

Formulaire de la construction métallique

Méthodes et règles de dimensionnement,
conception des structures
et dispositions constructives

Pierre Maitre

EXPERTISE
TECHNIQUE
EDITIONS
LE MONITEUR

5^e édition

Avant-propos

Cette nouvelle édition s'inscrit dans une étape particulière de l'harmonisation progressive, au sein de l'Union européenne, des pratiques de dimensionnement des structures :

- depuis plus d'une dizaine d'années, l'ensemble des normes Eurocodes consacré à cette harmonisation est publié et, en France, les annexes nationales qui les complètent pour leur utilisation pratique, ont également été mises à disposition des praticiens ;
- depuis 2014, ce corpus normatif est devenu pratiquement incontournable dans la réalisation des projets, servant de point d'appui technique unique pour les réglementations nationales visant la stabilité au feu des structures et la construction parasismique ;
- enfin, depuis quelques années, de nouveaux travaux européens ont été engagés pour préparer une seconde génération d'Eurocodes, caractérisée par une révision générale des textes actuels, orientée vers une plus grande harmonisation et des approfondissements techniques découlant du développement des connaissances, et par le traitement de nouveaux sujets, laissés de côté lors de la première étape.

Même si la perspective de la mise à disposition effective de ces nouvelles normes demeure assez lointaine, les réflexions déjà engagées pour les établir ont une certaine influence sur l'interprétation que l'on peut faire des textes actuels, en parallèle avec les enseignements tirés de l'expérience désormais acquise de leur application pratique sur une période suffisamment longue.

Ainsi, la révision propre à cette nouvelle édition porte sur l'ensemble des chapitres : leur rédaction a été systématiquement revue, améliorée et précisée, autant que nécessaire dans le contexte qui vient d'être décrit.

Bien entendu, toutes les références normatives ont été mises à jour, tenant compte des évolutions des textes intervenues depuis la précédente édition, par voie de correctifs et d'amendements.

Des compléments ont été apportés, notamment par référence aux différentes recommandations élaborées dans les années récentes par la Commission de Normalisation de la Construction Métallique et Mixte (CNC2M) pour accompagner les praticiens dans l'application des Eurocodes. Cela concerne particulièrement la détermination des actions du vent sur les bâtiments et la conception et le calcul des assemblages. Des indications nouvelles ont été ajoutées, dans le chapitre consacré aux états-limites de service, au sujet de la prévention de la mise en vibration des planchers.

Quelques développements ont été par ailleurs introduits quant à la justification de la sécurité des structures dans le cadre de l'Eurocode 0. La méthode d'analyse sismique dite « en poussée progressive » fait également l'objet d'un paragraphe entièrement nouveau qui en détaille les principes.

Dans la mesure où les règles européennes visant l'exécution des structures métalliques ont connu un développement important au cours des dernières années, marqué par la mise en place d'un lien fort et formalisé avec la conception au titre du choix des classes d'exécution,

et par l'introduction d'un marquage CE spécifique, il s'est avéré utile d'introduire, au chapitre consacré au référentiel technique, une présentation détaillée des textes concernés et des documents nationaux qui les accompagnent en France. Ce même chapitre est maintenant conclu par un nouveau paragraphe décrivant le processus en cours pour l'élaboration de la seconde génération d'Eurocodes, avec son calendrier de réalisation.

Comme la précédente, cette édition traite de l'ensemble des dispositions essentielles des Eurocodes concernant les bâtiments à ossature en acier ; les textes pris en compte sont ainsi, outre l'Eurocode 0 :

- les parties 1-1, 1-3, 1-4, 1-5 et 3 de l'Eurocode 1, avec, en complément, des indications nouvelles sur les parties 1-6 et 1-7,
- les parties 1-1, 1-5, 1-8 et 1-10 de l'Eurocode 3 et la partie 1 de l'Eurocode 8.

Il convient de préciser que, de manière systématique dans le cadre de cet ouvrage, par Eurocode 3 on entend la norme française NF EN 1993, dans ses diverses parties, accompagnée des annexes nationales publiées également comme normes françaises, pour définir les différents paramètres laissés à l'appréciation nationale au niveau européen. Il s'agit d'une mesure d'ordre général qui n'est donc pas rappelée au cas par cas.

Pour chaque prescription réglementaire évoquée, se trouve mise en regard la référence précise de la clause correspondante. Dans ces renvois, le texte concerné est systématiquement rappelé ; là aussi, la mention de l'Eurocode 3 vaut alors pour la norme française NF EN 1993.

Systématiquement, on a adopté dans cet ouvrage les notations de l'Eurocode 3. Cependant, lorsqu'il est question d'une notion spécifique à un texte particulier, non reprise dans l'Eurocode 3, la notation d'origine est reconduite sans modification.

Les chapitres 1 à 7 rassemblent toutes les données de départ nécessaires à la conception et au calcul des ouvrages en acier : évaluation des actions et des charges, règles de combinaison, caractéristiques des aciers et des produits sidérurgiques. Les chapitres 8 à 13 explicitent les modalités du calcul des structures, les vérifications d'état-limite de service et présentent tous les critères de résistance et de stabilité auxquels les éléments doivent satisfaire. Les dispositions visant la conception et le calcul des assemblages font l'objet des chapitres 14 et 15.

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

Les derniers chapitres sont consacrés à l'application pratique aux structures de bâtiments, créant le lien indispensable entre les vérifications par calcul prévues par les codes et la mise en œuvre de solutions constructives réalistes. Le fonctionnement des principaux composants de ces structures est analysé, les principes fondamentaux d'organisation des ossatures sont exposés et on y décrit les éléments constitutifs des bâtiments courants avec les dispositions constructives qui leur sont propres. Des indications complémentaires sur les modalités d'application des formules réglementaires sont données dans chaque cas, notamment en matière de stabilité au flambement. Cette dernière partie de l'ouvrage est néanmoins très indépendante du détail des dispositions codifiées et peut donc être lue et exploitée indifféremment avant ou après, voire sans la première partie.

Table des matières

Sommaire	5
Avant-propos.....	7
Notations	9
CHAPITRE 1 Le référentiel technique	15
1.1 Historique des règles et normes nationales antérieures à l’Eurocode 3	15
1.1.1 Règles CM 66 : Règles de calcul des constructions en acier (DTU P 22-701, décembre 1966).....	15
1.1.2 Règles de calcul des constructions en éléments à parois minces en acier (DTU P 22-703, décembre 1978).....	16
1.1.3 Additif 80 aux Règles CM 66 (juin 1980).....	16
1.1.4 Normes NF P 22-XXX.....	17
1.1.5 DTU P 92-702	17
1.2 Le corpus des Eurocodes	18
1.2.1 Historique de l’élaboration des Eurocodes.....	18
1.2.2 Tableau général des Eurocodes	19
1.3 L’Eurocode 3	33
1.3.1 L’organisation de la norme EN 1993.....	33
1.3.2 Généralités sur le contenu de la norme EN 1993	34
1.3.3 Textes complémentaires.....	35
1.4 Codification européenne en matière d’exécution des ouvrages de construction métallique	36
1.4.1 Élaboration d’une norme européenne pour l’exécution des structures métalliques	36
1.4.2 Création d’un marquage CE pour la construction métallique.....	37
1.4.3 Textes généraux relatifs à l’exécution des constructions métalliques.....	38
1.5 La mise en révision générale des Eurocodes	40

CHAPITRE 2	Généralités sur les actions	43
2.1	Classification des actions	43
2.2	Combinaisons d'actions	44
2.2.1	Justification de la sécurité dans les Eurocodes – NF EN 1990 / P 06-100-1	44
2.2.2	NF EN 1993-1-1 / P 22-311-1	46
2.2.3	Dispositions pratiques pour un bâtiment courant	50
2.3	Liste récapitulative des codes de calcul des actions sur les constructions	52
2.3.1	Textes généraux	52
2.3.2	Charges permanentes.....	52
2.3.3	Charges d'exploitation.....	53
2.3.4	Actions climatiques.....	53
2.3.5	Actions sismiques	53
2.3.6	Actions en situation d'incendie.....	54
CHAPITRE 3	Charges permanentes et charges d'exploitation	55
3.1	Charges permanentes et poids volumiques	55
3.2	Charges d'exploitation	58
3.2.1	Prescriptions des normes NF EN 1991-1-1 / NF P 06-111-2	59
3.2.2	Cas particulier des ponts roulants.....	63
3.3	Autres actions	73
3.3.1	Actions en cours d'exécution.....	74
3.3.2	Actions accidentelles.....	74
CHAPITRE 4	Actions climatiques	77
4.1	Charges de neige	77
4.1.1	Carte neige et charges au sol.....	77
4.1.2	Norme NF EN 1991-1-3 / P 06-113	80
4.2	Actions du vent	84
4.2.1	Carte vent et vitesses de référence	84
4.2.2	Norme NF EN 1991-1-4 / P 06-114	86
4.3	Variations de température	101
4.4	Charges dues aux accumulations d'eau	102
4.5	Charges de givre	104

CHAPITRE 5	Actions sismiques	107
5.1	Contexte réglementaire	107
5.2	Zones de sismicité	109
5.3	Classification des bâtiments et accélération de référence	112
5.4	Spectres de calcul pour l'analyse élastique	114
5.4.1	Spectres de réponse élastique.....	114
5.4.2	Spectres de calcul pour l'analyse élastique.....	116
5.4.3	Exploitation des spectres de calcul pour l'analyse élastique	117
5.5	Coefficient de comportement pour les constructions en acier	119
5.6	Spectres de calcul pour les constructions en acier	122
5.7	Méthode d'analyse en poussée progressive	127
5.7.1	Courbe de comportement non linéaire de la structure	127
5.7.2	Courbe de comportement de l'oscillateur simple équivalent.....	128
5.7.3	Interprétation de la courbe de capacité	130
5.7.4	Spectre de réponse au format accélération-déplacement.....	130
5.7.5	Exploitation graphique de la courbe de capacité de la structure.....	131
5.7.6	Prise en compte de la ductilité	132
CHAPITRE 6	Le matériau acier	135
6.1	Généralités sur le matériau acier et ses essais de caractérisation	135
6.1.1	Rappels succincts de métallurgie.....	135
6.1.2	Composition chimique des aciers.....	140
6.1.3	Essais métallographiques.....	141
6.1.4	Essais mécaniques.....	142
6.2	Les aciers normalisés pour la construction métallique	145
6.2.1	Les aciers de construction non alliés de la norme EN 10025-2.....	147
6.2.2	Les aciers des normes EN 10025-3 et EN 10025-4.....	149
6.2.3	Les aciers de construction à caractéristiques de déformation améliorées dans le sens perpendiculaire à la surface du produit de la norme EN 10164	152
6.2.4	Les aciers de construction à résistance améliorée à la corrosion atmosphérique de la norme EN 10025-5	153
6.2.5	Les aciers inoxydables.....	154
6.2.6	Critères de choix des aciers en construction métallique.....	158

CHAPITRE 7	Les principaux produits en acier pour la construction métallique	165
7.1	Les modes de fabrication des produits de construction en acier	165
7.2	Principaux produits utilisés comme éléments de structure	167
7.2.1	Produits laminés à chaud.....	167
7.2.2	Produits formés à froid.....	170
7.2.3	Profils creux formés à chaud ou à froid.....	171
7.2.4	Produits dérivés des profils laminés et profils reconstitués soudés.....	172
7.2.5	Les câbles et leurs compositions.....	174
7.3	Les moyens d'assemblage en construction métallique	176
7.3.1	Le boulonnage.....	176
7.3.2	Le soudage.....	182
7.3.3	Autres moyens d'assemblage.....	183
7.4	Principales données numériques pour les calculs	184
7.5	Sélection récapitulative de normes de produits pour la construction métallique	184
CHAPITRE 8	Analyse des structures	185
8.1	Généralités sur le comportement des structures	185
8.1.1	Analyse élastique au premier ordre.....	185
8.1.2	Effets du second ordre et chargement critique.....	186
8.1.3	Structures à nœuds fixes, structures à nœuds déplaçables.....	192
8.2	Prescriptions de l'Eurocode 3	193
8.2.1	Classification des structures.....	193
8.2.2	Imperfections globales des structures.....	195
8.2.3	Recours au calcul plastique.....	198
8.2.4	Prise en compte indirecte des effets du second ordre en élasticité.....	204
8.2.5	Canevas général de l'analyse des structures.....	207
CHAPITRE 9	Critères d'état-limite de service	209
9.1	Définitions et bases des vérifications	209
9.2	Déformations des éléments fléchis	210
9.3	Flèches horizontales d'ossatures	212
9.4	Vibrations	213

CHAPITRE 10	Généralités sur la résistance des sections	217
10.1	Critère de ruine	217
10.1.1	Critère théorique	217
10.1.2	Critère de calcul	220
10.2	Influence du voilement local sur la résistance des sections	222
10.3	Classification des sections transversales	224
10.3.1	Voilement local dans une section	224
10.3.2	Définition de principe des classes de section	225
10.3.3	Limites pratiques d'élancement géométrique des parois	225
10.4	Traitement des sections de classe 4	227
10.4.1	Contrainte critique d'une paroi plane idéale	228
10.4.2	Exploitation théorique du domaine postcritique des parois planes	229
10.4.3	Traitement pratique des parois planes réelles	232
10.4.4	Remarques complémentaires sur le traitement des sections de classe 4	236
CHAPITRE 11	Formules de résistance des sections	239
11.1	Effort normal	239
11.1.1	Traction	239
11.1.2	Compression	243
11.2	Effort tranchant	243
11.3	Flexion simple	246
11.4	Torsion	252
11.5	Sollicitations combinées	254
11.5.1	Influence de l'effort tranchant	255
11.5.2	Influence de l'effort normal	256
11.6	Effets des charges transversales sur les âmes de profils	258
CHAPITRE 12	Instabilités des barres	261
12.1	Flambement en compression simple	261
12.1.1	Charges critiques d'Euler	261
12.1.2	Comportement des barres réelles	265
12.2	Compression et flexion dans le plan de flambement	275
12.2.1	Méthode de Dutheil	276

12.2.2	Formulation par ratios et résistance plastique	279
12.2.3	Formule de l'Eurocode 3	280
12.3	Déversement en flexion simple	280
12.3.1	Coefficient de déversement de l'Eurocode 3	282
12.3.2	Approche simplifiée par la stabilité de la semelle comprimée	285
12.3.3	Tronçons prémunis contre tout risque de déversement	287
12.4	Formules générales de stabilité des barres	290
12.4.1	Solution générale suivant la méthode de Dutheil	291
12.4.2	Critères de l'Eurocode 3	291
12.4.3	Tableaux de coefficients et canevas de synthèse	293
12.4.4	Flambement par torsion et par flexion-torsion	293
12.4.5	Approche alternative de la stabilité au flambement et au déversement	295
12.5	Calcul direct de stabilité au second ordre	296
CHAPITRE 13	Voilement de cisaillement des âmes de poutres	299
13.1	Contrainte critique de cisaillement	300
13.2	Résistance postcritique de l'âme	301
13.3	Contribution des semelles et expression globale de la résistance à l'effort tranchant	304
13.4	Dispositions relatives aux raidisseurs transversaux	305
13.5	Cas particulier des poutres de bâtiment	307
13.6	Voilement de l'âme sous charge transversale ponctuelle	308
13.6.1	Longueur chargée efficace I_y	309
13.6.2	Force transversale critique	310
13.7	Interactions avec le moment de flexion et l'effort normal	311
13.7.1	Interaction entre contraintes longitudinales et cisaillement	311
13.7.2	Interaction entre contraintes longitudinales et transversales	312
CHAPITRE 14	Généralités sur les assemblages et résistance des moyens d'assemblage	315
14.1	Généralités sur les assemblages de construction métallique	316
14.2	Assemblages par boulons non précontraints	317
14.2.1	Résistance aux efforts parallèles à l'axe des vis	318
14.2.2	Résistance aux efforts perpendiculaires à l'axe des vis	321

14.2.3	Résistance aux efforts combinés	329
14.3	Assemblages par boulons précontraints	329
14.3.1	Précontrainte de calcul	330
14.3.2	Résistance aux efforts parallèles à l'axe des vis	330
14.3.3	Résistance aux efforts perpendiculaires à l'axe des vis	332
14.3.4	Résistance aux efforts combinés	335
14.4	Assemblages rivés	335
14.5	Assemblages soudés	336
14.5.1	Dimensionnement des cordons d'angle	337
14.5.2	Dispositions assimilées à des soudures d'angle	340
14.5.3	Dispositions constructives	342
14.5.4	Assemblages par contact direct	345
14.6	Critères de choix des moyens d'assemblages	346
14.6.1	Maîtrise des déformations	346
14.6.2	Sollicitations dynamiques	347
14.6.3	Sollicitations en fatigue	348
14.6.4	Structures soumises à de basses températures	348
14.7	Résistances de calcul des boulons	348
CHAPITRE 15	Assemblages courants de construction métallique	349
15.1	Assemblages d'encastrement poutre-poteau	349
15.1.1	Classification des assemblages poutre-poteau	350
15.1.2	Assemblages soudés poutre-poteau	352
15.1.3	Assemblages poutre-poteau par platine d'about boulonnée	354
15.2	Assemblages de profils creux	368
15.2.1	Assemblages soudés avec découpe d'intersection	368
15.2.2	Autres modes d'assemblages des profils creux	377
15.3	Pieds de poteaux	378
15.3.1	La platine de pied de poteau	379
15.3.2	Les tiges d'ancrage	381
15.3.3	La bêche d'ancrage	385
15.3.4	Vérification de l'articulation	386
15.3.5	Réalisation des encastremets	388

15.4	Assemblages boulonnés particuliers	389
15.4.1	Attaches boulonnées de l'about des poutres.....	389
15.4.2	Attaches excentrées de profils symétriques ou non symétriques	392
CHAPITRE 16	Composants d'ossature	397
16.1	Éléments tendus	398
16.2	Éléments en compression simple	402
16.3	Poutres	409
16.3.1	Profils à parois minces formés à froid	413
16.3.2	Profils en I laminés à chaud.....	414
16.3.3	Profils en I reconstitués soudés	415
16.3.4	Poutres planes en treillis.....	416
16.3.5	Profils reconstitués soudés en caisson	420
16.3.6	Poutres en treillis spatiales.....	421
16.4	Poteaux comprimés et fléchis	422
CHAPITRE 17	Conception générale des ossatures	429
17.1	Principes fondamentaux	429
17.2	Systèmes constructifs	430
17.2.1	Systèmes triangulés.....	430
17.2.2	Portiques.....	432
17.2.3	Arcs.....	433
17.2.4	Nappes tridimensionnelles	434
17.3	Stabilité d'ensemble	436
17.4	Éléments complémentaires de stabilité	438
17.5	Choix des conditions de liaison aux appuis	439
17.6	Collaboration des parois à la stabilité des bâtiments	440
CHAPITRE 18	Éléments types des ossatures courantes	441
18.1	Pannes	441
18.2	Empannons et fermes treillis	447
18.3	Portiques transversaux	454

18.4	Contreventement longitudinal	462
18.4.1	Poutre au vent suivant versants	463
18.4.2	Palées	464
18.5	Ossatures de pans de fer	465
18.6	Plancher	468
18.7	Chemins de roulement	469
	Annexes	475
ANNEXE A1	Valeurs de calcul des propriétés de l'acier	477
ANNEXE A2	Caractéristiques mécaniques de quelques produits sidérurgiques courants	479
ANNEXE A3	Sélection récapitulative de normes de produits pour la construction métallique	491
ANNEXE A4	Coefficients de flambement	499
ANNEXE A5	Canevas de synthèse sur la stabilité des barres	517
ANNEXE A6	Tableaux de synthèse sur les résistances de calcul des boulons	535
ANNEXE A7	Comportement des câbles	539
	Index	543

Charges permanentes et charges d'exploitation

3.1 Charges permanentes et poids volumiques

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

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

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

L'évaluation du poids propre de la structure en acier doit être fondée sur une masse volumique de $7\,850\text{ kg/m}^3$. Dans le cadre de traitements informatiques permettant le calcul automatique de ce poids propre, il convient de majorer cette valeur de base pour tenir compte des organes et pièces d'assemblage non explicitement modélisés. Pour les ouvrages courants, on adopte généralement une majoration de 5 à 10 %.

