trapézoïdale variant linéairement de 13,9 kN/m à 7,5 kN/m.

L'effet du second ordre (tel que discuté au [paragraphe 2.6.4.3](#)) n'a pas à être considéré dans le plan horizontal.

8.1.2 Efforts de stabilisation

8.1.2.1 Imperfection en arc

NF EN 1993-1-1 –
Paragraphe 5.3.3 –
Clauses (2) et (3)

En plus des actions extérieures, la poutre au vent doit également assurer la stabilité des traverses de portiques. Cet effet est schématisé sur la [Figure 84](#), il peut être pris en compte dans l'analyse à l'aide d'une charge équivalente :

$$q_d = 8 \frac{e_0 + \delta_q}{L^2} \sum N_{Ed}$$

Cette charge équivalente est auto-équilibrée dans le plan de la toiture, d'où les « réactions » $q_d L / 2$ sur la figure. Cet effet n'a pas d'incidence sur la descente de charge.

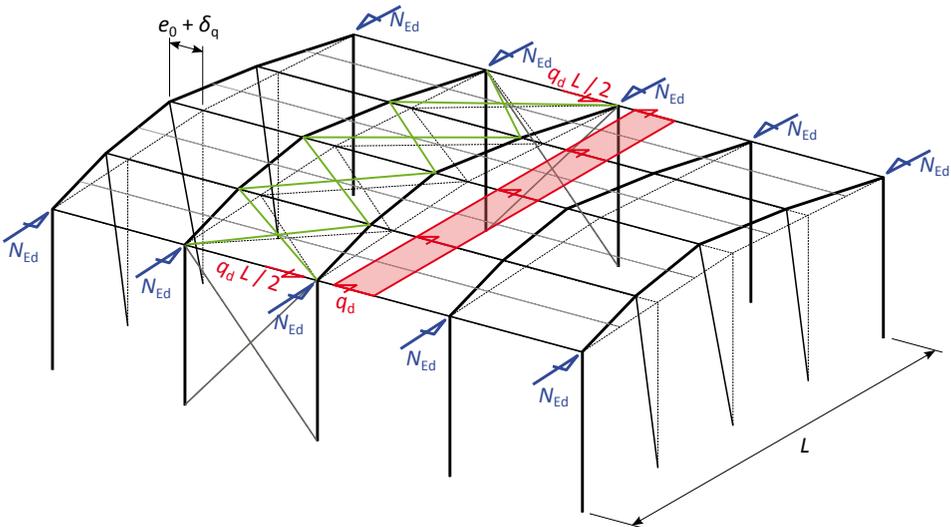


Figure 84 : Stabilisation des traverses de portiques

La longueur L correspond à la portée de la poutre au vent, c'est-à-dire la portée entre deux palées adjacentes.



Si une file de poteaux n'est pas stabilisée par une palée, la portée de la poutre au vent correspond alors à la somme des portées des deux nefs adjacentes à cette file. Dans ce cas, l'imperfection d'aplomb des poteaux de cette file, déterminée suivant la procédure décrite au [paragraphe 8.1.2.3](#), doit être prise en compte.

L'imperfection e_0 est déterminée comme suit :

$$e_0 = \alpha_m L/500$$

avec α_m un coefficient de correction en fonction du nombre m de traverses à stabiliser :

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

La flèche δ_q doit prendre en compte les déformations produites par les actions extérieures (voir [paragraphe 8.1.1](#)) mais également celles produites par q_d lui-même.



L'utilisation d'un cas de charge fictif unitaire afin de déterminer la flèche sous charge unitaire, tel que proposé au [paragraphe 4.2.3](#), est très utile pour l'application du présent paragraphe.



Lorsque les actions extérieures correspondent à l'effet du séisme, il convient de déterminer le déplacement inélastique correspondant par application du [paragraphe 2.6.5](#).

Il est permis de déterminer cette flèche en considérant l'effet des actions extérieures et de l'effort équivalent initial suivant :

$$q_{d,0} = 8 \frac{e_0}{L^2} \sum N_{Ed}$$

La somme des efforts normaux $\sum N_{Ed}$ correspond à :

- la somme des efforts normaux de compression maximaux le long de chaque traverse supérieure dans le cas de poutres treillis ;
- la somme des rapports maximaux M_{Ed}/h dans le cas de poutres en profilés laminés ou profils reconstitués soudés, avec M_{Ed} le moment maximum en travée (en valeur absolue) et h la hauteur totale de la poutre au droit de ce moment.



Il est bien sûr sécuritaire de considérer seulement une valeur maximale des efforts normaux de compression ou des moments de flexion, et de la multiplier par le nombre de traverses.

Il convient de rechercher le moment maximum comprimant la semelle supérieure obtenue dans les combinaisons listées au [paragraphe 8.1.3](#). On retient les valeurs suivantes :

$$M_{Ed,ELU} = 126,5 \text{ kN.m} \quad \text{donc} \quad N_{Ed,ELU} = \frac{126,5}{0,33} = 383 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,ACC} = 98,0 \text{ kN.m} \quad \text{donc} \quad N_{Ed,ACC} = \frac{98,0}{0,33} = 297 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,SIS} = 45,1 \text{ kN.m} \quad \text{donc} \quad N_{Ed,SIS} = \frac{45,1}{0,33} = 137 \text{ kN}$$

Les combinaisons accidentelles (hors sismique), avec une charge gravitaire plus faible et également une charge de vent plus faible (après pondération) ne sont pas déterminantes et sont négligées par la suite.

L'imperfection est calculée comme suit (avec $m = 7$) :

$$e_0 = 0,756 \times \frac{16000}{500} = 24,2 \text{ mm}$$

Combinaisons ELU

L'effort équivalent initial pour les combinaisons ELU vaut ainsi :

$$q_{d,0} = 8 \times \frac{24,2 \cdot 10^{-3}}{16^2} \times 7 \times 383 = 2,03 \text{ kN/m}$$

A l'aide du cas fictif présenté au [paragraphe 4.2.3](#), on détermine que la poutre au vent prend une flèche de 1,0 mm pour une charge répartie de 1 kN/m. La flèche sous les charges extérieures et $q_{d,0}$ est déduite :

$$1,0 \times [1,50 \times (2,46 + 0,32) + 2,03] = 6,2 \text{ mm}$$

La charge équivalente à l'imperfection en arc vaut donc :

$$q_d = 8 \times \frac{(24,2 + 6,2) \cdot 10^{-3}}{16^2} \times 7 \times 383 = 2,55 \text{ kN/m}$$



Dans le cas présent, les charges équivalentes à l'imperfection en arc correspondent à environ 60% des charges pondérées de vent (4,17 kN/m). Il faut être conscient que les effets d'imperfection sur les poutres au vent sont un ajout significatif à la pratique courante.

Cette charge répartie est équilibrée par des efforts au droit des appuis :

$$\text{File A/C : } 0,375 \times 2,55 \times 16 = 15,3 \text{ kN}$$

$$\text{File B : } 1,25 \times 2,55 \times 16 = 51,0 \text{ kN}$$

Combinaisons SIS

L'effort équivalent initial pour la combinaison SIS vaut, en appliquant la même procédure :

$$q_{d,0} = 8 \times \frac{24,2 \cdot 10^{-3}}{16^2} \times 7 \times 137 = 0,73 \text{ kN/m}$$

La flèche de la poutre au vent :

$$1,5 \times (1,0 \times 12,3) + 1,0 \times 0,73 = 19,2 \text{ mm}$$



On considère une charge uniformément répartie correspondant à la moyenne sur la travée la plus chargée (12,3 kN/m). Le déplacement inélastique est obtenu en multipliant le déplacement élastique par le coefficient de comportement $q = 1,5$ - voir au [chapitre 2.6.5](#).

La charge équivalente à l'imperfection en arc vaut donc :

$$q_d = 8 \times \frac{(24,2 + 19,2) \cdot 10^{-3}}{16^2} \times 7 \times 137 = 1,3 \text{ kN/m}$$

Cette charge répartie est équilibrée par des efforts au droit des appuis :

$$\text{File A/C : } 0,375 \times 1,3 \times 16 = 7,6 \text{ kN}$$

$$\text{File B : } 1,25 \times 1,3 \times 16 = 25,4 \text{ kN}$$

8.1.2.2 Imperfection au droit des joints de continuité

NF EN 1993-1-1 –
Paragraphe 5.3.3 – Clauses
(4) et (5)

Lorsque la poutre au vent stabilise des barres comprimées ou des semelles comprimées de barres fléchies qui présentent un joint de continuité, le cas d'imperfection présenté à la Figure 85 doit également être considéré (la figure présente le cas courant où le joint de continuité est au droit du faîtage).

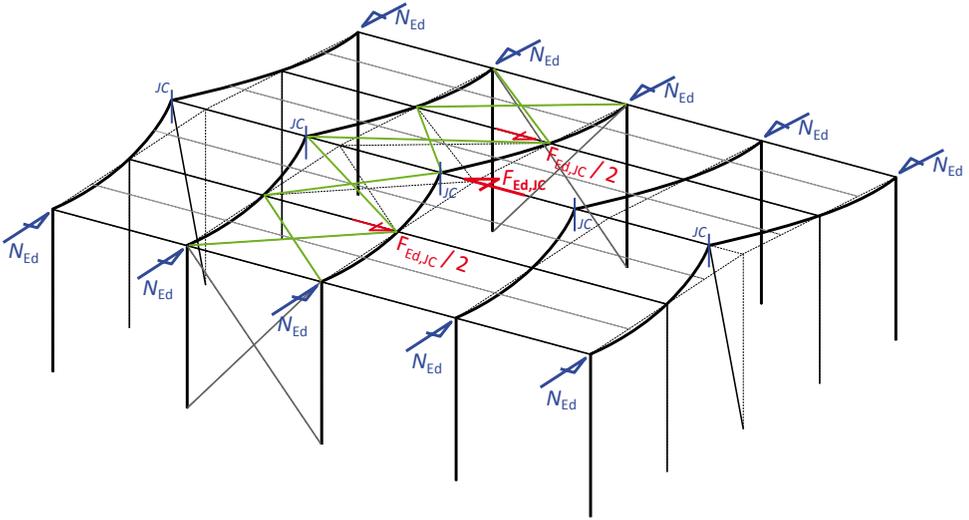


Figure 85 : Stabilisation au droit des joints de continuité (faîtage)

Cette charge équivalente est auto-équilibrée dans le plan de la toiture, d'où les « réactions » $F_{Ed,JC} / 2$ sur la figure. Ces charges d'équilibre « remontent » par le point de maintien le plus proche du joint de continuité, à savoir les pannes-montants les plus proches.



Si une file intermédiaire de poteaux n'est pas stabilisée par une palée, l'assemblage poutre-poteau intermédiaire constitue un joint de continuité et doit donc être analysé. Dans ce cas, l'imperfection d'aplomb des poteaux de cette file, déterminée suivant la procédure décrite au paragraphe 8.1.2.3, doit être prise en compte.

L'effort équivalent est déterminé comme suit :

$$F_{Ed,JC} = \alpha_m \frac{\sum N_{Ed}}{100}$$

où α_m est déterminé comme au paragraphe 8.1.2.1 et $\sum N_{Ed}$ correspond à :

- la somme des efforts normaux de compression au droit du joint de continuité de chaque traverse supérieure dans le cas de poutres treillis ;
- la somme des rapports M_{Ed}/h dans le cas de poutres en profilés laminés ou reconstitués soudés, avec M_{Ed} le moment au droit du joint de continuité (en valeur absolue) et h la hauteur totale de la poutre.

Ce cas n'a pas à être cumulé avec l'imperfection en arc décrite au [paragraphe 8.1.2.1](#), mais doit être cumulé avec les actions extérieures décrites au [paragraphe 8.1.1](#). En présence de joints de continuité multiples, l'effet de l'imperfection doit être analysé pour chaque joint de continuité mais les différents cas ainsi générés n'ont pas à être cumulés entre eux.

La somme des efforts normaux a déjà été évaluée au paragraphe précédent :

$$N_{Ed,ELU} = 383 \text{ kN} \quad \text{et} \quad N_{Ed,SIS} = 137 \text{ kN}$$

donc l'effort équivalent à l'imperfection du joint de continuité vaut :

$$F_{Ed,JC,ELU} = 0,756 \times \frac{7 \times 383}{100} = 20,3 \text{ kN} \quad \text{et} \quad F_{Ed,JC,SIS} = 0,756 \times \frac{7 \times 137}{100} = 7,3 \text{ kN}$$

8.1.2.3 Imperfection d'aplomb

NF EN 1993-1-1 –
Paragraphe 5.3.2

Il est nécessaire de considérer l'imperfection d'aplomb de tous les poteaux stabilisés par la poutre au vent. C'est le cas des potelets de pan de fer (dans la direction perpendiculaire au pignon), qui induisent une charge généralement faible, mais aussi par exemple de tous les poteaux d'une file que ne serait pas stabilisée par une palée.



Ce cas d'imperfection n'est pas auto-équilibré au niveau de la toiture. Cet effet sollicite à la fois la poutre au vent et les palées (et modifie donc légèrement la descente de charge sur les massifs sous palées).

L'effet de cette imperfection d'aplomb est déterminé comme décrit au [paragraphe 5.2](#) (ou de façon approchée avec le [paragraphe 5.5.1](#)).

L'effort vertical total appliqué sur un pignon est évalué approximativement comme la moitié de la réaction d'un portique :

$$V_{Ed,ELU} = \frac{453,9}{2} = 227 \text{ kN} \quad \text{et} \quad V_{Ed,SIS} = \frac{166}{2} = 83 \text{ kN}$$

En utilisant l'approche enveloppe du [paragraphe 5.5.1.2](#) :

$$F_{eq,ELU} = 227/200 = 1,14 \text{ kN}$$

soit $1,14 / 32 = 0,04 \text{ kN/m}$, cet effet est négligeable.

8.1.3 Combinaisons

NF EN 1990 – Section 6

Pour le dimensionnement des poutres au vent d'un bâtiment courant (mêmes hypothèses que celle du [paragraphe 3.2.2](#)), les combinaisons à prendre en compte sont les suivantes :

– ELU – Vent dominant en soulèvement :

$$1,00 G + 1,50 W_{asc}$$

-ELU – Vent dominant et charges gravitaires concomitantes maximales :

$$1,35 G + 1,50 (W_{dsc} + \{0,7 Q \text{ ou } 0,5 S\})$$

$$1,35 G + 1,50 (W_{dsc} + Q + 0,5 S)$$

-ELU – Charges gravitaires dominantes et vent concomitant maximum :

$$1,35 G + 1,50 (\{Q \text{ ou } S\} + 0,5 W_{dsc})$$

$$1,35 G + 1,50 (S + Q + 0,6 W_{dsc})$$

-ACC – Vent dominant et charges de soulèvement (le cas échéant) :

$$G + W_{Ad,asc}$$

-ACC – Vent dominant et charges gravitaires concomitantes maximales (le cas échéant) :

$$G + W_{Ad,dsc} + \psi_{2,Q} Q$$

-ACC – Charges gravitaires dominantes (le cas échéant) :

$$G + S_{Ad} + \psi_{2,Q} Q$$

-séisme (le cas échéant) :

$$G + E + \psi_{2,Q} Q$$



Lorsque les combinaisons de soulèvement ne sont pas dimensionnantes pour la traverse, elles sont également non dimensionnantes pour la poutre au vent (la poussée sur les pignons étant identique), et peuvent ainsi être ignorées.

Pour le calcul de la poutre au vent, ces combinaisons doivent inclure alternativement :

- l'effet de l'imperfection en arc (y compris le faux aplomb des poteaux, le cas échéant) ;
- l'effet de l'imperfection du joint de continuité (y compris le faux aplomb des poteaux, le cas échéant).

Parmi les combinaisons définies au [chapitre 3](#), celles retenues pour l'analyse de la poutre au vent sont les suivantes : ELU4, ELU5, ELU10, ELU12, ELU14, ELU16, ELU18, ELU20, ELU22, ELU24, ELU26, ACC1, ACC2, ACC3 et SIS1.

Il est montré au [paragraphe 8.1.2.1](#) que les combinaisons ACC ne sont pas dimensionnantes. La combinaison prépondérante est celle avec un vent dominant et une charge gravitaire concomitante maximale, soit la combinaison ELU26. Les imperfections sont définies de façon sécuritaire avec le moment maximum, obtenu avec ELU22, mais la différence entre les deux combinaisons est faible (126,5 kN.m au lieu de 110 kN.m).

La charge totale appliquée sur la poutre au vent vaut :

$$\text{ELU26 + Imperfection en arc : } 1,50 \times (2,46 + 0,32) + 2,55 = 6,72 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELU26 + Imperfection du J.C. : } 1,50 \times (2,46 + 0,32) = 4,17 \text{ kN/m et } 20,3 \text{ kN}$$

$$\text{SIS1 + Imperfection en arc : } 10,7 + 1,3 = 12,0 \text{ kN/m (en moyenne)}$$

$$\text{SIS1 + Imperfection du J.C. : } 10,7 \text{ kN/m (en moyenne) et } 7,3 \text{ kN}$$

8.2 Déformations (ELS)

NF EN 1993-1-1 et
NF EN 1993-1-1/NA –
Paragraphe 7.2.2

La flèche prise par la poutre au vent se répercute en déplacement en tête des potelets qu'il convient de limiter. Le **Tableau 49** donne également des limites recommandées pour la poutre au vent (voir **Figure 86**).

Conditions	Limites
Bâtiments industriels à simple rez-de-chaussée, avec parois non fragiles :	
- déplacement en tête de poteaux	$\delta \leq H/150$
- flèche de la poutre au vent	$\delta \leq L/300$
Autres bâtiments à simple rez-de-chaussée :	
- déplacement en tête de poteaux	$\delta \leq H/250$
- flèche de la poutre au vent	$\delta \leq L/400$

Tableau 49 : Flèches admissibles pour une poutre au vent

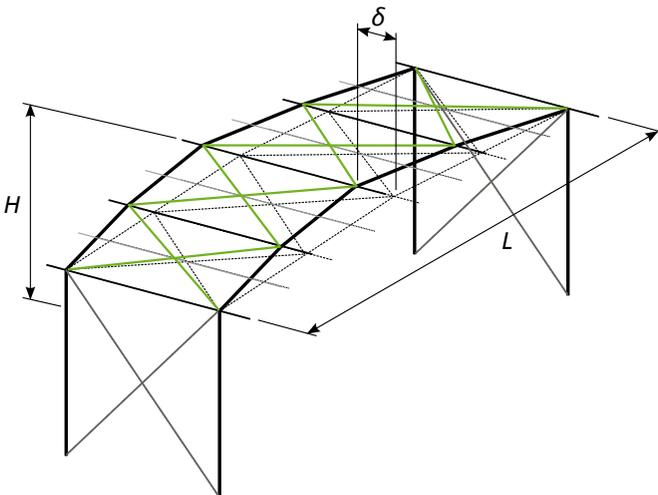


Figure 86 : Mesure des déformations pour la poutre au vent

Les limites de flèche données ci-dessous constituent des valeurs minimales, facilement respectées dans les cas courants. Il est important de noter que certaines dispositions impliquent de devoir respecter des critères sensiblement plus sévères (fonction notamment du type de couverture et de sa fixation).

À l'état limite de service, la charge sur la poutre au vent vaut approximativement (cas avec imperfection en arc) :

$$\frac{6,72}{1,5} = 4,48 \text{ kN/m}$$

soit une flèche totale valant :

$$1,0 \times 4,48 = 4,5 \text{ mm}$$

La flèche est nettement en deçà des limites recommandées :

$$\frac{7500}{150} = 50 \text{ mm} \quad \text{et} \quad \frac{16000}{300} = 53,3 \text{ mm}$$

8.3 Vérifications des barres

L'enveloppe des sollicitations dans la poutre au vent est donnée sur la **Figure 87** ci-dessous (les valeurs ELU et ACC sont différenciées dans la traverse pour la vérification avec les sollicitations concomitantes).

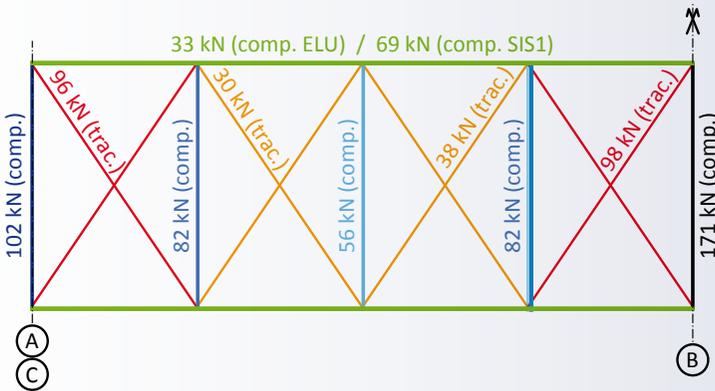


Figure 87 : Enveloppe des sollicitations dans la poutre au vent

8.3.1 Diagonales tendues

NF EN 1993-1-1 –
Paragraphe 6.2.3

La résistance vis-à-vis de l'effort normal $N_{t,Rd}$ est le minimum de la résistance plastique de la section brute et de la résistance ultime de la section nette :

$$N_{t,Rd} = \min\{N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd}\}$$

La résistance plastique de la section transversale brute est définie par :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

La résistance ultime de la section nette (déduction faite des trous de fixation) est en général déterminée par :

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$



En présence de trous en quinconce, il convient de considérer la clause 6.2.2.2(4) de la NF EN 1993-1-1.

NF EN 1993-1-8 –
Paragraphe 3.10.3

Pour les barres attachées de façon asymétrique, comme les cornières attachées sur une aile, la résistance ultime en section nette vaut :

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

avec β suivant le **Tableau 50**.

Nombre de boulons	$p_1 = 3,0 d_0$ (limite du guide)	$3,0 d_0 \leq p_1 \leq 5,0 d_0$	$p_1 \geq 5,0 d_0$
2 boulons	0,42	$0,04 \frac{p_1}{d_0} + 0,3$	0,5
3 boulons et plus	0,54	$0,08 \frac{p_1}{d_0} + 0,3$	0,7

Tableau 50 : Coefficient β pour la résistance ultime en section nette des cornières

d_0 représente le diamètre de perçage et p_1 l'entraxe des boulons, comme noté sur la **Figure 88**.



Il est recommandé d'attacher une barre par au moins deux boulons.

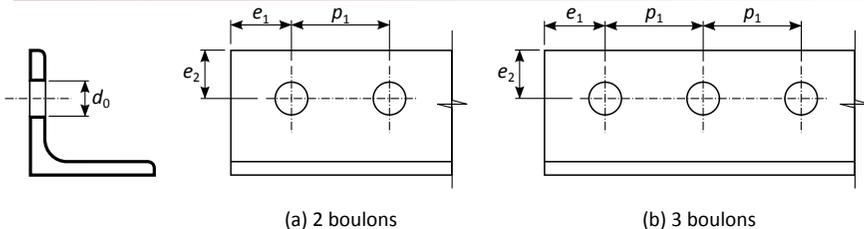


Figure 88 : Cornière attachée par une aile – Dimensions caractéristiques

La section présente une résistance vis-à-vis de l'effort normal de traction suffisante si elle vérifie le critère :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$$

Les contreventements sont réalisés par des cornières assemblées par deux ou trois boulons. On prévoit deux dimensions de cornières, des 50 x 5 – S235 pour les panneaux de part et d'autre du faîtage ($N_{Ed} = 38 \text{ kN}$) et des 70 x 7 – S235 pour les panneaux proches des poteaux ($N_{Ed} = 98 \text{ kN}$).

Cornières 50x5 S235 – 2 M12 8.8

Les deux boulons M12 sont placés dans des trous de diamètre $d_0 = 13 \text{ mm}$ distants de $p_1 = 50 \text{ mm}$:

$$\beta = 0,04 \times \frac{50}{13} + 0,3 = 0,45$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,45 \times (480 - 13 \times 5) \times 360}{1,25} \cdot 10^{-3} = 53,8 \text{ kN}$$

La résistance plastique de la section brute est nettement supérieure :

$$N_{pl,Rd} = \frac{480 \times 235}{1,0} \cdot 10^{-3} = 113 \text{ kN}$$

On vérifie bien :

$$\frac{38}{53,8} = 0,71 \leq 1,0$$

Cornières 70x7 S235 – 3 M16 8.8

Les trois boulons M16 sont placés dans des trous de diamètre $d_0 = 18 \text{ mm}$ distants de $p_1 = 55 \text{ mm}$:

$$\beta = 0,08 \times \frac{55}{18} + 0,3 = 0,54$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,54 \times (940 - 18 \times 7) \times 360}{1,25} \cdot 10^{-3} = 126,6 \text{ kN}$$

La résistance plastique de la section brute est nettement supérieure (221 kN). On vérifie bien :

$$\frac{98}{126,6} = 0,77 \leq 1,0$$

8.3.2 Montants comprimés

Voir [paragraphe 6.1.3.1](#) en présence de barre servant uniquement de montant de poutre au vent.

Voir [paragraphe 11.2](#) pour des pannes-montants de poutre au vent.

Les pannes seront utilisées en montants de la poutre au vent, voir la vérification au [paragraphe 11.2](#).

8.3.3 Traverses

8.3.3.1 Effet de la brisure de la traverse

En présence d'une traverse brisée, les charges horizontales appliquées à la poutre au vent génèrent un moment de flexion additionnel dans les traverses reliées par le contreventement. Cet effet peut être pris en compte par un couple de charge équivalente verticale appliquée au droit du faîtage, comme montré sur la **Figure 89**.

