

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*En vue de l'obtention du diplôme de master
de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*

Filière : Génie Civil

Spécialité : Construction métallique

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UNE STRUCTURE METALLIQUE AVEC DES PROFILES MINCE FOMES A FROID

Présenté par :

M. IKNINE Allaoua

Devant le jury composé de :

M. ILLOULI Said

M. BOUDJEMIA Ahmed

M. DAHMANI Lahlou

Maître de conférences à l'UMMTO

Maître de conférences à l'UMMTO

Professeur à l'UMMTO

Président

Examineur

Encadrant

Promotion : 2024/2025

Remerciements :

Au terme de ce travail, je tiens à exprimer ma profonde gratitude à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

Je remercie en premier lieu mon encadrant Monsieur Lahlou DAHMANI pour sa disponibilité, ses conseils avisés et son accompagnement tout au long de cette recherche. Ses remarques pertinentes et son exigence scientifique ont été pour moi une source d'enrichissement et d'apprentissage.

Je tiens également à exprimer ma reconnaissance aux membres du jury qui ont accepté d'évaluer ce travail, ainsi qu'à l'ensemble des enseignants de la spécialité construction métallique pour la qualité de leur enseignement et leur investissement.

Mes remerciements vont également à mes camarades et collègues pour les échanges fructueux et le soutien qu'ils m'ont apporté tout au long de cette période.

Enfin, je dédie une pensée particulière à ma famille et à mes proches, pour leur encouragement constant, leur patience et leur confiance qui m'ont permis d'avancer et de mener ce projet à terme.

« La science est faite de données comme une maison de pierres : mais une accumulation de données n'est pas plus une science qu'un tas de pierres n'est une maison. »

— Henri Poincaré

| | | |
|-------|--|----|
| 1 | Présentation des profilés métalliques formés à froid..... | 2 |
| 1.1 | Introduction : | 2 |
| 1.2 | Fabrication :..... | 2 |
| 1.2.1 | Pliage :..... | 2 |
| 1.2.2 | Profilage :..... | 3 |
| 1.3 | Types des sections des éléments formés à froid :..... | 3 |
| 1.3.1 | Les profilés larges :..... | 3 |
| 1.3.2 | Les profils longs..... | 5 |
| | Les raidisseurs..... | 6 |
| 1.4 | Domaine d'application des éléments formés à froid :..... | 7 |
| 1.4.1 | Le bâtiment :..... | 7 |
| 1.4.2 | Travaux publics et génie civil :..... | 7 |
| 1.4.3 | Environnement et développement durable :..... | 7 |
| 1.4.4 | Construction ferroviaire :..... | 7 |
| 1.5 | Comparaison entre éléments formés à froid et éléments formés à chaud :..... | 8 |
| 1.6 | Avantages et inconvénients des profilés minces formés à froid..... | 9 |
| 1.6.1 | Avantages :..... | 9 |
| 1.6.2 | Inconvénients :..... | 9 |
| 1.7 | Conclusion :..... | 10 |
| 2 | Principes de conception des structures métalliques en profilés mince formés à froid :. | 11 |
| 2.1 | Systèmes de base des structures en profilés minces formé à froid..... | 11 |
| 2.1.1 | Constructions modulaires :..... | 11 |
| 2.1.2 | Constructions semi-préfabriquées par panneaux :..... | 11 |
| 2.1.3 | Constructions assemblées sur site :..... | 11 |
| 2.2 | Caractéristiques mécaniques de l'acier formé à froid :..... | 12 |
| 2.3 | Formes géométriques standardisées :..... | 14 |
| 2.4 | Systèmes constructifs :..... | 17 |
| 3 | Calcul et dimensionnement des éléments minces formés à froid selon l'Eurocode 3.... | 26 |
| 3.1 | Introduction :..... | 26 |
| 3.2 | Base de calcul :..... | 26 |
| 3.2.1 | Coefficients de sécurité..... | 26 |
| 3.2.2 | Caractéristique des matériaux :..... | 27 |