Le fascicule de documentation français FD P 06-004 et la norme européenne NF EN 1991-1-1 fournissent les masses volumiques des matériaux les plus utilisés dans les constructions ainsi que les charges représentées par différents types de structures et de revêtements. On peut également, pour les matériaux qui font couramment l'objet d'un stockage, utilement consulter l'ancienne norme française P 22-630 et la norme européenne NF EN 1991-1-4, toutes deux relatives au calcul des actions exercées par ces matériaux dans les cellules de silos en acier (les actions telles que poussées, frottements... calculées à partir de ces charges gravitaires ont bien entendu le statut de charges d'exploitation).

Une sélection de valeurs numériques de charges permanentes indiquées par ces textes est reprise dans les tableaux 3.1 à 3.5.

Tableau 3.1 Matériaux structurels

Matériaux structurels	(kN/m ³)
Acier	78,5
Aluminium	27
Béton armé courant	25
Béton non armé	22
Bois :	
– de conifères	6
– de feuillus	8
– durs tropicaux	10
Verre	25

Tableau 3.2 Matériaux de construction

Matériaux de construction	(kN/m ³)
Ciment	15
Mortier de ciment	20
Sable sec	16
Terre végétale	21
Plâtre	15
Verre	25
Plomb	114
Zinc	71,5
Cuivre	89,5

Tableau 3.3 Matériaux stockés

Matériaux stockés	Angles de talus naturel (degrés)	(kN/m³)
Ciment	28	16
Plâtre	25	15
Sable	30	16,5
Clinker	36	15,7
Charbon	35	10
Blé	28	8,35
Maïs	28	7,85
Orge	27	8,1
Colza	24	7,0
Tournesol	22	5,0

Tableau 3.4 Composants structurels

Maçonneries	(kN/m³)
Agglomérés pleins	21,5
Agglomérés creux	15
Briques pleines	18
Briques creuses	15
Moellons	23
Pierres de taille	27
Planchers	(kN/m²)
Dalle pleine en béton armé par cm d'épaisseur	0,25
Planchers à bacs acier collaborants :	
– montage en 15 cm d'épaisseur	3
– montage en 20 cm d'épaisseur	4,1
Planchers à poutrelles et entrevous :	
– montage en épaisseur 15 cm + 4 cm	2,5
– montage en épaisseur 20 cm + 5 cm	3,15

Tableau 3.5 Éléments d'enveloppe et revêtements

Couvertures	(kN/m ²)
Zinc (voligeage et tasseaux compris)	0,25
Bacs aluminium	0,05
Bacs acier	0,08 à 0,12
Bacs acier + étanchéité auto-protégée	0,20 à 0,24
Plaques en fibrociment	0,17
Tuiles (liteaux compris)	0,50 à 0,80
Ardoises (lattis et voligeage compris)	0,30
Étanchéités	(kN/m ²)
Asphalte	0,50
Multicouche	0,12
Revêtements	(kN/m ²)
Carrelage céramique par cm d'épaisseur	0,20
Dalles thermoplastiques par mm d'épaisseur	0,02
Parquets collés	0,07
Parquets sur lambourdes	0,28

3.2 Charges d'exploitation

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

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

En revanche, les ouvrages dont les conditions d'utilisation sont davantage banalisées tels que bâtiments d'habitation ou de bureaux, bâtiments hospitaliers, bâtiments d'enseignement, etc., ont leurs charges d'exploitation définies par la norme européenne NF EN 1991-1-1 accompagnée de son annexe nationale NF P 06-111-2. Ces deux textes se réfèrent à un système de classification des ouvrages de bâtiment comportant quatre grandes catégories d'usage pour lesquelles sont proposés quelques exemples de locaux courants (tableau 3.6).

Tableau 3.6 Catégories d'usage de bâtiments suivant la norme NF EN 1991-1-1

Catégorie	Usage
A	Habitation, résidentiel
B	Bureaux
C	Lieux de réunion C1 : espaces équipés pour réunions C2 : espaces avec sièges fixes C3 : espaces libres, circulations C4 : espaces pour activités physiques C5 : grands espaces publics
D	Commerces D1 : détail D2 : grandes surfaces

Il convient de noter que la norme européenne complète systématiquement la charge uniformément répartie habituelle par une charge concentrée susceptible de produire des effets locaux plus défavorables. Dans les deux cas, elle ne prévoit pas de valeurs numériques uniques, mais propose des fourchettes de valeurs, dans lesquelles l'annexe nationale peut arrêter ses prescriptions.

3.2.1 Prescriptions des normes NF EN 1991-1-1 / NF P 06-111-2

On reprend ci-après les principales valeurs prescrites par l'annexe nationale à la norme européenne en fonction de la catégorie d'usage des bâtiments.

- **Bâtiments d'habitation – Catégorie A**
 - logements 1,5 kN/m²
 - balcons 3,5 kN/m²
 - escaliers, halls d'entrée 2,5 kN/m²
- **Bâtiments de bureaux – Catégorie B** 2,5 kN/m²
- **Espaces équipés pour réunions – Catégorie C1** 2,5 kN/m²
 - salles de classe, restaurants et laboratoires scolaires...
- **Espaces équipés de sièges fixes – Catégorie C2** 4,0 kN/m²
 - amphithéâtres scolaires et universitaires...
- **Espaces libres, circulations – Catégorie C3** 4,0 kN/m²
 - salles sans sièges, halls d'entrée, escaliers, couloirs...
- **Espaces pour activités physiques – Catégorie C4** 5,0 kN/m²
 - salles de danse, bâtiments sportifs...
- **Grands espaces publics – Catégorie C5** 5,0 kN/m²
 - salles de spectacles, d'exposition, halls de gare...

• Terrasses accessibles

Valeur correspondant à la catégorie des locaux qui y donnent accès ($1,5 \text{ kN/m}^2$ dans le cas des logements)

• Aires de stationnement de voitures légères – Catégorie F

($\text{PTAC} \leq 30 \text{ kN}$ et moins de 9 places assises) $2,3 \text{ kN/m}^2$

• Aires de stationnement de véhicules de poids moyen – Catégorie G

($30 \text{ kN} < \text{PTAC} \leq 160 \text{ kN}$ à deux essieux) $5,0 \text{ kN/m}^2$

• Garde-corps (efforts horizontaux linéiques)

– locaux de catégorie A (logements)	0,6 kN/m
– locaux de catégorie B (bureaux)	0,6 kN/m
– locaux de catégories C1 à C4 (lieux de réunion)	1,0 kN/m
– locaux de catégorie C5 (grands espaces publics)	3,0 kN/m

REMARQUE

Certaines installations pour spectateurs (tribunes) provisoires ou permanentes, dans les lieux de divertissement ou à usage sportif, relèvent de la norme européenne NF EN 13200 ; la partie 3 de cette norme traite des éléments de séparation dans ces installations et fixe d'autres valeurs de charges horizontales qu'il convient donc d'utiliser pour les ouvrages concernés.

– locaux de catégorie D (commerces)	1,0 kN/m
– locaux de catégorie E1 (aires de stockage)	0,8 kN/m
– locaux de catégorie E2 (locaux industriels)	0,3 kN/m

REMARQUE

Les garde-corps pour installations industrielles relèvent de la norme NFE 85-015, laquelle fixe les charges à prendre en compte dans ce cas particulier.

• Charges d'entretien sur les couvertures

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

- Couvertures sur charpente : une charge concentrée de $1,5 \text{ kN}$.
- Terrasses et toitures non accessibles recevant une étanchéité (pente inférieure à 15 %) : une charge concentrée de $1,5 \text{ kN}$ ou, sans cumul, une charge répartie de $0,8 \text{ kN/m}^2$ sur un rectangle quelconque de 10 m^2 avec une longueur au plus égale à 2 fois la largeur (figure 3.1).

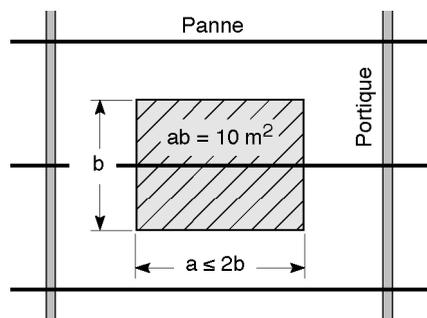


Figure 3.1 Charge d'entretien sur toiture avec étanchéité

- Dans le cas particulier des toitures qui sont destinées à recevoir un aménagement paysager, l'annexe nationale recommande de prévoir une charge minimale de 3 kN/m² pour anticiper l'accumulation de matériaux lourds dans le cadre de travaux de réfection de la toiture.

• Cloisons de distribution

Lorsqu'une répartition transversale est assurée par les planchers, les charges des cloisons non porteuses et de poids limité, dont le déplacement ou l'ajout sont acceptés *a priori*, peuvent être considérées comme des charges uniformément réparties ajoutées aux charges d'exploitation (tableau 3.7).

Tableau 3.7 Charge uniformément répartie q_k représentant les cloisons non porteuses dans le cas des planchers assurant une répartition transversale

Poids propre linéique maximal des cloisons (kN/m)	Valeur q_k à ajouter à la charge d'exploitation uniformément répartie (kN/m ²)
1,0	0,5
2,0	0,8
3,0	1,2

Modification des charges d'exploitation

La norme NF EN 1991-1-1 prévoit des réductions de la valeur de la charge d'exploitation selon l'importance des surfaces sur lesquelles cette charge est envisagée de manière simultanée. Il s'agit :

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

Ces deux réductions possibles ne doivent pas être cumulées.

L'annexe nationale a adapté les règles correspondantes de sorte à reconduire à peu de chose près les réductions similaires pratiquées antérieurement en France au titre de la norme NF P 06-001 (figure 3.2).

Coefficient de réduction pour les surfaces A supérieures à 15 m²

Applicable uniquement aux logements (A), bureaux (B), espaces libres et circulations (C3), commerces de détail (D1) et parkings pour véhicules légers (F) :

$$\alpha_A = 0,77 + A_0 / A$$

avec $A_0 = 3,5 \text{ m}^2$.

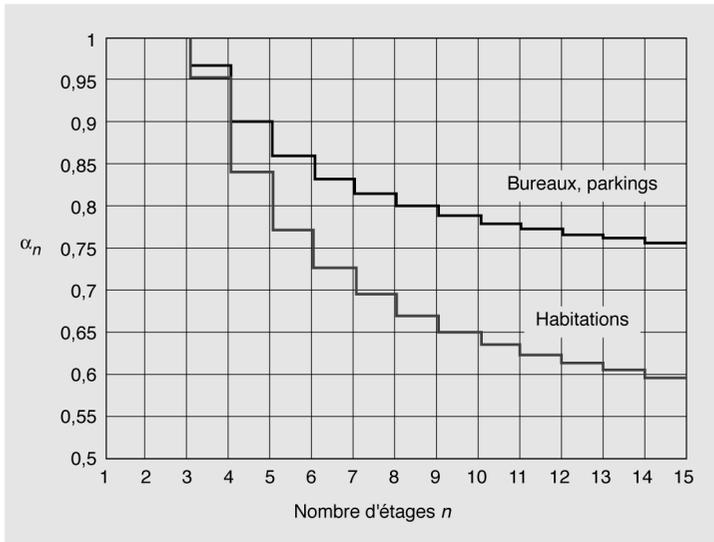
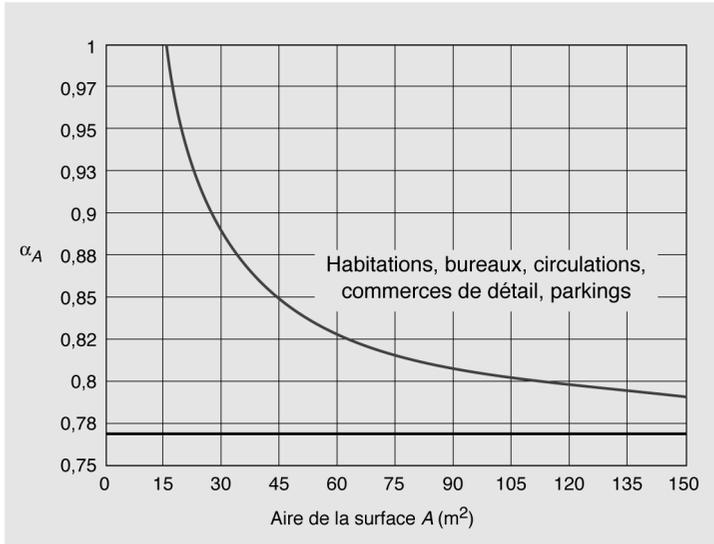


Figure 3.2 Coefficients α_A et α_n de réduction de la charge d'exploitation

Coefficient de réduction pour le cumul des charges de n étages avec $n > 2$

– pour les logements (A) :

$$\alpha_n = 0,5 + 1,36 / n$$

– pour les bureaux (B) et pour les parkings pour véhicules légers (F) :

$$\alpha_n = 0,7 + 0,8 / n$$

– pour les autres catégories de locaux : aucune réduction.

Coefficients Ψ_i pour les valeurs représentatives des charges

Ces coefficients, appliqués aux valeurs nominales définies par la norme, donnent accès aux valeurs de combinaison, fréquente et quasi permanente des charges d'exploitation, qui sont requises par les règles de calcul aux états-limites ; le tableau 3.8 reprend ces coefficients par catégorie d'usage des bâtiments tels que définis par l'annexe A1 de l'EN 1990.

Tableau 3.8 Coefficients Ψ_i

Catégorie d'usage	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
A – Habitation, résidentiel	0,7	0,5	0,3
B – Bureaux	0,7	0,5	0,3
C – Lieux de réunion	0,7	0,7	0,6
D – Commerces	0,7	0,7	0,6
E – Stockage	1,0	0,9	0,8
F – Véhicules légers (≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
G – Véhicules lourds (< 160 kN)	0,7	0,5	0,3

3.2.2 Cas particulier des ponts roulants

La plupart des bâtiments industriels doivent être équipés de moyens de manutention permettant le déplacement de charges à l'intérieur de leur volume. Une solution classique consiste à y installer des ponts roulants directement supportés par l'ossature ; celle-ci subit, de ce fait, des actions à la fois verticales et horizontales qui peuvent devenir déterminantes pour son dimensionnement (figure 3.3).

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

- puissance du pont (valeur de la charge maximale à lever) ;
- rigidités de la structure du pont et de l'ossature qui le supporte ;

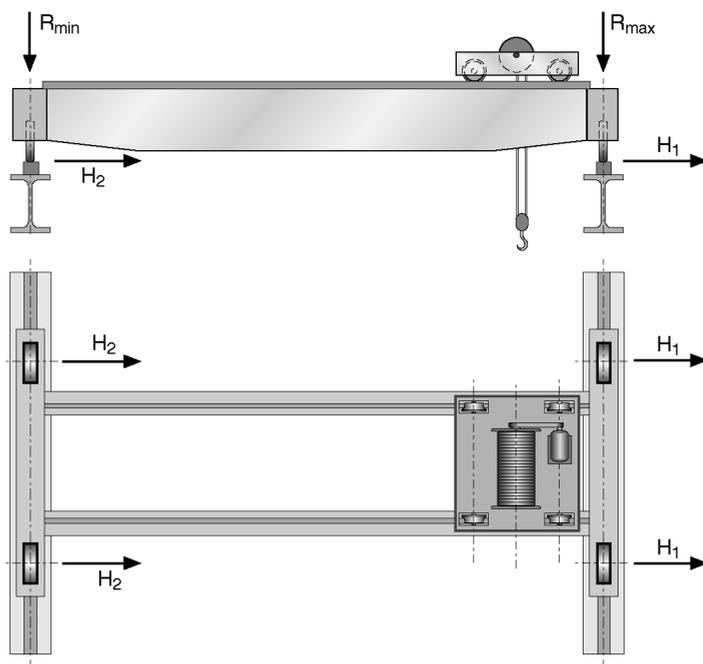


Figure 3.3 Pont roulant

- vitesses et accélérations propres aux différents mouvements ;
- mécanismes de levage et de mouvements horizontaux ;
- dispositifs de roulement et de guidage ;
- usure des pièces mobiles et du rail de roulement...