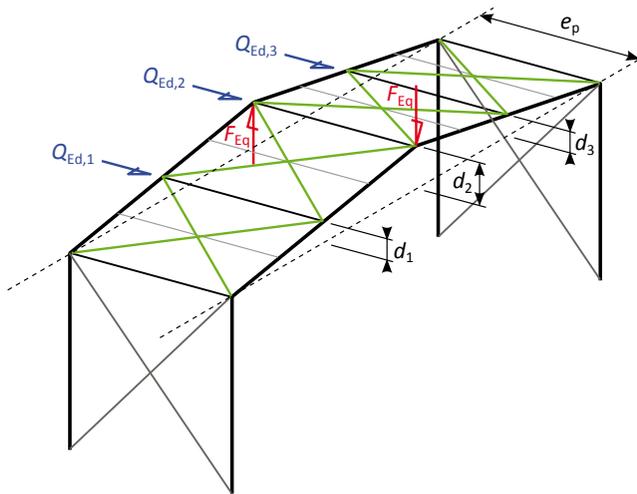


Figure 89 : Couple de charges équivalentes à la brisure de la traverse

La valeur de cette charge équivalente est définie par :

$$F_{eq} = \frac{\sum(Q_{Ed,i} d_i)}{e_p}$$

$Q_{Ed,i}$ charge ponctuelle horizontale appliquée à un nœud i de la poutre au vent

d_i hauteur du point d'application de la charge $Q_{Ed,i}$ par rapport au plan horizontal

e_p « hauteur » de la poutre au vent (entraxe des portiques)

Cet effet peut être négligé si le moment induit reste inférieur au dixième du moment maximal dans la traverse dû aux sollicitations extérieures pondérées.



Dans le cas courant où la traverse est dimensionnée par les combinaisons de charges gravitaires (et non celles de soulèvement), l'effet de la brisure de la traverse augmente le moment dans la traverse servant de membrure tendue à la poutre au vent, cette traction a plutôt un effet stabilisant. De même la traverse surcomprimée par la présence de la poutre au vent voit, elle, sa flexion réduite par l'effet de la brisure. Dès lors, cet effet est rarement défavorable.

Cet effet est négligeable pour les combinaisons ELU. L'effort équivalent vaut $F_{eq} = 2,1$ kN soit un moment sur appuis $M_{appui} = 6,3$ kN.m, à comparer au moment induit par les charges extérieures pondérée valant $M_{Ed,max} = 319,4$ kN.m.

Pour la combinaison SIS1 + Imperfection en arc (dans la travée la plus sollicitée), les valeurs des charges équivalentes sont les suivantes :

$$F_{eq} = \frac{57,6 \times 0,15 + 54,4 \times 0,30 + 51,2 \times 0,15}{6,0} = 5,4 \text{ kN}$$

Les moments, en travée et sur appui central, induits par ces efforts équivalents sont déduits d'un formulaire de poutres continues, voir [Figure 102](#) (en valeurs absolues) :

$$M_{travée} = 0,156 F_{eq} L = 0,156 \times 5,4 \times 16 = 13,5 \text{ kN.m}$$

$$M_{appui} = 0,1875 F_{eq} L = 0,1875 \times 5,4 \times 16 = 16,2 \text{ kN.m}$$

8.3.3.2 Vérification des sections sous flexion composée

Voir [paragraphe 6.1.2.5](#).

Sous combinaison sismique, le moment de flexion dans la traverse est faible (+46 kN.m et -117 kN.m), concomitant à un effort normal faible lui aussi (12 kN). En incluant l'effet de la brisure et l'effort supplémentaire dû à la poutre au vent, la combinaison sismique n'est pas plus défavorable que la combinaison ELU.

On retiendra la valeur enveloppe du moment de flexion, bien que celui-ci soit obtenu dans une combinaison non listée au [paragraphe 8.1.3](#). La vérification de la traverse sur-comprimée par la poutre au vent est alors identique à la vérification du [paragraphe 6.1.2.5](#) mais avec un effort normal total valant :

$$N_{Ed} = 45 + 24 = 69 \text{ kN}$$

La vérification est réalisée en sommant simplement les taux de travail :

$$\frac{69}{1722} + \frac{173,9}{221} = 0,83 < 1,0$$

8.3.3.3 Vérification de la stabilité de la barre en zone courante

Voir [paragraphe 6.1.3.3](#).

En reprenant le calcul du [paragraphe 6.1.3.3](#) avec le nouvel effort normal $N_{Ed} = 69$ kN, on obtient une nouvelle valeur pour le coefficient d'interaction k_{yy} :

$$k_{yy} = 0,402 \left[1 + 0,8 \frac{69}{763} \right] = 0,431$$

Les vérifications deviennent en zone centrale :

$$\frac{69}{763} + 0,431 \times \frac{126,5}{188} = 0,38 < 1,0 \quad \text{et} \quad \frac{69}{391} + 1,0 \times \frac{126,5}{188} = 0,85 < 1,0$$

Et en zone d'extrémité :

$$\frac{69}{763} + 0,431 \times \frac{157,3}{200} = 0,43 < 1,0 \quad \text{et} \quad \frac{69}{1396} + 1,0 \times \frac{157,3}{200} = 0,84 < 1,0$$

8.3.3.4 Vérification de la stabilité de la zone de jarret

Voir [paragraphe 6.1.4.2](#).

Avec la procédure décrite au [paragraphe 6.1.4.2](#) et le nouvel effort normal $N_{Ed} = 69 \text{ kN}$, les facteurs $\alpha_{ult,k}$ et $\alpha_{cr,op}$ sont légèrement modifiés :

$$\alpha_{ult,k} = \frac{1}{\frac{69}{1722} + \frac{173,9}{221}} = 1,21 \quad \text{et} \quad \alpha_{cr,op} = 5,44$$

Tous calculs faits, la vérification devient :

$$\frac{1}{0,897 \times 1,21/1,0} = 0,92 < 1,0$$

8.4 Vérifications des assemblages



Les assemblages décrits ici utilisent des boulons non précontraints. Pour l'utilisation de boulons précontraints (à serrage contrôlé), il faut également utiliser l'[Annexe G](#).

8.4.1 Dispositions constructives

Les assemblages de contreventement de toiture visés ont la typologie présentée à la [Figure 90](#). Le présent chapitre se concentre sur la vérification d'une attache d'une barre de contreventement tendue sur un gousset (cerclée sur la [Figure 90](#)). Les autres composants de l'assemblage et autres typologies d'assemblages tendus peuvent être vérifiés à l'aide de méthodes similaires.

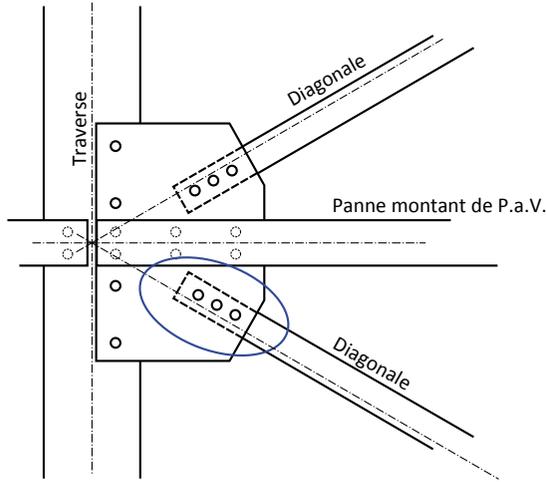


Figure 90 : Assemblage de contreventement de toiture

Dans le cadre du présent guide, le positionnement des perçages doit respecter les limites données en **Figure 91**.

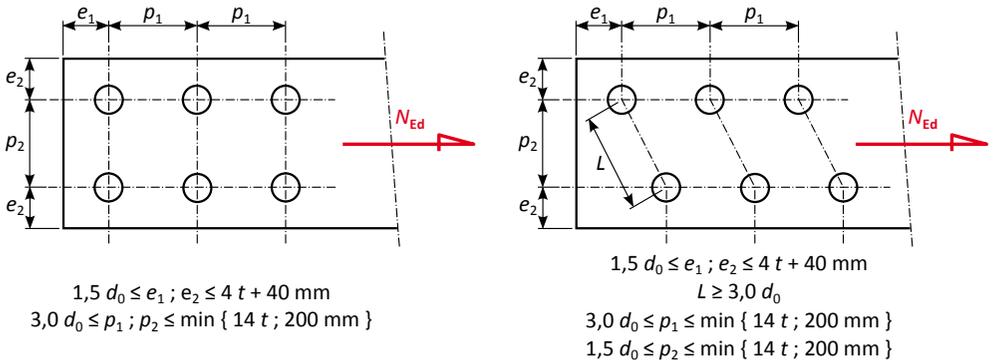


Figure 91 : Notations et limites géométriques pour les assemblages en cisailement



Les limites minimales des pincés et entraxes sont plus sévères que dans la norme pour limiter les pénalités sur le calcul en pression diamétrale, critère souvent dimensionnant.

Pour les dispositions constructives des assemblages comportant des éléments en acier suivant la NF EN 10025-5 (acier autopatinable) ou des trous oblongs, voir la norme NF EN 1993-1-8.

Les assemblages considérés dans ce guide comportent au moins deux boulons. Ces derniers ne sont pas disposés sur une seule file perpendiculaire à la direction de l'effort.

L'assemblage de contreventement vérifié est présenté en Figure 92. Les pinces et entraxes respectent bien les dispositions constructives minimales :

cornière 50x5 – M12 : $e_1 = 30 \text{ mm}$ et $e_2 = 25 \text{ mm} > 1,5 \times 13 = 19,5 \text{ mm}$
 $p_1 = 50 \text{ mm} > 3,0 \times 13 = 39 \text{ mm}$
 cornière 70x7 – M16 : $e_1 = 30 \text{ mm}$ et $e_2 = 30 \text{ mm} > 1,5 \times 18 = 27 \text{ mm}$
 $p_1 = 55 \text{ mm} > 3,0 \times 18 = 54 \text{ mm}$

Les valeurs maximales sont également respectées :

$$e_{max} = 4 \times 5 + 40 = 60 \text{ mm} \quad \text{et} \quad p_{max} = 14 \times 5 = 70 \text{ mm}$$

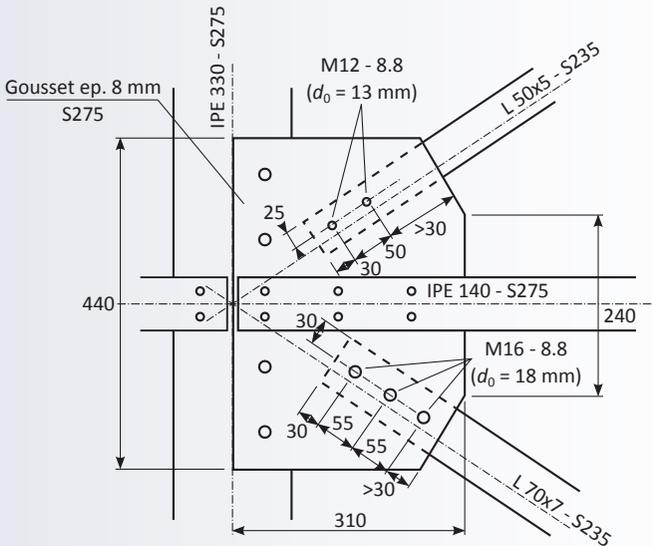


Figure 92 : Assemblage de contreventement de toiture

8.4.2 Résistance des boulons et pression diamétrale

8.4.2.1 Résistance des boulons en cisaillement

NF EN 1993-1-8 –
Paragraphe 3.6.1

La résistance d'un boulon par plan de cisaillement est calculée comme suit :

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$$

α_v Coefficient valant 0,6 pour les classes de boulonnerie 4.6, 5.6 et 8.8 et 0,5 pour toutes les autres classes.

Il convient de vérifier la résistance des boulons en cisaillement comme suit :

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \leq 1,0$$

avec $F_{v,Ed}$ l'effort de cisaillement par boulon et par plan de cisaillement, tenant compte si nécessaire des efforts secondaires dus aux excentricités de l'assemblage.

Attache de la cornière 50x5 – 2 M12 8.8

L'excentricité entre la cote de trusquinage et le centre de gravité de la cornière vaut $25 - 14 = 11$ mm. L'effort dans chaque boulon vaut :

$$F_{v,Ed} = \sqrt{\left(\frac{38}{2}\right)^2 + \left(\frac{38 \times 11}{50}\right)^2} = 20,8 \text{ kN}$$

La résistance du boulon M12 – 8.8 en cisaillement vaut :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 84,3}{1,25} \cdot 10^{-3} = 32,4 \text{ kN} \quad \text{donc} \quad \frac{20,8}{32,4} = 0,64 \leq 1,0$$

Attache de la cornière 70x7 – 3 M16 8.8

L'excentricité entre la cote de trusquinage et le centre de gravité de la cornière vaut $40 - 19,7 = 20,3$ mm. L'effort dans les boulons d'extrémité vaut :

$$F_{v,Ed} = \sqrt{\left(\frac{98}{3}\right)^2 + \left(\frac{98 \times 20,3}{110}\right)^2} = 37,3 \text{ kN}$$

La résistance du boulon M16 – 8.8 en cisaillement vaut :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 157}{1,25} \cdot 10^{-3} = 60,3 \text{ kN} \quad \text{donc} \quad \frac{37,3}{60,3} = 0,62 \leq 1,0$$

8.4.2.2 Pression diamétrale

NF EN 1993-1-8 –
Paragraphe 3.6.1

Compte tenu des dispositions constructives du [paragraphe 8.4.1](#), la résistance en pression diamétrale vaut pour chaque boulon :

$$F_{b,Rd} = \frac{1,25 f_u d t}{\gamma_{M2}} = f_u d t \quad \text{mais} \quad F_{b,Rd} \leq f_{ub} d t$$

La résistance en pression diamétrale telle que donnée ci-dessus peut être doublée ($F_{b,Rd} = 2 f_u d t$) lorsque l'assemblage comporte des pinces et des entraxes respectant les critères ci-après :

- effort parallèle au bord de la pièce : $e_1 \geq 3,0 d_0$ $p_1 \geq 3,75 d_0$
- effort non parallèle au bord de la pièce : $e_1 ; e_2 \geq 3,0 d_0$ $p_1 ; p_2 \geq 3,75 d_0$



La vérification en pression diamétrale de la norme NF EN 1993-1-8 dépend en principe de la direction considérée. Lorsque l'effort appliqué n'est pas parallèle au bord de la pièce, cela implique de calculer deux résistances et de réaliser une interaction. Le respect des dispositions constructives données au [paragraphe 8.4.1](#) et l'application des valeurs ci-dessus permet de rendre la vérification indépendante de la direction.

La résistance des pièces attachées est vérifiée à l'aide du critère suivant, il convient de retenir la valeur maximale de ce rapport entre les différentes pièces attachées :

$$\frac{F_{b,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1,0$$

L'effort $F_{b,Ed}$ correspond à l'effort par boulons dans le plat concerné (p.ex. : dans le cas d'un éclissage de part et d'autre, le plat central est deux fois plus sollicité que les couvre-joints).

Les cornières sont en acier S235 et d'épaisseur toujours plus faible que le gousset, et sont autant sollicitées. La vérification des cornières est donc ici toujours dimensionnante.

Attache de la cornière 50x5

$$F_{b,Rd} = 360 \times 12 \times 5 \cdot 10^{-3} = 21,6 \text{ kN} \quad \text{donc} \quad \frac{20,8}{21,6} = 0,96 \leq 1,0$$

Attache de la cornière 70x7

$$F_{b,Rd} = 360 \times 16 \times 7 \cdot 10^{-3} = 40,3 \text{ kN} \quad \text{donc} \quad \frac{37,3}{40,3} = 0,93 \leq 1,0$$

8.4.3 Résistance du gousset

8.4.3.1 Section brute et section nette en traction

NF EN 1993-1-1 –
Paragraphe 6.2.3

Il convient de vérifier que le gousset présente une résistance suffisante en traction. Cette résistance est le minimum entre la résistance plastique de la section brute et la résistance ultime de la section nette :

$$N_{t,Rd} = \min\{N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd}\}$$

La résistance plastique de la section brute du gousset est calculée comme suit :

$$N_{pl,Rd} = \frac{L_g t f_y}{\gamma_{M0}}$$

L_g longueur définie par une diffusion à 30° depuis le premier boulon jusqu'au dernier, bornée par les dimensions du gousset (voir Figure 93)

t épaisseur du plat en traction

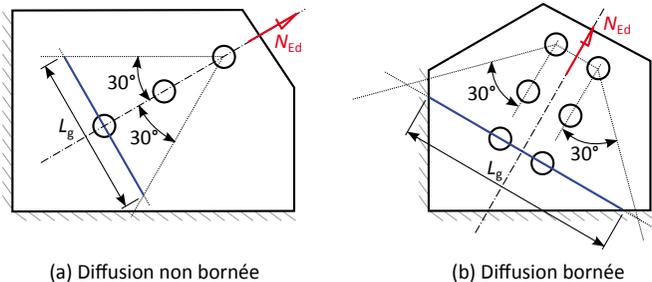


Figure 93 : Définition de la longueur de diffusion L_g

La résistance ultime de la section nette est calculée comme suit :

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 L_{g,net} t f_u}{\gamma_{M2}}$$

La longueur de diffusion nette est calculée comme suit :

$$L_{g,net} = L_g - n_t d_0$$

avec n_t le nombre de trous de diamètre d_0 « traversés » par la longueur L_g .

Il convient de vérifier la section tendue du gousset par le critère suivant :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$$

Les longueurs de diffusion ne sont pas bornées (voir Figure 94).

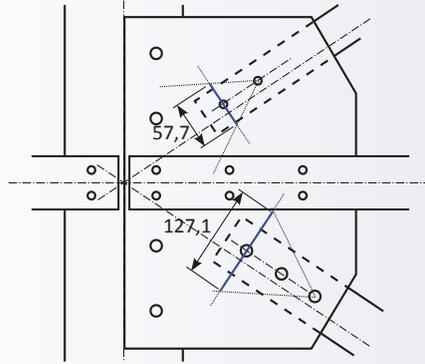


Figure 94 : Longueurs de diffusion

Attache de la cornière 50x5

$$L_g = 50 \times 2 \tan 30 = 57,7 \text{ mm} \quad \text{et} \quad L_{g,net} = 57,7 - 1 \times 13 = 44,7 \text{ mm}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{57,7 \times 8 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 126,5 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times 44,7 \times 8 \times 430}{1,25} \cdot 10^{-3} = 111 \text{ kN}$$

La section tendue est bien vérifiée :

$$\frac{38}{111} = 0,34 \leq 1,0$$

Attache de la cornière 70x7

$$L_g = 110 \times 2 \tan 30 = 127,1 \text{ mm} \quad \text{et} \quad L_{g,net} = 127,1 - 1 \times 18 = 109,1 \text{ mm}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{127,1 \times 8 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 280 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times 109,1 \times 8 \times 430}{1,25} \cdot 10^{-3} = 270 \text{ kN}$$

La section tendue est bien vérifiée :

$$\frac{98}{270} = 0,36 \leq 1,0$$

8.4.3.2 Cisaillement de bloc

NF EN 1993-1-8 –
Paragraphe 3.10.2

Les pièces attachées doivent également pouvoir résister au cisaillement de bloc. Ce mode de ruine correspond à un arrachement de matière en cisaillement et en traction. La résistance au cisaillement de bloc peut être calculée comme suit :

$$V_{eff,2,Rd} = \frac{0,5 A_{nt} f_u}{\gamma_{M2}} + \frac{A_{nv} f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$



La norme NF EN 1993-1-8 propose une résistance légèrement plus favorable si l'effort appliqué est centré par rapport au bloc de matière qui tend à se détacher.

Les sections résistantes A_{nt} et A_{nv} sont les sections nettes (c'est-à-dire, déduction fait des trous de boulon) correspondant respectivement aux zones tendues et cisailées bordant le bloc de matière qui tend à se détacher (voir Figure 95).

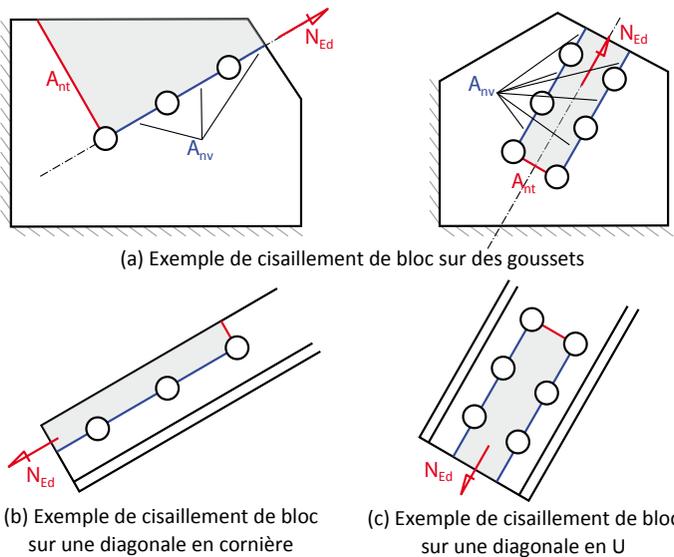


Figure 95 : Définition des sections A_{nt} et A_{nv}

Il convient de vérifier le cisaillement de bloc par le critère suivant :

$$\frac{N_{Ed}}{V_{eff,2,Rd}} \leq 1,0$$

Dans le gousset, le mode de ruine en cisaillement de bloc n'est pas déterminant (voir Figure 96) :

Attache de la cornière 50x5

$$V_{eff,2,Rd} = \left[\frac{0,5 \times 1040 \times 430}{1,25} + \frac{960 \times 275/\sqrt{3}}{1,0} \right] \cdot 10^{-3} = 331 \text{ kN} \quad \text{donc} \quad \frac{38}{331} = 0,11 \leq 1,0$$

Attache de la cornière 70x7

$$V_{eff,2,Rd} = \left[\frac{0,5 \times 1120 \times 430}{1,25} + \frac{760 \times 275/\sqrt{3}}{1,0} \right] \cdot 10^{-3} = 313 \text{ kN} \quad \text{donc} \quad \frac{98}{313} = 0,31 \leq 1,0$$

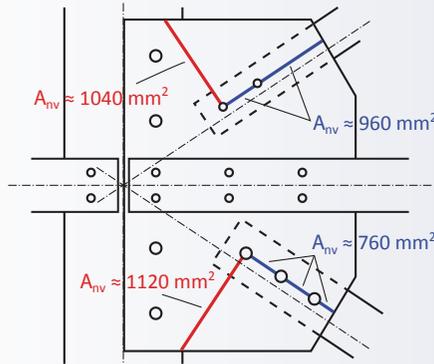


Figure 96 : Aire nette en cisaillement et en traction

8.4.4 Résistance de la diagonale

8.4.4.1 Section nette

La vérification de la résistance en section de la diagonale a déjà été effectuée (voir paragraphe 8.3.1).

8.4.4.2 Cisaillement de bloc

Voir [paragraphe 8.4.3.2](#).

Le cisaillement de bloc est vérifié dans les diagonales (voir [Figure 97](#)) :

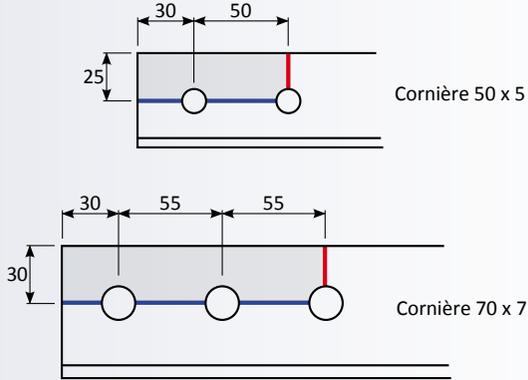


Figure 97 : Cisaillement de bloc dans une diagonale – dimensions

Attache de la cornière 50x5

$$A_{nt} = [25 - 0,5 \times 13] \times 5 = 92,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = [(50 + 30) - 1,5 \times 13] \times 5 = 302,5 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff,2,Rd} = \left[\frac{0,5 \times 92,5 \times 360}{1,25} + \frac{302,5 \times 235/\sqrt{3}}{1,0} \right] \cdot 10^{-3} = 54,4 \text{ kN} \quad \text{donc} \quad \frac{38}{54,4} = 0,70 \leq 1,0$$

Attache de la cornière 70x7

$$A_{nt} = [30 - 0,5 \times 18] \times 7 = 147 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = [(2 \times 55 + 30) - 2,5 \times 18] \times 7 = 665 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff,2,Rd} = \left[\frac{0,5 \times 147 \times 360}{1,25} + \frac{665 \times 235/\sqrt{3}}{1,0} \right] \cdot 10^{-3} = 111 \text{ kN} \quad \text{donc} \quad \frac{98}{111} = 0,88 \leq 1,0$$

9 Palées de stabilité verticale

9.1 Actions et combinaisons considérées

9.1.1 Actions extérieures

9.1.1.1 Effort de vent sur les pignons

NF EN 1991-1-4 –
Paragraphe 5.3

L'effort de vent sur les pignons correspond aux réactions de la poutre au vent sur les palées de stabilité pour le cas défini au [paragraphe 8.1.1.1](#).

Les réactions de la poutre au vent sur les palées pour le cas défini au [paragraphe 8.1.1.1](#) valent :

$$F_{wp,AC} = 10,8 \text{ kN}$$

$$F_{wp,B} = 22,5 \text{ kN}$$



Pour mémoire, les modèles de calcul des palées sont montrés au [paragraphe 4.3](#).

9.1.1.2 Effort de frottement

NF EN 1991-1-4 –
Paragraphe 7.5

L'effort de frottement correspond aux réactions de la poutre au vent sur les palées de stabilité pour le cas défini au [paragraphe 8.1.1.2](#), augmentées du frottement sur les faces latérales pour les palées stabilisant ces façades.

L'effort de frottement sur les long-pans correspond à :

$$d_{fr} = 16,6 \text{ m} \quad \text{et} \quad F_{fr,1,AC} = 0,04 \times 0,477 \times 16,6 \times 8/2 = 1,2 \text{ kN}$$

En reprenant les réactions de la poutre au vent sous le cas défini au [paragraphe 8.1.1.2](#) :

$$F_{fr,AC} = 1,2 + 2,5 = 3,7 \text{ kN}$$

$$F_{fr,B} = 5,2 \text{ kN}$$

9.1.1.3 Effet du séisme

NF EN 1998-1 –
Paragraphe 4.3

L'effet du séisme correspond aux réactions de la poutre au vent sur les palées de stabilité pour le cas défini au [paragraphe 8.1.1.3](#).