| | | |
|---------|---|----|
| 3.2.3 | Limite d'élasticité moyenne augmenté : | 28 |
| 3.2.4 | Proportions géométriques : | 28 |
| 3.2.5 | Caractéristiques des sections : | 30 |
| 3.2.6 | Modélisation structurale en vue de l'analyse : | 31 |
| 3.3 | Modes d'instabilité : | 31 |
| 3.4 | Flambement locale et flambement par distorsion : | 34 |
| 3.4.1 | Parois sans raidisseurs : | 34 |
| 3.4.2 | Parois planes avec raidisseurs de bord ou intermédiaires | 37 |
| 3.4.3 | Plaques nervurées avec raidisseurs intermédiaires : | 43 |
| 3.5 | Résistance des sections transversales (état limite ultime) : | 47 |
| 3.5.1 | Traction axiale : | 47 |
| 3.5.2 | Compression axiale : | 47 |
| 3.5.3 | Moment fléchissant : | 49 |
| 3.5.3.1 | Résistance élastique et résistance élasto-plastique avec plastification de la semelle comprimée | 49 |
| 3.5.4 | Effort de cisaillement : | 50 |
| 3.5.5 | Moment de torsion : | 52 |
| 3.5.6 | Charges transversales localisées | 53 |
| 3.5.7 | Traction et flexion combinées : | 62 |
| 3.5.8 | Compression et flexion combinées : | 63 |
| 3.5.9 | Effort de cisaillement, effort axial et moment fléchissant combinés : | 63 |
| 3.5.10 | Moment fléchissant combiné avec une charge concentrée ou une réaction d'appui | 64 |
| 3.6 | Résistance au flambement : | 64 |
| 3.6.1 | Généralités : | 64 |
| 3.6.2 | Flambement par flexion | 65 |
| 3.6.3 | Flambement par torsion et flambement par flexion-torsion : | 65 |
| 3.6.4 | Déversement des barres fléchies : | 69 |
| 3.6.5 | Flexion et compression : | 69 |
| 3.6.6 | Flexion et traction : | 69 |
| 3.7 | Etat limite de service : | 69 |
| 3.7.1 | Généralités : | 69 |

| | | |
|---------|---|-----|
| 3.7.2 | Déformation plastique : | 70 |
| 3.7.3 | Flèches : | 70 |
| 3.8 | Calcul des assemblages : | 70 |
| 3.8.1 | Assemblages de continuité et d'extrémité de barres comprimées : | 70 |
| 3.8.2 | Assemblages avec des éléments de fixation mécaniques : | 71 |
| 3.8.3 | Soudures par points : | 76 |
| 3.8.4 | Soudures à clin : | 78 |
| 3.8.4.1 | Généralités : | 78 |
| 3.8.4.2 | Soudures d'angle : | 78 |
| 3.8.4.3 | Soudures bouchons à l'arc : | 79 |
| 4 | Etude de cas : modélisation d'une maison en R+1 avec RFEM 5..... | 83 |
| 4.1 | Conception de la structure : | 83 |
| 4.2 | Modélisation de la structure : | 85 |
| 4.2.1 | Chargements : | 85 |
| 4.2.2 | Combinaisons de charges : | 89 |
| 4.3 | Lancement du calcul : | 91 |
| 4.4 | Vérification des barres : | 91 |
| 4.5 | Organigrammes de calcul : | 94 |
| 4.5.1 | Barre comprimée : | 94 |
| 4.5.2 | Barre tendue : | 96 |
| 4.5.3 | Barre fléchie : | 97 |
| 4.5.4 | Barre comprimée et fléchie : | 99 |
| 4.5.5 | Caractéristiques efficaces de la section : | 101 |
| 4.5.6 | Assemblages vissés : | 103 |
| 4.6 | Fondation pour construction à ossature en éléments minces en acier..... | 105 |
| 4.6.1 | Introduction : | 105 |
| 4.6.2 | Types de fondation : | 105 |
| 4.6.2.1 | Dalle en béton : | 105 |
| 4.6.2.2 | Semelles filantes : | 106 |
| 4.6.2.3 | Système de micropieux : | 106 |
| 4.6.2.4 | Systèmes développés par des fabricants : | 106 |
| 4.6.2.5 | Bâtiment à usage mixtes : | 107 |

Liste des figures :

Figure 1-1: pliage de tôle

Figure 1-2: Formage par profilage

Figure 1-3: Plaques nervurées et plateaux

Figure 1-4: Formes habituelles de profilés formés à froid

Figure 1-5: Formes usuelles de raidisseurs pour profilés et plaques nervurées formés à froid

Figure 1-6: Raidisseurs de bord de formes habituelles

Figure 1-7: Raidisseurs longitudinaux intermédiaires de formes habituelles

Figure 2-1: Courbe Contrainte – Déformation de l'acier de faible épaisseur, avant et après mise en forme

Figure 2-2: Exemples de profilés et plaques nervurées formés à froid

Figure 2-3: Système d'identification des éléments formés à froid

Figure 2-4: différents composants d'une structure à base d'éléments formés à froid

Figure 2-5: Mur typique de poteaux résistant aux charges latérales avec ouverture de fenêtre

Figure 2-6: Ensemble de rail supérieur en flexion pour des poteaux résistant aux charges latérales.