Le pont roulant n'est en principe pas considéré comme un ouvrage de bâtiment et la pratique normale veut que la responsabilité de la définition de ses actions sur la structure support incombe au fournisseur de cet équipement, en principe par référence à la norme NF EN 13001 – Appareil de levage à charge suspendue – Conception générale ; en particulier, la partie 3 de cette norme est dédiée aux modalités de vérification de l'aptitude des charpentes en acier. Le fournisseur du pont roulant est néanmoins souvent désigné tardivement, en particulier pour les ouvrages modestes, de sorte que la structure doit être dimensionnée en utilisant des règles simplifiées de calcul des actions, dont les résultats doivent ensuite être confirmés, une fois l'engin de levage complètement défini.

Il s'agit en premier lieu, pour une portée de pont et une puissance de levage données, d'anticiper sur le poids de l'engin, le nombre et l'espacement des galets supports, le poids et les cotes d'approche du chariot. Les charges verticales exercées par les galets sur chaque chemin de roulement se déduisent ensuite simplement de ces données, le pont se comportant en poutre isostatique.

Le tableau 3.9 présente quelques informations de ce type pour les ponts à quatre galets, tirées des « Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement » établies par le CTICM et publiées dans la revue *Construction Métallique* n° 3-67.

Tableau 3.9 Évaluation des charges verticales exercées par les ponts à quatre galets

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

Les systèmes d'actions exercées par les ponts roulants sur leurs supports doivent ensuite tenir compte des composantes horizontales et des amplifications dynamiques associées aux différentes manœuvres de manutention. La norme NF EN 1991-3 fournit des modalités complètes de détermination de ces actions, y compris pour les vérifications en fatigue.

Dans le cadre de cette norme, huit coefficients dynamiques différents, notés φ_1 à φ_8 , sont définis pour les différentes composantes d'actions et pour les différentes situations de fonctionnement du pont :

- φ_1 s'applique au poids propre du pont lors de la prise ou du lâcher de la charge ou lors d'une procédure d'essai de chargement ; sa valeur est comprise entre 0,9 et 1,1, la borne supérieure 1,1 étant normalement utilisée pour maximiser les effets sur les supports ;
- φ_2 s'applique à la masse levée lors de sa prise de charge par le pont ; sa valeur dépend du mode de préhension de la charge et de la vitesse de levage v_h exprimée en m/mn suivant la formule :

$$\varphi_2 = \varphi_{2min} + \beta_2 v_h$$

Les deux paramètres φ_{2min} et β_2 sont définis en fonction de la classe de levage du pont, HC1 à HC4, suivant le tableau 3.10 ; l'annexe B de la norme NF EN 1991-3 fournit des indications pour l'affectation des classes de levage aux différents types de ponts roulants.

Tableau 3.10 Paramètres pour le calcul du coefficient φ_2

Classe de levage de l'appareil	β_2	φ_{2min}
HC1	0,17	1,05
HC2	0,34	1,10
HC3	0,51	1,15
HC4	0,68	1,20

- φ_3 s'applique à la masse levée lors du lâcher de la charge ; sa valeur dépend du mode de libération de la charge, mais est toujours inférieure à 1, ce qui implique que la situation de fonctionnement correspondante n'est normalement pas dimensionnante.
- φ_4 s'applique au total du poids propre du pont et de la masse levée, pour toutes les situations courantes de circulation du pont en charge ; sa valeur normale est 1, correspondant au respect des tolérances d'exécution relatives au rail de roulement.
- φ_5 s'applique, dans toutes les situations de fonctionnement normal ou d'essai, au système de forces horizontales $H_L - H_T$ associé au mouvement longitudinal du pont roulant et défini pour équilibrer le moment d'axe vertical découlant de l'excentricité, dans le plan horizontal, entre la résultante des forces motrices et le centre de gravité des masses en mouvement ; sa valeur est largement laissée à l'appréciation, variant de 1 à 2 en fonction de l'importance des accélérations subies par les masses en mouvement sans autre précision, la valeur 3 étant même prévue pour les systèmes d'entraînement présentant des jeux significatifs.
- φ_6 s'applique à la charge d'essai ; pour les essais statiques (sous 150 % de la charge nominale), sa valeur est 1, pour les essais dynamiques (sous 110 % de la charge nominale), elle est fixée à $0,5(1 + \varphi_2)$.

Formules de résistance des sections

11.1 Effort normal

11.1.1 Traction

La traction est le mode de fonctionnement structurel le plus simple pour un élément en acier. C'est aussi celui qui permet d'exploiter totalement la capacité résistante du matériau : toutes les fibres de la section transversale peuvent être supposées soumises à une contrainte identique et celle-ci, lors d'un accroissement progressif de la sollicitation, suit, en principe, exactement le diagramme de comportement de l'acier mis en évidence par l'essai conventionnel de traction. Ainsi l'effort ultime dans une section transversale d'aire A est directement lié à la limite d'élasticité du matériau :

$$A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

En pratique, les éléments doivent être attachés à leurs extrémités, ce qui s'effectue le plus souvent par le biais d'assemblages boulonnés. Ceux-ci occasionnent deux perturbations de la distribution uniforme des contraintes, liées d'une part à la diminution locale de l'aire de la section résistante, d'autre part à l'excentricité éventuelle du barycentre des organes d'assemblage par rapport au centre de gravité de la section transversale. Cette deuxième circonstance peut aussi être rencontrée pour les assemblages soudés.

Résistance en section nette

Les perçages pratiqués dans les pièces pour installer des boulons ou pour toute autre raison constituent un affaiblissement de la section transversale par rapport à la partie courante de l'élément. Il vient donc assez simplement à l'idée de substituer, dans la formule de résistance, l'aire de la section nette à l'aire de la section brute.

L'aire de la section nette est d'abord définie comme celle de la section brute diminuée de celles des perçages situés dans une même section droite. Mais on doit aussi examiner la possibilité que se développe une ligne de moindre résistance passant par des perçages non

alignés, lorsque les trous sont disposés en quinconce. La figure 11.1 explicite la règle de calcul prévue dans ce cas pour tenir compte du fait que des portions de la ligne de rupture envisagée ne sont alors pas soumises à des contraintes de traction pure en raison de leur inclinaison sur la direction de l'effort.

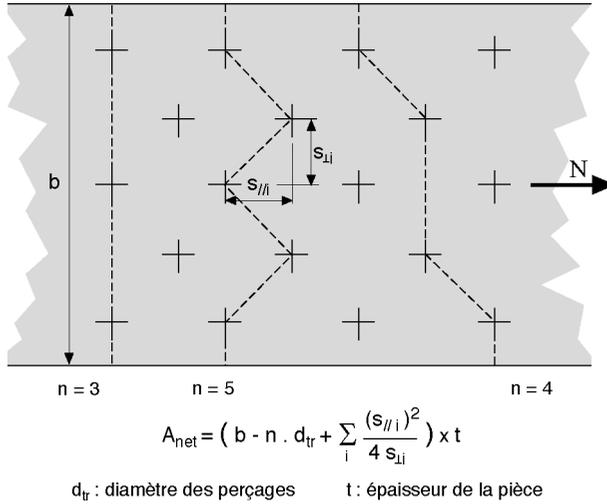


Figure 11.1 Règle de calcul de l'aire de la section nette

Le critère de ruine en section nette de l'Eurocode 3 introduit également un changement de la contrainte de référence à considérer. En effet, les raisons qui ont conduit à limiter les contraintes à la limite d'élasticité f_y en section brute courante et non à la limite de rupture f_u , ne valent plus quand il s'agit d'une section nette particulière : après atteinte de la limite d'élasticité, les déformations plastiques seront cantonnées dans cette section particulière et au voisinage du bord des trous, jusqu'à l'intervention de l'écrouissage. Ainsi, sous réserve que la contrainte en section brute courante, réputée uniforme, reste inférieure à la limite d'élasticité, le processus de chargement de la section nette peut suivre les étapes suivantes (figure 11.2) :

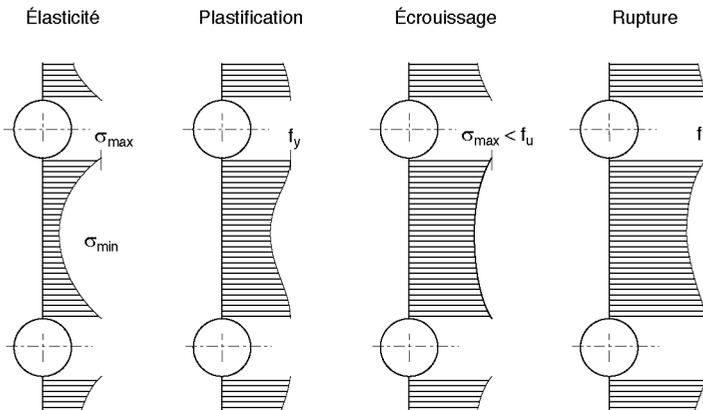


Figure 11.2 Évolution de la distribution des contraintes de traction dans une section affaiblie par des perçages

- distribution initiale élastique non uniforme des contraintes, avec concentrations au bord des trous ;
- extension progressive de la plastification dans la section transversale, avec uniformisation progressive des contraintes à la valeur de la limite d'élasticité ;
- écrouissage progressif de l'acier à partir du bord des trous, la distribution de contrainte redevenant de ce fait non uniforme ;
- atteinte de la limite de rupture au bord des trous et ruine de la section.

Suivant cette analyse, l'Eurocode 3 fixe l'effort normal capable d'une barre sollicitée en traction, à la plus petite des deux valeurs :

- soit $A \cdot f_y / \gamma_{M0}$;
- soit $0,9A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$.

Il convient de noter que la deuxième formule se réfère à un mode de ruine de type fragile par opposition à la première qui correspond à une simple limitation de l'allongement de la barre, donc à un phénomène ductile. En conséquence, si l'on veut se prémunir contre les risques de rupture fragile et contre les risques éventuels de ruine par fatigue, il est nécessaire de faire en sorte que la première valeur soit déterminante par rapport à la seconde, c'est-à-dire de limiter l'importance des perçages de manière à assurer :

$$A_{net} \geq A \cdot \frac{f_y / \gamma_{M0}}{0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}}$$

Cette condition de ductilité vaut particulièrement dans le cadre d'une conception paraisismique. EC3-1-1 6.2.2.5(3)

Le tableau 11.1 indique les valeurs limites du rapport A_{net} / A qui permettent de garantir le respect du critère fixé pour les nuances d'acier usuelles.

Tableau 11.1 Valeurs limites du rapport A_{net} / A pour les nuances d'acier usuelles

Nuance d'acier	S235	S275	S355
(A_{net} / A) limite	0,907	0,888	1,006

On relèvera que, comme la nuance S355, les nuances d'acier S420 et S460 ne permettent pas de respecter le critère, faute d'un écart suffisant entre les limites f_y et f_u .

Dans le cas particulier des assemblages précontraints dont la résistance à l'état-limite ultime est obtenue par mobilisation du frottement entre les pièces, les boulons situés dans la section nette assurent en principe un transfert partiel d'effort sans solliciter cette section nette. Les normes nationales antérieures à l'Eurocode 3 autorisaient ainsi de retrancher de l'effort normal total sollicitant, 40 % des efforts capables de ces boulons (figure 11.3).

L'Eurocode 3 n'a pas reconduit cette disposition, mais prescrit de considérer une résistance de calcul égale à :

$$A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad \text{EC3-1-1 6.2.3(4)}$$

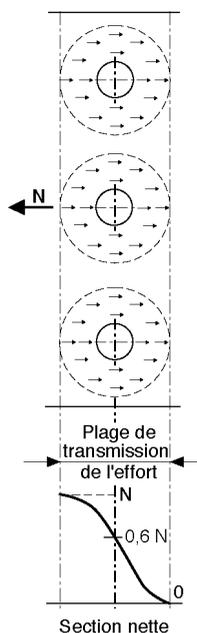


Figure 11.3 Réduction de l'effort sollicitant la section nette

qui traduit le fait que le fonctionnement d'un assemblage résistant par frottement ne permet plus les adaptations plastiques escomptées précédemment. Le résultat est sensiblement plus sévère que les pratiques permises par les normes nationales précédentes.

Effets des excentricités d'assemblage

Il est fréquent que, pour des raisons constructives, on soit conduit à assembler des éléments en consentant des excentricités entre le centre de gravité des sections transversales et le barycentre des organes d'assemblages. Une situation du même ordre est créée dans les systèmes treillis lorsque la convergence des lignes d'épure des barres n'est pas respectée.

Dans de telles conditions, les éléments concernés ne sont plus sollicités en traction pure comme présumé par le calcul théorique des sollicitations, mais doivent aussi équilibrer des moments secondaires plus ou moins importants. Dans tous les cas, il convient de ménager dans le dimensionnement des éléments concernés des marges de résistance adaptées à l'importance des excentricités qui les affectent. D'une manière générale, il appartient au projeteur de juger, cas par cas, de la nécessité d'évaluer explicitement, avec une plus ou moins grande précision, ces moments secondaires et de les intégrer dans la justification du dimensionnement.

Pour le cas particulier des cornières attachées, par boulons ou par soudures, par une seule de leurs ailes (disposition adoptée de manière pratiquement systématique), l'Eurocode 3 fixe des règles spécifiques destinées à prendre en compte l'interaction entre l'effort normal et la flexion parasite par le biais d'une section résistante réduite à l'effort normal. EC3-1-8 3.6.3

Ces règles sont précisées au chapitre 15, consacré aux assemblages courants.

11.1.2 Compression

On fait ici abstraction des phénomènes de flambement qui, en pratique, dans la plupart des cas, sont déterminants pour la résistance des éléments comprimés en acier. Ces phénomènes sont analysés en détail au chapitre 12. Les considérations qui suivent ne sont donc suffisantes en matière de dimensionnement que pour les pièces qui présentent des élancements très faibles. L'Eurocode 3 fixe à 0,2 la valeur maximale de l'élancement réduit de flambement pour laquelle cette approximation peut être admise.

Dans cette hypothèse, le comportement en compression de l'acier n'a pas lieu d'être distingué de celui caractérisé par l'essai de traction. Ainsi, l'effort ultime dans une section transversale d'aire A reste fixé à :

$$A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

Cette formule n'est pleinement valide que pour les sections de classes 1, 2 et 3, qui satisfont à des limites de l'élancement géométrique de leurs parois permettant d'exclure un voilement local prématuré. En revanche, pour les sections de classe 4, l'effort ultime de compression devient :

$$A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

L'intervention du voilement local des parois se traduit par le remplacement de l'aire de la section totale par celle d'une section réduite, dite efficace ; en revanche, le coefficient partiel sur la résistance reste γ_{M0} , contrairement au choix de γ_{M1} qui avait été adopté au stade de la version expérimentale de la norme. Il faut aussi noter que les sections transversales dissymétriques de classe 4 présentent un centre de gravité de section efficace décalé par rapport au centre de gravité de leur section complète. Le moment égal au produit de l'effort normal par ce décalage doit être pris en compte dans la vérification de la résistance ; c'est dire qu'en pratique ces sections doivent en fait être vérifiées en flexion composée quand elles sont soumises à un effort extérieur de compression pure.

De l'aire des sections résistantes à l'effort normal de compression, il n'y a pas lieu de déduire l'aire de perçages occupés par des boulons, sous réserve que leur diamètre corresponde à celui des boulons augmenté du jeu normalisé. À l'inverse, l'aire des trous surdimensionnés, des trous oblongs, des trous non occupés par des boulons et de tout autre perçage ou évidemment, doit être déduite de la section résistante.

En ce qui concerne l'effet des excentricités, il y a lieu de reconduire les considérations développées précédemment dans le cas de la traction.

11.2 Effort tranchant

Comme pour l'effort normal de compression, on suppose ici que les phénomènes d'instabilité ne sont pas déterminants, c'est-à-dire que la résistance à l'effort tranchant n'est pas affectée par le voilement de cisaillement des parois. Les vérifications correspondant à ce mode de ruine sont analysées au chapitre 13. Il est à noter que, dans la plupart des ouvrages

courants de bâtiment, les profils sont dimensionnés vis-à-vis de sollicitations de flexion et se trouvent ainsi le plus souvent faiblement sollicités à l'effort tranchant.

L'Eurocode 3 donne une condition simple sur l'élançement géométrique de l'âme pour s'assurer de l'absence d'incidence du voilement de cisaillement :

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 31 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} \cdot \sqrt{k_\tau} \quad \left(\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \right) \quad \text{EC3-1-5 5.1(2)}$$

avec :

h_w : la hauteur de l'âme ;

t_w : l'épaisseur de l'âme ;

a : l'espacement des raidisseurs transversaux ;

$$k_\tau = 4,00 + \frac{5,34}{(a/h_w)^2} \text{ si } a/h_w \leq 1 \text{ et } k_\tau = 5,34 + \frac{4,00}{(a/h_w)^2} \text{ si } a/h_w > 1.$$

En l'absence de raidisseurs transversaux, le rapport a/h_w peut être considéré comme infini et cette même condition s'écrit alors :

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} \quad \text{EC3-1-1 6.2.6(6) et EC3-1-5 5.1(2)}$$

Dans les deux expressions de la limite du rapport h_w/t_w , η est un paramètre qui peut être pris égal à 1, en se plaçant du côté de la sécurité. EC3-1-1 6.2.6(3)

Jusqu'à la nuance d'acier S460 incluse, il est aussi loisible d'adopter la valeur 1,2. EC3-1-5 5.1(2)

Cette deuxième option limite plus sévèrement l'élançement des âmes pour éliminer le voilement de cisaillement, mais, en contrepartie, elle permet de bénéficier d'une résistance accrue.