Compte tenu de calculs effectués au [paragraphe 8.1.1.3](#), l'effet du séisme induit les réactions suivantes sur les palées :

$$F_{E,AC} = 102 \text{ kN}$$

$$F_{E,B} = 170 \text{ kN}$$



Les réactions sur les palées files A et C sont en principe différentes, du fait du chargement sismique trapezoïdal suivant le [paragraphe 2.6.4.2](#). Seule la valeur maximale est donnée ici.

L'effet du second ordre peut être négligé, suivant la vérification donnée au [paragraphe 2.6.4.3](#). Le critère de limitation des dommages peut être vérifié :

$$d_{AC,nl} = q \frac{F_{E,AC}}{K_{AC}} = 1,5 \times \frac{102}{9900} = 0,015 \text{ m} \quad \left(\frac{H}{500} \right)$$

$$d_{B,nl} = q \frac{F_{E,B}}{K_B} = 1,5 \times \frac{170}{16400} = 0,016 \text{ m} \quad \left(\frac{H}{469} \right)$$

Le critère est vérifié quelle que soit la nature des éléments non structuraux (ici le critère est celui pour le bardage métallique courant : $H/53$).

9.1.2 Efforts de stabilisation

NF EN 1993-1-1 –
Paragraphe 5.3.2

Seules les imperfections d'aplomb des poteaux sont à considérer ici, les imperfections en arc (voir [paragraphe 8.1.2.1](#)) et au droit des joints de continuité (voir [paragraphe 8.1.2.2](#)) sont auto-équilibrées dans le plan de la toiture et ne produisent pas de réaction de la poutre au vent sur la palée.

Les imperfections d'aplomb sont définies au [paragraphe 5.2](#), il est possible de considérer de façon simplifiée la procédure donnée au [paragraphe 5.5.1.2](#).

Pour mémoire, si des poteaux ne sont pas directement stabilisés par une palée, l'effet de l'imperfection d'aplomb sur ces derniers doit également être considérés (ces efforts transitent par la poutre au vent, voir notamment au [paragraphe 8.1.2.3](#)).

La réaction maximale en pied d'un portique vaut 453,9 kN à l'ELU et 166 kN sous combinaison sismique, on peut approcher la charge descendante totale pondérée comme suit :

$$V_{Ed,ELU} = \frac{453,9}{6} \times 48 = 3631 \text{ kN} \quad \text{et} \quad V_{Ed,SIS} = \frac{166}{6} \times 48 = 1328 \text{ kN}$$

En utilisant l'approche enveloppe du [paragraphe 5.5.1.2](#) :

$$F_{wp,AC,ELU} = 0,375 \times \frac{3631}{200} = 6,8 \text{ kN} \quad \text{et} \quad F_{wp,AC,SIS} = 0,375 \times \frac{1328}{200} = 2,5 \text{ kN}$$

$$F_{wp,B,ELU} = 1,25 \times \frac{3631}{200} = 22,7 \text{ kN} \quad \text{et} \quad F_{wp,B,SIS} = 1,25 \times \frac{1328}{200} = 8,3 \text{ kN}$$

Les potelets de pan de fer ne sont pas stabilisés directement par la palée, il est montré au [paragraphe 8.1.2.3](#) que l'effet de l'imperfection d'aplomb sur ces potelets génère une charge minime.

9.1.3 Combinaisons

NF EN 1990 – Section 6

Pour le dimensionnement des poutres au vent d'un bâtiment courant (mêmes hypothèses que celle du [paragraphe 3.2.2](#)), les combinaisons à prendre en compte sont les mêmes que celles de la poutre au vent incluant des charges gravitaires (voir [paragraphe 8.1.3](#)) :

- ELU – Vent dominant et charges gravitaires concomitantes maximales :

$$1,35 G + 1,50 (W_{dsc} + \{0,7 Q \text{ ou } 0,5 S\})$$

$$1,35 G + 1,50 (W_{dsc} + Q + 0,5 S)$$

- ELU – Charges gravitaires dominantes et vent concomitant maximum :

$$1,35 G + 1,50 (\{Q \text{ ou } S\} + 0,5 W_{dsc})$$

$$1,35 G + 1,50 (S + Q + 0,6 W_{dsc})$$

- ACC – Vent dominant et charges gravitaires concomitantes maximales (le cas échéant) :

$$G + W_{Ad,dsc} + \psi_{2,Q} Q$$

- ACC – Charges gravitaires dominantes (le cas échéant) :

$$G + S_{Ad} + \psi_{2,Q} Q$$

- séisme (le cas échéant) :

$$G + E + \psi_{2,Q} Q$$

Comme pour la poutre au vent, la combinaison prépondérante est celle avec un vent dominant et une charge gravitaire concomitante maximale, soit la combinaison ELU26. Les imperfections sont définies de façon sécuritaire avec la réaction maximale, obtenu avec ELU22, mais la différence est assez faible (453,9 kN au lieu de 396 kN).

Les charges totales appliquées sur les palées valent :

palées files A/C – ELU : $1,50 \times (8,3 + 3,1) + 6,8 = 23,9 \text{ kN}$

palées files A/C – SIS : $102 + 2,5 = 105 \text{ kN}$

palée file B – ELU : $1,50 \times (27,6 + 6,4) + 22,7 = 74 \text{ kN}$

palées file B – SIS : $170 + 8,3 = 180 \text{ kN}$

9.2 Déformations (ELS)

Voir [paragraphe 6.2.1](#).

À l'état limite de service, la charge sur la palée centrale vaut approximativement (cas avec imperfection en arc) :

$$\frac{74}{1,5} = 49,3 \text{ kN}$$

Soit une flèche totale valant :

$$\frac{49,3}{12000} = 4,1 \text{ mm} \quad \left(\frac{H}{1829} \ll \frac{H}{150} \right)$$

9.3 Vérifications des barres

Pour mémoire, la vérification du critère de rigidité donné au [paragraphe 5.5.1.1](#) permet de s'assurer que les effets du second ordre global peuvent être négligés.

L'enveloppe des sollicitations dans les palées est donnée sur la [Figure 98](#) ci-dessous.

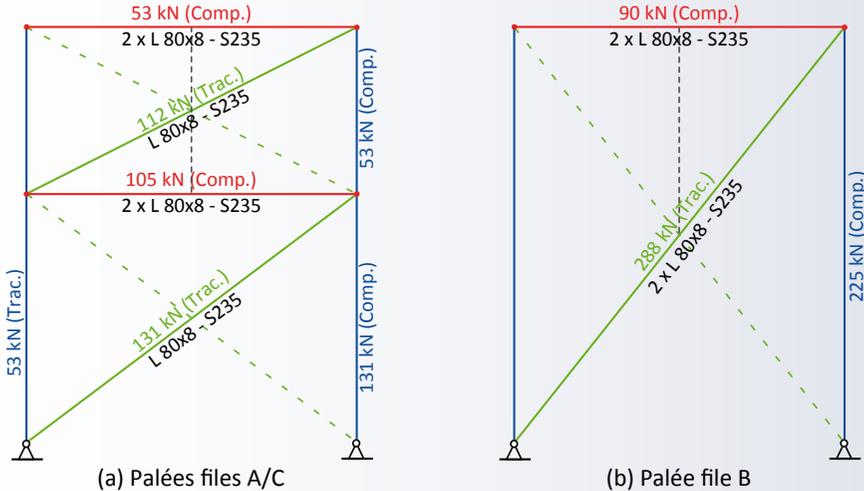


Figure 98 : Enveloppe des sollicitations dans les palées

9.3.1 Diagonales tendues

Voir [paragraphe 8.3.1](#).

Cornières 80 x 8 - S235

Les trois boulons M20 sont placés dans des trous de diamètre $d_0 = 22 \text{ mm}$ distants de $p_1 = 70 \text{ mm}$:

$$\beta = 0,08 \times \frac{70}{22} + 0,3 = 0,55$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,55 \times (1230 - 22 \times 8) \times 360}{1,25} \cdot 10^{-3} = 167 \text{ kN}$$

La résistance plastique de la section brute est nettement supérieure (289 kN). On vérifie bien pour les palées file A/C (simples cornières) :

$$\frac{131}{167} = 0,78 < 1,0$$

et pour la palée File B (doubles cornières) :

$$\frac{288}{2 \times 167} = 0,86 \leq 1,0$$

9.3.2 Montants comprimés

Voir [paragraphe 6.1.3.1](#).

Doubles cornières 80 x 8 - S235

$$\bar{\lambda}_y = \frac{3000/24,3}{93,9 \times 1,0} = 1,31 \quad \text{et} \quad \chi_y = 0,422 \text{ (courbe b)}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{6000/33,2}{93,9 \times 1,0} = 1,92 \quad \text{et} \quad \chi_y = 0,225 \text{ (courbe b)}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,225 \times 2454 \times 235}{1,0} \cdot 10^{-3} = 130 \text{ kN} \quad \text{donc} \quad \frac{105}{130} = 0,81 < 1,0$$



Les vérifications précédentes négligent l'effet du moment sous poids propre. Cet effet reste faible lorsque les montants sont appuyés à mi-portée (le moment est fortement réduit et les coefficients C_{my} et C_{mLT} pour l'interaction M-N sont plutôt favorables). Pour d'autres dispositions moins favorables, il conviendrait d'en tenir compte.

9.3.3 Poteaux

L'effort normal total de compression dans les poteaux vaut (ELU) :

file A/C : $121 + 131 \times 24/105 = 151 \text{ kN}$

moments concomitants : 184,9 kN.m (max) et 135,5 kN.m (maintien)

file B : $222 + 225 \times 74/180 = 315 \text{ kN}$

moments concomitants : 5 kN.m

9.3.3.1 Vérifications des sections

Voir [paragraphe 6.2.2.5](#).

La vérification de la flexion composée est réalisée en sommant simplement les taux de travail :

Poteaux files A / C

$$\frac{151}{2000} + \frac{184,9}{280} = 0,74 < 1,0$$

Poteau file B

$$\frac{315}{2388} + \frac{5}{253} = 0,15 < 1,0$$

9.3.3.2 Vérifications de la stabilité de la barre

Voir [paragraphe 6.2.3.3](#).

Poteaux files A / C

$$k_{yy} = 0,6 \left[1 + (0,58 - 0,2) \times \frac{151}{1794} \right] = 0,619$$

Tronçon inférieur :

$$k_{zy,1} = 1 - \frac{0,1}{0,60 - 0,25} \times \frac{151}{670} = 0,936$$

Le tronçon inférieur est donc vérifié :

$$\frac{151}{1794} + 0,619 \times \frac{135,5}{185} = 0,54 < 1,0$$

$$\frac{151}{670} + 0,936 \times \frac{135,5}{185} = 0,91 \leq 1,0$$

Tronçon supérieur :

$$\psi = 0,733 \quad \text{donc} \quad C_{mLT} = 0,6 + 0,4 \times 0,733 = 0,893 \quad (> 0,4)$$

$$k_{zy,2} = 1 - \frac{0,1 \times 0,76}{0,893 - 0,25} \times \frac{151}{1498} = 0,988$$

Le tronçon supérieur est donc vérifié :

$$\frac{151}{1794} + 0,619 \times \frac{184,9}{231} = 0,58 < 1,0$$

$$\frac{151}{1498} + 0,988 \times \frac{184,9}{231} = 0,89 < 1,0$$

Poteau file B

$$k_{yy} = 0,6 \left[1 + 0,8 \times \frac{315}{1745} \right] = 0,69$$

$$k_{zy} = 1,0$$

Le poteau central est bien vérifié :

$$\frac{315}{1745} + 0,69 \times \frac{5}{207} = 0,20 < 1,0$$

$$\frac{315}{898} + 1,0 \times \frac{5}{207} = 0,37 < 1,0$$

9.4 Vérifications des assemblages



Les assemblages décrits ici utilisent des boulons ordinaires. Pour l'utilisation de boulons précontraints (à serrage contrôlé), il faut également utiliser l'Annexe G.

9.4.1 Dispositions constructives

Les assemblages de contreventement vertical visés ont la typologie présentée à la Figure 99. Ils doivent respecter les dispositions constructives données au paragraphe 8.4.1.

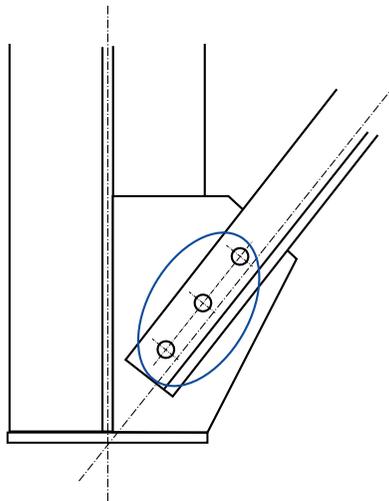


Figure 99 : Assemblage de contreventement vertical (ici en pied de poteau)

Les vérifications se concentrent sur l'attache de la barre de contreventement sur le gousset. Les autres composants de l'assemblage peuvent être vérifiés à l'aide de méthodes similaires.



Le présent guide ne donne pas de recommandation particulière pour les assemblages de barres comprimées. Le cas échéant, il convient de s'assurer qu'aucune instabilité ne peut se produire dans le gousset, par un raidissage adéquat, en enfourchant suffisamment la barre et en évitant les excentres hors plan. Pour des compléments utiles sur ce sujet, il est possible de se reporter à l'article *Résistance en compression des assemblages de diagonale de contreventement par gousset excentré*, M. Couchaux et A. Rodier, *Revue construction métallique* 4-2014.

La Figure 100 présente l'assemblage haut de la palée B. Les assemblages des deux palées sont semblables (cornières 80x8 – S235 dans les deux cas).

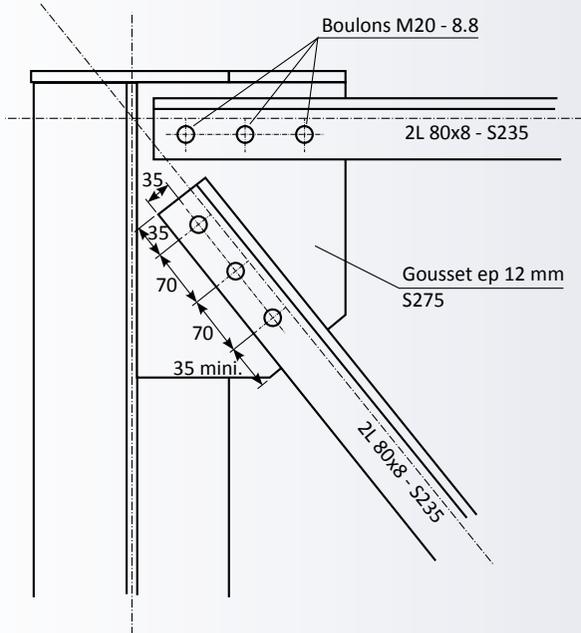


Figure 100 : Assemblage haut de la palée file B



Ici, le montant comprimé est très « enfourché » sur le gousset. Ce dernier est, de plus, suffisamment raidi pour qu'aucune instabilité locale ne survienne.

Les pinces et entraxes respectent bien les dispositions constructives minimales :

$$\begin{aligned} \text{Cornière } 80 \times 8 - \text{M20} : \quad e_1 = e_2 = 35 \text{ mm} &> 1,5 \times 22 = 33 \text{ mm} \\ p_1 = 70 \text{ mm} &> 3,0 \times 22 = 66 \text{ mm} \end{aligned}$$

Les valeurs maximales sont également respectées :

$$e_{\max} = 4 \times 8 + 40 = 72 \text{ mm} \quad \text{et} \quad p_{\max} = 14 \times 8 = 112 \text{ mm}$$

9.4.2 Résistance des boulons et pression diamétrale

Voir **paragraphe 8.4.2.**

L'excentricité entre la cote de trusquinage et le centre de gravité de la cornière vaut $45 - 22,6 = 22,4$ mm. L'effort dans chaque boulon vaut au maximum :

$$F_{v,Ed} = \sqrt{\left(\frac{288/2}{3}\right)^2 + \left(\frac{288/2 \times 22,4}{140}\right)^2} = 53,2 \text{ kN}$$



Cet effort correspond à celui régnant dans chaque cornière de la diagonale de la palée file B. File A et C, l'effort est légèrement inférieur ($N_{Ed} = 131$ kN).

Résistance des boulons en cisaillement

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 245}{1,25} \cdot 10^{-3} = 94,1 \text{ kN} \quad \text{donc} \quad \frac{53,2}{94,1} = 0,57 \leq 1,0$$

Résistance en pression diamétrale dans les cornières 80x8 - S235

$$F_{b,Rd} = 360 \times 20 \times 8 \cdot 10^{-3} = 57,6 \text{ kN} \quad \text{donc} \quad \frac{53,2}{57,6} = 0,92 \leq 1,0$$

Résistance en pression diamétrale dans les goussets ep.12 mm - S275

$$F_{b,Rd} = 430 \times 20 \times 12 \cdot 10^{-3} = 103,2 \text{ kN} \quad \text{donc} \quad \frac{2 \times 53,2}{103,2} = 1,03 \approx 1,0$$



L'effort est bien doublé dans le gousset de la palée file B par rapport à l'effort dans chaque cornière. On constate un léger dépassement, mais un calcul plus précis de la résistance en pression diamétrale donnerait une valeur supérieure. File A et C, il est possible de réduire l'épaisseur du gousset.

9.4.3 Résistance du gousset

Voir **paragraphe 8.4.3.**

Section brute et section nette en traction

La diffusion à 30° est possible pour la barre tendue :

$$L_g = 140 \times 2 \tan 30 = 162 \text{ mm} \quad \text{et} \quad L_{g,net} = 162 - 1 \times 22 = 140 \text{ mm}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{162 \times 12 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 535 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times 140 \times 12 \times 430}{1,25} \cdot 10^{-3} = 520 \text{ kN}$$

La section tendue est bien vérifiée :

$$\frac{288}{520} = 0,55 \leq 1,0$$

Cisaillement de bloc

Le mode de ruine en cisaillement de bloc est vérifié dans le gousset :

$$A_{nt} = 70 \times 12 = 840 \text{ mm}^2 \quad \text{et} \quad A_{nv} = [(2 \times 70 + 35) - 2,5 \times 22] \times 12 = 1440 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff,2,Rd} = \left[\frac{0,5 \times 840 \times 430}{1,25} + \frac{1440 \times 275/\sqrt{3}}{1,0} \right] \cdot 10^{-3} = 373 \text{ kN} \quad \text{donc} \quad \frac{288}{373} = 0,77 \leq 1,0$$

9.4.4 Résistance de la diagonale

Voir [paragraphe 8.4.4](#).

Les sections nettes résistantes pour le cisaillement de bloc de la diagonale 80x8 - S235 sont calculées :

$$A_{nt} = [35 - 0,5 \times 22] \times 8 = 192 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = [(2 \times 70 + 35) - 2,5 \times 22] \times 8 = 960 \text{ mm}^2$$

Donc la résistance au cisaillement de bloc de la diagonale vaut :

$$V_{eff,2,Rd} = \left[\frac{0,5 \times 192 \times 360}{1,25} + \frac{960 \times 235/\sqrt{3}}{1,0} \right] \cdot 10^{-3} = 158 \text{ kN} \quad \text{donc} \quad \frac{288/2}{158} = 0,91 \leq 1,0$$

10 Pan de fer

Le pan de fer est constitué d'un ramasse panne continu (sur 3 appuis) en UPE 160 et de potelets IPE 200, maintenus à mi-portée par une lisse. Le contreventement est réalisé avec des cornières 50x5 (simple cornière pour les diagonales, et double pour le montant comprimé).

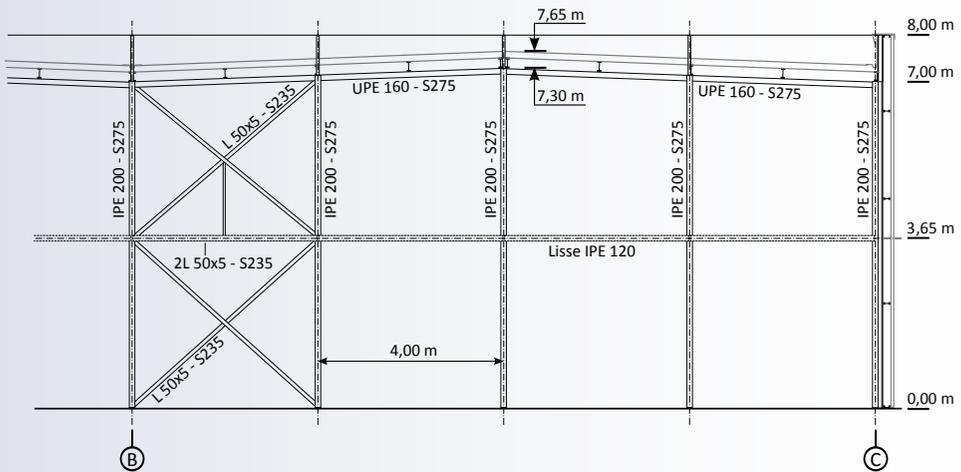


Figure 101 : Pan de fer (élévation partielle)

10.1 Traverse (ramasse panne)

10.1.1 Actions et combinaisons considérées

10.1.1.1 Actions extérieures appliquées sur la toiture

Les traverses de pan de fer sont sollicitées en flexion par les charges appliquées sur la toiture :

- Charges permanentes (voir [paragraphe 2.1](#))
- Charges d'entretien (voir [paragraphe 2.2](#))
- Charges de neige (voir [paragraphe 2.3](#))
- Charges de vent (voir [paragraphe 2.4](#))

Pour l'analyse des éléments secondaires sous l'effet du vent, il peut être considéré que le coefficient structural $c_s c_d = 1,0$. La pression appliquée à une surface d'enveloppe due à l'effet du vent s'exprime donc simplement :

$$w = (c_{pe} - c_{pi}) q_p(z)$$

Charges permanentes

Poids propre (UPE 160)	0,17 kN/m
Toiture (0,25 + 0,08 kN/m ²)	(0,25 + 0,08) × 6,0/2 = 0,99 kN/m
Soit	(0,17 + 0,99) × 40 = 2,3 kN/panne

Charges d'entretien

0,80 kN/m ²	0,80 × 6,0/2 × 2,0 = 4,8 kN/panne
------------------------	-----------------------------------

Neige (durable/transitoire)

En zone d'accumulation (valeur maximale)	1,16 × 6,0/2 × 2,0 = 7,0 kN/panne
--	-----------------------------------

Neige accidentelle

En zone d'accumulation	1,00 × 6,0/2 × 2,0 = 6,0 kN/panne
------------------------	-----------------------------------

Vent (durable/transitoire)

Pression (zone I)	(+0,2 - (-0,30)) × 0,477 × 6,0 = 1,4 kN/panne
-------------------	---

Dépression (zones F)	(-1,4 - 0,2) × 0,477 × 6,0 = -4,6 kN/panne
----------------------	--

Vent accidentel

Pression (zone I)	(+0,2 - (-0,90)) × 0,477 × 6,0 = 3,2 kN/panne
-------------------	---

Dépression (zones F)	(-1,4 - 0,63) × 0,477 × 6,0 = -5,8 kN/panne
----------------------	---

10.1.1.2 Combinaisons

Voir le [chapitre 3](#).

Compte tenu des valeurs obtenues, les combinaisons dimensionnantes sont les suivantes :

$$\text{ELU} \quad 1,35 \times 2,3 + 1,50 \times (7,0 + 0,6 \times 1,4) = 14,9 \text{ kN/panne}$$

$$\text{ELS} \quad 2,3 + 7,0 + 0,6 \times 1,4 = 10,1 \text{ kN/panne}$$

10.1.2 Déformations (ELS)

Voir [paragraphe 6.1.1](#).

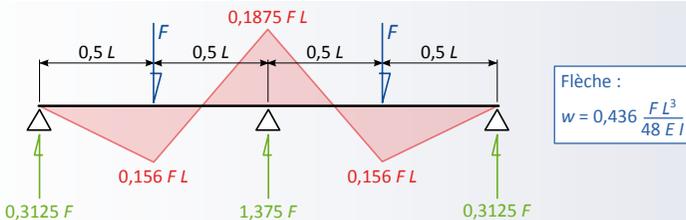


Figure 102 : Schéma statique du ramasse panne

La flèche de la traverse de pan de fer sous combinaison ELS vaut donc (voir Figure 102) :

$$w_{ELS} = 0,436 \times \frac{10100 \times 4000^3}{48 \times 210000 \times 911,1 \cdot 10^4} = 3,1 \text{ mm} < \frac{4000}{200} = 20 \text{ mm}$$

La flèche sous action variables seules est également inférieure à la limite.

10.1.3 Stabilité de la barre

La traverse du pan de fer est une barre simplement fléchiée sous les combinaisons considérées. La vérification des sections est implicitement réalisée par la vérification vis-à-vis du déversement. En présence de section non doublement symétrique (comme un profil en U), la vérification vis-à-vis du déversement peut être réalisée à l'aide de la méthode de la semelle isolée.

Les étapes du calcul sont les suivantes :

- classification des sections (Voir paragraphe 6.1.2.1);
- effort tranchant - vérification et interaction (Voir paragraphe 6.1.2.2);
- déversement simple (Voir paragraphes 6.1.3.2 ou 6.1.4.1).

Classification des sections

$$\frac{160 - 2 \times (9,5 + 12)}{5,5} = 21,3 < 33 \varepsilon = 30,5 \quad \text{et} \quad \frac{70 - (5,5 + 12)}{9,5} = 5,5 < 9 \varepsilon = 8,3$$

L'UPE 160 - S275 est en classe 1 en compression simple, donc également quelle que soit la sollicitation.