Figure 2-7: Construction à plate-forme typique

Figure 2-8: Détail de charpente de plate-forme typique

Figure 2-9: Détail de charpente à claire-voie typique

Figure 2-10: Détail de charpente à claire-voie au raccord des poteaux

Figure 2-11: Exemple de mur en profilés minces formés à froid

Figure 2-12: Introduction de la mousse isolante entre les panneaux de murs

Figure 2-13: Réduction de la longueur de flambement des montants par introduction des plats d'acier

Figure 2-14: Réservations dans les montants pour le passage de câbles et de la tuyauterie

Figure 2-15: Détail d'ancrage

Figure 2-16: Isolation thermique et phonique sous plancher

Figure 2-17: Disposition des solives de planchers sur les montants des murs porteurs

Figure 2-18: Rigidité des planchers par introduction de contreventements sous plusieurs configurations

Figure 3-1: Largeurs de références des sections transversales des parois b_p tenant compte des rayons d'arrondi

Figure 3-2: Contrainte critique élastique pour divers modes de flambement en fonction de la demi longueur d'onde

Figure 3-3: Les différents modes d'instabilité de base d'une section en C soumise à une compression

Figure 3-4: Modes d'instabilité d'une colonne à section en C soumise à un effort axial

Figure 3-5: Détermination de la rigidité du ressort

Figure 3-6: Raidisseurs de bord

Figure 3-7: Raidisseurs intermédiaires

Figure 3-8: Résistance à la compression d'une semelle munie d'un raidisseur de bord
Figure 3-9: Résistance à la compression d'une semelle munie d'un raidisseur intermédiaire
Figure 3-10: Semelle comprimée munie d'un, de deux ou de plusieurs raidisseurs
Figure 3-11: Section transversale efficace d'âmes de plaques nervurées
Figure 3-12: Raidisseurs d'âmes de plaques nervurées
Figure 3-13: Plaque nervurée munie de raidisseurs de semelle et de raidisseurs d'âme
Figure 3-14: Section transversale efficace en compression
Figure 3-15: Moment résistant de flexion en fonction de l'élançement
Figure 3-16: Section transversale efficace pour la résistance aux moments fléchissants
Figure 3-17: Ame raidie longitudinalement
Figure 3-18: Exemple de sections transversales comportant une seule âme
Figure 3-19: Charges localisées et appuis — Sections transversales avec une seule âme
Figure 3-20: Exemple des sections transversales avec deux âmes ou plus
Figure 3-21: Charges localisées et appuis- Catégories de chargement pour les sections transversales avec deux âmes ou plus
Figure 3-22: Ames raidies
Figure 3-23::Sections transversales mono-symétriques sujettes au flambement par flexion-torsion
Figure 3-24: Assemblages capables d'assurer un maintien à la torsion et au gauchissement
Figure 3-25: Pince longitudinale, pince transversale et espacement des fixations et des soudures par points
Figure 3-26: Réduction de la résistance au poinçonnement en fonction de la position des fixations
Figure 3-27:Éprouvettes pour essais de cisaillement sur soudures par points
Figure 3-28:Assemblage par soudures d'angle à clin
Figure 3-29: Soudure bouchon à l'arc avec rondelle de soudage
Figure 3-30: Soudures bouchons à l'arc
Figure 3-31: Soudure bouchon à l'arc oblongue
Figure 4-1: Ossature métallique de la maison
Figure 4-2: Ossature avec panneaux OSB
Figure 4-3: la structure en construction
Figure 4-4: générateur charges de neige pour toiture terrasse à un seul versant
Figure 4-5: simulateur et générateur de charges de vent
Figure 4-6: Module d'analyse dynamique RF-DYNAM pro
Figure 4-7:Analyse sismique avec RF-DYNAM pro
Figure 4-8: Génération automatique des combinaisons de charge
Figure 4-9: Génération des combinaisons sismique
Figure 4-10:Génération des imperfections automatiquement
Figure 4-11: Génération des imperfections manuellement
Figure 5-1: Dalle de béton et fondation constituée d'une semelle filante

Figure 5-2: Longrines en béton préfabriquées sur pieux pour supporter une ossature constituée d'éléments minces en acier.