À titre de comparaison, la figure 11.4 présente l'évolution comparée des élançements limites en cisaillement pur, en fonction du rapport h_w/d , suivant les anciennes Règles CM 66 d'une part et suivant l'Eurocode 3 d'autre part. On peut y constater que nos pratiques antérieures étaient sensiblement optimistes sur ce sujet.

Le voilement étant exclu par le respect des critères qui viennent d'être énoncés, la résistance au cisaillement peut en premier lieu être établie dans l'hypothèse d'une répartition purement élastique des contraintes. Dans une section transversale soumise à un effort tranchant V (supposé parallèle à un des axes principaux d'inertie de cette section) les contraintes de cisaillement développées le long d'une ligne quelconque perpendiculaire à la direction de cet effort ont pour expression générale (figure 11.5) :

$$\tau = \frac{V \cdot S}{t \cdot I}$$

avec :

t : l'épaisseur de la pièce au niveau de la ligne considérée ;

I : l'inertie de flexion de la section transversale autour de l'axe principal perpendiculaire à l'effort tranchant ;

S : le moment statique par rapport à ce même axe, de la partie de la section transversale située du côté opposé au centre de gravité par rapport à la ligne considérée.

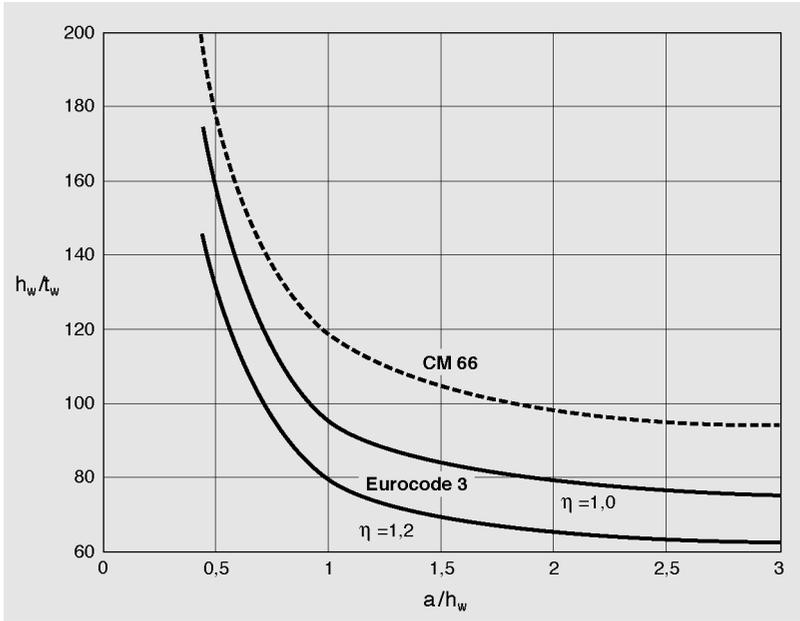


Figure 11.4 Seuil de prise en compte du voilement en cisaillement pur suivant les Règles CM 66 et suivant l'Eurocode 3 (acier S235)

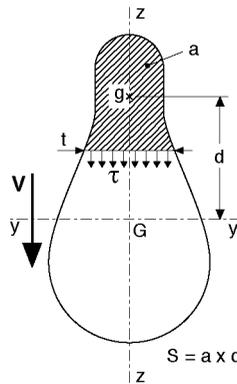


Figure 11.5 Calcul des contraintes de cisaillement en élasticité

Suivant cette répartition, la contrainte maximale de cisaillement est observée au niveau du centre de gravité de la section. Pour quelques sections caractéristiques, cette valeur a une expression simple par rapport à la valeur moyenne τ_{moy} qui serait obtenue en divisant l'effort tranchant par l'aire de la section totale :

- $1,5 \tau_{moy}$ pour un profil rectangulaire ;
- $2 \tau_{moy}$ pour un profil creux circulaire mince ;
- $1,33 \tau_{moy}$ pour un profil circulaire plein.

Dans le cas des profils usuels en I, une approximation tout à fait suffisante consiste à considérer une répartition uniforme de la totalité de l'effort tranchant sur la hauteur de l'âme, soit :

$$\tau = \frac{V}{A_w}$$

La valeur maximale de la contrainte de cisaillement est limitée en fonction du critère général de ruine adopté par le règlement, soit pour l'Eurocode 3 :

$$\sqrt{3} \cdot \tau \leq f_y / \gamma_{M0} \quad \text{EC3-1-1 6.2.6(4)}$$

Il n'est pas requis par l'Eurocode 3 de tenir compte de l'existence de trous de fixation dans la vérification de la résistance au cisaillement, sauf en zones d'about des profils où des ruines par déchirure de blocs peuvent intervenir et doivent faire l'objet de vérifications particulières définies par l'EN 1993-1-8 (voir chapitre 15).

EC3-1-1 6.2.6(7)

Tenant compte des résultats expérimentaux sensiblement plus favorables que ceux déduits de la simple résistance élastique, l'Eurocode 3, pour les cas courants, permet aussi un calcul simplifié de la résistance au cisaillement, à partir de la définition d'une aire A_v dans laquelle il est admis de faire régner une contrainte de cisaillement uniforme égale à la valeur limite suivant le critère de Von Mises. La valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement de la section a donc pour valeur :

$$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} \quad \text{EC3-1-1 6.2.6(2)}$$

Le tableau 11.2 précise les modalités de calcul des aires de cisaillement A_v pour un certain nombre de sections courantes. On notera que, pour les reconstitués soudés sollicités par un effort tranchant contenu dans le plan de l'âme, l'aire A_v est celle de l'âme majorée par le paramètre η cité précédemment au sujet de la limitation de l'élancement de l'âme ; pour les laminés, cette valeur est seulement un seuil minimum et, en général, les congés âme-semelle permettent de mobiliser une aire plus importante.

11.3 Flexion simple

La flexion constitue la sollicitation dominante pour une grande majorité d'ossatures métalliques. L'évaluation de la résistance vis-à-vis des moments fléchissants revêt donc une importance particulière. Le calcul purement élastique de cette résistance n'exploite qu'incomplètement les capacités du matériau puisque, par définition, seules les fibres les plus éloignées du centre de gravité sont soumises à une contrainte égale à la limite d'élasticité. Sous réserve que les instabilités de voilement et de déversement ne se manifestent pas prématurément, l'acier permet sans difficulté d'augmenter la sollicitation au-delà de ce seuil de résistance élastique : les fibres extrêmes parcourent alors le palier de plasticité pendant que le niveau de contraintes augmente pour les fibres « internes » de la section. L'accroissement de sollicitation peut être ainsi poursuivi jusqu'à l'obtention d'un diagramme théorique où toutes les fibres de la section transversale sont plastifiées. Le seuil de résistance plastique est alors atteint (figure 11.6).

Assemblages courants de construction métallique

15.1 Assemblages d'encastrement poutre-poteau

D'une manière générale, les assemblages d'encastrement poutre-poteau doivent transmettre trois sollicitations de la poutre au poteau :

- la réaction d'appui verticale ;
- l'effort normal dans la poutre ;
- le moment d'encastrement.

Le plus souvent, cette dernière composante est largement prépondérante par rapport aux deux autres, qui ne sont alors que marginales, et détermine à elle seule la constitution de l'assemblage. De tels encastresments poutre-poteau composent une famille très importante d'assemblages de construction métallique. Dans le cas, très fréquent, des ossatures à nœuds déplaçables, ils conditionnent directement la stabilité globale de la construction. À ce dernier titre, l'Eurocode 3 introduit une classification visant une prise en compte plus rigoureuse que par le passé, de l'incidence de leur comportement dans l'analyse globale des structures.

Différentes solutions constructives sont envisageables pour réaliser ce type d'assemblages, mais deux seulement sont utilisées de manière significative et méritent donc d'être détaillées (figure 15.1) :

- la réalisation d'une soudure directe de la poutre sur le poteau ;
- l'assemblage par platine d'about boulonnée.

La section 6 de la partie 1-8 de l'Eurocode 3 fournit des règles pour la conception et le calcul de ces deux solutions constructives.

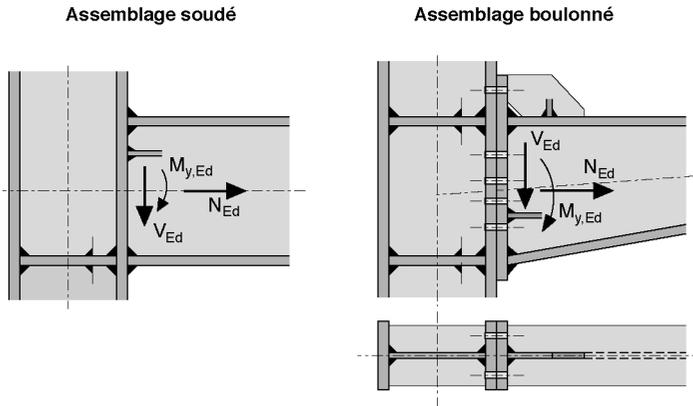


Figure 15.1. Assemblages poutre-poteau

15.1.1 Classification des assemblages poutre-poteau

Innovant par rapport à la pratique suivie jusqu'ici, l'Eurocode 3 introduit une classification des assemblages qui porte à la fois sur leur résistance et sur leur rigidité, comparées à celles des éléments connectés. On distingue donc :

- les assemblages à résistance complète dont le moment résistant est supérieur à celui de la poutre assemblée (ou, éventuellement à la somme des moments résistants des tronçons de poteau connectés) et les assemblages à résistance partielle qui ne respectent pas cette condition ;
- les assemblages articulés capables d'admettre des rotations importantes sans transmettre de moments de flexion significatifs au poteau, et les assemblages rigides capables de transmettre les moments d'encastrement des poutres sans autoriser de rotation relative appréciable entre poutre et poteau ; entre ces deux catégories, se situent les assemblages semi-rigides.

Ces notions peuvent être illustrées sur un graphe donnant les domaines dans lesquels doivent s'inscrire les courbes de comportement moment-rotation de chaque famille d'assemblages et construit sur la base de variables réduites obtenues en rapportant les caractéristiques de l'assemblage à celles de la poutre assemblée (figure 15.2).

On définit donc :

$$\bar{m} = \frac{M_j}{M_{b,pl,Rd}} \quad \text{et} \quad \bar{\phi} = \phi_j \cdot \frac{EI_b}{M_{b,pl,Rd} L_b}$$

avec :

M_j : le moment repris par l'assemblage ;

ϕ_j : sa rotation associée ;

$M_{b,pl,Rd}$: le moment résistant de la poutre assemblée ;

I_b : son inertie de flexion ;

L_b : sa portée.

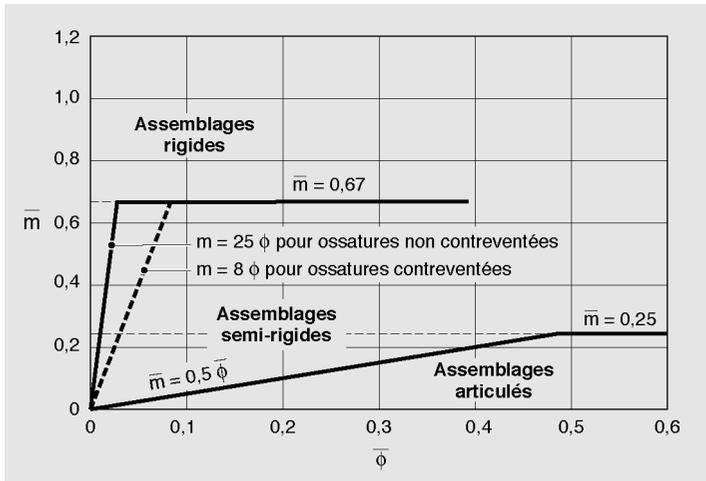


Figure 15.2 Classement des assemblages poutre-poteau en fonction de leur rigidité – norme NF EN 1993-1-8, Clause 5.2.2

Dans l'état actuel du développement de ces notions, on ne dispose pas de toutes les informations nécessaires pour classer, du point de vue de la rigidité, l'ensemble des dispositions usuelles d'assemblage. La partie 1-8 de l'Eurocode 3 ne donne d'indication sur ce sujet que pour les assemblages poutre-poteau réalisées par soudures directes, par platine d'about boulonnée ou par cornières boulonnées. Il est envisageable que, dans l'avenir, des méthodes de calcul étendues à d'autres types d'assemblages permettent de tirer parti, pour la stabilité globale des structures, de la rigidité jusqu'ici négligée de certains assemblages simples et donc peu coûteux.

En contrepartie, l'introduction du concept d'assemblage semi-rigide impose aussi désormais davantage de rigueur dans la prise en compte, dans l'analyse globale de la structure, de la déformabilité de certains assemblages, considérés jusqu'ici, sans investigation approfondie, comme des encastremements parfaits. La section 6 de la partie 1-8 de l'Eurocode 3 permet de déterminer par calcul la rigidité initiale en rotation $S_{j,ini}$ des trois types d'assemblage poutre-poteau qu'elle traite. Il y est précisé que cette rigidité peut être considérée comme constante tant que le moment appliqué à l'assemblage reste inférieur aux deux tiers de sa résistance $M_{j,Rd}$. Au-delà de ce seuil, la rigidité sécante S_j peut être obtenue en fonction du moment appliqué $M_{j,Ed}$ par la formule :

EC3-1-8 6.3.1(6)

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{\left(1,5 \times \frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}}\right)^{2,7}}$$

Dans le cadre classique d'une analyse globale élastique, afin d'éviter un calcul non linéaire du fait de l'interdépendance entre rigidité et niveau de sollicitation dans l'assemblage, il est permis de prendre en compte une rigidité constante de l'assemblage semi-rigide égale à la moitié de sa rigidité initiale $S_{j,ini}$.

EC3-1-8 5.1.2(4) et Tableau 5.2

15.1.2 Assemblages soudés poutre-poteau

Le soudage direct de la poutre sur le poteau s'accompagne le plus souvent de la mise en place dans la hauteur du profil du poteau de deux raidisseurs en prolongement des semelles de la poutre.

Dans un tel cas, l'assemblage ne pose pratiquement pas de problème spécifique à l'exception de la résistance en cisaillement de l'âme du poteau (figure 15.3). Celle-ci doit être au moins égale aux efforts amenés par les semelles tendue et comprimée de la poutre et est déterminée en utilisant les formules usuelles de résistance en section. La partie 1-8 de l'Eurocode 3 prévoit néanmoins un coefficient de réduction égal à 0,9 sur cette résistance, au titre de l'interaction avec les contraintes normales simultanément présentes dans le panneau d'âme.

EN 1993-1-8 6.2.6.1(2)

Un contrôle complémentaire doit être effectué vis-à-vis du risque de voilement de cisaillement du panneau d'âme compris entre les deux raidisseurs.

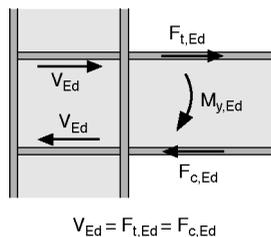


Figure 15.3 Assemblage soudé poutre-poteau raidi

Les cordons de soudures des semelles de la poutre et des raidisseurs qui les prolongent, sur la semelle du poteau, doivent être dimensionnés pour un effort identique.

Lorsque, en revanche, on se dispense de raidir l'aile du poteau au droit d'une ou des deux semelles de la poutre, des phénomènes importants de concentration de contraintes apparaissent, à la fois dans la semelle de la poutre et sa liaison soudée sur celle du poteau et dans l'âme du poteau. Les vérifications correspondantes sont fondées sur des largeurs et hauteurs efficaces définies respectivement dans la semelle de la poutre et dans l'âme du poteau (figure 15.4).

L'effort transmis par la semelle de la poutre doit être limité à :

$$b_{eff,b} \cdot t_{fb} \cdot f_{yb} / \gamma_{M0} \quad \text{EC3-1-8 6.2.6.4.3(1)}$$

La largeur efficace $b_{eff,b}$ doit, en tout état de cause, rester supérieure à la valeur limite :

$$b_{fb} \cdot \frac{f_{yb}}{f_{ub}} \quad \text{EC3-1-8 4.10(3)}$$

Dans le cas contraire, le raidissage du poteau est exigé.

Quelle que soit l'importance de l'effort transmis par la semelle de la poutre, la soudure de celle-ci doit pouvoir supporter la pleine résistance de la semelle, soit :

$$b_{fb} \cdot t_{fb} \cdot f_{yb} / \gamma_{M0} \quad \text{EC3-1-8 4.10(5)}$$

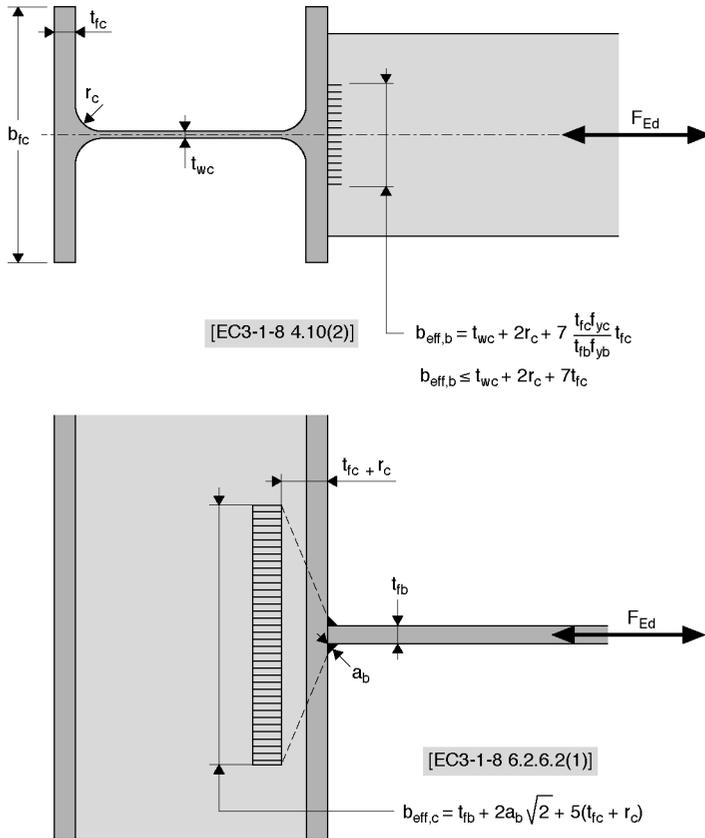


Figure 15.4. Largeurs efficaces dans les assemblages non raidis

Il est prescrit de tenir compte, dans l'évaluation de la résistance aux contraintes normales localisées de l'âme du poteau sur sa hauteur efficace, des contraintes de cisaillement concomitantes résultant de l'effort tranchant d'encastrement de la ou des poutres attachées sur le poteau. Un coefficient réducteur ω est défini pour prendre en compte cette interaction.