Effort tranchant

L'effort tranchant maximum vaut :

$$V_{Ed} = \frac{1,375}{2} \times 14,9 = 10,2 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{[2170 - 2 \times 70 \times 9,5 + (5,5 + 12) \times 9,5] \times 275}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \cdot 10^{-3} = 160 \text{ kN}$$

Il n'est pas nécessaire de considérer l'interaction avec l'effort tranchant :

$$\frac{10,2}{160} = 0,06 < 0,50$$

Déversement (Flambement de la semelle comprimée)

Le moment de flexion maximum vaut :

$$M_{Ed} = 0,1875 \times 14,9 \times 4,0 = 11,2 \text{ kN.m}$$

L'effort normal dans la semelle vaut :

$$N_{fz,Ed} = \frac{11,2}{160 - 9,5} \cdot 10^3 = 74 \text{ kN}$$

L'effort normal dans la semelle subit une inversion de signe, on peut donc considérer $\psi = 0$ (valeur minimale) et donc $C_1 = 1,75$. Les caractéristiques mécaniques de la semelle isolée valent :

$$I_{fz} = \frac{70^3 \times 9,5}{12} \cdot 10^{-4} = 27,2 \text{ cm}^4 \quad \text{et} \quad A_{fz} = \frac{2170}{2} - \frac{(160 - 2 \times 9,5) \times 5,5}{3} \cdot 10^{-3} = 8,27 \text{ cm}^2$$

$$i_{fz} = \sqrt{\frac{27,2}{8,27}} = 1,81$$

Et l'élanement réduit :

$$\bar{\lambda}_{fz} = \frac{1}{\sqrt{1,75}} \frac{2000 / 18,1}{93,9 \times 0,924} = 0,96 \quad \text{donc} \quad \chi_{fz} = 0,563 \quad (\text{courbe c})$$

La résistance de la semelle isolée vis-à-vis du flambement vaut donc :

$$N_{fz,b,Rd} = \frac{0,563 \times 827 \times 275}{1,0} = 128 \text{ kN}$$

La résistance de la traverse de pan de fer vis-à-vis du déversement est donc vérifiée :

$$\frac{74}{128} = 0,58 < 1,0$$

10.2 Potelets

10.2.1 Actions et combinaisons considérées

10.2.1.1 Actions extérieures générant de la flexion

Les potelets sont sollicités en flexion simple par le vent.



Les efforts de flexion engendrés par le séisme sur les potelets sont généralement très faibles comparés à ceux engendrés par le vent. Ils peuvent donc être négligés dans la plupart des cas.

Pour l'analyse des potelets, il peut être considéré que le coefficient structural $c_s c_d = 1,0$ et il ne faut pas prendre en compte le coefficient de défaut de corrélation.



Pour mémoire, ce dernier coefficient ne peut être considéré que lorsque les zones D et E (façades au vent et sous le vent) sont prises en compte simultanément (voir [paragraphe 2.4.4.2](#)).

La charge linéaire appliquée sur un potelet due à l'effet du vent s'exprime donc simplement :

$$q_{w,Ed} = (c_{pe} - c_{pi}) q_p(z) e_p$$

où e_p représente la largeur d'influence du potelet.

Vent (durable/transitoire)

Pression (zone D) $(+0,7 - (-0,3)) \times 0,477 \times 4,0 = 1,91 \text{ kN/m}$

Dépression (moyenne des zones A et B) $(-1,0 - 0,2) \times 0,477 \times 4,0 = -2,29 \text{ kN/m}$

Vent accidentel

Pression (zone D) $(+0,7 - (-0,90)) \times 0,477 \times 4,0 = 3,05 \text{ kN/m}$

Dépression (moyenne des zones A et B) $(-1,0 - 0,63) \times 0,477 \times 4,0 = -3,11 \text{ kN/m}$

10.2.1.2 Actions extérieures générant un effort normal

Les charges permanentes (poids propre, bardage, ...) génèrent un effort normal variable de compression. Les potelets de pignon supportent également le bord de la toiture (via le ramasse panne), ces charges engendrant également un effort normal de compression ou de traction (en cas de soulèvement).

Réactions du ramasse panne

Part permanente $1,375 \times 2,3 + 2,3 = 5,5 \text{ kN}$

Part variable (durable/transitoire) $1,375 \times (0,5 \times 7,0 + 1,4) + (0,5 \times 7,0 + 1,4) = 11,6 \text{ kN}$

Part variable (accidentelle) $1,375 \times 3,2 + 3,2 = 7,6 \text{ kN}$



Les cas avec neige dominant ne sont pas explicitement décrits car ils créent un peu plus d'effort normal mais beaucoup moins de flexion. Ils ne sont pas dimensionnants.

Autres charges permanentes

Bardage (15 kg/m^2) $0,15 \times 4,0 = 0,60 \text{ kN/m}$

Poids propre (IPE200) $0,22 \text{ kN/m}$

soit en appliquant la totalité de l'effort gravitaire en tête du potelet :

$$N_{Ed,G} = 5,8 + (0,60 + 0,22) \times 7,5 = 12,0 \text{ kN}$$

10.2.1.3 Combinaisons

Voir le [chapitre 3](#).

Compte tenu des valeurs obtenues, les combinaisons dimensionnantes sont les suivantes :

ELU : $N_{Ed} = 1,35 \times 12,0 + 1,50 \times 11,6 = 33,6 \text{ kN}$

$q_{Ed} = 1,50 \times 2,29 = 3,45 \text{ kN/m}$

ELS : $q_{Ed} = 2,29 \text{ kN/m}$



Les combinaisons accidentelles ne sont pas dimensionnantes ici.

10.2.2 Déformations (ELS)

NF EN 1993-1-1 et NF EN
1993-1-1/NA –
Paragraphe 7.2.2

Le potelet est généralement considéré comme une poutre bi-articulée, dont les appuis sont le sol et le plan de la toiture. La flèche maximale (u_{max}) des potelets sous les effets du vent doit être vérifiées. Les limites recommandées sont celles du **Tableau 51**.

Conditions	Flèche maximale
Potelets support de bardage métallique	$u_{max} \leq H/150$
Autres (support de produit verrier, ...)	Suivant DPM

Tableau 51 : Limites de flèches pour les potelets

La flèche du potelet sous combinaison ELS vaut :

$$u_{ELS} = \frac{5 \times 2,29 \times 7500^4}{384 \times 210000 \times 1943 \cdot 10^4} = 23,1 \text{ mm} < \frac{7500}{150} = 50 \text{ mm}$$

10.2.3 Résistance des sections

Les étapes du calcul sont les suivantes :

- classification des sections (Voir **paragraphe 6.1.2.1**);
- effort tranchant – vérification et interaction (Voir **paragraphe 6.1.2.2**);
- résistance des sections en compression simple (Voir **paragraphe 6.1.2.3**);
- résistance des sections en flexion simple (Voir **paragraphe 6.1.2.4**);
- vérification des sections sous flexion composée (Voir **paragraphe 6.1.2.5**).

Classification des sections

Le potelet IPE 200 – S275 ($\varepsilon = 0,924$) est de classe 1 quelle que soit la sollicitation, selon le tableau donné en **Annexe B**.

Effort tranchant

L'effort tranchant maximum vaut :

$$V_{Ed} = 3,45 \times 7,5/2 = 12,9 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{[2848 - 2 \times 100 \times 8,5 + (5,6 + 2 \times 12) \times 8,5] \times 275}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \cdot 10^{-3} = 222 \text{ kN}$$

Il n'est pas nécessaire de considérer l'interaction avec l'effort tranchant car :

$$\frac{12,9}{222} = 0,06 < 0,50$$

Résistance en compression simple et en flexion simple

$$N_{pl,Rd} = \frac{2848 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 783 \text{ kN}$$

$$M_{y,pl,Rd} = \frac{220,6 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 60,7 \text{ kN}$$

Vérification des sections sous flexion composée

Le moment de flexion maximum vaut $N_{Ed} = 33,6 \text{ kN}$:

$$M_{Ed} = \frac{3,45 \times 4^2}{8} = 24,3 \text{ kN.m}$$

La section IPE 200 – S275 est bien vérifiée sous flexion composée :

$$\frac{33,6}{783} + \frac{24,3}{60,7} = 0,44 < 1,0$$

10.2.4 Stabilité de la barre

Les étapes du calcul sont les suivantes :

- flambement simple (Voir [paragraphe 6.1.3.1](#));
- déversement simple (Voir [paragraphe 6.1.3.2](#));
- vérification de la stabilité de la barre (Voir [paragraphe 6.1.3.3](#)).

Résistance vis-à-vis du flambement simple

$$\bar{\lambda}_y = \frac{7500/82,6}{93,9 \times 0,924} = 1,05 \quad \text{donc} \quad \chi_y = 0,631 \text{ (courbe a)}$$

$$N_{b,y,Rd} = \frac{0,631 \times 2848 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 494 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{3650/22,4}{93,9 \times 0,924} = 1,88 \quad \text{donc} \quad \chi_z = 0,234 \text{ (courbe b)}$$

$$N_{b,z,Rd} = \frac{0,234 \times 2848 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 183 \text{ kN}$$

Résistance vis-à-vis du déversement simple

On prend en sécurité $C_1 = 1,0$ et $C_2 = 0,0$, et on utilise la formulation complète du moment critique de déversement élastique :

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 \times 210000 \times 142,4 \cdot 10^4}{3650^2} \times \sqrt{\frac{12990}{142,4} \cdot 10^2 + \frac{3650^2 \times 80770 \times 6,98}{\pi^2 \times 210000 \times 142,4}} \cdot 10^{-6} = 41,2 \text{ kN.m}$$



Dans ce cas, l'expression approchée donne un moment critique environ 15% plus faible et la vérification finale montre un dépassement. Pour mémoire, la formule approchée donne de meilleurs résultats pour les barres dont la longueur de déversement ne dépasse pas 10 fois la hauteur environ (ici, ce rapport est de 18,8).

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{220,6 \times 275 \cdot 10^{-3}}{41,2}} = 1,21 \quad \text{donc} \quad \chi_{LT} = 0,524 \text{ (courbe a)}$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,524 \times 220,6 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 31,8 \text{ kN.m}$$

Vérification de la stabilité de la barre

Le diagramme du moment de flexion de la barre complète sous charge répartie est une parabole ($\psi = 0$ et $\alpha_h = 0$) :

$$C_{my} = 0,95 + 0,05 \times 0 = 0,95$$

et pour chaque tronçon ($\psi = 0$ et $\alpha_s = 0,75$) :

$$C_{mLT} = 0,2 + 0,8 \times 0,75 = 0,80$$

Les coefficients d'interaction valent donc :

$$k_{yy} = 0,95 \left[1 + 0,8 \times \frac{33,6}{494} \right] = 1,0 \quad \text{et} \quad k_{zy} = 1 - \frac{0,1}{0,80 - 0,25} \times \frac{33,6}{183} = 0,97$$

et donc la stabilité de la barre est bien vérifiée :

$$\frac{33,6}{494} + 1,0 \times \frac{24,3}{31,8} = 0,83 < 1,0 \quad \text{et} \quad \frac{33,6}{183} + 0,97 \times \frac{24,3}{31,8} = 0,92 < 1,0$$

10.3 Contreventement

10.3.1 Actions et combinaisons considérées

10.3.1.1 Effet du vent

Le contreventement du pan de fer est activé par le vent sur long pan. La charge répartie est calculée comme suit :

$$f_{wp} = f_{wp,D} + f_{wp,E} = k_{dc} c_s c_d (c_{pe,D} - c_{pe,E}) q_p(z) L_i / 2$$

L_i représente l'espacement entre le pan de fer et le premier portique.

La charge correspondant à l'effet du vent sur le long pan à reprendre dans le contreventement du pan de fer :

$$f_{wp} = 0,85 \times 0,85 \times (0,7 - (-0,3)) \times 0,477 \times \frac{6}{2} = 1,03 \text{ kN/m}$$

Soit au total 7,7 kN (11,6 kN pondéré).

10.3.1.2 Effet du séisme

L'effet du séisme peut être évalué en sécurité en considérant la valeur « plateau » du spectre (la masse est évaluée en [paragraphe 2.6.3.1](#)) :

$$S_d(T_1) = 1,1 \times 1,5 \times \frac{2,5}{1,5} = 2,75 \text{ m/s}^2$$

$$F_b = 2,75 \times 11\,306 \times 1,0 \cdot 10^{-3} = 31 \text{ kN}$$

10.3.1.3 Efforts de stabilisation

Imperfection globale d'aplomb des poteaux tels que décrits au [paragraphe 5.3](#).

En considérant l'effort de compression maximum dans un potelet (voir [paragraphe 10.2.1.2](#) et [10.2.1.3](#)), l'effet de l'imperfection vaut :

$$F = \frac{9 \times 33,6}{200} = 1,5 \text{ kN}$$

On considérera cet effort également en situation sismique, ce qui est sécuritaire.

10.3.1.4 Combinaisons

Le cas sismique est dimensionnant. On appliquera donc 32,5 kN en tête du contreventement.

10.3.2 Résistance des barres

10.3.2.1 Diagonales tendues

L'effort de traction dans une diagonale est de :

$$N_{Ed} = 32,5 \times \sqrt{2} = 46 \text{ kN}$$

En reprenant les vérifications de la poutre au vent (voir [paragraphe 8.3.1](#)), la cornière 50x5 est bien vérifiée.



L'assemblage de la cornière 50x5 prévu pour la poutre au vent ne peut pas être vérifié tel quel pour 46 kN (résistance insuffisante en pression diamétrale dans la cornière). Il est nécessaire de mettre 3 boulons ou d'effectuer une vérification précise de la résistance en pression diamétrale (suivant la NF EN 1993-1-8).

10.3.2.2 Montants comprimés

L'effort de compression dans le montant vaut :

$$N_{Ed} = 32,5 \text{ kN}$$

La résistance au flambement des doubles-cornières 50x5 - S235 est calculée :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{200/1,51}{93,9 \times 1,0} = 1,41 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \frac{4000/2,06}{93,9 \times 1,0} = 2,07 \quad \text{et} \quad \chi = 0,197 \text{ (courbe b)}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,197 \times 960 \times 235}{1,0} \cdot 10^{-3} = 44,4 \text{ kN} \quad \text{donc} \quad \frac{32,5}{44,4} = 0,73 < 1,0$$

10.3.2.3 Poteaux

Les efforts normaux dans les poteaux inclus dans le contreventement valent :

$$N_{Ed, sis} = 32,5 \times \frac{7,5}{4} = 60,9 \text{ kN} \quad \text{et} \quad N_{Ed, ELU} = 33,6 + (11,6 + 1,5) \times \frac{7,5}{4} = 58,1 \text{ kN}$$

On ne considérera que le cas ELU en interaction avec la flexion calculée au [paragraphe 10.2](#), corrigée pour tenir compte de la position des potelets inclus dans le contreventement :

$$M_{Ed} = \frac{24,3}{1,2} = 20,3 \text{ kN.m}$$



La flexion calculée au [paragraphe 10.2](#) provient de l'effet du vent sur le premier potelet intermédiaire en considérant la moyenne des pressions appliquées sur les zones A et B (soit $c_{pe} = -1,0$ avec $c_{pi} = 0,2$). Les potelets inclus dans le contreventement du pan de fer sont trop loin de la zone A, on applique donc $c_{pe} = -0,8$ correspondant seulement à la zone B.

Les coefficients d'interaction deviennent donc :

$$k_{yy} = 0,95 \left[1 + 0,8 \times \frac{58,1}{494} \right] = 1,04 \quad \text{et} \quad k_{zy} = 1 - \frac{0,1}{0,80 - 0,25} \times \frac{58,1}{183} = 0,94$$

Et la stabilité de la barre est toujours vérifiée :

$$\frac{58,1}{494} + 1,04 \times \frac{20,3}{31,8} = 0,78 < 1,0 \quad \text{et} \quad \frac{58,1}{183} + 0,94 \times \frac{20,3}{31,8} = 0,92 < 1,0$$

11 Éléments secondaires support d'enveloppe

11.1 Pannes courantes

11.1.1 Actions et combinaisons considérées

11.1.1.1 Actions extérieures

Dans le présent guide, on désigne par « pannes courantes » celles qui sont essentiellement sollicitées en flexion simple par :

- les charges permanentes (poids propre, couverture,...) ;
- les charges d'exploitation, généralement limitées aux charges d'entretien dans le cas d'une toiture non accessible ;
- les charges climatiques (neige, vent).



Dans le présent guide, les pannes courantes sont celles pour lesquelles il est possible de négliger l'effort normal. Les pannes intégrées au système de stabilisation de la toiture subissent une compression importante et sont vérifiées au [paragraphe 11.2](#).



Les efforts engendrés par le séisme sur les pannes sont généralement très faibles comparés à ceux engendrés par le vent. Ils sont donc généralement négligés pour les pannes courantes.

La charge d'entretien sur les pannes peut être prise comme précisé sur la [Figure 103](#) (position la plus défavorable en travée).



Dans le cas, peu courant, où l'espacement des portiques est plus faible que 4,50 m et celui des pannes supérieur à 2,25 m, il convient de tourner la charge de 90°.

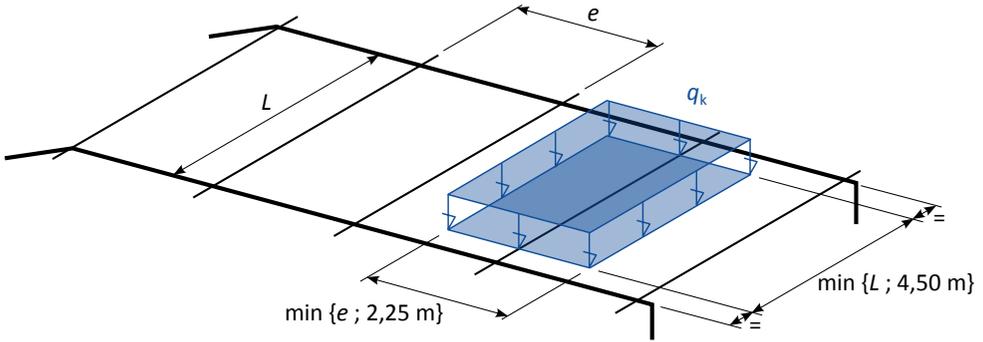


Figure 103 : Charge d'entretien sur les pannes

En présence de pannes continues, qu'elles soient physiquement continues ou éclissées, il convient de charger successivement plusieurs positions différentes afin d'obtenir l'effet maximal en travée et sur appuis. Il est rappelé que les charges d'entretien n'ont pas à être cumulées avec les charges climatiques.

Compte tenu des résultats obtenus au [chapitre 2](#), les sollicitations enveloppes suivantes sont retenues pour les pannes courantes (espacement de 2,0 m).

Charge permanente

Couverture multicouche (25 kg/m²) $0,25 \times 2,0 = 0,50$ kN/m

Poids propre (IPE 140) 0,13 kN/m

Charge d'exploitation

Charge d'entretien (0,8 kN/m²) $0,80 \times 2,0 = 1,60$ kN/m

Neige (durable/transitoire)

En zone de noue $(1,30 \times 0,60 + 0,1) \times 2,0 = 1,76$ kN/m

Neige accidentelle

En zone de noue $(1,30 \times 1,00 + 0,1) \times 2,0 = 2,80$ kN/m

Vent (durable/transitoire)

Descendant (zone I) $(+0,2 - (-0,3)) \times 0,477 \times 2,0 = 0,48$ kN/m

Ascendant (moyenne des zones F et H) $(-1,05 - 0,2) \times 0,477 \times 2,0 = -1,20$ kN/m

Vent accidentel

Descendant (zone I) $(+0,2 - (-0,90)) \times 0,477 \times 2,0 = 1,05$ kN/m

Ascendant (moyenne des zones F et H) $(-1,05 - 0,63) \times 0,477 \times 2,0 = -1,60$ kN/m

Toutes les pannes étant fixées à la poutre au vent, elles doivent pouvoir conduire un effort normal de compression jusqu'au contreventement. Cet effet ne sera pas pris en compte pour les pannes courantes, mais seulement pour les pannes montants de poutre au vent (voir [paragraphe 11.2](#)), beaucoup plus comprimées.



On pourrait montrer que la compression concomitante avec la flexion maximale est ici très faible (moins de 5 kN) et ne pose aucun problème à être reprise par les pannes courantes.

Un effort de compression plus important peut survenir en situation sismique (environ 23 kN), mais dans ce cas la flexion des pannes est nettement plus faible (uniquement la part permanente). La vérification des pannes-montants est enveloppe par rapport à cette situation.

11.1.1.2 Combinaisons

Voir le [chapitre 3](#).

Les combinaisons ELU sont les suivantes :

$$\text{ELU1 } 1,35 \times 0,63 + 1,50 \times 1,60 = 3,25 \text{ kN/m}$$

Appliquée sur une travée et $1,35 \times 0,63 = 0,85 \text{ kN/m}$ ailleurs

$$\text{ELU2 } 1,35 \times 0,63 + 1,50 \times (1,76 + 0,6 \times 0,48) = 3,92 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELU3 } 1,35 \times 0,63 + 1,50 \times (0,48 + 0,5 \times 1,76) = 2,89 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELU4 } 0,63 + 1,50 \times (-1,20) = -1,17 \text{ kN/m}$$

Les combinaisons ACC sont les suivantes :

$$\text{ACC1 } 0,63 + 2,80 = 3,43 \text{ kN/m}$$

$$\text{ACC2 } 0,63 + 1,05 = 1,68 \text{ kN/m}$$

$$\text{ACC3 } 0,63 + (-1,60) = -0,97 \text{ kN/m}$$

Les combinaisons ELS sont les suivantes :

$$\text{ELS1 } 0,63 + 1,60 = 2,23 \text{ kN/m}$$

appliquée sur une travée, et $0,63 \text{ kN/m}$ ailleurs

$$\text{ELS2 } 0,63 + 1,76 + 0,6 \times 0,48 = 2,68 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS3 } 0,63 + 0,48 + 0,5 \times 1,76 = 1,99 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS4 } 0,63 + (-1,20) = -0,57 \text{ kN/m}$$

11.1.1.3 Hypothèses de comportement

La stabilité des éléments secondaires support d'enveloppe peut être vérifiée en négligeant complètement l'apport de l'enveloppe et en vérifiant la barre suivant la méthode présentée au [paragraphe 6.1.3](#), ou éventuellement une autre méthode comme celle du flambement de la semelle comprimée (voir [paragraphe 6.1.4.1](#)). Dans la majorité des cas, il est alors nécessaire de prévoir un ou plusieurs appuis latéraux intermédiaires (liernes, ...).

En alternative, une deuxième approche est de tenir compte du maintien apporté par l'enveloppe. Dans ce dernier cas, il est permis :

- de négliger l'effet de la flexion hors plan dans la panne, tout en vérifiant l'échantignole vis-à-vis de la composante rasante de la réaction ;
- d'utiliser les tableaux de charges donnés en [Annexe H](#) pour la partie du calcul relative au déversement, dans les conditions prévues par cette même annexe ;
- en présence de compression, de réaliser le calcul de la résistance du flambement

hors plan en déterminant une longueur de flambement équivalente telle que présentée en **Annexe D.2**, en considérant $L_{mp} = 0$ et L_0 la distance entre appuis latéraux (lierne ou appui sur la traverse).



Dans le cadre de cette deuxième approche, la couverture acquiert un rôle structural. Cette hypothèse doit être acceptée par les différents intervenants, en particulier le fournisseur et le poseur de la couverture, et par les maîtres d'œuvre et d'ouvrage.



La norme NF EN 1993-1-3 distingue trois classes de construction en fonction du rôle donné à l'enveloppe :

Classe de construction I : Contreventement global du bâtiment (effet diaphragme)

Classe de construction II : Stabilisation locale des éléments

Classe de construction III : Transfert des charges appliquées uniquement

La première approche présentée dans ce paragraphe correspond à la Classe de construction III, et la deuxième à la Classe de construction II. Il n'est pas prévu d'utiliser l'enveloppe pour le contreventement global du bâtiment dans le cadre du présent guide.

Les pannes IPE 140 – S275 seront vérifiées en tenant compte de l'apport de la couverture pour leur stabilisation locale. Pour des raisons de montage, les pannes courantes disposent d'une lierne à mi-portée (celle-ci n'est pas prise en compte dans le calcul avec la procédure utilisée).

11.1.2 Déformations (ELS)

NF EN 1993-1-1 et NF EN 1993-1-1/NA –
Paragraphe 7.2.1

La flèche maximale (w_{max}) sous combinaisons ELS et la flèche sous actions variables (w_3) doivent être vérifiées. Les limites recommandées sont celles données dans la NF EN 1993-1-1/NA et reportées dans le **Tableau 52**.

Conditions	Flèche maximale	Flèche sous charges variables
Toitures accessibles	$w_{max} \leq L/200$	$w_3 \leq L/250$
Toitures inaccessibles	$w_{max} \leq L/200$	$w_3 \leq L/300$

Tableau 52 : Limites de flèches pour les pannes



La flèche sous action variable correspond à la flèche sous combinaisons ELS moins celle obtenue sous les charges permanentes (sauf en présence de contre-flèche).

La **Figure 104** présente l'enveloppe des flèches sous combinaisons ELS, ainsi que la flèche sous charges permanentes.

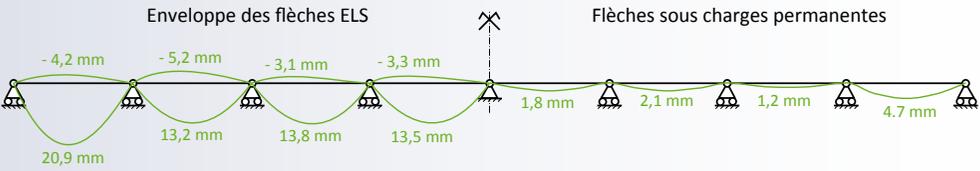


Figure 104 : Flèches des pannes

Le critère sur la flèche maximale sous combinaisons ELS est donc vérifié :

$$w_{max} = 20,9 \text{ mm} < \frac{L}{200} = 30 \text{ mm}$$

De même pour le critère sur la flèche sous actions variables :

$$w_{3,dsc} = 20,9 - 4,7 = 16,2 \text{ mm} < \frac{L}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$w_{3,asc} = |-4,2 - 4,7| = 8,9 \text{ mm} < \frac{L}{250} = 24 \text{ mm}$$

11.1.3 Résistance des pannes courantes simplement fléchies

La **Figure 105** présente l'enveloppe des efforts tranchants verticaux et des moments fléchissants suivant l'axe fort sous combinaisons ELU et ACC.