EC3-1-8 Tableau 6.3

Sa valeur dépend du paramètre de transformation β fonction des valeurs relatives des moments d'encastrement des poutres attachées sur le poteau.

EC3-1-8 5.3(7)

Pour un assemblage simple d'une poutre unique sur un poteau, ce paramètre β vaut 1 et le coefficient réducteur ω a pour expression :

$$\omega = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3(b_{\text{eff},c} \cdot t_{wc} / A_{vc})^2}}$$

où A_{vc} est l'aire de cisaillement du poteau et t_{wc} l'épaisseur de l'âme.

L'effort transmis par la semelle de la poutre dans l'âme du poteau doit donc être limité, en traction, à :

$$\omega \cdot b_{eff,c} \cdot t_{wc} \cdot f_{yc} / \gamma_{M0} \quad \text{EC3-1-8 6.2.6.3(1)}$$

Lorsque la semelle de la poutre exerce un effort de compression, il doit aussi être tenu compte des contraintes normales longitudinales dues à l'effort normal et au moment de flexion concomitants dans le poteau, si leur cumul $\sigma_{com,Ed}$ dépasse 70 % de la limite d'élasticité de l'acier de l'âme du poteau. Un coefficient réducteur k_{wc} est défini pour prendre en compte cette interaction :

$$k_{wc} = 1,7 - \sigma_{com,Ed} / f_{yc} \quad \text{EC3-1-8 6.2.6.2(2)}$$

Il est aussi nécessaire de tenir compte du risque d'instabilité de l'âme du poteau, lorsque l'effort transmis localement par la poutre est une compression. Un coefficient réducteur ρ , fonction de l'élançement réduit de l'âme du poteau $\bar{\lambda}_p$, est défini lorsque ce risque de voilement de plaque existe :

$$\rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2 \text{ si } \bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff,c} \cdot d_{wc} \cdot f_{yc}}{Et_w^2}} > 0,72 \quad \text{EC3-1-8 6.2.6.2(1)}$$

où d_{wc} est la hauteur droite de l'âme du poteau.

Au final, l'effort de compression transmis à l'âme du poteau est donc limité à la plus petite des deux valeurs :

$$\omega \cdot k_{wc} \cdot b_{eff,c} \cdot t_{wc} \cdot f_{yc} / \gamma_{M0} \text{ et } \omega \cdot k_{wc} \cdot \rho \cdot b_{eff,c} \cdot t_{wc} \cdot f_{yc} / \gamma_{M1} \quad \text{EC3-1-8 6.2.6.2(1)}$$

15.1.3 Assemblages poutre-poteau par platine d'about boulonnée

Cet assemblage consiste à souder en bout de la poutre une plaque, dite platine d'about, de hauteur au moins égale à celle du profil de la poutre et comportant généralement deux files verticales de perçages symétriquement disposées de part et d'autre de l'âme de la poutre. La semelle du poteau destinée à recevoir la poutre présente des perçages homologues, permettant la solidarisation des deux pièces. L'assemblage offre sa meilleure efficacité lorsque la platine comporte, du côté de la semelle tendue, un débord suffisamment important pour recevoir une rangée complémentaire de boulons avec un raidisseur prolongeant l'âme de la poutre.

Le fonctionnement de cet assemblage lorsqu'un moment de flexion lui est appliqué, conduit à identifier, de manière globale, trois zones différentes soumises à un même effort (figure 15.5) :

- la zone tendue de l'assemblage, caractérisée par l'existence d'efforts de traction dans les boulons et qui se subdivise en plusieurs parties : une semelle et l'âme de la poutre, la semelle et l'âme du poteau, la platine et le raidisseur éventuel du poteau ;
- la zone comprimée de l'assemblage qui comporte d'un côté de la platine une des semelles de la poutre et une partie de l'âme adjacente et de l'autre côté une certaine hauteur de l'âme du poteau et le raidisseur éventuel disposé en vis-à-vis de la semelle comprimée de la poutre ;
- la zone cisailée de l'âme du poteau qui fait la transition entre la zone tendue et la zone comprimée.

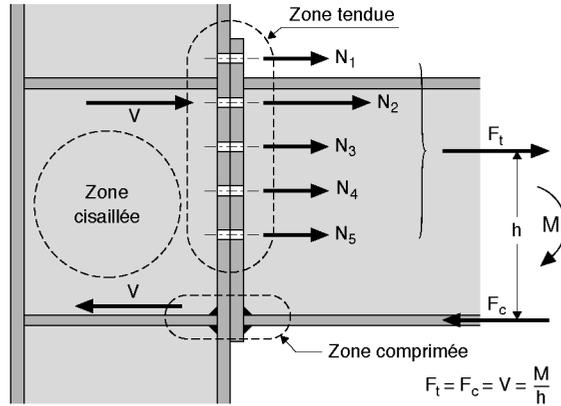


Figure 15.5 Zones critiques d'un assemblage par platine d'about

Il va de soi qu'en l'absence de tout effort normal appliqué à l'assemblage, le total des efforts de traction dans les boulons et l'effort total de compression présent dans la zone comprimée de l'assemblage sont strictement égaux et opposés car ils correspondent tout simplement à la décomposition du moment de flexion appliqué en un couple de forces. L'âme du poteau reçoit, d'un côté de l'assemblage, l'effort total de traction et le transmet par cisaillement vers l'autre côté de l'assemblage où il devra équilibrer l'effort total de compression.

Suivant le schéma de fonctionnement qui vient d'être tracé, on conçoit que le calcul d'un assemblage d'encastrement par platine d'about boulonnée, doit comporter différentes étapes :

- adopter un type de diagramme de répartition des efforts dans les boulons : ce diagramme est le plus souvent de type plastique, mais différentes raisons peuvent aussi conduire dans certains cas à adopter un diagramme élastique (figure 15.6) ;
- déterminer les tractions admissibles par les différentes rangées de boulons, tenant compte non seulement de la capacité en traction de ces boulons, mais aussi des flexions qui affectent la platine et l'aile du poteau sous l'action de ces tractions ;
- s'assurer que la zone comprimée, côté poutre et côté poteau, présente une capacité suffisante pour équilibrer la somme des tractions dans les boulons ;
- opérer une vérification similaire pour ce qui concerne la capacité en cisaillement de l'âme du poteau dans la hauteur de l'assemblage ;
- établir le moment résistant de l'assemblage comme la somme des produits des tractions admises dans chaque rangée de boulons par la distance de ces rangées à la zone comprimée.

La partie 1-8 de l'Eurocode 3 comme, avant elle, la norme nationale antérieure NF P 22-460, suit bien ce canevas, mais elle introduit des divergences nombreuses et importantes par rapport à la pratique suivie antérieurement en France. Le point le plus marquant à ce sujet, est qu'elle permet, lorsque la flexion de la platine ou de l'aile du poteau est déterminante, des efforts de traction dans les boulons sans commune mesure avec ceux admis précédemment. Elle substitue en effet à une approche empirique très simple et conservatrice (cf. figure 14.4), une méthode approfondie au plan théorique et très sophistiquée au plan calculatoire.

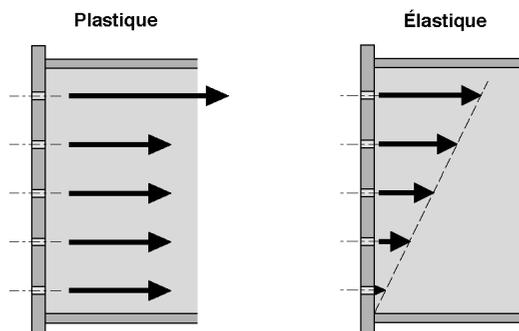


Figure 15.6 Répartition des efforts dans les boulons

Dans la présentation qui suit, on désigne comme extérieurs les boulons implantés au-delà de la semelle tendue de la poutre, intérieurs ceux situés dans la hauteur de la poutre au plus près de cette semelle, et centraux ceux de la partie courante de l'assemblage.

Généralités sur la méthode de calcul de l'Eurocode 3

La méthode de calcul des assemblages d'encastrement poutre-poteau par platine d'about de l'Eurocode 3 a subi plusieurs remaniements, depuis la parution de la version initiale dans la norme expérimentale française XP P 22-311. Compte tenu de cet état mal stabilisé, celle-ci avait d'ailleurs admis, au titre du document d'application nationale (DAN), que la norme NF P 22-460 pouvait être considérée comme une règle d'application équivalente à cette méthode, utilisable comme elle dans le cadre de l'Eurocode 3.

La version finale de la méthode est désormais intégrée à la partie 1-8 de l'Eurocode 3 dévolue aux assemblages.

À l'inverse de la norme française NF P 22-460, le texte européen ne comporte aucune indication concernant la précontrainte des boulons, maintenant la même ambiguïté sur ce sujet que dans ses prescriptions relatives au calcul de leur résistance propre en traction.

Il ne donne pas non plus de définition précise de son domaine de validité si ce n'est que les profils assemblés sont des I ou des H ; la limitation, énoncée dans la phase ENV, aux profils laminés et aux profils reconstitués soudés présentant des dimensions équivalentes a été éliminée, sans nouvelle précision restrictive. Dans la mesure où les éléments de validation de la méthode ne concernent que des assemblages de profils moyens, avec un nombre limité de rangs de boulons, l'annexe nationale française introduit une hauteur limite de profil égale à 600 mm pour l'applicabilité du schéma de calcul prévu par l'Eurocode ; au-delà, il est prescrit une répartition triangulaire des tractions dans les boulons centraux.

EC3-1-8/NA 6.2.7.2(9)

L'effort normal concomitant au moment d'encastrement doit rester inférieur à 5 % de la résistance plastique de calcul $N_{pl,Rd}$ de la poutre pour qu'il puisse être négligé et que le calcul codifié du moment résistant de l'assemblage soit valide. Une formule d'interaction linéaire des taux d'utilisation de la capacité de l'assemblage à l'effort normal et au moment fléchissant peut néanmoins être utilisée, en sécurité, en cas de dépassement du seuil fixé.

EC3-1-8 6.2.7.1(2) et (3)

On notera enfin que la méthode proposée ne permet pas explicitement de traiter les assemblages avec boulons extérieurs lorsque le débord de la platine est raidi dans le prolongement de l'âme de la poutre. Ceci constitue une lacune importante dans la mesure où cette conception est mécaniquement la plus rationnelle et permet la meilleure efficacité de l'assemblage.

On présente dans ce qui suit, les étapes de détermination du moment résistant d'un assemblage par platine d'about dans sa configuration la plus courante : le poteau comporte simplement deux raidisseurs transversaux soudés en vis-à-vis des semelles tendue et comprimée de la poutre, sans autre renforcement de sa semelle ou de son âme.

Modèle du tronçon en T

La méthode de l'Eurocode 3 se singularise essentiellement par le mode d'évaluation de la capacité en traction des différents rangs de boulons. Il est fait usage, pour cette évaluation, d'un modèle théorique de tronçon en T constitué d'un plat amenant l'effort de traction et d'un plat orthogonal recevant les deux files de boulons, lesquelles le sollicitent en flexion. La ruine de ce modèle de référence fait intervenir, d'une part, la ruine en traction des boulons et, d'autre part, quatre charnières plastiques linéaires dans le plat en flexion, potentiellement situées le long de chaque file de boulons et le long de chaque ligne d'encastrement sur le plat en traction. On considère par ailleurs que, par effet de levier, un effort linéaire de contact peut se développer le long de chaque rive du plat en flexion, sous réserve que les boulons soient suffisamment rigides par rapport au plat (figure 15.7) ; dans l'assemblage réel, cet effort de contact est supposé s'exercer au bord de la plaque boulonnée la moins large, sans que sa distance à la file de boulons excède 1,25 fois celle de cette file à la section d'encastrement de la plaque.

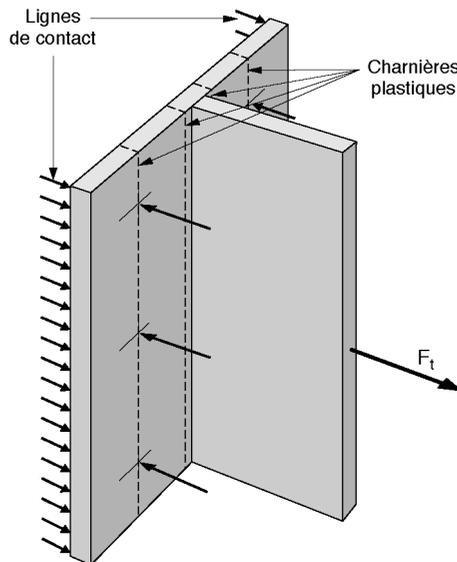


Figure 15.7 Modèle théorique d'un tronçon en T

Sur ces bases, trois modes de ruine potentiels peuvent être identifiés et, par la vérification de l'équilibre statique, il est aisé d'associer à chacun d'eux un effort global de traction résistant. Un quatrième mode, dit mode 1-2, se substitue aux modes 1 et 2, lorsque les effets de levier ne peuvent apparaître, par insuffisance de rigidité en traction des boulons (figure 15.8).

REMARQUE

La longueur L_b nécessaire à l'apparition du mode 1-2 s'obtient en écrivant que, sous l'effort F_t , l'allongement des boulons excède d'au moins 10 % la déformation du plat fléchi en console sur la distance m :

- allongement en traction du boulon, sur sa demi-longueur pour tenir compte de deux tronçons identiques assemblés l'un sur l'autre, l'effort F_t étant repris par l'ensemble des boulons :

$$\frac{L_b}{2} \cdot \frac{F_t}{E \cdot \sum A_s}$$

- flèche du plat en console sur la longueur m sous la moitié de l'effort F_t et compte tenu de l'inertie de la section transversale de largeur l_{eff} et d'épaisseur t :

$$\frac{\frac{F_t}{2} \cdot m^3}{3 \cdot E \cdot \frac{l_{eff} \cdot t^3}{12}}$$

On trouve ainsi la condition :

$$L_b > \frac{4,4 \cdot m^3 \cdot \sum A_s}{l_{eff} \cdot t^3}$$

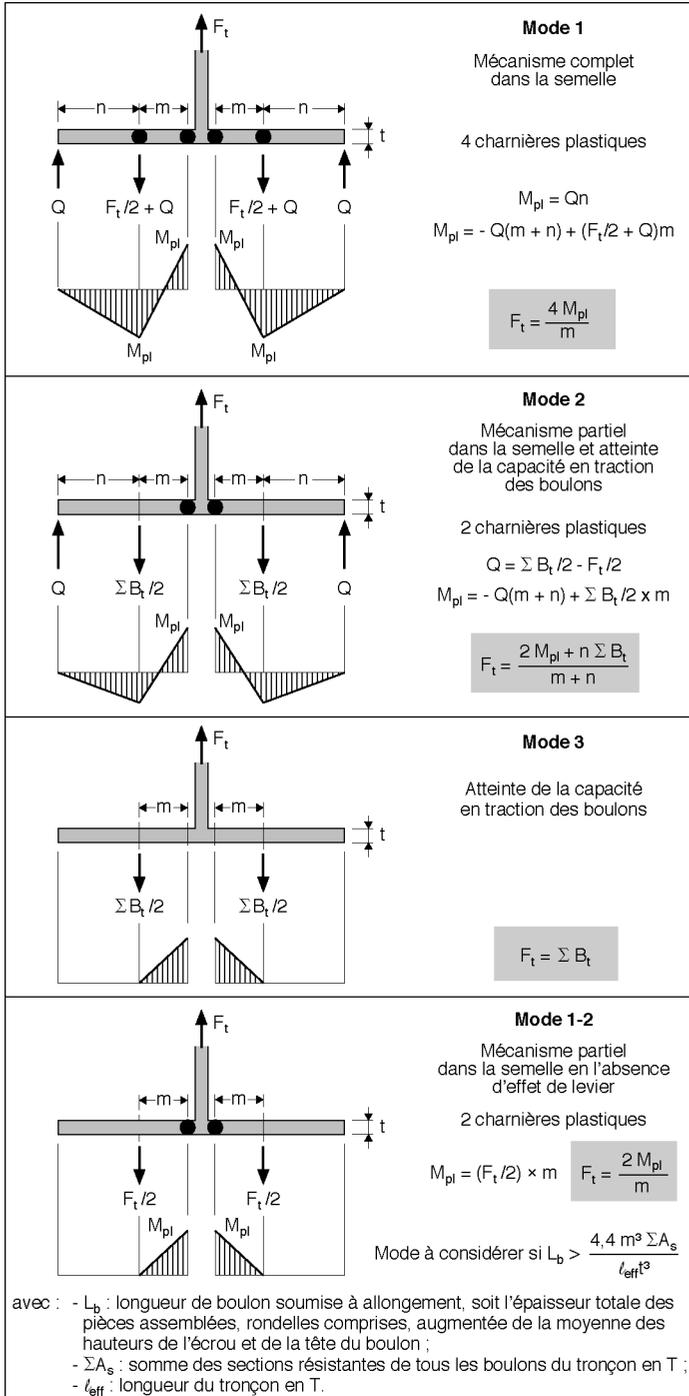
L'expression fournie par les règles diffère quelque peu ; la variable A_s qui y figure n'est pas directement définie, mais doit être comprise, pour retrouver la condition établie ci-dessus, comme la somme des sections résistantes des boulons situés d'un même côté du plat en traction. Finalement, la capacité en traction d'un tronçon en T dépend donc :

- de la longueur l_{eff} du tronçon ;
- de l'épaisseur et de la limite d'élasticité du plat en flexion ;
- de la distance m d'une file de boulons à la section d'encastrement la plus proche ;
- de la distance n d'une file de boulons à la rive la plus proche, plafonnée à 1,25 fois la distance m ;
- de la somme des capacités en traction des boulons.

Mécanismes de ruine dans l'assemblage et longueurs efficaces associées

Lorsque l'on considère un rang de boulons particulier dans l'assemblage réel, tous les paramètres définissant un tronçon en T trouvent une valeur numérique précise correspondant aux dispositions réelles, d'une part côté poutre et d'autre part côté poteau, à l'exception de la longueur l_{eff} qui reste seule indéterminée. Pour en définir la valeur, l'Eurocode 3 fait référence à deux schémas de ruine (dits circulaire et non circulaire) de la platine d'about d'une part et de l'aile du poteau d'autre part, au droit du rang considéré et associée à chacun d'eux une longueur efficace l_{eff} (figure 15.9).

La figure 15.9 se limite en fait au cas d'un rang unique de boulons centraux, considéré isolément, avec l'âme de la poutre ou du poteau comme seul élément amenant l'effort de traction à l'assemblage. La méthode doit être complétée afin de prendre en compte d'une part l'interaction entre rangs successifs de boulons, pouvant conduire à une capacité d'ensemble inférieure à la somme des capacités individuelles des rangs considérés isolément, d'autre part l'incidence, pour le rang de boulons intérieurs, de la présence de la semelle de la poutre ou du raidisseur du poteau qui la prolonge (figure 15.10).



avec : - L_b : longueur de boulon soumise à allongement, soit l'épaisseur totale des pièces assemblées, rondelles comprises, augmentée de la moyenne des hauteurs de l'écrou et de la tête du boulon ;
 - $\sum A_s$: somme des sections résistantes de tous les boulons du tronçon en T ;
 - l_{eff} : longueur du tronçon en T.

Figure 15.8 Modes de ruine d'un tronçon en T

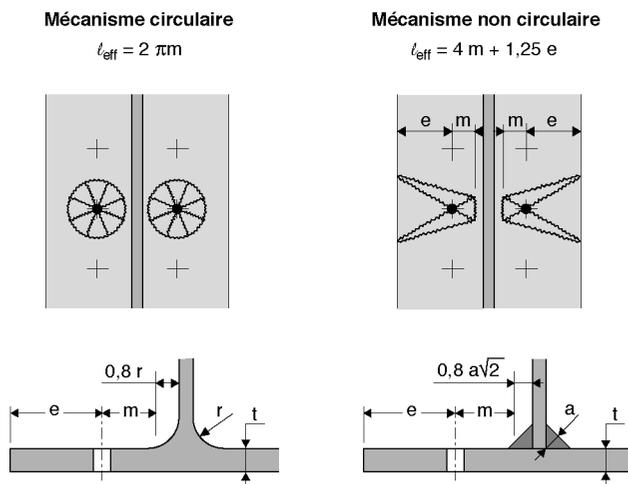


Figure 15.9 Longueurs efficaces affectables, côté poutre ou côté poteau, à un rang de boulons considérés isolément, en fonction des dispositions géométriques de l'assemblage

Le cas des boulons extérieurs doit également faire l'objet d'un traitement spécifique. Côté poutre, il faut tenir compte de l'influence du bord libre horizontal de la platine et de l'interaction entre les deux boulons du même rang qui ne sont plus séparés par l'âme de la poutre (figure 15.11). Côté poteau, en se limitant au cas le plus fréquent où un raidisseur est disposé en prolongement de la semelle tendue de la poutre et peut donc jouer le même rôle dans les schémas de ruine, quatre mécanismes, deux circulaires et deux non circulaires, sont à envisager, tenant compte de la présence, pour la semelle du poteau, d'un bord libre horizontal matérialisant la limite de la zone d'assemblage. En fait, ces mécanismes sont à dédoubler en inversant le rôle de ce raidisseur et celui de l'âme du poteau (figure 15.12).

Comme signalé précédemment, au stade de l'exposé de généralités sur la méthode de calcul, la norme européenne ne dit rien du cas des boulons extérieurs séparés par un raidisseur du débord de la platine implanté en prolongement de l'âme de la poutre. Les « Recommandations pour le dimensionnement des assemblages selon la NF EN 1993-1-8 » ont comblé cette lacune en considérant qu'il convenait simplement d'assimiler cette configuration à celle de ce même rang de boulons extérieurs vis-à-vis d'une semelle de poteau raidie en prolongement de la semelle tendue de la poutre (figure 15.12).

Capacités en traction des rangs de boulons et groupes de rangs de boulons

Grâce aux différentes formulations fournies, il peut être établi pour chaque rang ou groupe de rangs, une correspondance entre les dispositions réelles rencontrées dans l'assemblage et des longueurs efficaces de tronçons en T équivalents. Il s'agit ensuite d'affecter à chaque rang une capacité en traction correspondant aux modes de ruine les plus défavorables de ces tronçons en T équivalents. À ce stade, le code introduit une distinction complémentaire : alors que les modes de ruine 1 et 1-2 sont calculés en considérant l'ensemble des mécanismes possibles, le mode de ruine 2 est déterminé uniquement sur la base des longueurs efficaces associées aux mécanismes non circulaires. Pour chaque rang ou groupe de rangs de

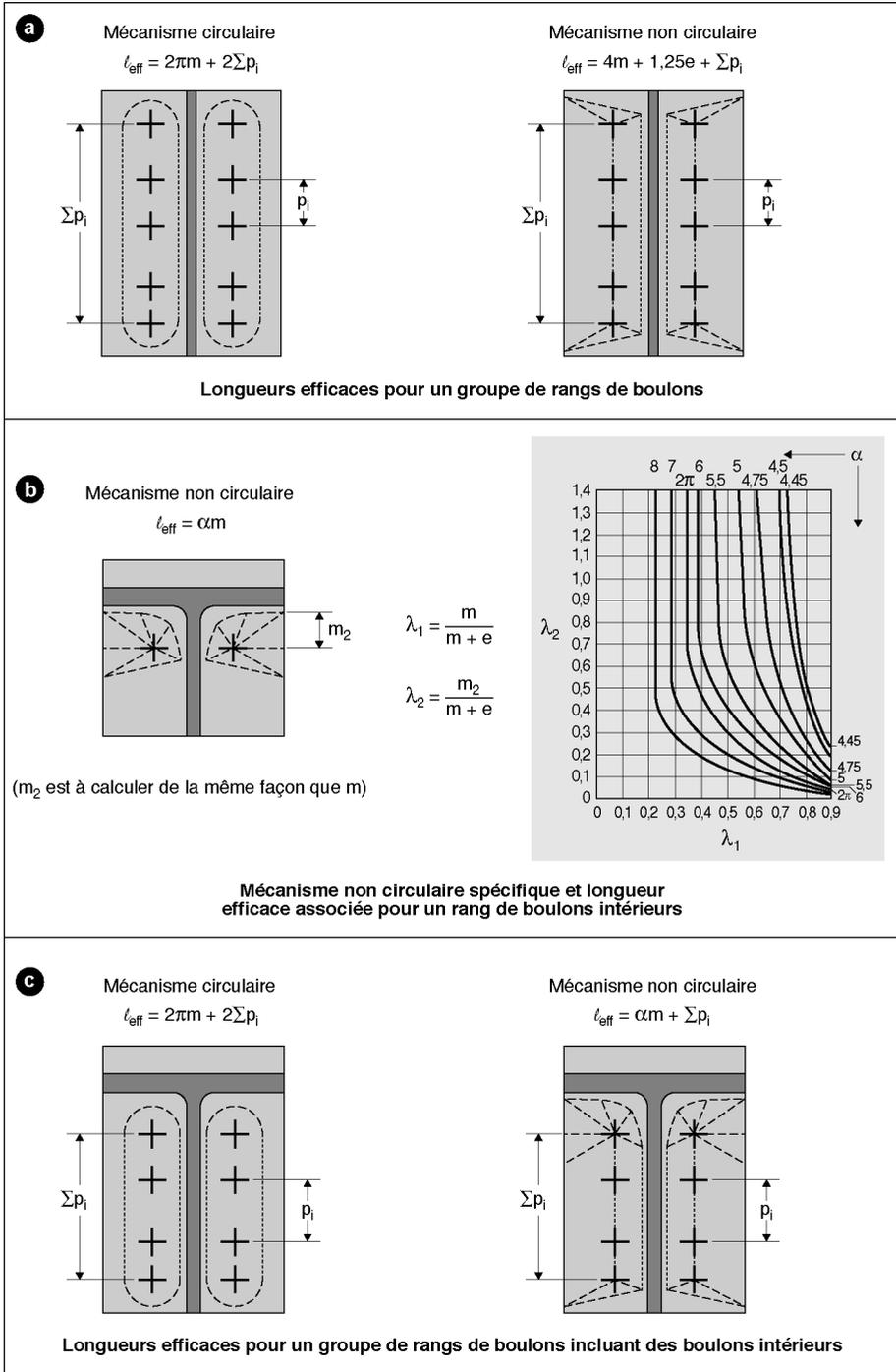


Figure 15.10 Longueurs efficaces pour les groupes de rangs de boulons et pour le rang de boulons intérieurs

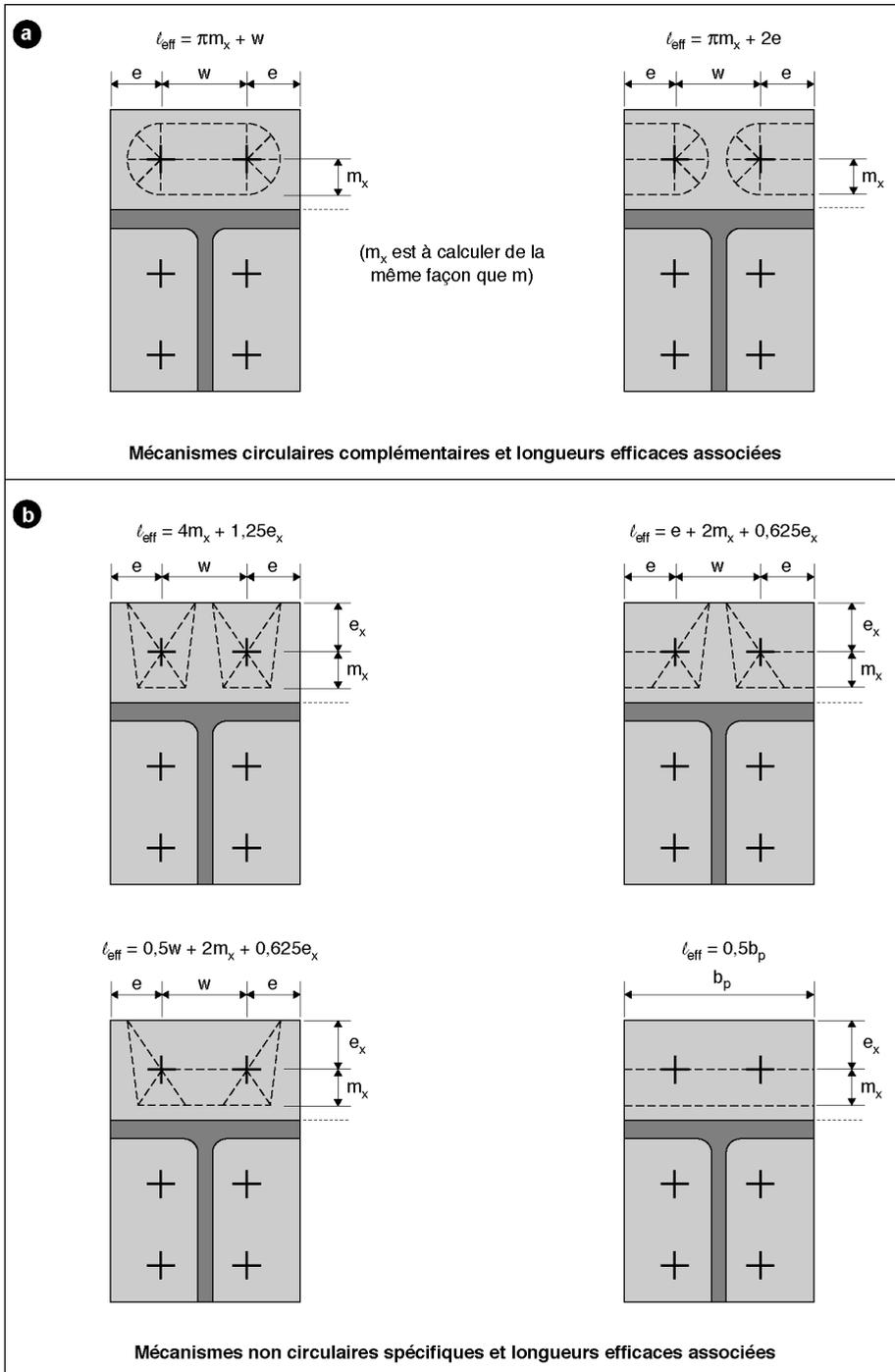


Figure 15.11 Mécanismes de platine non raidie pour un rang de boulons extérieurs

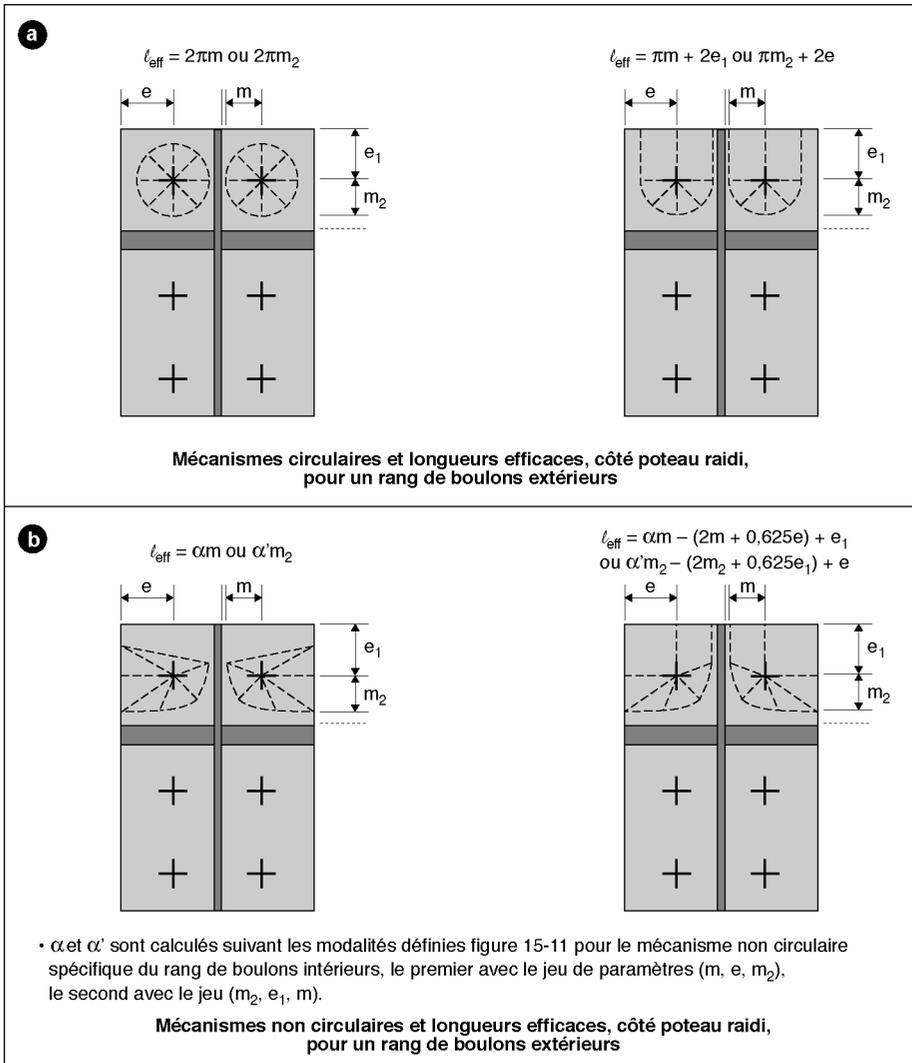


Figure 15.12 Longueurs efficaces, côté poteau raidi, pour un rang de boulons extérieurs

boulons, on doit donc considérer, côté poutre comme côté poteau, deux longueurs efficaces minimales avant d'aboutir à la capacité en traction minimale pouvant être affectée à ce rang ou à ce groupe de rangs.