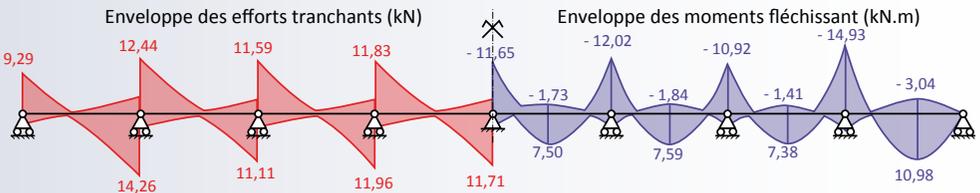


Figure 105 : Enveloppe des sollicitations ELU / ACC

Les vérifications à suivre se concentrent sur la travée de rive, qui est la plus sollicitée. Pour cette travée, la combinaison déterminante est la suivante :

$$\text{ELU 2: } 1,35 \times 0,63 + 1,50 \times (1,76 + 0,6 \times 0,48) = 3,92 \text{ kN/m}$$

11.1.3.1 Classification des sections

Voir **paragraphe 6.1.2.1**.

La panne IPE 140 – S275 ($\varepsilon = 0,924$) est de classe 1 quelle que soit la sollicitation, selon le tableau donné en **Annexe B**.

11.1.3.2 Effort tranchant – vérification et interaction

Voir [paragraphe 6.1.2.2](#).

La panne IPE 140 – S275 n'est pas sensible au voilement par cisaillement. Tous calculs faits, le taux de travail en cisaillement vaut :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{14,26}{121} = 0,12 < 1,0 \quad \text{et aussi} < 0,5$$

La résistance au cisaillement est bien vérifiée et l'interaction avec le moment de flexion peut être négligée.

11.1.3.3 Résistance et stabilité des pannes en flexion simple

Voir le [paragraphe 6.1.3.2](#) ou voir les règles données à l'[Annexe H](#).

Les conditions données en [Annexe H](#) sont bien respectées, et dans ce cas (5 travées ou plus, IPE 140 en S275) les charges admissibles sont :

travée de rive, sous charges gravitaires : $q_{adm,dsc} = 4,53 \times 1,13 = 5,12 \text{ kN/m}$

travée de rive, sous charges de soulèvement : $q_{adm,asc} = 4,71 \times 1,03 = 4,85 \text{ kN/m}$

1^{re} Travée courante, sous charges gravitaires : $q_{adm,dsc} = 6,53 \times 0,78 = 5,09 \text{ kN/m}$

1^{re} Travée courante, sous charges de soulèvement : $q_{adm,asc} = 7,35 \times 0,81 = 5,95 \text{ kN/m}$

Les charges ELU / ACC maximales déterminées précédemment sont rappelées ci-dessous. Les pannes sont bien stables vis-à-vis du déversement :

$$q_{ELU,dsc} = 3,92 \text{ kN/m} (< 5,09 \text{ kN/m})$$

$$q_{ELU,asc} = 1,17 \text{ kN/m} (< 4,85 \text{ kN/m})$$

11.1.4 Assemblage de continuité

11.1.4.1 Dispositions constructives

L'assemblage de continuité pour des pannes laminées en *I* peut être réalisé par boulonnage de deux profils en U de part et d'autre de l'âme. De façon à assurer une rigidité acceptable de l'assemblage, il convient de choisir le plus grand profil en U pouvant être positionné entre les semelles des pannes, et de respecter les dispositions de la [Figure 106](#).

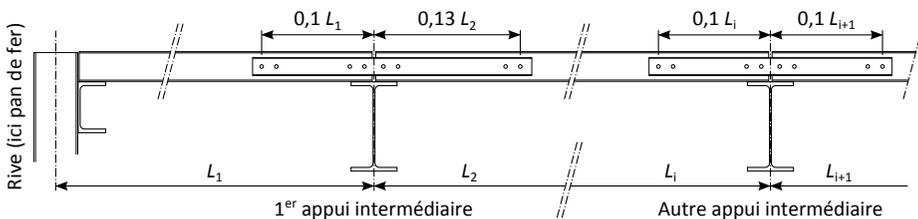


Figure 106 : Continuité des pannes laminées par profils en U

La continuité sera assurée par un éclissage de deux profils UPE 100 – S275 de part et d'autre de l'âme, boulonnés par des boulons M12 – 8.8 de part et d'autre de la traverse.

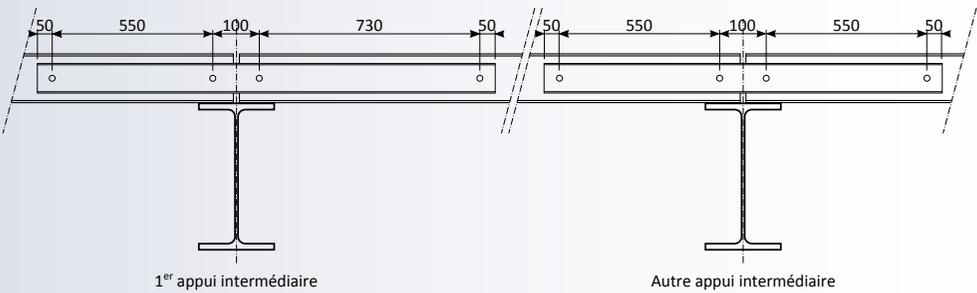


Figure 107 : Continuité des pannes IPE 140

11.1.4.2 Vérification de la résistance des profils en U en flexion simple

Voir [paragraphe 6.1.2](#).

L'éclisse est soumise aux sollicitations suivantes :

$$V_{Ed} = 14,26 \text{ kN} \quad \text{et} \quad M_{Ed} = 14,93 \text{ kN.m}$$

La section d'un UPE 100 – S275 est de classe 1 sous compression simple donc également pour toutes les sollicitations :

$$\frac{100 - 2 \times (7,5 + 10)}{4,5} = 14,4 < 42 \quad \varepsilon = 38,8 \quad \text{et} \quad \frac{55 - 4,5 - 10}{7,5} = 5,4 < 9 \quad \varepsilon = 8,3$$

On vérifie que le cisaillement peut être négligé :

$$\frac{14,26}{2 \times 84,5} = 0,08 < 1,0 \quad \text{et aussi} < 0,5$$

La résistance en flexion de l'éclisse est donc déterminée à l'aide des caractéristiques plastiques :

$$M_{pl,Rd} = \frac{2 \times 48,01 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 26,4 \text{ kN.m} \quad \text{et donc} \quad \frac{14,93}{26,4} = 0,57 < 1,0$$

11.1.4.3 Vérification des boulons en cisaillement

Voir [paragraphe 8.4.2.1](#).

L'effort dans un boulon est évalué en sécurité comme suit :

$$F_{v,Ed} = \frac{14,93}{0,55} + 14,26 = 41,4 \text{ kN}$$

soit 20,7 kN par plan de cisaillement. La résistance en cisaillement d'un boulon M12 – 8.8 vaut :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times 84,3 \times 800}{1,25} = 32,4 \text{ kN} \quad \text{et donc} \quad \frac{20,7}{32,4} = 0,64 < 1,0$$

11.1.4 Vérification de la pression diamétrale

Voir [paragraphe 8.4.2.2](#).

Les valeurs des pinces permettent de considérer la résistance à la pression diamétrale doublée ($F_{b,Rd} = 2 f_u d t$) suivante :

dans les U d'éclisse :

$$F_{b,Rd} = 2 \times 430 \times 4,5 \times 12 = 46,4 \text{ kN} \quad \text{donc} \quad \frac{20,7}{46,4} = 0,45 < 1,0$$

dans la panne (effort doublé) :

$$F_{b,Rd} = 2 \times 430 \times 4,7 \times 12 = 48,5 \text{ kN} \quad \text{donc} \quad \frac{41,4}{48,5} = 0,85 < 1,0$$

11.1.5 Assemblages sur traverse

11.1.5.1 Dispositions constructives et sollicitations

L'assemblage des pannes laminées sur la traverse peut être réalisé par simple boulonnage des semelles (voir [Figure 108](#)).

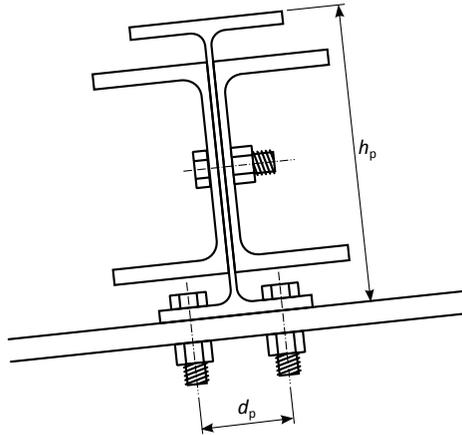


Figure 108 : Exemple d'assemblage de panne laminée sur une traverse



D'autres dispositions constructives sont possibles, utilisant par exemple des échantignoles. Ces dispositions ne sont pas abordées dans le présent guide.

Il convient de vérifier la résistance de cet assemblage vis-à-vis du soulèvement de la toiture (combinaison avec vent dominant) mais également vis-à-vis du renversement de la panne provoquée par la pente (composante suivant versant de la charge descendante).

Lorsqu'il est supposé que la couverture maintient la panne (p.ex. en appliquant l'Annexe H), il convient de considérer que la totalité des charges suivant versant est reprise par les assemblages des pannes sur les traverses. Il est possible de considérer que l'effort rasant $R_{Ed,r}$ provoque un effort de traction équivalent dans l'assemblage comme suit :

$$N_{eq,r} = 2 \frac{M_{r,Ed}}{d_p} \quad \text{avec} \quad M_{r,Ed} = R_{Ed,r} h_p$$

Lorsque l'apport de la couverture n'est pas considéré comme maintien de la panne, une part de cette charge rasante est généralement reprise par les liernes, et il convient de la ramener aux traverses par l'intermédiaire de bretelles.

L'assemblage des pannes sur la traverse sera réalisée par simple boulonnage des semelles, à l'aide de boulons M12 - 8.8 (voir Figure 109).

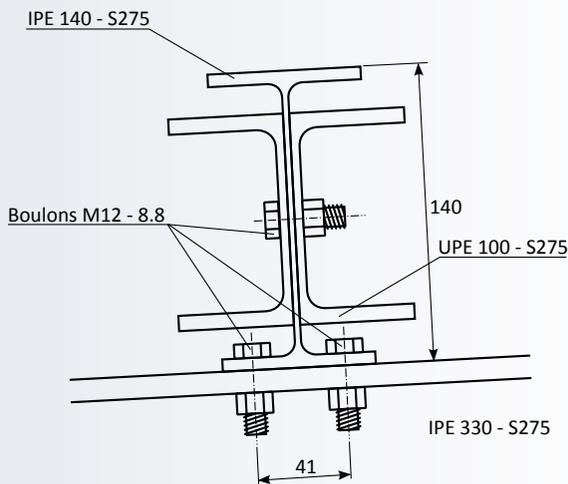


Figure 109 : Assemblage des pannes IPE 140 sur une traverse IPE 330

Les réactions maximales sont les suivantes :

$$R_{Ed,dsc} = 26,7 \text{ kN} \quad \text{et} \quad R_{Ed,asc} = 7,5 \text{ kN}$$

L'effort rasant vaut ainsi au maximum :

$$R_{Ed,r} = 26,7 \times \frac{3,75}{100} = 1,0 \text{ kN}$$

$$M_{r,Ed} = 1,0 \times 0,140 = 0,14 \text{ kN.m} \quad \text{donc} \quad N_{eq,r} = 2 \times \frac{0,14}{0,041} = 6,8 \text{ kN}$$



La réaction maximale est obtenue pour une combinaison comprenant une faible part de vent (environ 10 %), la charge rasante obtenue est donc légèrement défavorable.

11.1.5.2 Vérification de l'assemblage

La résistance de l'assemblage d'une panne laminée boulonnée directement sur une traverse peut être calculée comme étant le minimum des résistances obtenues suivant les quatre modes de ruine ci-après :

- plastification de la semelle de la panne seule

$$F_{T,1,Rd} = \frac{\alpha_p t_f^2 f_y}{\gamma_{M0}}$$

- plastification de la semelle de la panne et ruine des boulons

$$F_{T,2,Rd} = \frac{\alpha_p / 4 t_f^2 f_y}{\gamma_{M0}} + 2 F_{t,Rd}$$

- ruine des boulons

$$F_{T,3,Rd} = 4 F_{t,Rd}$$

- plastification de la section tendue (âme de la panne)

$$F_{T,4,Rd} = \frac{A_{t,w} f_y}{\gamma_{M0}}$$

t_f et f_y correspondent à l'épaisseur et à la limite d'élasticité de la semelle de la panne. Le facteur α_p et l'aire tendue $A_{t,w}$ sont donnés dans le **Tableau 53**.



Ces expressions supposent que la traverse est sensiblement plus résistante que la panne (épaisseurs plus importantes, limite d'élasticité au moins égale), ce qui est généralement le cas.

Disposition	α_p	$A_{t,w}$
Boulonnage directe sur traverse : $m \leq e$	Le minimum de $2\pi + \frac{2p_1}{m}$ et $4 + \frac{1,25e + p_1}{m}$	$A_{t,w} = \alpha_p m t_w$

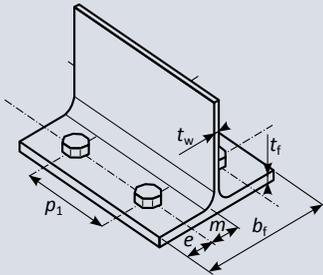


Tableau 53 : Facteur α_p et aire tendue $A_{t,w}$ pour une panne boulonnée sur la traverse

Pour la vérification vis-à-vis d'un effort rasant, le calcul de $F_{T,4,Rd}$ donné ci-dessus n'est pas correct. Il convient de le remplacer par la vérification de la résistance locale en flexion hors plan, pouvant être déterminée comme suit :

$$F_{T,4,Rd} = \frac{2 M_{r,Rd}}{d_p} \quad \text{avec} \quad M_{r,Rd} = \frac{\alpha_p m t_w^2 f_y}{4 \gamma_{M0}} + \frac{0,3 b_f t_f^2 f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$



La vérification proposée vis-à-vis de la traction équivalente ($N_{eq,r} \leq F_{T,4,Rd}$) peut aussi s'écrire comme suit :

$$M_{r,Ed} \leq M_{r,Rd}$$

La résistance locale de la panne en flexion hors plan $M_{r,Rd}$ correspond à la somme de la résistance de l'âme en flexion et de celle de la semelle en torsion.

La résistance de l'assemblage en traction s'écrit donc :

$$N_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd} ; F_{T,2,Rd} ; F_{T,3,Rd} ; F_{T,4,Rd}\}$$

Cette résistance doit être comparée au maximum entre l'effort de traction « réel » et la traction équivalente à l'effort rasant.

Le facteur α_p et l'aire tendue $A_{t,w}$ valent :

$$\alpha_p = 4 + \frac{1,25 \times 16 + 80}{12,5} = 12 \quad \text{et} \quad A_{t,w} = 12 \times 12,5 \times 4,7 = 705 \text{ mm}^2$$

L'effort de traction maximal correspond à la traction « réelle ». Le mode de ruine déterminant est la plastification de la semelle de la panne et ruine des boulons ($F_{t,Rd} = 48,6 \text{ kN}$) :

$$F_{T,2,Rd} = \frac{12/4 \times 6,9^2 \times 275}{1,0} + 2 \times 48,6 \cdot 10^3 = 136 \text{ kN} \quad (> 7,5 \text{ kN})$$

L'assemblage est bien vérifié vis-à-vis de la traction maximale. Pour la vérification vis-à-vis de l'effort rasant, on ajoute la vérification de la résistance locale en flexion hors plan :

$$M_{r,Rd} = \left(\frac{12 \times 12,5 \times 4,7^2 \times 275}{4 \times 1,0} + \frac{0,3 \times 73 \times 6,9^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,0} \right) \cdot 10^{-6} = 0,39 \text{ kN.m}$$

$$F_{T,4,Rd} = \frac{2 \times 0,39}{0,041} = 19 \text{ kN} \quad (> 6,8 \text{ kN})$$

L'assemblage de la panne sur la traverse est donc bien vérifié.

11.2 Pannes montants de poutre au vent

11.2.1 Actions et combinaisons considérées

Les pannes montant de poutre au vent sont sensiblement plus sollicitées en compression que les pannes courantes. Par rapport à ces dernières, les pannes montants peuvent nécessiter la mise en place de liernes plus nombreuses, ou le changement de la section (p.ex. : utilisation d'un HEA à la place d'un IPE).



En présence d'un effort normal significatif, il peut être nécessaire de considérer la flexion secondaire induite par l'excentricité entre la panne et la traverse.

Compte tenu des résultats obtenus au [chapitre 8](#) et au [paragraphe 11.1](#), les cas considérés sont présentés ci-dessous.

Situation non sismique (ELU)

Charge répartie (ELU3 du [paragraphe 11.1](#)) :

$$1,35 \times 0,63 + 1,50 \times (0,48 + 0,5 \times 1,76) = 2,89 \text{ kN/m}$$

Compression (ELU26 + J.C. du [chapitre 8](#)) : 32 kN

Le moment de flexion maximum dû à la charge répartie vaut (approximation sécuritaire) :

$$M_{y,ELU} = \frac{2,89 \times 6,0^2}{8} = 13,0 \text{ kN.m}$$

On néglige le moment dû à l'excentricité, faible et antagoniste par rapport à la flexion dû à la charge répartie ($-32 \times 0,07 = -2,2 \text{ kN.m}$).

Situation sismique

Charge répartie permanente : 0,63 kN/m

Compression (SIS1 + Arc du [chapitre 8](#)) : 79 kN



Au droit des files A, B et C, les efforts de compression sont repris par les montants supérieurs des palées (doubles cornières dimensionnées au [paragraphe 9.3.2](#)) et non par les pannes.

Le moment de flexion maximum dû à la charge répartie vaut (approximation sécuritaire) :

$$M_{y,G} = \frac{0,63 \times 6,0^2}{8} = 2,8 \text{ kN.m}$$

Le moment dû à l'excentricité est significatif dans cette situation :

$$M_{y,Exc} = -79 \times 0,07 = -5,5 \text{ kN.m}$$

Compte tenu de la valeur importante du moment dû à l'excentricité, le diagramme de moment devient très différent des cas courants, tels qu'envisagés dans l'[Annexe H](#).

11.2.2 Résistance des sections

Voir [paragraphe 6.1.2](#).

La section IPE 140 – S275 est de classe 1, les résistances des sections sous effort normal de compression et sous flexion simple (axe fort) sont calculées sur la base des caractéristiques plastiques :

$$N_{pl,Rd} = \frac{1643 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 452 \text{ kN}$$

$$M_{y,pl,Rd} = \frac{88,34 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 24,3 \text{ kN.m}$$

L'interaction est donc vérifiée pour les deux situations considérées :

$$\frac{32}{452} + \frac{13}{24,3} = 0,61 < 1,0$$

$$\frac{79}{452} + \frac{5,5}{24,3} = 0,40 < 1,0$$

11.2.3 Stabilité de la panne montant

Voir le **paragraphe 6.1.3** si la panne est vérifiée sans tenir compte de l'apport de la couverture.

Si la panne est vérifiée en tenant compte de l'apport de la couverture à l'aide de l'**Annexe H**, la stabilité de la panne en flexion composée peut être vérifiée par les critères suivants :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{q_{z,Ed}}{q_{adm}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{q_{z,Ed}}{q_{adm}} \leq 1,0$$



Pour mémoire, le calcul de la résistance du flambement hors plan peut être réalisé en déterminant une longueur de flambement équivalente telle que présentée à l'**Annexe D.2**, en considérant $L_{mp} = 0$ et L_0 la distance entre appuis latéraux (lierne ou appui sur la traverse).

Flambement suivant l'axe fort

$$\bar{\lambda}_y = \frac{6000/57,4}{93,9 \times 0,924} = 1,20 \quad \text{donc} \quad \chi_y = 0,530 \text{ (courbe a)}$$

$$N_{b,y,Rd} = \frac{0,530 \times 1643 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 239 \text{ kN}$$

Flambement suivant l'axe faible (une lierne à mi-portée)

$$k_{TF} = \sqrt{\frac{0,25 (140 - 6,9)^2 + 57,4^2 + 16,5^2}{0,5 (140 - 6,9)^2 + 0,156 \left(3000 \times \frac{6,9}{73}\right)^2}} = 0,611$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{0,611 \times 3000/16,5}{93,9 \times 0,924} = 1,28 \quad \text{donc} \quad \chi_z = 0,437 \text{ (courbe b)}$$

$$N_{b,z,Rd} = \frac{0,437 \times 1643 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 197 \text{ kN}$$

Vérification de la stabilité en situation non sismique (k_{μ} : valeurs enveloppes avec $C_{my} = 1$)

$$k_{yy} = 1,0 \times \left[1 + 0,8 \times \frac{32}{239}\right] = 1,11 \quad \text{et} \quad k_{zy} = 1,0$$

$$\frac{32}{239} + 1,11 \times \frac{2,89}{5,09} = 0,76 < 1,0$$

$$\frac{32}{197} + 1,0 \times \frac{2,89}{5,09} = 0,73 < 1,0$$



La valeur de q_{adm} de la 1^{re} travée courante, sous charges gravitaires, a été déterminée au [paragraphe 11.1.3.3](#).

Vérification de la stabilité en situation sismique

Comme précisé auparavant, le diagramme des moments dans cette situation ne correspond pas aux configurations de base présentées dans l'[Annexe H](#). Pour cette vérification, la procédure la plus pertinente est la méthode générale présentée au [paragraphe 6.1.4.2](#).

Il est facile d'obtenir le facteur $\alpha_{ult,k}$, puisqu'il s'agit ici de l'inverse du taux de travail en section déterminé au [paragraphe 11.2.2](#) :

$$\alpha_{ult,k} = \frac{1}{0,40} = 2,5$$

Le facteur $\alpha_{cr,op}$ est déterminé à l'aide du logiciel LTBeamN, en modélisation la panne IPE 140 maintenue par le bac et la lierne à mi-portée. Le chargement est constitué de l'effort de compression (79 kN) et du moment fléchissant, supposé constant par simplification (5,5 kN.m). On obtient la valeur suivante :

$$\alpha_{cr,op} = 2,04$$

L'élançement global et le coefficient de réduction sont donc calculés :

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{2,5}{2,04}} = 1,11 \quad \text{et} \quad \chi_{op} = 0,529 \quad (\text{courbe b})$$



Pour cette section, on retient la courbe b pour le déversement comme pour le flambement hors plan.

La panne montant de poutre au vent est bien vérifiée en situation sismique :

$$\frac{1}{0,529 \times 2,5/1,0} = 0,76 < 1,0$$

11.3 Lisses de bardage

11.3.1 Actions et combinaisons considérées

11.3.1.1 Actions extérieures

Les lisses sont sollicitées par :

- les charges permanentes (poids propre, bardage, ...) en flexion suivant leur axe faible ;
- les charges de vent suivant leur axe fort.



Le coefficient de défaut de corrélation déterminé au [paragraphe 2.4.4.2](#) ne doit pas être pris en compte dans l'analyse des lisses. Ce dernier ne peut être considéré que lorsque les zones D et E (façades au vent et sous le vent) sont considérées simultanément.



Les efforts engendrés par le séisme sur les lisses sont généralement très faibles comparés à ceux engendrés par le vent. Ils sont donc négligés dans la plupart des cas.

Des dispositions constructives (liernes et bretelles) sont généralement employées pour réduire les sollicitations et les déformations sous charges permanentes.

Compte tenu des résultats obtenus au [chapitre 2](#), les sollicitations enveloppes suivantes sont retenues pour les lisses courantes (espacement maximal de 2,0 m) :

Charges permanentes

Bardage (15 kg/m ²)	$0,15 \times 2,0 = 0,30 \text{ kN/m}$
Poids propre (IPE120)	0,10 kN/m

Vent (durable/transitoire)

Pression (zone F)	$(+0,7 - (-0,3)) \times 0,477 \times 2,0 = 0,95 \text{ kN/m}$
Dépression (moyenne des zones A et B)	$(-1,0 - 0,2) \times 0,477 \times 2,0 = -1,14 \text{ kN/m}$

Vent accidentel

Pression (zone F)	$(+0,7 - (-0,90)) \times 0,477 \times 2,0 = 1,53 \text{ kN/m}$
Dépression (moyenne des zones A et B)	$(-1,0 - 0,63) \times 0,477 \times 2,0 = -1,56 \text{ kN/m}$

Certaines lisses sont utilisées pour maintenir les poteaux vis-à-vis du flambement hors plan, on ajoutera donc l'effort axial suivant (voir [Annexe D.1](#)) :

$$N_{Ed,pot} = 121 \text{ kN} \quad \text{donc} \quad N_{Ed,stab} = \frac{4 \times 0,79 \times 121}{40} = 10 \text{ kN} \quad (\text{avec } \alpha_m = 0,79)$$



La palée est positionnée au milieu du bâtiment, le cumul de l'effort de compression est à réaliser en comptant la moitié des poteaux. La flexion maximale dans les lisses n'est pas concomitante avec la compression maximale dans les poteaux, cette analyse est donc sécuritaire.

11.3.1.2 Combinaisons

Voir le [chapitre 3](#).

Flexion d'axe fort (charges variables) :

ELS : $q_{ELS,z,Ed} = 1,14 \text{ kN/m}$

ELU/ACC : $q_{ELU,z,Ed} = 1,50 \times 1,14 = 1,71 \text{ kN/m}$

Flexion d'axe faible (charges permanentes) :

$$\text{ELS : } q_{ELS,y,Ed} = 0,30 + 0,10 = 0,40 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELU/ACC : } q_{ELU,y,Ed} = 1,35 \times (0,30 + 0,10) = 0,54 \text{ kN/m}$$

11.3.1.3 Hypothèses de comportement

Voir [paragraphe 11.1.1.3](#).

Les lisses IPE 120 – S275 seront vérifiées en négligeant tout apport favorable du bardage. La flexion d'axe faible sera considérée reprise par la semelle extradados seule. Les lisses sont soutenues par deux liernes efficaces pour le maintien vis-à-vis du déversement, positionnées à 1/3 et 2/3 de la portée.

11.3.2 Déformations (ELS)

NF EN 1993-1-1 et
NF EN 1993-1-1/NA –
Paragraphe 7.2.2

La flèche maximale (u_{max}) des lisses sous combinaisons ELS doit être vérifiée. Les limites recommandées sont celles données dans la NF EN 1993-1-1/NA et reportées dans le [Tableau 54](#).

Conditions	Flèche maximale
Lisses support de bardage métallique	$u_{max} \leq L/150$
Autres (support de produit verrier, ...)	Suivant DPM

Tableau 54 : Limites de flèches ELS pour les lisses

Les lisses sont des poutres sur deux appuis dans le sens de la forte inertie ($I_y = 317,8 \text{ cm}^4$) et des poutres continues sur quatre appuis dans le sens de la faible inertie ($I_{fz} = 6,4^3 \times 0,63/12 = 13,8 \text{ cm}^4$).

Le critère sur la flèche maximale dans le sens de la grande inertie est donc vérifié :

$$u_{max} = \frac{5 q_{z,Ed} L^4}{384 E I_y} = \frac{5 \times 1,14 \times 6000^4}{384 \times 210000 \times 317,8 \cdot 10^4} = 28,8 \text{ mm} < \frac{L}{150} = 40 \text{ mm}$$

De même pour le critère sur la flèche dans le sens de l'inertie faible :

$$u_{max} \approx 0,529 \frac{5 q_{y,Ed} (L/2)^4}{384 E I_z} = \frac{0,529 \times 5 \times 0,40 \times 2000^4}{384 \times 210000 \times 13,8 \cdot 10^4} = 1,5 \text{ mm} < \frac{L/3}{150} = 13 \text{ mm}$$

11.3.3 Résistance des sections

L'effort tranchant maximal vaut :

$$V_{Ed} = 1,71 \times \frac{6,0}{2} = 5,1 \text{ kN}$$

Les moments de flexion d'axe fort et d'axe faible valent :

$$M_{y,Ed} = 1,71 \times \frac{6,0^2}{8} = 7,7 \text{ kN.m}$$

$$M_{fz,Ed} = 0,1 \times 0,54 \times 2,0^2 = 0,22 \text{ kN.m}$$

11.3.3.1 Classification des sections

Voir [paragraphe 6.1.2.1](#).

La lisse IPE 120 – S275 ($\varepsilon = 0,924$) est de classe 1 quelle que soit la sollicitation, selon le tableau donné en [Annexe B](#).

11.3.3.2 Effort tranchant – vérification et interaction

Voir [paragraphe 6.2.2.2](#).

La lisse IPE 120 – S275 n'est pas sensible au voilement par cisaillement. Tous calculs faits, le taux de travail en cisaillement vaut :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{5,1}{100} = 0,05 < 1,0 \quad \text{et aussi} \quad < 0,5$$

La résistance au cisaillement est bien vérifiée et l'interaction avec le moment de flexion peut être négligée.

11.3.3.3 Résistance des sections en compression simple

Voir [paragraphe 6.1.2.3](#).

La lisse est de classe 1, on obtient par le catalogue des sections $A = 1321 \text{ mm}^2$.

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{1321 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 363 \text{ kN}$$

11.3.3.4 Résistance des sections en flexion simple

Voir [paragraphe 6.1.2.4](#).

On obtient par le catalogue des sections $W_{pl,y} = 60,73 \text{ cm}^3$ pour la section IPE 120. Pour la flexion d'axe faible, le module de résistance en flexion de la semelle isolée vaut $W_{pl,fz} = 6,4^2 \times 0,63/4 = 6,45 \text{ cm}^3$.

$$M_{y,pl,Rd} = \frac{60,73 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 16,7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{fz,pl,Rd} = \frac{6,45 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 1,77 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

11.3.3.5 Vérifications des sections en flexion composée bi-axiale

Voir [paragraphe 6.1.2.5](#).

L'interaction est vérifiée :

$$\frac{10}{363} + \frac{7,70}{16,7} + \frac{0,22}{1,77} = 0,61 \leq 1,0$$



Les moments maximaux autour de l'axe fort et de l'axe faible ne sont pas dans la même section, il s'agit d'une vérification enveloppe.

11.3.4 Stabilité de la lisse

11.3.4.1 Flambement simple

Voir [paragraphe 6.1.3.1](#).

La lisse IPE 120 est maintenue à mi longueur par deux liernes (efficace pour le flambement par flexion autour de l'axe de faible inertie), donc $L_{cr,y} = 6000 \text{ mm}$ et $L_{cr,z} = 2000 \text{ mm}$.

$$\bar{\lambda}_y = \frac{6000/49,0}{93,9 \times 0,924} = 1,41 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \frac{2000/14,5}{93,9 \times 0,924} = 1,59$$

En utilisant l'[Annexe F](#), les coefficients de réductions suivant sont obtenus :

$$\chi_y = 0,413 \text{ (courbe a)} \quad ; \quad \chi_z = 0,311 \text{ (courbe b)}$$

donc les résistances vis-à-vis des flambements dans le plan et hors du plan sont déterminées :

$$N_{b,y,Rd} = \frac{0,413 \times 1321 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 150 \text{ kN}$$

$$N_{b,z,Rd} = \frac{0,311 \times 1321 \times 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 113 \text{ kN}$$

11.3.4.2 Déversement simple

Voir [paragraphe 6.1.3.2](#).

La lisse IPE 120 est maintenue à mi longueur par deux liernes efficaces pour le maintien vis-à-vis du déversement, donc $L_{LT} = 2000 \text{ mm}$. En sécurité, on considérera que $C_1 = 1$ et $C_2 = 0$.

Le moment critique de déversement élastique vaut ainsi (formule simplifiée) :

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 \times 210000 \times 27,67 \cdot 10^4}{2000^2} \sqrt{\frac{(120 - 6,3)^2}{4} + 0,156 \times \left(2000 \times \frac{6,3}{64}\right)^2} \cdot 10^{-6} = 13,6 \text{ kN.m}$$

L'élancement réduit vis-à-vis du déversement :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{60,73 \times 275 \cdot 10^{-3}}{13,6}} = 1,11$$

Par application de l'Annexe F, on obtient $\chi_{LT} = 0,589$ (courbe a). Le moment résistant vis-à-vis du déversement vaut donc :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_y f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,589 \times 60,73 \times 275}{1,00} \cdot 10^{-3} = 9,84 \text{ kN.m}$$

11.3.4.3 Stabilité de la barre en flexion bi-axiale

Voir paragraphe 6.1.3.3.

Compte tenu de la forme des diagrammes de moments de flexion dans le plan et hors plan, les facteurs de moment uniforme équivalent valent, pour le tronçon central (entre les deux liernes) :

$$C_{my} = 0,95 \quad (\alpha_h = 0 \text{ et } \psi = 1)$$

$$C_{mLT} \approx 1,0 \quad (\alpha_s \approx 1 \text{ et } \psi = 1)$$

$$C_{mz} = 0,40 \quad (\alpha_s = -0,25 \text{ et } \psi = 1)$$

donc les coefficients d'interaction valent (valeurs enveloppes) :

$$k_{yy} = 0,95 \times \left(1 + 0,8 \times \frac{10}{150}\right) \approx 1,0 \quad ; \quad k_{yz} = 0,40 \times \left(1 + 0,6 \times \frac{10}{113}\right) = 0,42$$

$$k_{zy} = 1,0 \quad ; \quad k_{zz} = 0,40 \times \left(1 + 1,4 \times \frac{10}{113}\right) = 0,45$$

La stabilité de la lisse est donc bien vérifiée :

$$\frac{10}{150} + 1,0 \times \frac{7,70}{9,84} + 0,42 \times \frac{0,22}{1,77} = 0,90 < 1,0$$

$$\frac{10}{113} + 1,0 \times \frac{7,70}{9,84} + 0,45 \times \frac{0,22}{1,77} = 0,93 < 1,0$$

12 Vérification de la stabilité au feu du bâtiment

Dans le présent guide, seule la vérification de la stabilité au feu pendant 15 minutes (R15) est abordée. Il s'agit d'une exigence minimale courante pour les bâtiments à vocation d'entrepôt (notamment les bâtiments correspondant à la rubrique 1510 des ICPE en régime déclaratif).



Ces méthodes de vérifications sont issues du guide *Ossatures en acier – méthode de justification d'une stabilité au feu de 15 min, CTICM, 2009* (dit « Guide R15 ») téléchargeable gratuitement à l'adresse suivante : <https://www.cticm.com/content/outils>. Des justifications sont données dans l'article *Méthode de justification d'une stabilité au feu ¼ heure (R15) des ossatures en acier, C. Renaud et al. Revue construction métallique n°2/2010*.

Pour l'application des méthodes simplifiées décrites dans le présent chapitre, la classe de la section est celle déterminée à température normale (voir [paragraphe 6.1.2.1](#) et [Annexe B](#)).



L'application de méthodologies plus précises, comme celles décrites dans la NF EN 1993-1-2, nécessite généralement de rechercher une nouvelle classe de la section pour la situation d'incendie, avec un facteur ε réduit.

12.1 Vérification de l'ossature principale (portiques)

12.1.1 Poteaux

Guide R15 – CTICM

La stabilité au feu 15 minutes des portiques composés de barres laminées de classe 1 ou 2 (ou 3 avec des semelles de classe 1 ou 2) dépend principalement de la résistance au feu des traverses. Les poteaux ne nécessitent pas de vérification particulière dans ce cas.

Les poteaux sont des profilés laminés, dont la section est de classe 1, leur vérification en situation d'incendie pour une exigence R15 n'est donc pas nécessaire.

12.1.2 Traverses

12.1.2.1 Actions considérées

Guide R15 – CTICM

Lors d'un incendie, les actions à prendre en compte sur les traverses sont les suivantes :

- les charges permanentes (poids propre des arbalétriers, poids propre des pannes et couverture multicouche) ;
- les charges d'exploitation (surcharge d'exploitation) ;
- les charges climatiques (ici, seulement les charges de neige).

Les charges d'entretien ne sont pas prises en compte.



Plusieurs considérations permettent généralement de négliger la combinaison incluant l'action du vent comme première action variable d'accompagnement en situation d'incendie. Ces justifications peuvent notamment être trouvées dans le Guide R15.

Les charges linéiques appliquées aux traverses (espacement de 6,0 m et coefficient de continuité de pannes de 1,10) sont les suivantes :

Charges permanentes

Couverture et empannage (voir paragraphe 2.1)	2,18 kN/m
Poids propre des arbalétriers (IPE 330)	0,49 kN/m

Charges d'exploitation

Surcharge (voir paragraphe 2.2)	1,5 kN/m
--	----------

Charges climatiques

Charges de neige (voir paragraphe 2.3 – en zone courante)	3,17 kN/m
---	-----------



Les accumulations de neige étant localisées près des points d'appuis de la traverse, elles n'ont que peu d'influence sur les sollicitations de cette dernière.

12.1.2.2 Combinaisons prises en compte

Voir [paragraphe 3.3](#).

La combinaison la plus défavorable pour la situation d'incendie est la suivante :

$$G + 0,2 S + 0,8 Q = 2,67 + 0,2 \times 3,17 + 0,8 \times 1,5 = 4,50 \text{ kN/m}$$

12.1.2.3 Vérification de la stabilité des traverses en situation d'incendie

Guide R15 – CTICM

La méthode simplifiée ci-après est applicable aux traverses de pente faible (inférieure à 10%). La stabilité au feu de ces traverses est jugée satisfaite si la relation suivante est vérifiée :

$$q_{fi,Ed} \leq q_{fi,Rd}$$

où $q_{fi,Ed}$ représente la charge linéique appliquée sur la traverse en situation d'incendie (voir [paragraphe 12.1.2.2](#)) et $q_{fi,Rd}$ la résistance de calcul de cette traverse après 15 minutes d'exposition au feu conventionnel. Cette résistance se calcule de la manière suivante, suivant la classe de section :

- profilés laminés avec une section de classe 1 ou 2 :

$$q_{fi,Rd} = \frac{14 k_{y,\theta} W_{pl,y} f_y}{L^2}$$

- profilés laminés avec une âme de classe 3 et des semelles de classe 1 ou 2 :

$$q_{fi,Rd} = \frac{12,4 k_{y,\theta} W_{pl,y} f_y}{L^2}$$

$k_{y,\theta}$ facteur de réduction de la limite d'élasticité de l'acier à la température θ atteinte par l'arbalétrier après 15 minutes d'exposition au feu normalisé (voir [Tableau 55](#))

L longueur de la travée (hors jarret)

Profil	$k_{y,\theta}$	Profil	$k_{y,\theta}$	Profil	$k_{y,\theta}$
IPE100	0.220	IPE500	0.441	HE320A	0.572
IPE120	0.224	IPE550	0.476	HE340A	0.599
IPE140	0.228	IPE600	0.524	HE360A	0.626
IPE160	0.236	HE100A	0.288	HE400A	0.661
IPE180	0.246	HE120A	0.288	HE450A	0.694
IPE200	0.259	HE140A	0.305	HE500A	0.724
IPE220	0.272	HE160A	0.329	HE550A	0.731
IPE240	0.289	HE180A	0.341	HE600A	0.738
IPE270	0.301	HE200A	0.366	HE650A	0.746
IPE300	0.316	HE220A	0.398	HE700A	0.764
IPE330	0.338	HE240A	0.437	HE800A	0.762
IPE360	0.364	HE260A	0.456	HE900A	0.782
IPE400	0.387	HE280A	0.476	HE1000A	0.781
IPE450	0.411	HE300A	0.525		

Tableau 55 : Coefficient de réduction $k_{y,\theta}$ pour les profilés laminés les plus courants



Pour d'autres profilés, la valeur du facteur $k_{y,\theta}$ peut être trouvée dans le Guide R15.

La résistance de calcul en situation d'incendie de la traverse du portique étudié est déterminée de la manière suivante (section de classe 1) :

$$q_{fi,Rd} = \frac{14 k_{y,\theta} W_{pl,y} f_y}{L^2} = \frac{14 \times 0,338 \times 804,3 \cdot 10^3 \times 275}{(16 - 2 \times 1,6)^2} \cdot 10^{-6} = 6,39 \text{ kN/m}$$

Le critère de stabilité des traverses pour une exigence R15 est donc bien vérifié :

$$q_{fi,Ed} = 4,50 \text{ kN/m} < q_{fi,Rd} = 6,39 \text{ kN/m}$$

12.2 Vérification des éléments de stabilité longitudinale

Guide R15 – CTICM

Les éléments composant la stabilité longitudinale, telles que les poutres au vent et les palées, ne nécessitent pas de vérification particulière pour satisfaire l'exigence de stabilité au feu pendant 15 minutes (R15).



Ces éléments sont principalement sollicités par l'action du vent et doivent être convenablement dimensionnés pour reprendre cette action. Le dimensionnement correct vis-à-vis des actions du vent (à froid et à l'ELU) assure une résistance résiduelle suffisante après 15 minutes d'incendie normalisé.

Les éléments composant la stabilité longitudinale du bâtiment sont dimensionnés par l'action sismique et sont ainsi nettement surdimensionnés pour l'action du vent. Aucune vérification en situation d'incendie n'est donc nécessaire pour une exigence R15.

12.3 Vérification des pannes

12.3.1 Actions et combinaisons considérées

12.3.1.1 Actions considérées

Voir [paragraphe 12.1.2.1](#).

Les charges linéiques appliquées aux pannes (espacement de 2,0 m) sont les suivantes (voir [paragraphe 11.1.1.1](#)) :

Charges permanentes

Couverture et empannage $(0,25 + 0,08) \times 2,0 = 0,66 \text{ kN/m}$

Charges climatiques

Charges de neige (en zone d'accumulation) $1,76 \text{ kN/m}$



Pour mémoire, la charge d'exploitation est supposée être appliquée aux traverses (voir [paragraphe 2.2](#)) et on ne considère pas la charge d'entretien pour la situation d'incendie.

12.3.1.2 Combinaisons

Voir [paragraphe 3.3](#).

La combinaison pour la situation d'incendie est donc la suivante :

$$G + 0,2 S = 0,66 + 0,2 \times 1,76 = 1,01 \text{ kN/m}$$

12.3.2 Vérification de la stabilité au feu des pannes

12.3.2.1 Méthode de base

Guide R15 – CTICM

Les pannes laminées de section de classe 1 ou 2 peuvent être vérifiées suivant une méthode analogue à celle présentée au [paragraphe 12.1.2.3](#) pour la vérification des traverses. Dans ce cas, la résistance se calcule de la manière suivante :

– pannes isostatiques :

$$q_{fi,Rd} = \frac{8 k_{y,\theta} W_{pl,y} f_y}{L^2}$$

– pannes en continuité :

$$q_{fi,Rd} = \frac{12 k_{y,\theta} W_{pl,y} f_y}{L^2}$$

$k_{y,\theta}$ est toujours issu du [Tableau 55](#), et L représente la portée de la panne.

Si cette procédure ne permet pas de montrer la stabilité au feu des pannes pour l'exigence R15, il est possible d'utiliser la méthode présentée au [paragraphe 12.3.2.2](#) faisant appel à un comportement en chaînette.

La résistance de calcul en situation d'incendie des pannes est déterminée de la manière suivante (section de classe 1 – en continuité) :

$$q_{fi,Rd} = \frac{12 k_{y,\theta} W_{pl,y} f_y}{L^2} = \frac{12 \times 0,228 \times 88,34 \cdot 10^3 \times 275}{6,0^2} \cdot 10^{-6} = 1,85 \text{ kN/m}$$

Le critère de stabilité des pannes pour une exigence R15 est donc bien vérifié :

$$q_{fi,Ed} = 1,01 \text{ kN/m} < q_{fi,Rd} = 1,85 \text{ kN/m}$$

12.3.2.2 Méthode alternative (comportement en chaînette)

Guide R15 – CTICM

Lorsque la stabilité au feu des pannes n'a pas pu être vérifiée à l'aide de la méthode du [paragraphe 12.3.2.1](#), il est possible de considérer comme satisfaisant à l'exigence R15 les pannes laminées de classe 1, 2 ou 3 qui vérifient ce critère :

$$q_{fi,Ed} \leq \frac{0,16 A f_y}{L}$$

Pour la vérification suivant cette méthode alternative, les dispositions constructives doivent permettre le développement d'un comportement en chaînette des pannes.



Le comportement en chaînette des pannes implique le développement d'efforts de traction dans les pannes qui doivent être équilibrés. Cette vérification cherchant avant tout à assurer la sécurité des personnes au stade d'un incendie encore localisé, il est admis ici que ces efforts de traction s'équilibrent au sein de la toiture.

Dans cette hypothèse, les assemblages de continuité des pannes et les assemblages des pannes sur la traverse font l'objet d'une vérification particulière.

Pour le développement du comportement en chaînette, les assemblages de continuité des pannes et les assemblages des pannes sur la traverse doivent pouvoir assurer la transmission d'un effort de traction au sein de la panne valant :

$$N_{fi,Ed} = 8,13 q_{fi,Ed} L$$

La résistance de ces assemblages dépend principalement de la résistance des boulons en cisaillement et pression diamétrale (voir [paragraphe 8.4.2](#)).



$N_{fi,Ed}$ est un effort normal équivalent permettant la comparaison avec la résistance classique « à froid » de l'assemblage.



Annexes

Annexe A : coefficient structural $c_s c_d$	238
Annexe B : classification des sections de profilés courants	243
Annexe C : calcul simplifié des caractéristiques efficaces d'une section avec une âme de classe 4.....	247
Annexe D : longueurs de flambement et de déversement des barres de portiques.....	248
Annexe E : coefficients C_1 et C_2 pour le déversement.....	252
Annexe F : courbes européennes de flambement et déversement.....	253
Annexe G : boulons précontraints.....	259
Annexe H : charges admissibles de pannes IPE en flexion simple maintenues par un bac acier.....	262

Annexe A : coefficient structural $c_s c_d$

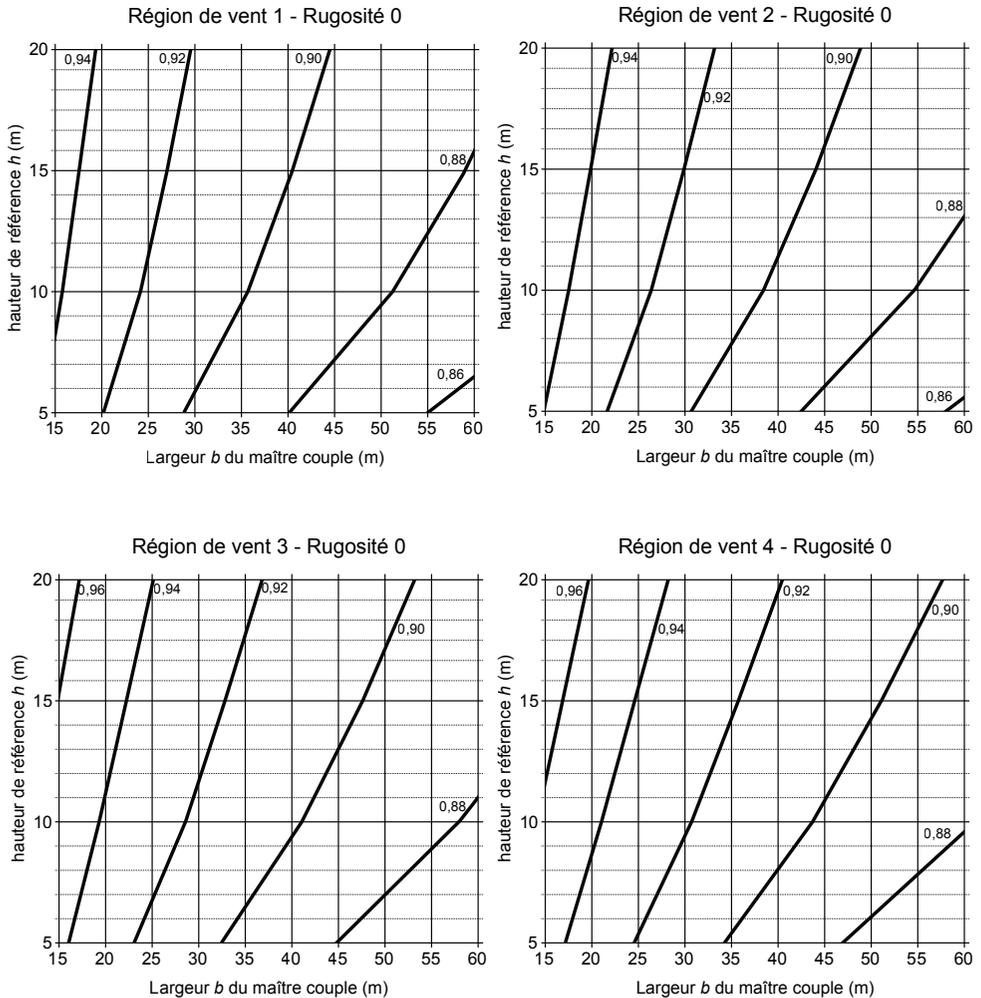


Les abaques ci-dessous sont tirés de l'article *Valeurs du coefficient Structural $c_s c_d$ pour un bâtiment en acier, D. Clavaud, Revue construction métallique n°4/2011.*

Dans le cadre de l'utilisation de ces abaques, le coefficient structural ne peut être pris inférieur à 0,85.

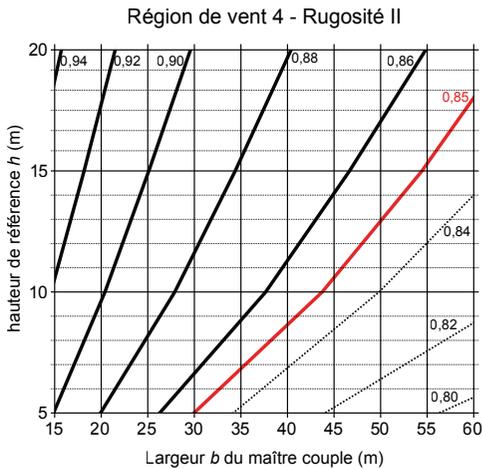
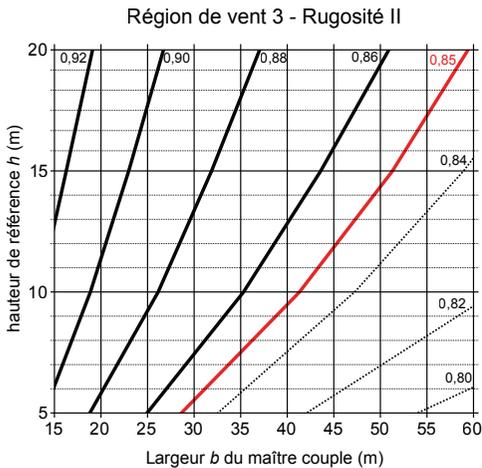
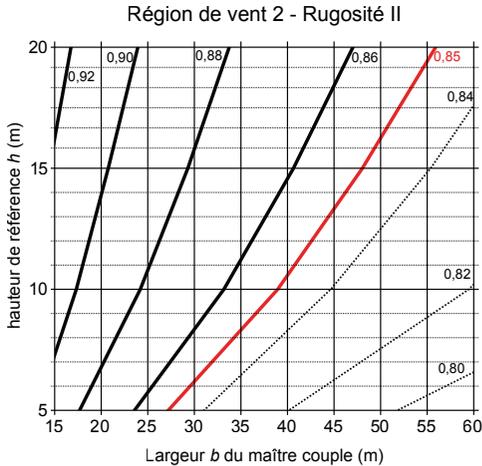
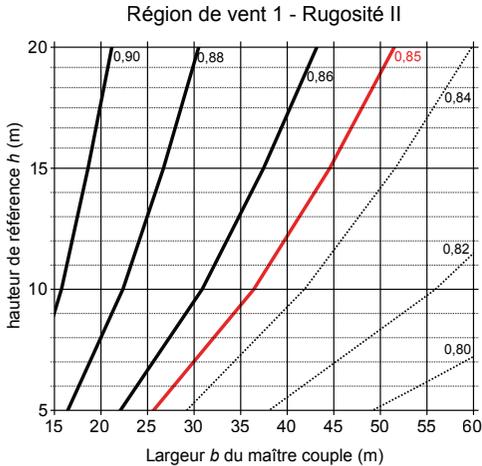
A.1 Catégorie de terrain 0

Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer ; lacs et plans d'eau parcourus par le vent sur une distance d'au moins 5 km.