La démarche pour déterminer les capacités en traction des différents rangs de boulons se résume donc comme suit, en progressant dans l'assemblage de la zone de traction maximale vers la zone comprimée :

- pour le rang extérieur (s'il existe), côté poutre, la platine non raidie est concernée, en plus du mécanisme circulaire de base de la figure 15.9, par les six mécanismes de la figure 15.11 ; côté poteau, deux fois quatre mécanismes sont également à envisager pour la

- semelle, suivant la figure 15.12. On retient, pour chaque côté, les deux valeurs minimales des longueurs efficaces associées, obtenues en considérant tous les mécanismes d'une part, puis les seuls mécanismes non circulaires d'autre part ;
- pour le rang intérieur considéré seul, côté poutre puis côté poteau, on considère d'une part le mécanisme circulaire de base de la figure 15.9, d'autre part le mécanisme non circulaire spécifique de la figure 15.10b, et on retient la longueur efficace minimale et celle associée au mécanisme non circulaire ;
 - ce même rang intérieur doit ensuite être considéré, toujours des deux côtés de l'assemblage, en association avec un rang de boulons centraux, puis deux rangs, puis trois... et enfin avec tous les rangs de boulons centraux ; dans chaque cas, les deux longueurs efficaces minimales sont déterminées, en considérant les deux mécanismes de groupe avec boulons intérieurs de la figure 15.10c ;
 - pour chaque rang de boulons centraux, on procède comme pour le rang de boulons intérieurs en considérant, de chaque côté de l'assemblage, d'abord les deux mécanismes individuels de base de la figure 15.9, puis les deux mécanismes de groupe dérivés de la figure 15.10a en associant successivement le rang suivant de boulons centraux puis deux, puis trois... et enfin tous les rangs suivants de boulons centraux ; dans chaque cas, deux longueurs efficaces minimales sont déterminées.

Disposant des deux longueurs efficaces minimales pour chaque côté de l'assemblage et pour chaque rang ou groupe de rangs de boulons, on détermine l'effort de traction de calcul qui correspond au mode de ruine le plus défavorable parmi ceux définis à la figure 15.8. Dans chaque cas, l'effort retenu doit être limité à la résistance de calcul en traction de l'âme, de la poutre ou du poteau suivant le cas, sur la longueur efficace minimale, tous mécanismes confondus. Dans le cas du poteau, cette résistance en traction doit être réduite par le facteur ω déjà évoqué au § 15.1.2, au titre de l'interaction avec les contraintes de cisaillement.

L'Eurocode 3 laisse dans l'ombre les vérifications complémentaires destinées à s'assurer que pour chaque rang ou groupe de rangs de boulons, côté poutre et côté poteau, on dispose bien d'une section d'acier physiquement mobilisable suffisante pour équilibrer l'effort de traction affecté à ce rang ou à ce groupe ; côté poutre, cette section doit de plus être attachée à la platine par des soudures de capacité au moins équivalente et il doit en être de même pour l'âme d'un poteau en profil reconstitué soudé. Dans le cas d'un rang central courant, la hauteur d'âme physiquement mobilisable correspond simplement à l'entraxe p avec les rangs voisins et il n'est pas rare qu'elle soit très inférieure à la longueur efficace attribuée à ce rang. Dans le cas du rang intérieur, la semelle tendue apporte une contribution majeure par rapport à l'âme, mais elle doit être partagée avec le rang extérieur de boulons quand il existe. Les « Recommandations pour le dimensionnement des assemblages selon la NF EN 1993-1-8 » explicitent ces vérifications complémentaires (Tableau 12 et § 4.3.6).

Distribution finale des tractions dans les rangs de boulons et moment résistant

Pour les rangs de boulons extérieurs et intérieurs, on retient directement la valeur minimale de résistance obtenue entre le côté poutre et le côté poteau. Pour les rangs centraux, l'effet de groupe doit être pris en compte : la résistance de rang isolé doit être plafonnée à l'accroissement de résistance de calcul obtenu quand on ajoute ce rang à un groupe constitué de tout ou partie des rangs qui le précèdent dans l'assemblage.

Disposant alors d'une résistance de calcul pour chaque rang de boulons, des réductions peuvent devoir être apportées (figure 15.13) : EC3-1-8 6.2.7.2(7) et (9)

- lorsque la résistance de calcul affectée à un rang quelconque dépasse 95 % de la résistance de calcul en traction des boulons concernés, le manque de ductilité de ce mode de ruine peut interdire de mobiliser les résistances ultimes des rangs suivants et conduit à se limiter à une répartition triangulaire des efforts entre le centre de compression de l'assemblage et le rang de boulons « saturés » en traction ;
- observant que le rang le plus résistant est normalement celui des boulons intérieurs, l'annexe nationale renforce cette précaution en prescrivant une répartition linéaire des résistances affectées à l'ensemble des boulons centraux, construite à partir de la capacité du premier rang de ces boulons ;
- la somme des résistances de calcul des boulons de l'assemblage ne doit dépasser ni la résistance en cisaillement de l'âme du poteau, ni la résistance de la zone comprimée côté poutre ou côté poteau ; pour obtenir ce résultat, la norme européenne autorise de négliger ou de réduire arbitrairement les résistances de calcul des rangs, en progressant de la zone comprimée vers la zone de traction maximale, mais l'annexe nationale impose de rechercher cet équilibre des capacités en adoptant un diagramme triangulaire pour l'ensemble des rangs de boulons centraux ;
- cette même annexe nationale prescrit une mesure identique dans tous les cas où la hauteur totale de l'assemblage dépasse 600 mm.

Après ces dernières adaptations, le moment résistant de calcul de l'assemblage est obtenu en cumulant les produits des résistances efficaces en traction des rangs de boulons par leurs bras de levier par rapport au centre de la zone comprimée situé à mi-épaisseur de la semelle comprimée de la poutre. EC3-1-8 6.2.7.2(1) et (2)

Résistance en cisaillement de l'âme du poteau et résistance de la zone comprimée

La résistance en cisaillement de l'âme du poteau est établie comme dans le cas des assemblages soudés poutre-poteau, avec un coefficient réducteur 0,9 au titre de l'interaction avec les contraintes normales ; le cas échéant, le risque de voilement de cisaillement du panneau délimité par les raidisseurs et les semelles du poteau, doit être pris en compte.

La résistance de la zone comprimée côté poteau n'est normalement pas déterminante, dès lors qu'un raidisseur est bien prévu en vis-à-vis de la semelle comprimée de la poutre. On cumule en effet la résistance de l'âme du poteau sans effet d'instabilité, telle qu'exposée en 15.1.2 pour les assemblages soudés non raidis, et celle du raidisseur.

La résistance de la zone comprimée côté poutre, peut être évaluée par la formule simplifiée :

$$\frac{M_{c,Rd}}{h - t_{fb}}$$

où $M_{c,Rd}$ est le moment résistant de la poutre, éventuellement réduit par l'existence de l'effort tranchant, h la hauteur du profil de la poutre et t_{fb} l'épaisseur de ses semelles. EC3-1-8 6.2.6.7(1)

Il est clair que cette formule n'est cohérente à la fois avec la capacité réelle de la semelle comprimée et avec le positionnement du centre de compression à mi-épaisseur de celle-ci,

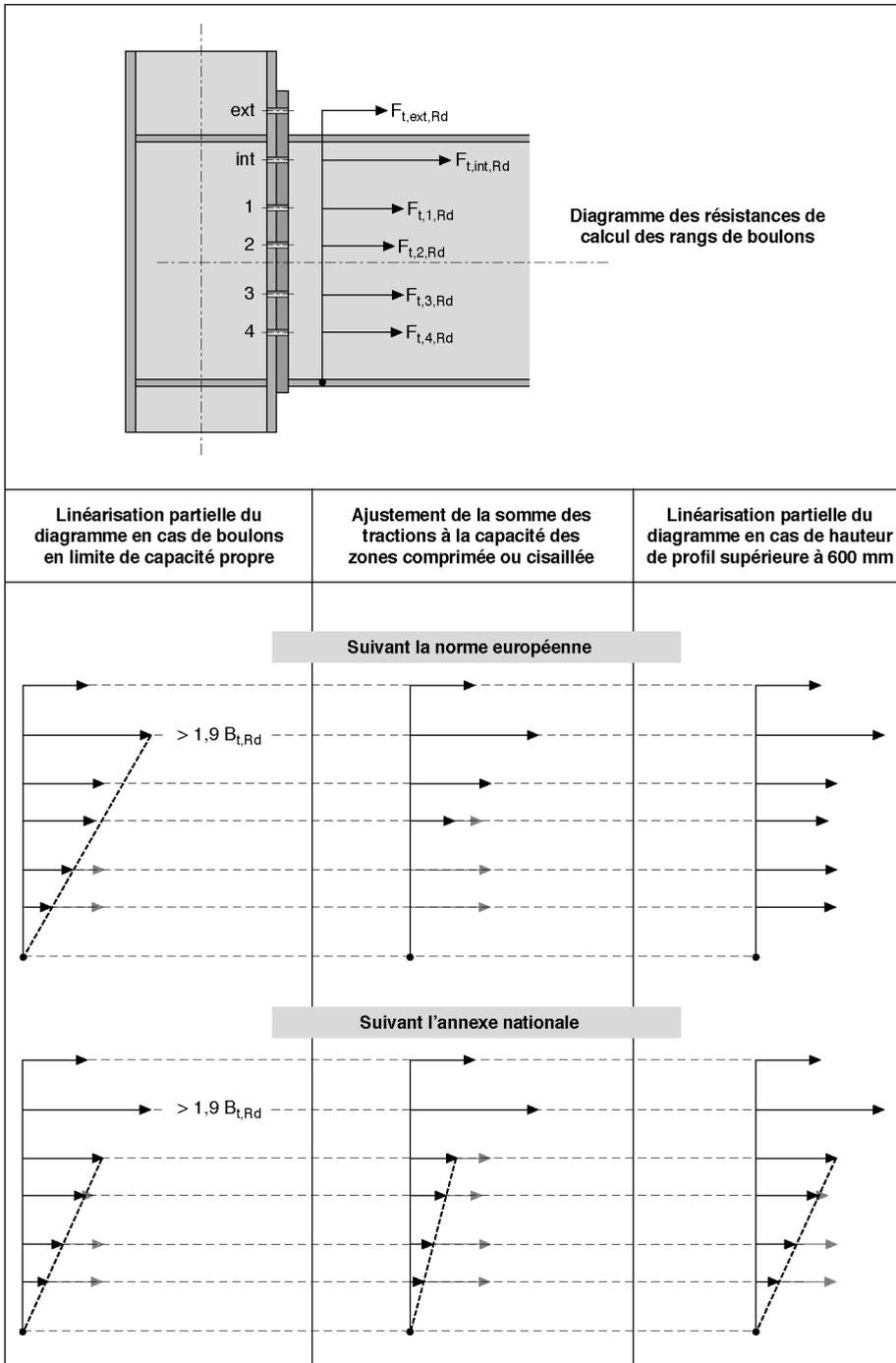


Figure 15.13 Réduction des résistances de calcul des rangs de boulons

que dans la mesure où la contribution de l'âme à la résistance en flexion du profil reste négligeable. En pratique, cette condition n'est généralement réalisée que de façon très approximative et le code introduit au moins un garde-fou : lorsque la hauteur de la poutre est supérieure à 600 mm, la résistance en compression obtenue ne doit pas excéder 1,25 fois la capacité en compression de la semelle comprimée seule.

Rigidité des encastremements poutre-poteau

Comme indiqué précédemment, la partie 1-8 de l'Eurocode 3 permet désormais de compléter le calcul de résistance des assemblages d'encastrement poutre-poteau par une évaluation chiffrée de leur rigidité en rotation. Dans le cas où l'assemblage ainsi évalué doit être considéré comme semi-rigide, la rigidité calculée doit être prise en compte dans l'analyse globale de la structure où il est mis en œuvre.

Comme dans le calcul du moment résistant qui s'effectue à partir d'une analyse par composant, la rigidité initiale en rotation de l'assemblage par platine d'about boulonnée est obtenue en cumulant les déformabilités des différents éléments qui constituent cet assemblage.

En premier lieu, on distingue ainsi pour chaque rang r de boulons :

- la rigidité propre des boulons en traction : $k_{b,r} = \frac{1,6A_s}{L_b}$
- la rigidité locale de l'âme du poteau en traction : $k_{wc,r} = \frac{0,7 \cdot l_{eff,c,min} \cdot t_{wc}}{d_c}$
- la rigidité locale de l'aile du poteau en flexion : $k_{fc,r} = \frac{0,9 \cdot l_{eff,c,min} \cdot t_{fc}^3}{m^3}$
- la rigidité locale de la platine d'about en flexion : $k_{p,r} = \frac{0,9 \cdot l_{eff,c,min} \cdot t_p^3}{m^3}$

Les longueurs efficaces minimales côté poteau et côté poutre, mentionnées dans les formules citées, sont celles attachées au rang r , obtenues à partir de l'ensemble des mécanismes de ruine potentiels de rangs isolés déjà pris en compte au stade de la détermination de la résistance de l'assemblage. Toutefois, une interaction entre rangs voisins, espacés d'une distance p , doit aussi être prise en compte avec des longueurs efficaces spécifiques à l'analyse de la rigidité et définies comme suit :

- pour le rang intérieur : $l_{eff} = \pi m + p$ et $l_{eff} = \alpha m - (2m + 0,625e) + p / 2$;
- pour un rang central : $l_{eff} = p$.

Le coefficient de rigidité efficace $k_{eff,r}$ de chaque rang r de boulons se déduit de l'assemblage des quatre termes qui viennent d'être calculés :

$$\frac{1}{k_{eff,r}} = \frac{1}{k_{b,r}} + \frac{1}{k_{wc,r}} + \frac{1}{k_{fc,r}} + \frac{1}{k_{p,r}}$$

Globalement, la rigidité propre à la partie tendue de l'assemblage est synthétisée par un unique coefficient équivalent déterminé comme suit :

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r}{z_{eq}}$$

avec :

$$z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} h_r}$$

et où h_r est la distance entre le rang de boulons r et le centre de compression de l'assemblage.

EC3-1-8 6.3.3.1

Généralement, un raidisseur d'âme est mis en place dans le poteau en vis-à-vis de la semelle comprimée de la poutre. Dans cette configuration, il n'y a pas lieu de considérer une contribution de la zone comprimée à la déformabilité globale de l'assemblage.

En revanche, le cisaillement de l'âme du poteau génère un terme de rigidité à prendre en compte :

$$k_V = \frac{0,38 A_{Vc}}{\beta z_{eq}}$$

où A_{Vc} est l'aire de cisaillement du profil du poteau et β le paramètre de transformation (1 dans le cas d'une seule poutre attachée sur un côté du poteau, 0 dans le cas de deux poutres en vis-à-vis de chaque côté du poteau et s'encastant l'une sur l'autre sans solliciter celui-ci en flexion).

Au final, la rigidité initiale de l'assemblage s'écrit :

$$S_{j,ini} = \frac{E z_{eq}^2}{\frac{1}{k_{eq}} + \frac{1}{k_V}}$$

REMARQUE

La norme européenne, dans sa version actuelle, ne prévoit aucune incidence de la précontrainte des boulons sur la résistance et sur la rigidité de l'assemblage. Dans une révision à venir de ce document, cette anomalie devrait être rectifiée et il devrait être acté que la contribution des boulons précontraints à la déformabilité de l'assemblage peut être considérée comme négligeable, en adoptant $k_{b,r} = \infty$.

15.2 Assemblages de profils creux

15.2.1 Assemblages soudés avec découpe d'intersection

Les profils creux sont très fréquemment employés dans des systèmes treillis plans à usage de poutres ou de poteaux. Généralement, on adopte alors un mode particulier d'assemblage, où les tubes sont accostés et soudés l'un sur l'autre avec une découpe correspondant à leur angle d'incidence et à la géométrie de leur courbe d'intersection : la forme de la section transversale n'est pas modifiée dans la zone d'assemblage et la liaison soudée s'effectue en principe par cordon d'angle.

Les deux types majeurs de configurations rencontrées dans ce contexte sont les assemblages de treillis en N et les assemblages de treillis en K : une des deux barres de treillis est tendue,

l'autre comprimée, et les composantes perpendiculaires à la membrure de ces deux efforts sont égales et opposées, et correspondent à l'effort tranchant dans le système en treillis (figure 15.14). La fonction essentielle de l'assemblage est d'assurer la transmission de cet effort tranchant d'une barre de treillis à l'autre, *via* la membrure, étant supposé que la charge éventuellement appliquée au nœud reste faible par rapport à cet effort. On notera que dans le cas d'ouvrages importants, on est souvent conduit à adopter pour les membrures, des profils en I ou en H, laminés ou reconstitués soudés ; les profils creux du treillis viennent alors s'accoster sur les semelles de ces profils.

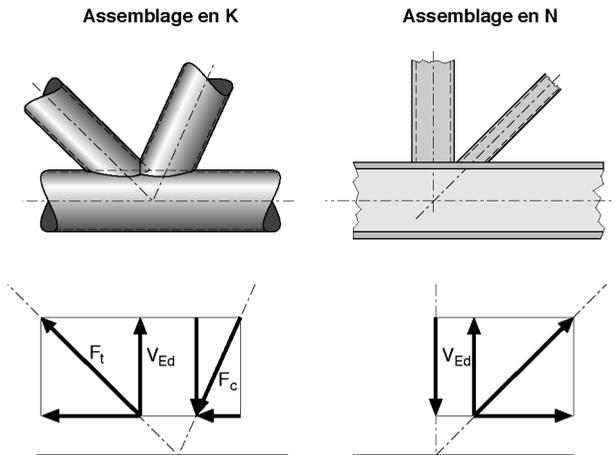


Figure 15.14 Assemblages de tubes dans les systèmes treillis

Les deux barres de treillis peuvent, suivant les cas, être espacées ou se recouvrir. Ce dernier cas entraîne une fabrication plus coûteuse, mais peut permettre d'atteindre la pleine efficacité de l'assemblage, c'est-à-dire assurer que la ruine corresponde à l'épuisement de capacité de la barre de treillis la plus sollicitée. En cas d'espacement, la distance entre les parois des barres de treillis doit être suffisante pour éviter le chevauchement des cordons de soudure, soit la somme des épaisseurs des deux tubes avec, en principe, un minimum de 10 mm. En fonction de la taille des profils en présence et de leurs angles d'incidence, la recherche d'un recouvrement ou d'un espacement francs peut conduire à consentir une excentricité entre le point d'épure des barres de treillis et l'axe longitudinal de la membrure (figure 15.15).