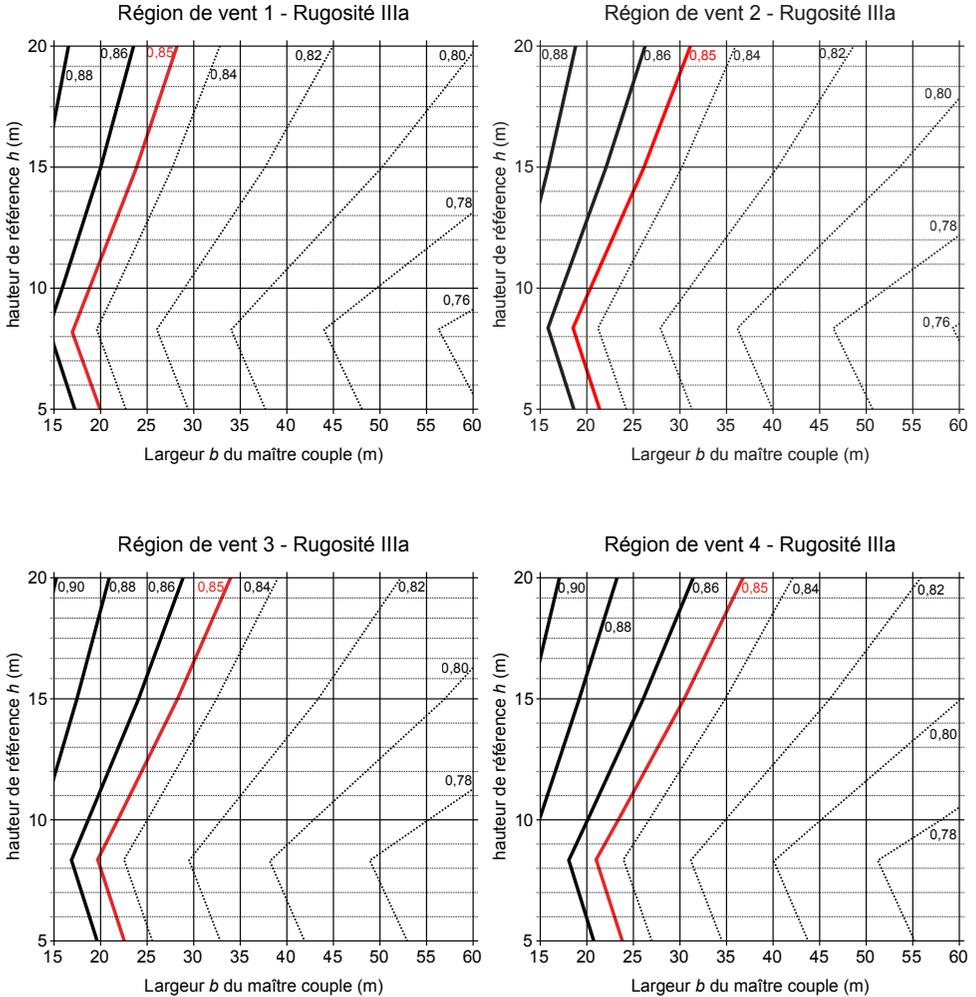
A.2 Catégorie de terrain II

Rase campagne, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments, ...) séparés les uns des autres de plus de 40 fois leur hauteur.



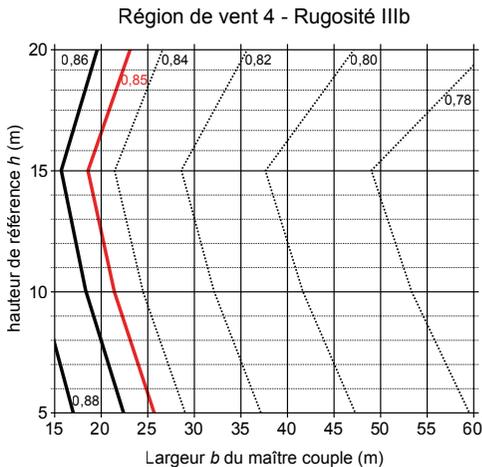
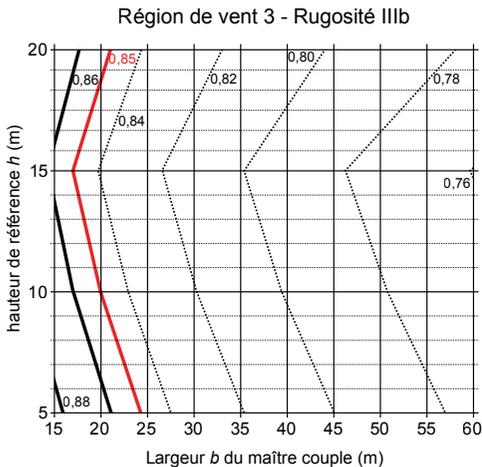
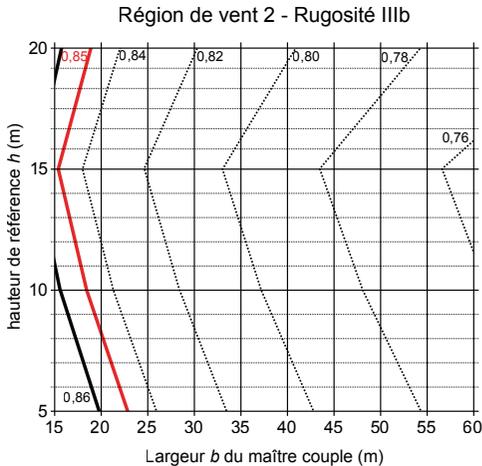
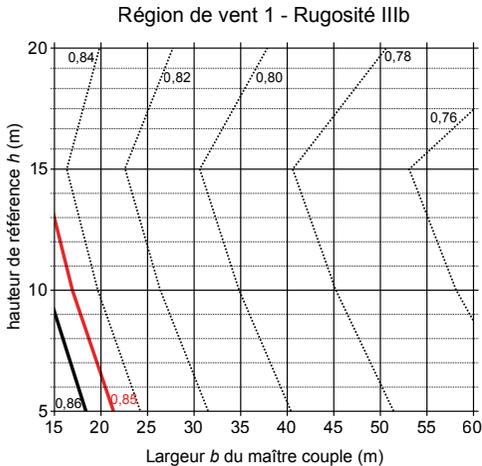
A.3 Catégorie de terrain IIIa

Campagne avec des haies ; vignobles ; bocage ; habitat dispersé.



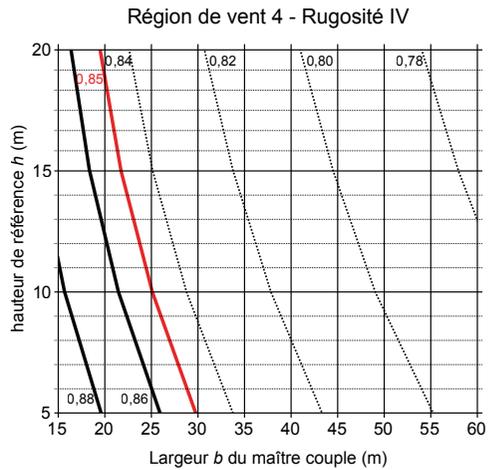
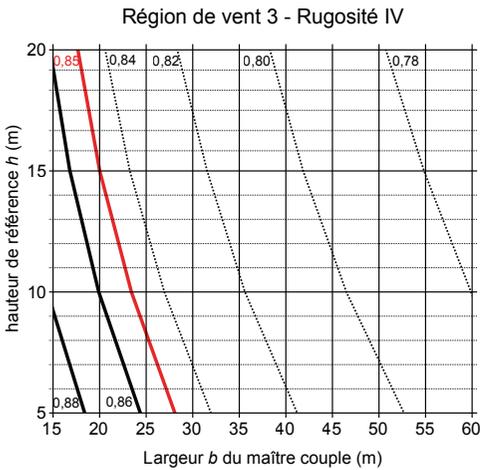
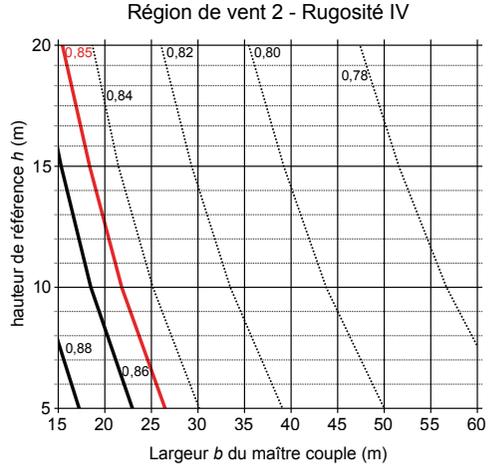
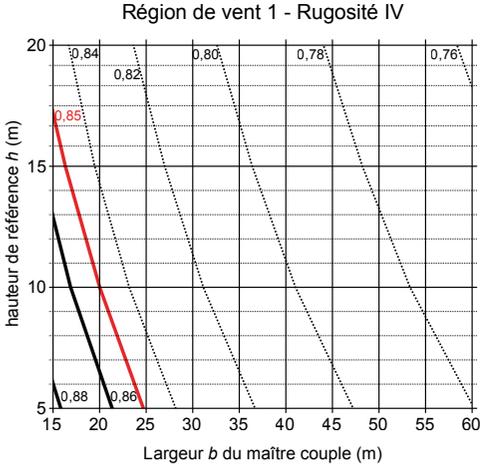
A.4 Catégorie de terrain IIIb

Zones urbanisées ou industrielles ; bocage dense ; vergers.



A.5 Catégorie de terrain IV

Zones urbaines dont au moins 15 % de la surface sont recouverts de bâtiments dont la hauteur moyenne est supérieure à 15 m ; forêts.



Annexe B : classification des sections de profilés courants

B.1 Profilés laminés

Les tableaux ci-dessous permettent d'obtenir directement la classe d'une section IPE ou HEA en S235, S275 ou S355 pour une compression simple ou pour une flexion simple d'axe fort. Pour une flexion composée, il permet d'obtenir soit la classe maximale (colonne marquée d'un *), soit l'effort normal maximal permettant d'atteindre cette classe.



Ces valeurs sont extraites de l'article *Classification des sections selon l'Eurocode 3 - Tableaux de classement des profilés laminés en I, A. Bureau, Revue construction métallique n°4/2005*. L'article original donne également des valeurs pour d'autres gammes de profilés (IPEA, IPEO, HEAA, HEB, HEM) ainsi que pour la nuance S460.

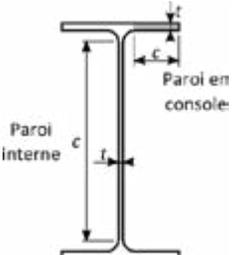
Gamme Nuance	Profilés	Classification sous sollicitations simples			Classification sous flexion composée - Effort axial maximal (kN)		
		Compression simple	Flexion d'axe fort	Flexion d'axe faible	Classe 1	Classe 2	Classe 3
IPE S235	80 à 240	1	1	1	*		
	270	2	1	1	335	*	
	300	2	1	1	371	*	
	330	2	1	1	401	*	
	360	2	1	1	441	*	
	400	3	1	1	493	653	*
	450	3	1	1	557	749	*
	500	3	1	1	626	851	*
	550	4	1	1	732	999	3144
	600	4	1	1	835	1148	3558
HEA S235	100 à 500	1	1	1	*		
	550	2	1	1	1148	*	
	600	2	1	1	1163	*	
	650	3	1	1	1176	1571	*
	700	3	1	1	1332	1788	*
	800	4	1	1	1211	1699	6053
	900	4	1	1	1215	1771	6080
	1000	4	1	1	1050	1640	5661

Gamme Nuance	Profilés	Classification sous sollicitations simples			Classification sous flexion composée - Effort axial maximal (kN)		
		Compression simple	Flexion d'axe fort	Flexion d'axe faible	Classe 1	Classe 2	Classe 3
IPE S275	80 à 220	1	1	1	*		
	240	2	1	1	321	*	
	270	2	1	1	337	*	
	300	2	1	1	370	*	
	330	3	1	1	398	530	*
	360	3	1	1	435	586	*
	400	3	1	1	483	657	*
	450	4	1	1	540	747	2567
	500	4	1	1	600	844	2838
	550	4	1	1	700	990	3258
	600	4	1	1	795	1133	3681
HEA S275	100 à 260	1	1	1	*		
	280	2	1	2		*	
	300	2	1	2		*	
	320 à 450	1	1	1	*		
	500	2	1	1	1141	*	
	550	2	1	1	1146	*	
	600	3	1	1	1147	1544	*
	650	4	1	1	1145	1573	6459
	700	4	1	1	1293	1786	6808
	800	4	1	1	1132	1660	6241
	900	4	1	1	1098	1699	6234
	1000	4	1	1	884	1523	5752

Gamme Nuance	Profilés	Classification sous sollicitations simples			Classification sous flexion composée – Effort axial maximal (kN)		
		Compression simple	Flexion d'axe fort	Flexion d'axe faible	Classe 1	Classe 2	Classe 3
IPE S355	80 à 160	1	1	1	*		
	180	2	1	1	262	*	
	200	2	1	1	284	*	
	220	2	1	1	298	*	
	240	2	1	1	322	*	
	270	3	1	1	331	447	*
	300	4	1	1	357	491	1841
	330	4	1	1	379	529	2040
	360	4	1	1	409	579	2251
	400	4	1	1	446	644	2489
	450	4	1	1	485	721	2700
	500	4	1	1	526	803	2971
	550	4	1	1	609	937	3407
600	4	1	1	681	1065	3841	
HEA S355	100 à 160	1	1	1	*		
	180 à 240	2	2	2		*	
	260	3	3	3			*
	280	3	3	3			*
	300	3	3	3			*
	320	2	2	2		*	
	340	1	1	1	*		
	360	1	1	1	*		
	400	2	1	1	1145	*	
	450	2	1	1	1139	*	
	500	3	1	1	1128	1512	*
	550	4	1	1	1105	1521	7235
	600	4	1	1	1076	1527	6992
	650	4	1	1	1042	1527	6809
	700	4	1	1	1165	1725	7164
	800	4	1	1	922	1522	6465
900	4	1	1	804	1487	6380	
1000	4	1	1	489	1214	5776	

B.2 Profils reconstitués soudés

Les semelles (parois en console) et l'âme d'un PRS doublement symétrique, sollicité en compression simple ou en flexion simple peuvent être classées à l'aide du tableau ci-dessous. Il est recommandé d'utiliser des semelles de classe 1, 2 ou 3.

	Classe 1	Classe 2	Classe 3
	Paroi en console uniformément comprimée $c/t \leq 9 \varepsilon$	$c/t \leq 10 \varepsilon$	$c/t \leq 14 \varepsilon$
Paroi interne en flexion simple ¹	$c/t \leq 72 \varepsilon$	$c/t \leq 83 \varepsilon$	$c/t \leq 124 \varepsilon$
Paroi interne uniformément comprimée	$c/t \leq 33 \varepsilon$	$c/t \leq 38 \varepsilon$	$c/t \leq 42 \varepsilon$

1) Correspondant à des contraintes opposées et égales en valeurs absolues à chaque extrémité.

L'âme d'un PRS doublement symétrique, sollicité par un effort normal (N_{Ed}) et un moment de flexion d'axe fort, peut être classée comme suit :

-Classe 2 si le rapport d'élançement h_w/t_w de l'âme est inférieur à la limite donnée ci-dessous, en fonction du rapport $N_{Ed}/h_w t_w f_y$:

$\frac{N_{Ed}}{h_w t_w f_y}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
h_w/t_w	83 ε	74 ε	67 ε	61 ε	56 ε	52 ε	49 ε	45 ε	43 ε	40 ε	38 ε

-Classe 3 si le rapport d'élançement h_w/t_w de l'âme est inférieur à la limite donnée ci-dessous, en fonction du rapport $N_{Ed}/A f_y$:

$\frac{N_{Ed}}{A f_y}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
h_w/t_w	124 ε	103 ε	89 ε	78 ε	70 ε	63 ε	57 ε	52 ε	48 ε	45 ε	42 ε

-Classe 4 si aucun des critères ci-dessus n'est satisfait.

Annexe C : calcul simplifié des caractéristiques efficaces d'une section avec une âme de classe 4

Les caractéristiques efficaces d'une section de classe 4 peuvent être déterminées par la méthode simplifiée ci-dessous en alternative aux règles de l'EN 1993-1-5. Cette méthode est applicable aux sections doublement symétriques en I ou H, sollicitées en compression et/ou flexion simple. Les semelles doivent être de classe 1, 2 ou 3.

Les caractéristiques efficaces A_{eff} et W_{eff} doivent être calculées en retirant les zones inefficaces définies en gris sur la Figure 110.

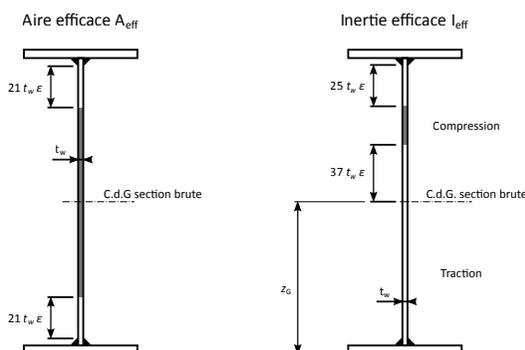


Figure 110 : Position des zones inefficaces d'une section avec âme de classe 4

On peut obtenir les caractéristiques recherchées à partir de l'aire brute A et de l'inertie brute I_y :

$$A_{eff} = A - (h_w - 42 t_w \varepsilon) t_w$$

Élancement limite	Module de résistance
$\frac{h_w}{t_w \varepsilon} \leq 124$	$W_{el} = \frac{I_y}{h_t/2}$
$124 < \frac{h_w}{t_w \varepsilon} \leq 160$	$W_{eff,min} \approx \frac{I_y - 0,15 \frac{t_w h_w^3}{12}}{h_t/2}$
$160 < \frac{h_w}{t_w \varepsilon} \leq 210$	$W_{eff,min} \approx \frac{I_y - 0,3 \frac{t_w h_w^3}{12}}{h_t/2}$
$\frac{h_w}{t_w \varepsilon} > 210$	Utilisation de la NF EN 1993-1-5



Les dispositions simplifiées de la présente annexe peuvent conduire (en fonction de l'élancement de l'âme) à une évaluation légèrement insécuritaire des caractéristiques mécaniques. Pour des sections en I courantes, l'erreur commise reste négligeable (moins de 2%).

Annexe D : longueurs de flambement et de déversement des barres de portiques



Le lecteur intéressé pourra se reporter au *Guide Eurocode – Plan Europe : Instabilité des barres de portiques en acier, CSTB – CTICM, 2012* pour plus de détails sur la vérification des barres de portiques vis-à-vis de l'instabilité.

D.1 Maintiens intermédiaires

Dans les bâtiments courants, les poteaux et traverses de portiques sont généralement maintenus ponctuellement par des éléments d'ossatures secondaires, les pannes ou les lisses.

Ces maintiens intermédiaires ponctuels peuvent n'assurer qu'un appui en translation hors plan, généralement au niveau de la semelle en extrados, ou un maintien de la section à la fois en translation hors plan et en rotation (en particulier en présence de bracon).

Un maintien latéral doit présenter une rigidité axiale k suffisante pour pouvoir être considéré dans le calcul. Le critère suivant peut être utilisé :

$$k \geq \frac{40 E I_{fz}}{L^3}$$

On considère en général qu'une panne ou une lisse fixée à un nœud d'un système de contreventement (poutre au vent et palée) constitue un maintien latéral ponctuel efficace.

Il convient de s'assurer que les barres servant de maintiens ponctuels sont bien capables de résister à l'effort de stabilisation :

- Les pannes qui maintiennent les traverses doivent résister aux efforts induits par les imperfections décrites au [paragraphe 8.1.2](#) ;
- Les barres maintenant les poteaux vis-à-vis du flambement (lisses ou barres spécifiques) doivent résister aux efforts induits par l'imperfection locale initiale en arc donnée dans le Tableau 5.1 de la NF EN 1993-1-1, ou en sécurité à l'effort Q_m donné ci après ;
- Les petits éléments locaux, tels que les bracons, doivent résister à l'effort Q_m donné ci-dessous.

L'effort de stabilisation Q_m est donné par l'expression ci-dessous :

$$Q_m = \frac{N_{Ed}}{40}$$

En présence de m barres à stabiliser, il convient de sommer les efforts normaux présents dans chacune. Il est possible de réduire cette somme en utilisant le coefficient α_m :

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

Pour les maintiens au niveau d'une semelle (cas d'un bracon), l'effort normal à prendre en compte est celui présent dans la semelle :

$$N_{f,Ed} \approx \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{h}$$

D.2 Longueurs de flambement hors plan

La longueur de flambement hors plan d'une barre de portique correspond à la distance entre points assurant un maintien latéral au droit du centre de cisaillement ou un maintien latéral et rotationnel de la section.

Pour les barres maintenues par un ou plusieurs maintien(s) intermédiaire(s) régulièrement espacés sur une seule semelle (voir Figure 111), il est possible d'utiliser la longueur de flambement hors plan équivalente suivante :

$$L_{cr,eq} = k_{TF} L_0 \quad \text{et} \quad L_{mp} \leq L_{cr,eq} \leq L_0$$

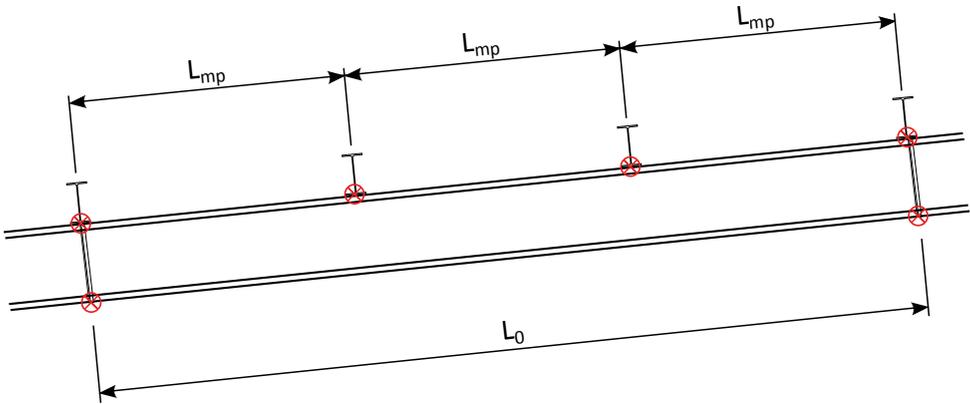


Figure 111 : Barre maintenue sur une seule semelle

L_0 correspond à la distance entre sections maintenues latéralement et en rotation, et k_{TF} est un coefficient destiné à prendre en compte le mode de flambement par flexion-torsion autour d'un axe imposé :

$$k_{TF} = \sqrt{\frac{0,25 (h - t_f)^2 + i_y^2 + i_z^2}{0,5 (h - t_f)^2 + 0,156 \left(L_0 \frac{t_f}{b} \right)^2}}$$

i_y et i_z sont les rayons de giration de la section.

D.3 Longueurs de déversement

La longueur de déversement correspond à la distance entre points assurant un maintien latéral de la semelle comprimée (si cette semelle est comprimée sur toute la longueur du tronçon étudié), ou entre points assurant un maintien latéral et rotationnel de la section.

D.4 Longueurs de flambement dans le plan du portique



Les longueurs de flambement à nœuds fixes et à nœuds déplaçables données dans la présente annexe sont issues de l'annexe E de l'ENV 1993-1-1. D'autres références, comme les anciennes règles françaises CM66 et Additif 80, peuvent être utilisées en alternative.

D.4.1 Longueurs de flambement à nœuds fixes

Lorsque l'effet du second ordre est pris en compte dans l'analyse globale, par exemple suivant le [paragraphe 5.4](#), la longueur de flambement par flexion autour de l'axe fort d'une barre de portique peut être prise égale à sa longueur d'épuration.



Il n'est pas recommandé d'utiliser une longueur de flambement inférieure à la longueur d'épuration pour la vérification de poteaux de portique, même lorsque $\alpha_{cr} > 10$.

Pour une barre avec laquelle il n'est pas possible de voir se développer un mode de flambement à nœuds déplaçables, et encadrée à ses extrémités (par exemple, une traverse de portique), il est possible de considérer une longueur de flambement dans le plan inférieure à la longueur d'épuration.



Les assemblages entre les différentes barres doivent respecter les critères de rigidité adéquats pour pouvoir être considérés comme des encastremets (voir notamment au [paragraphe 7.2.3](#)).

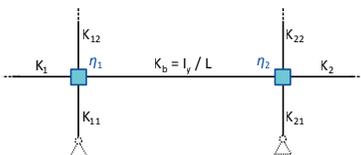
Cette longueur de flambement réduite peut être calculée par :

$$L_{cr} = L_0 [0,5 + 0,14 (\eta_1 + \eta_2) + 0,055 (\eta_1 + \eta_2)^2]$$

Les coefficients d'encastrement η_1 et η_2 varient entre 0 (encastrement parfait) à 1 (articulation parfaite) et sont calculés comme suit :

$$\eta_1 = \frac{K_b + K_1}{K_b + K_1 + K_{11} + K_{12}} \quad \text{et} \quad \eta_2 = \frac{K_b + K_2}{K_b + K_2 + K_{21} + K_{22}}$$

Les différents facteurs de rigidité K_i sont donnés dans le tableau suivant.