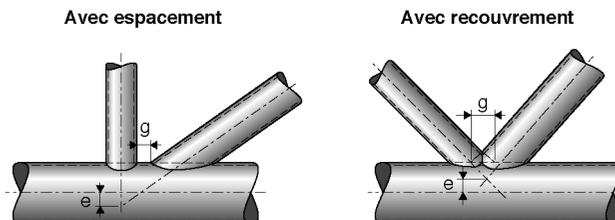


Figure 15.15 Assemblages de tubes avec excentricité

Lorsque l'espacement entre les deux barres de treillis est tel qu'aucune interaction n'existe plus dans le comportement de leurs assemblages respectifs sur la membrure, ceux-ci sont analysés séparément comme des assemblages en Y ou en T. De manière moins fréquente, on peut également rencontrer des assemblages en X, constitués de deux barres de treillis en prolongement l'une de l'autre de part et d'autre d'une membrure (figure 15.16).

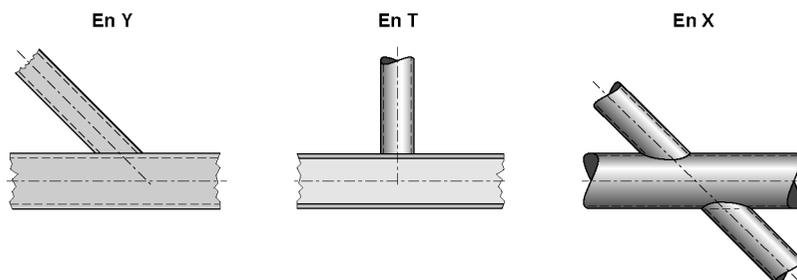


Figure 15.16 Configurations avec une seule barre de treillis

Les modes de ruine des assemblages entre tubes sont liés aux concentrations de contraintes qui apparaissent dans les profils et leurs soudures et au comportement des parois des membrures sous les charges localisées amenées par les barres de treillis, en interaction éventuelle avec les contraintes générales. On peut ainsi distinguer :

- les ruines par poinçonnement de la membrure autour de la liaison soudée avec une barre de treillis ;
- les ruines par excès de déformation plastique ou instabilité du profil d'une membrure en tube circulaire ;
- les ruines par excès de déformation plastique de la paroi recevant les barres de treillis pour une membrure en tube carré ou rectangulaire ;
- les ruines qui affectent soit les parois latérales des membrures en tube carré ou rectangulaire, soit l'âme des membrures en profil I ou H : plastification locale à l'aplomb de la soudure d'une barre de treillis, cisaillement entre les deux barres de treillis, voilement local ;
- les ruines qui affectent les barres de treillis : plastification par insuffisance de largeur efficace de la liaison soudée ou voilement local en compression.

Les efforts normaux ultimes de calcul des barres de treillis en tube, compte tenu des dispositions d'assemblages adoptées à leurs extrémités, ont, de longue date, fait l'objet de recherches, conduites le plus souvent à l'échelon européen, avec un important volet expérimental. Au plan français, un premier aboutissement a été obtenu avec la publication, au début des années 1980, de la série des normes NF P 22-250, 251, 252, 255 et 258. La section 7 de la partie 1-8 de l'Eurocode 3 a été établie dans la continuité de ce premier référentiel, en suivant les mêmes principes : des formules semi-empiriques, validées par les essais réalisés, permettent d'effectuer une vérification par calcul des différents modes de ruine possibles. Une conséquence du mode d'élaboration de ces formules est qu'elles ne sont applicables que dans un domaine de validité précis, correspondant à celui couvert par les essais. Il est donc essentiel, dès la conception de structures comportant des joints soudés de tubes, de se préoccuper du respect de ce domaine de validité, sous peine d'être confronté

à de réelles difficultés dans la justification de la résistance des dispositions adoptées. Il faut aussi mentionner que les évaluations de résistance proposées ne couvrent que les cas de chargement statique.

Les textes normatifs se limitent également au cas des assemblages de systèmes triangulés. Les éléments sont donc supposés essentiellement soumis à des efforts normaux. Néanmoins, les formules de résistance permettent de tenir compte des moments secondaires qui apparaissent inévitablement en raison de la rigidité des liaisons soudées entre éléments et sous l'effet des déformations d'ensemble du système treillis, des excentricités d'épure éventuelles aux nœuds d'assemblage et des charges transversales éventuellement appliquées entre ces nœuds.

En plus des considérations qui précèdent, le cadre général de validité de la section 7 de la partie 1-8 de l'Eurocode 3 se définit comme suit :

- les profils creux, circulaires, carrés ou rectangulaires sont formés à chaud suivant la norme NF EN 10210 ou formés à froid suivant la norme NF EN 10219, de limite d'élasticité inférieure à 460 N/mm^2 et d'épaisseur comprise entre 2,5 et 25 mm ;
- ces profils doivent être de classe 1 ou 2 vis-à-vis de la sollicitation de flexion simple, soit un rapport $d/t \leq 70\epsilon^2$ pour les profils circulaires et un rapport $(b-3t)/t \leq 38\epsilon$ pour les profils carrés ou rectangulaires (avec d le diamètre, b la largeur hors-tout de paroi et t l'épaisseur) ;
- l'angle entre les lignes moyennes des barres assemblées ne doit pas être inférieur à 30° ;
- en cas d'espacement, la distance entre parois des barres de treillis le long de la génératrice de la membrure doit être supérieure à la somme des épaisseurs de ces parois ;
- en cas de recouvrement, la largeur commune aux deux barres de treillis le long de la génératrice de la membrure où elles s'attachent, doit être supérieure au quart de la largeur de la barre de treillis en recouvrement, comptée parallèlement à cette génératrice ;
- les barres de treillis sont soudées à « pleine résistance » sur tout leur contour ; en cas de recouvrement, sous réserve que l'effort appliqué au nœud n'excède pas 20 % de l'effort tranchant minimal de part et d'autre du nœud, il est admis de ne pas souder sur la membrure la partie de la barre recouverte masquée par la barre en recouvrement.

Les figures 15.17, 15.18 et 15.19 présentent les principales dispositions couvertes par l'Eurocode 3, avec les schémas de ruine pris en compte par les formules de résistance.

La norme européenne aborde le cas des nœuds comportant deux plans de treillis, rencontré pour les poutres triangulées spatiales ; les membrures sont toutefois obligatoirement des profils creux, comme les barres de treillis. Sous réserve, en cas de barres de treillis espacées, d'une vérification de la résistance de la membrure sous les sollicitations combinées de cisaillement et d'effort normal, il est simplement préconisé une réduction de 10 % sur la résistance propre aux simples treillis plans, pour les configurations classiques de treillis en K ou en N.

EC3-1-8 7.4.3 et 7.5.3

Des compléments également intéressants concernent la tenue des profils creux vis-à-vis des sollicitations amenées par des goussets soudés sur leur paroi ainsi que la résistance en flexion d'un encastrement par soudure directe d'un profil creux sur un autre (figures 15.20 et 15.21).

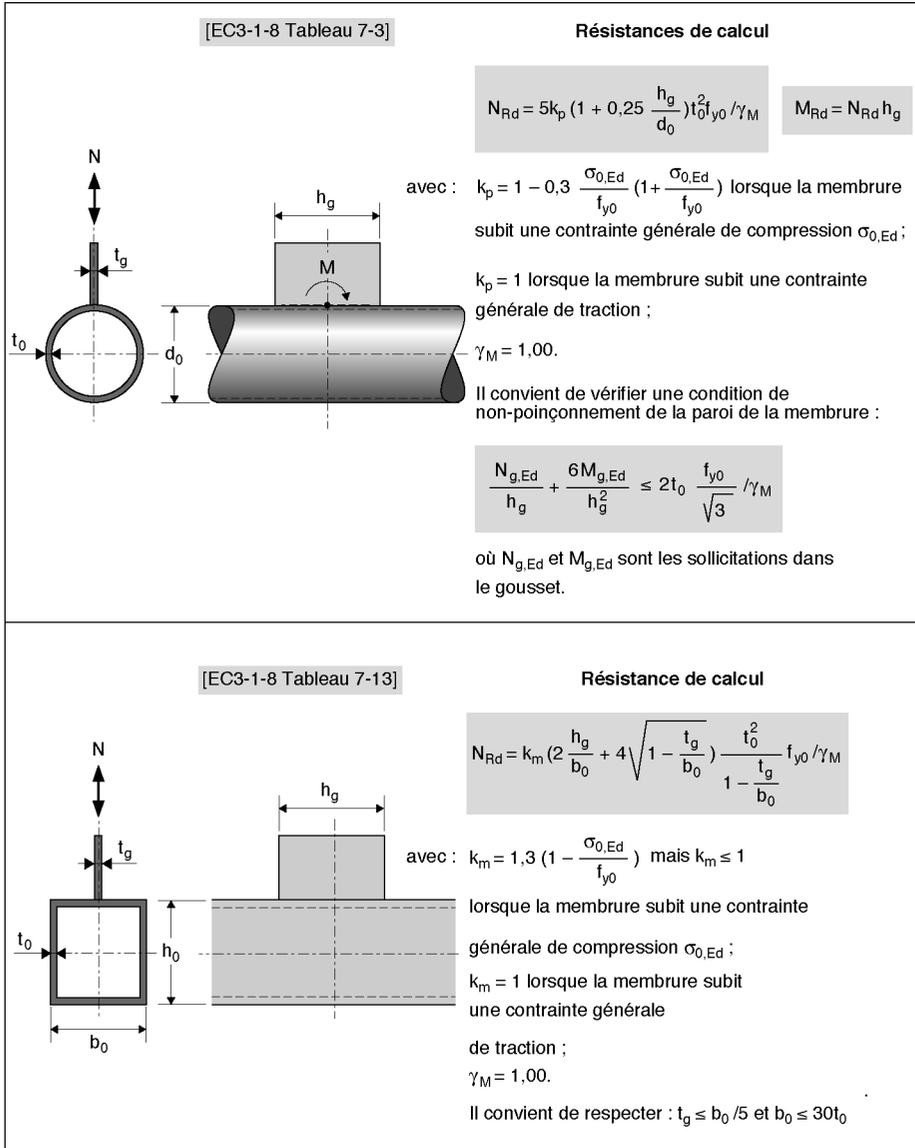


Figure 15.20 Résistance des profils creux sous les sollicitations amenées par un gousset soudé

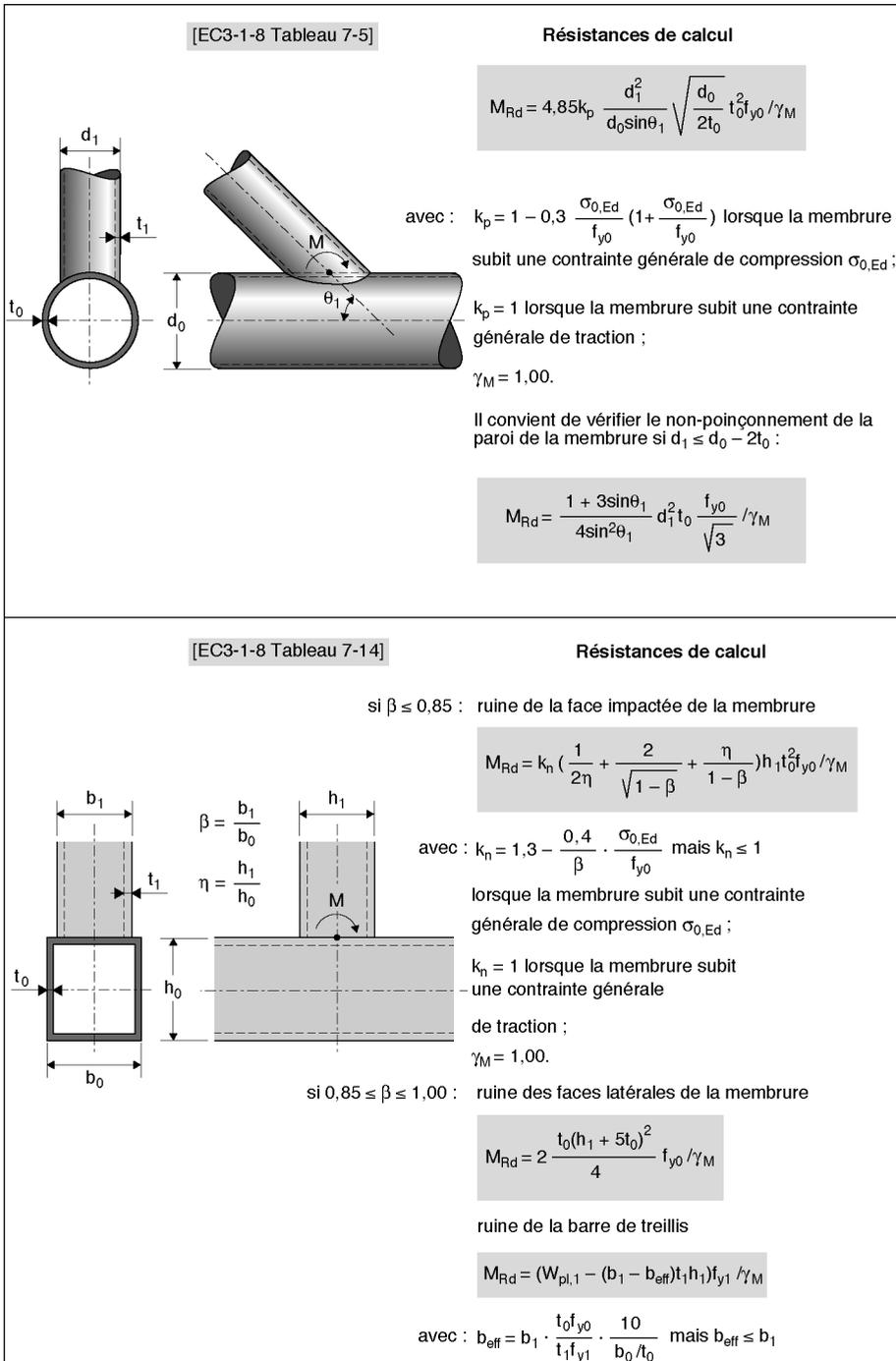


Figure 15.21 Moment résistant à la jonction soudée entre deux profils creux

Formulaire de la construction métallique

Les principes ainsi que les règles de conception et de calcul des structures en acier des bâtiments et des ouvrages de génie civil sont fixés par l'Eurocode 3. Ce *Formulaire* explicite l'ensemble des exigences et des formules de dimensionnement prévues par cette norme et par les annexes nationales associées qui en précisent les conditions d'utilisation dans le contexte français. Il intègre également les différentes recommandations d'application élaborées par la CNC2M (Commission française de normalisation de la construction métallique).

Cette cinquième édition s'inscrit dans le contexte particulier où une expérience significative a été acquise dans l'application du corpus des Eurocodes et où des travaux ont été engagés à l'échelon européen pour en tirer les enseignements en vue d'une future révision. Ainsi, la mise à jour propre à cet ouvrage porte sur l'ensemble des chapitres : leur rédaction a été systématiquement revue, améliorée et précisée. Toutes les références normatives ont été actualisées.

Des compléments ont également été apportés sur la justification de la sécurité des structures dans le cadre de l'Eurocode 0, la détermination des actions du vent, la prévention de la mise en vibration des planchers, le calcul des assemblages. Quelques développements ont été par ailleurs introduits sur la méthode d'analyse sismique, dite « en poussée progressive », prévue par l'Eurocode 8 et sur la normalisation visant l'exécution des structures métalliques.

Véritable guide de conception, le *Formulaire de la construction métallique* :

- rassemble les données d'entrée nécessaires aux calculs de dimensionnement : évaluation des actions et des charges suivant l'Eurocode 1 et l'Eurocode 8, règles de formation des combinaisons suivant l'Eurocode 0, caractéristiques des aciers et des produits sidérurgiques ;
- précise les modalités de mise en œuvre de l'analyse des structures et les vérifications d'états-limites de service ;
- décrit les critères de résistance et de stabilité auxquels les éléments doivent satisfaire ;
- détaille les dispositions visant la conception et le calcul des assemblages ;

- expose les principes fondamentaux d'organisation des structures et explique le fonctionnement de leurs principaux composants et les dispositions constructives des ossatures courantes.

Des annexes pratiques fournissent les valeurs numériques les plus utiles au calcul courant des structures métalliques et présentent des canevas de synthèse permettant la vérification de la stabilité des barres.

Cet ouvrage s'adresse aussi bien aux ingénieurs et techniciens de bureaux d'études ou de sociétés d'ingénierie, responsables du dimensionnement de structures en acier, qu'aux projeteurs qui désirent approfondir leurs connaissances. Il permet aussi aux étudiants, ingénieurs et techniciens en formation de comprendre les bases du calcul des structures métalliques et les approches parfois complexes de la normalisation.

Pierre Maitre a dirigé pendant de nombreuses années une équipe de spécialistes de la construction, il poursuit actuellement une activité de conseil et de formation. Maître de conférences à l'École des Ponts ParisTech jusqu'en 2019, il enseigne toujours au CHEC (Centre des hautes études de la construction). Impliqué de longue date dans les travaux de normalisation français et européen, il participe activement aux commissions traitant des actions sur les ouvrages et de la construction métallique et mixte. Il est membre du comité de lecture de la revue *Construction Métallique*.

Sommaire

- Le référentiel technique - Généralités sur les actions
- Charges permanentes et charges d'exploitation
- Actions climatiques - Actions sismiques - Le matériau acier - Les principaux produits en acier pour la construction métallique - Analyse des structures - Critère d'état-limite de service - Généralités sur la résistance des sections - Formules de résistance des sections - Instabilités des barres - Voilement de cisaillement des âmes de poutres - Généralités sur les assemblages et résistance des moyens d'assemblage - Assemblages courants de construction métallique - Composants d'ossature - Conception générale des ossatures - Éléments types des ossatures courantes

EXPERTISE
TECHNIQUE
EDITIONS
LE MONITEUR

ISSN 2262-5089
ISBN 978-2-281-14433-8



9 782281 144338