	Encastrement à l'autre extrémité	Articulé à l'autre extrémité
Poutres	$\frac{I_y}{L}$	$0,75 \frac{I_y}{L}$
Poteaux	$\frac{I_y}{L} \left(1 - 0,4 \frac{N_{Ed} L^2}{\pi^2 E I_y} \right)$	$0,75 \frac{I_y}{L} \left(1 - \frac{N_{Ed} L^2}{\pi^2 E I_y} \right)$



On compte $k_i = 0$ en l'absence de barre à la position considérée, ou si cette barre est en console. Il est supposé ici que l'effort normal dans les poutres est faible. En présence d'un effort normal significatif, il est possible d'appliquer les mêmes expressions que pour les poteaux.

D.4.2 Longueur de flambement à nœuds déplaçables

L'utilisation de la méthode forfaitaire suivant le [paragraphe 5.5](#) implique d'utiliser des longueurs de flambement à nœuds déplaçables pour les poteaux des portiques à un seul niveau.



Les assemblages entre les différentes barres doivent respecter les critères de rigidité adéquats pour pouvoir être considérés comme des encastremets (voir notamment le [paragraphe 7.2.3](#)).

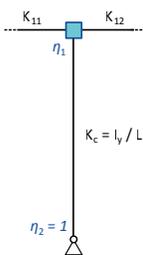
Cette longueur de flambement à nœuds déplaçables peut être calculée par la formule générale suivante :

$$L_{cr} = L_0 \left[\frac{1 - 0,2 (\eta_1 + \eta_2) - 0,12 \eta_1 \eta_2}{1 - 0,8 (\eta_1 + \eta_2) + 0,60 \eta_1 \eta_2} \right]^{0,5}$$

Les coefficients d'encastrement η_1 et η_2 sont définis de façon analogue au cas des longueurs de flambement à nœuds fixes (voir le [paragraphe D.4.1](#)). Dans le cas d'un poteau articulé en pied au sein d'un portique à un seul niveau, les expressions se simplifient de la façon suivante :

$$L_{cr} = L_0 \left[\frac{0,8 - 0,32 \eta_1}{0,2 - 0,20 \eta_1} \right]^{0,5} \quad \text{avec} \quad \eta_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{11} + K_{12}}$$

Les facteurs de rigidité K_i sont donnés dans le tableau suivant.



Poutres (K_{11} et K_{12})	
Encastré à l'autre extrémité	$\frac{I_y}{L}$
Articulé à l'autre extrémité	$0,75 \frac{I_y}{L}$



On compte $k_i = 0$ en l'absence de barre à la position considérée, ou si cette barre est en console. Il est supposé ici que l'effort normal dans les poutres est faible.

Annexe E : coefficients C_1 et C_2 pour le déversement

Les coefficients ci-dessous proviennent notamment de l'annexe M de la NF EN 1993-1-1/NA.

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment fléchissant	C_1	C_2
		1,13	0,45
		2,57	1,55
		2,23	0,87
		1,35	0,59
		1,69	1,50
		1,49	1,00
		1,17	0,19



Pour les poutres en console, il est possible de se reporter à l'article *Moment critique de déversement élastique des poutres-consoles à l'extrémité entièrement libre*, Y. Galéa, Revue construction métallique n°3/2005

Annexe F : courbes européennes de flambement et de déversement

Les tableaux ci-dessous permettent de choisir la courbe en fonction du type de section.

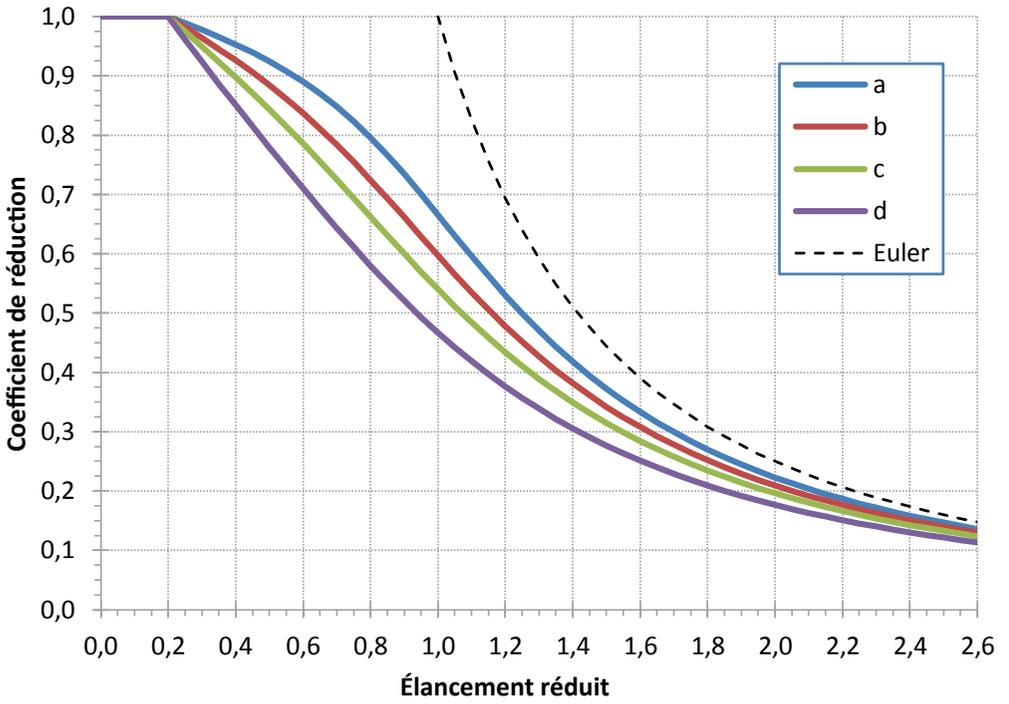
Sections transversales	Limites	Flambement par flexion autour de y	Flambement par flexion autour de z
Sections laminées en I ($t_f \leq 40$ mm)	$h/b > 1,2$	a	b
	$h/b \leq 1,2$	b	c
Sections soudées en I	$t_f \leq 40$ mm	b	c
Tubes finis à chaud	—	a	a
Cornières laminées	—	b	b
Autres	—	c	c

Sections transversales	Limites	Déversement
Sections laminées en I	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Sections soudées en I	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Autres	—	d

Les coefficients de réduction χ_y , χ_z et χ_{LT} sont respectivement liés aux élancements réduits $\bar{\lambda}_y$, $\bar{\lambda}_z$ et $\bar{\lambda}_{LT}$ par les courbes suivantes. Des valeurs tabulées de ces courbes sont donnés pages suivantes.



La norme NF EN 1993-1-1 ne donne aucune limite d'élancement réduit pour les barres, mais il est généralement plus économique de conserver ce paramètre inférieur à 2,5.





Les tableaux sont d'abord lus en ligne (unité et première décimale de l'élan-
cement), puis en colonne (deuxième décimale de l'élan-
cement).

Courbe a										
$\bar{\lambda}$	0,00	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	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	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



Les tableaux sont d'abord lus en ligne (unité et première décimale de l'élançement), puis en colonne (deuxième décimale de l'élançement).

Courbe b										
$\bar{\lambda}$	0,00	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	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	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



Les tableaux sont d'abord lus en ligne (unité et première décimale de l'élan-
cement), puis en colonne (deuxième décimale de l'élan-
cement).

Courbe c										
$\bar{\lambda}$	0,00	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	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	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



Les tableaux sont d'abord lus en ligne (unité et première décimale de l'élançement), puis en colonne (deuxième décimale de l'élançement).

Courbe d										
$\bar{\lambda}$	0,00	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	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	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

Annexe G : boulons précontraints

G.1 Généralités

Les assemblages présentés dans le corps du présent guide sont réalisés à l'aide de boulons non précontraints. En alternative, la présente annexe permet d'utiliser des boulons précontraints (à serrage contrôlé).



Une attache par boulons précontraints suppose l'utilisation de boulons à haute résistance apte à la précontrainte (HR, HV ou HRC – suivant la NF EN 14399) et la mise en précontrainte suivant un mode opératoire particulier (voir la NF EN 1090-2).

Bien que formellement séparée en deux catégories distinctes, la norme NF EN 1993-1-8 ne considère aucune différence entre les attaches par boulons ordinaires ou précontraints vis-à-vis du comportement en traction (de même pour les attaches fléchies).

La distinction est en revanche significative pour un chargement de cisaillement. Dans le cadre du présent guide, les attaches par boulons précontraints sollicitées en cisaillement sont supposées devoir résister au glissement jusqu'à l'état limite ultime (ELU).



La norme NF EN 1993-1-8 distingue 3 catégories d'attaches au cisaillement :

- Catégorie A : Résistance en pression diamétrale (boulons ordinaires autorisés)
- Catégorie B : Résistance au glissement à l'ELS (boulons apte à la précontrainte uniquement)
- Catégorie C : Résistance au glissement à l'ELU (boulons apte à la précontrainte uniquement)

L'utilisation de la catégorie B n'est pas prévue dans le présent guide.

Dans le cadre d'une analyse sismique avec les *Recommandations pour le dimensionnement parasismique des structures acier ou mixtes non ou faiblement dissipatives, CNC2M, 2013*, l'utilisation de boulons précontraints au sein d'assemblages résistant au glissement à l'ELU permet de prendre en compte un coefficient de comportement plus important (voir le [paragraphe 2.6.2.3](#)).

La majoration de 4/3 prévues par ces recommandations, pour utiliser un coefficient de comportement $q = 2$ (DCL+), n'est pas à appliquer pour la vérification de la résistance au glissement à l'ELU.

G.2 Résistance d'un assemblage au glissement (à l'ELU)

G.2.1 Vérifications à effectuer

Les assemblages par boulons précontraints résistants au glissement à l'ELU doivent faire l'objet de quatre vérifications :

- résistance en pression diamétrale, telle que présentée au [paragraphe 8.4.2.2](#) ;
- résistance vis-à-vis du cisaillement de bloc, telle que présentée au [paragraphe 8.4.3.2](#) ;
- résistance plastique de la section nette (voir le [paragraphe G.2.2](#)), en complément des vérifications de section tendue suivant les [paragraphe 8.3.1](#) et [8.4.3.1](#) ;
- résistance au glissement des boulons (voir le [paragraphe G.2.3](#)), en remplacement de la vérification de la résistance des boulons au cisaillement (suivant le [paragraphe 8.4.2](#)).

G.2.2 Résistance plastique de la section nette

La résistance plastique de la section nette d'une barre de contreventement vaut, avec les définitions données au [paragraphe 8.3.1](#) :

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} f_y}{\gamma_{M0}}$$

La résistance plastique de la section nette d'un gousset de contreventement vaut, avec les définitions données au [paragraphe 8.4.3.1](#) :

$$N_{net,Rd} = \frac{L_{g,net} t f_y}{\gamma_{M0}}$$

G.2.3 Résistance au glissement à l'ELU d'un boulon précontraint

L'effort de précontrainte nominal dans le boulon vaut :

$$F_{p,C} = 0,7 f_{ub} A_s$$

La résistance d'un boulon précontraint au glissement (à l'ELU) est déterminée par l'expression suivante :

$$F_{s,Rd} = n_f \mu \frac{F_{p,C}}{\gamma_{M3}}$$



Cette expression est valable si les boulons sont positionnés dans des trous ronds normaux (voir la norme NF EN 1090-2). Pour les autres cas, voir la NF EN 1993-1-8.

γ_{M3} coefficient de sécurité ($\gamma_{M3} = 1,1$)

n_f nombre de plans de frottement

μ coefficient de frottement des surfaces en contact, donné dans le tableau suivant :

Surface de frottement	Coefficient de frottement μ
Classe A : surfaces grenillées ou sablées, débarrassées de toute rouille non adhérente, exemptes de piqûres.	0,5
Classe B : surfaces grenillées ou sablées : - métallisées par projection d'un produit à base d'aluminium ou de zinc ; - avec une peinture au zinc silicate inorganique d'une épaisseur de 50 à 80 μm .	0,4 ⁽¹⁾
Classe C : surfaces nettoyées à la brosse métallique ou au chalumeau, débarrassées de toute rouille non adhérente.	0,3
Classe D : surfaces brutes de laminage.	0,2
Surfaces galvanisées à chaud (600 g/m ²)	0,15

(1) Valeur utilisable en phase d'avant projet et en l'absence d'essais pré-établis mais, devant être confirmée par essais en phase d'exécution.

Pour un assemblage tendu et cisailé, la résistance au glissement d'un boulon précontraint est réduite :

$$F_{s,Rd} = n_f k_s \mu \frac{F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed}}{\gamma_{M3}}$$

$F_{t,Ed}$ effort de traction dans chaque boulon précontraint (tenant compte de l'effet de levier)

Cette réduction n'a pas à être appliquée lorsque la traction est équilibrée par un effort de compression dans le même assemblage (cas d'un assemblage fléchi).

Annexe H : charges admissibles de pannes IPE en flexion simple maintenues par un bac acier



Les recommandations et tableaux ci-dessous sont extraits de l'article *Tableaux de charges admissibles pour des pannes IPE en flexion simple fixées sous bac acier*, A. Beyer, *Revue construction métallique n°4/2012*.

Les tableaux suivants sont applicables dans les conditions suivantes :

- panne et plaque nervurée assemblées au droit de chaque nervure ;
- plaque nervurée couturée au droit de chaque recouvrement transversal ;
- plaque nervurée en position positive ;
- espacement entre pannes entre 1,50 m et 5,00 m ;
- largeur du diaphragme (= largeur d'un versant) de 8 m au moins ;
- épaisseur de la tôle du bac en acier de 0,63 mm au moins ;
- hauteur de la nervure de 160 mm au maximum ;
- largeur de la semelle de la plaque nervurée dans laquelle la panne est fixée de 60 mm au maximum ;
- largeur de la nervure de 350 mm au maximum.



La vérification du bac acier peut être effectuée en se reportant aux articles suivants :

Stabilisation des pannes en profilé laminé par un bac acier – Vérification du bac par les recommandations de la CECM, A. Bureau, Revue Construction Métallique n°4/2001

Calcul d'un bâtiment contreventé par l'effet diaphragme de son enveloppe 1^{re} partie : caractérisation des diaphragmes et analyse tridimensionnelle, M. Lukić, Revue construction métallique n°3/2004

Calcul d'un bâtiment contreventé par l'effet diaphragme de son enveloppe 2^e partie : analyse simplifiée et comparaisons, M. Lukić, Revue construction métallique n°4/2004

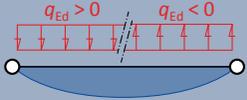
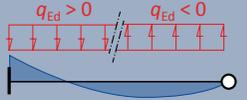
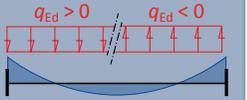
La charge admissible q_{adm} d'une panne IPE en flexion simple maintenue par un bac acier est donnée par l'expression suivante :

$$q_{adm} = k_{cor} q_{adm,0}$$

$q_{adm,0}$ charge admissible non corrigée, donnée dans les tableaux pages suivantes.

k_{cor} coefficient de correction donné dans le tableau ci-contre :

Travée concernée (en rouge)	k_{cor}	
	Charges gravitaires (> 0)	Charges de soulèvement (< 0)
	1,00	1,00
	1,09	1,04
	0,81	0,85
	1,13	1,03
	0,77	0,79
	1,13	1,03
	0,78	0,81
	1,04	1,00

Profil Nuance	Portée [m]	$q_{adm,0}$ [kN/m]					
							
		Charge gravitaire	Charge de soulèvement	Charge gravitaire	Charge de soulèvement	Charge gravitaire	Charge de soulèvement
IPE 100	4	4,47	- 3,87	4,15	- 4,26	6,07	- 6,54
	6	1,99	- 1,67	1,80	- 1,87	2,68	- 2,86
	S235	8	1,12	- 0,92	1,00	- 1,04	1,50
IPE 120	4	6,82	- 5,81	6,37	- 6,52	9,21	- 10,08
	6	3,04	- 2,52	2,75	- 2,85	4,05	- 4,39
	S235	8	1,71	- 1,37	1,52	- 1,58	2,27
IPE 140	4	9,82	- 8,29	9,25	- 9,47	13,24	- 14,70
	6	4,37	- 3,59	3,99	- 4,11	5,80	- 6,37
	S235	8	2,46	- 1,95	2,20	- 2,28	3,25
IPE 160	4	13,62	- 11,53	12,99	- 13,29	18,47	- 20,68
	6	6,06	- 4,95	5,59	- 5,75	8,04	- 8,95
	S235	8	3,42	- 2,71	3,07	- 3,19	4,51
IPE 180	4	18,12	- 15,39	17,46	- 17,90	24,65	- 27,88
	6	8,04	- 6,52	7,50	- 7,71	10,67	- 12,05
	S235	8	4,54	- 3,61	4,12	- 4,26	5,98
IPE 200	4	23,77	- 20,52	23,18	- 23,83	32,69	- 37,09
	6	10,54	- 8,56	9,96	- 10,23	14,07	- 16,02
	S235	8	5,94	- 4,73	5,46	- 5,64	7,85
IPE 220	4	30,43	- 26,77	29,99	- 31,00	42,24	- 48,19
	6	13,46	- 10,96	12,89	- 13,26	18,07	- 20,80
	S235	8	7,58	- 6,01	7,07	- 7,29	10,05
IPE 240	4	38,7	- 34,92	38,55	- 40,05	54,43	- 62,13
	6	17,07	- 14,10	16,58	- 17,10	23,19	- 26,82
	S235	8	9,60	- 7,65	9,10	- 9,37	12,83
IPE 270	4	50,45	- 46,79	50,71	- 53,25	71,43	- 82,46
	6	22,14	- 18,40	21,75	- 22,64	30,05	- 35,58
	S235	8	12,42	- 9,74	11,92	- 12,33	16,50
IPE 300	4	64,79	- 61,99	65,69	- 69,66	92,61	- 107,6
	6	28,23	- 24,00	28,09	- 29,58	38,52	- 46,44
	S235	8	15,78	- 12,35	15,35	- 16,02	20,92
	10	10,10	- 7,62	9,61	- 9,98	13,23	- 15,93

Profil Nuance	Portée [m]	$q_{adm,0}$ [kN/m]					
		$q_{Ed} > 0$		$q_{Ed} < 0$		$q_{Ed} > 0$	
		Charge gravitaire	Charge de soulèvement	Charge gravitaire	Charge de soulèvement	Charge gravitaire	Charge de soulèvement
IPE 100	4	5,20	- 4,35	4,76	- 4,91	6,92	- 7,57
	6	2,31	- 1,87	2,06	- 2,14	3,05	- 3,30
	S275	8	1,31	- 1,03	1,14	- 1,19	1,70
IPE 120	4	7,91	- 6,50	7,30	- 7,51	10,45	- 11,67
	6	3,52	- 2,80	3,13	- 3,26	4,58	- 5,06
	S275	8	1,99	- 1,51	1,72	- 1,81	2,57
IPE 140	4	11,37	- 9,23	10,59	- 10,89	14,98	- 17,02
	6	5,06	- 3,96	4,53	- 4,71	6,53	- 7,35
	S275	8	2,86	- 2,13	2,48	- 2,61	3,66
IPE 160	4	15,75	- 12,81	14,88	- 15,30	20,87	- 23,95
	6	7,00	- 5,46	6,35	- 6,58	9,04	- 10,32
	S275	8	3,95	- 2,97	3,47	- 3,64	5,06
IPE 180	4	20,91	- 17,07	19,99	- 20,61	27,82	- 32,32
	6	9,28	- 7,15	8,52	- 8,81	11,96	- 13,90
	S275	8	5,24	- 3,94	4,65	- 4,86	6,69
IPE 200	4	27,38	- 22,79	26,55	- 27,46	36,89	- 43,01
	6	12,13	- 9,36	11,31	- 11,70	15,75	- 18,49
	S275	8	6,84	- 5,15	6,17	- 6,43	8,77
IPE 220	4	34,97	- 29,80	34,35	- 35,76	47,64	- 55,91
	6	15,45	- 11,95	14,64	- 15,17	20,18	- 24,02
	S275	8	8,70	- 6,52	7,98	- 8,29	11,19
IPE 240	4	44,38	- 39,03	44,17	- 46,25	61,44	- 72,13
	6	19,54	- 15,39	18,86	- 19,58	25,88	- 31,00
	S275	8	10,99	- 8,28	10,29	- 10,67	14,27
IPE 270	4	57,69	- 52,50	58,06	- 61,56	80,51	- 95,80
	6	25,24	- 20,03	24,70	- 25,95	33,39	- 41,15
	S275	8	14,15	- 10,47	13,44	- 14,02	18,22
IPE 300	4	73,91	- 69,92	75,17	- 80,63	104,35	- 125,1
	6	32,05	- 26,15	31,84	- 33,95	42,65	- 53,76
	S275	8	17,89	- 13,22	17,28	- 18,23	22,97
	10	11,45	- 8,11	10,76	- 11,27	14,48	- 18,27

Profil Nuance	Portée [m]	$q_{adm,0}$ [kN/m]					
		$q_{Ed} > 0$ / $q_{Ed} < 0$		$q_{Ed} > 0$ / $q_{Ed} < 0$		$q_{Ed} > 0$ / $q_{Ed} < 0$	
		Charge gravitaire	Charge de soulèvement	Charge gravitaire	Charge de soulèvement	Charge gravitaire	Charge de soulèvement
IPE 100	4	6,61	- 5,17	5,89	- 6,14	8,44	- 9,56
	6	2,95	- 2,19	2,51	- 2,66	3,70	- 4,14
	S355	8	1,66	- 1,19	1,38	- 1,47	2,07
	10	1,07	- 0,75	0,86	- 0,93	1,31	- 1,45
IPE 120	4	10,04	- 7,63	9,00	- 9,36	12,64	- 14,73
	6	4,47	- 3,23	3,81	- 4,04	5,52	- 6,33
	S355	8	2,53	- 1,72	2,07	- 2,22	3,08
	10	1,62	- 1,07	1,29	- 1,40	1,95	- 2,2
IPE 140	4	14,38	- 10,72	13,07	- 13,58	18,05	- 21,51
	6	6,40	- 4,56	5,51	- 5,81	7,84	- 9,20
	S355	8	3,62	- 2,41	2,99	- 3,19	4,40
	10	2,33	- 1,49	1,86	- 2,00	2,79	- 3,17
IPE 160	4	19,85	- 14,83	18,36	- 19,08	25,03	- 30,31
	6	8,83	- 6,24	7,71	- 8,11	10,76	- 12,93
	S355	8	4,99	- 3,35	4,17	- 4,45	6,03
	10	3,21	- 2,04	2,58	- 2,79	3,85	- 4,43
IPE 180	4	26,24	- 19,70	24,68	- 25,74	33,26	- 40,94
	6	11,65	- 8,13	10,34	- 10,85	14,17	- 17,43
	S355	8	6,58	- 4,46	5,58	- 5,93	7,92
	10	4,24	- 2,68	3,45	- 3,72	5,07	- 5,94
IPE 200	4	34,21	- 26,37	32,79	- 34,35	44,11	- 54,54
	6	15,15	- 10,61	13,75	- 14,41	18,61	- 23,21
	S355	8	8,56	- 5,83	7,42	- 7,84	10,36
	10	5,51	- 3,56	4,59	- 4,92	6,64	- 7,89
IPE 220	4	43,48	- 34,63	42,44	- 44,83	56,92	- 71,00
	6	19,19	- 13,5	17,81	- 18,7	23,77	- 30,21
	S355	8	10,82	- 7,35	9,61	- 10,11	13,17
	10	6,98	- 4,63	5,95	- 6,33	8,45	- 10,22
IPE 240	4	54,91	- 45,68	54,58	- 58,12	73,51	- 91,69
	6	24,12	- 17,38	22,96	- 24,19	30,46	- 39,03
	S355	8	13,58	- 9,31	12,39	- 13,02	16,76
	10	8,75	- 5,88	7,68	- 8,12	10,72	- 13,18
IPE 270	4	70,91	- 61,91	71,6	- 77,58	95,98	- 121,95
	6	30,86	- 22,52	29,97	- 32,10	38,95	- 51,91
	S355	8	17,31	- 11,67	16,13	- 17,09	21,19
	10	11,14	- 7,32	9,99	- 10,56	13,51	- 17,4
IPE 300	4	90,30	- 83,32	92,57	- 101,9	124,2	- 159,44
	6	38,79	- 29,4	38,50	- 42,10	49,4	- 67,94
	S355	8	21,62	- 14,63	20,65	- 22,21	26,45
	10	13,87	- 8,98	12,77	- 13,58	16,73	- 22,67

Europratic



La mise en application des normes européennes de calcul des structures, plus communément appelées les « Eurocodes », a récemment bouleversé les habitudes des constructeurs et des bureaux d'études. Pour le calcul des structures en acier, ces règles représentent un ensemble volumineux de textes à connaître et à maîtriser (les différentes parties des normes NF EN 1990, 1991, 1993 et 1998, ainsi que leurs annexes nationales françaises). Ils contiennent parfois plusieurs méthodes – certaines étant d'ailleurs assez complexes – et le calculateur doit sélectionner, à bon escient, les plus adaptées à son projet.

Cet ouvrage propose une application simplifiée des méthodes des Eurocodes, et une démarche de calcul adaptée aux cas courants de structures simples en acier. Les ossatures visées sont notamment celles des bâtiments à base rectangulaire et à simple rez-de-chaussée, destinés à un usage industriel, commercial ou agricole. Quelques informations sont fournies pour le calcul des bâtiments à deux ou trois étages.

Les méthodes de vérification présentées sont celles qui, de l'avis des auteurs, conviennent le mieux au domaine d'application visé. Selon le cas, elles sont l'application directe des règles données dans les Eurocodes, ou des simplifications dans le sens de la sécurité. Les différentes étapes d'une note de calculs sont abordées, de la détermination des charges à la vérification des barres et des assemblages, en présentant la méthodologie puis son application sur un bâtiment servant de fil conducteur.

cticm
Construire en métal, un art, notre métier

Prix édition numérique :
60 € TTC

Espace technologique - L'orme
des merisiers - Bâtiment Apollo
91193 Saint-Aubin
publication@cticm.com