Figure 5-3: Bâtiment à usage mixte avec ossature légère en acier sur une structure intermédiaire en béton

Liste des tableaux

- Tableau 1-1: comparatif entre éléments formés à froid et éléments formés à chaud
- Tableau 1-2: Avantages et inconvénients des éléments formés à froid
- Tableau 2-1: Caractéristiques mécaniques de l'acier formé à froid
- Tableau 3-1: Nuances d'acier typiques pour les profilés formés à froid
- Tableau 3-2: Caractéristiques principales de l'acier selon l'EN 1993-1-3
- Tableau 3-3: Rapports maximum largeur sur épaisseur
- Tableau 3-4: Modélisation des parois d'une section transversale
- Tableau 3-5: Coefficient de voilement $k\sigma$ pour les parois comprimées internes
- Tableau 3-6: Coefficient de voilement $k\sigma$ pour les parois comprimées en console
- Tableau 3-7: Résistance au voilement de cisaillement
- Tableau 3-8: Courbe de flambement appropriée pour divers types de section transversale
- Tableau 3-9: Résistance de calcul pour les rivets aveugles
- Tableau 3-10: Résistance de calcul pour les vis autotaraudeuses
- Tableau 3-11: Résistance de calcul pour les clous à scellement
- Tableau 3-12: Résistance de calcul pour les boulons
- Tableau 3-13: Résistance de calcul pour les soudures par points

Introduction

Face aux exigences croissantes en matière de performance structurelle, de rapidité d'exécution et d'optimisation économique, les systèmes de construction métallique ne cessent d'évoluer. Parmi les innovations les plus marquantes figure l'utilisation de profilés minces formés à froid, qui connaît un essor significatif dans le domaine du bâtiment et du génie civil. Ces éléments structuraux, obtenus par pliage à froid de tôles en acier, se distinguent par leur légèreté, leur efficacité mécanique et leur facilité de mise en œuvre.



Contrairement aux profilés laminés à chaud, les profilés formés à froid tirent parti de leur forme géométrique optimisée pour offrir une résistance élevée tout en utilisant moins de matière. Leur conception requiert toutefois une attention particulière en raison des phénomènes spécifiques liés à la minceur des parois, tels que le flambement local, le flambement distorsionnel et les instabilités globales, qui peuvent compromettre la sécurité de la structure si ces effets ne sont pas correctement pris en compte.

Dans le cadre de cette thèse, il est proposé de mener une étude complète de conception et de dimensionnement d'une construction métallique réalisée intégralement en profilés minces formés à froid. Ce travail s'inscrit dans une démarche à la fois théorique et pratique, reposant sur les règles de calcul de l'Eurocode 3 - Partie 1-3, ainsi que sur des outils de modélisation numérique adaptés. L'objectif principal est de démontrer la pertinence technique et économique de ces systèmes dans le contexte des constructions modernes, tout en assurant le respect des critères de sécurité et de performance structurelle.

Ce mémoire s'organise autour des étapes clés de l'ingénierie de structure : analyse des besoins fonctionnels, choix des typologies structurelles, modélisation, vérification des états limites, et validation des performances globales de l'ouvrage. Une étude de cas viendra illustrer l'application concrète des concepts étudiés, permettant de tirer des conclusions sur les avantages et les limites des profilés minces dans le contexte étudié.

Chapitre 1

1 Présentation des profilés métalliques formés à froid

1.1 Introduction :

Les constructions métalliques occupent une place prépondérante dans le domaine de l'ingénierie civile et industrielle. Grâce à leur grande résistance, leur légèreté relative, leur rapidité de montage et leur capacité à couvrir de grandes portées, elles sont devenues incontournables dans de nombreux types d'ouvrages : bâtiments industriels, hangars, entrepôts, bâtiments commerciaux, ponts, etc.

Parmi les composants utilisés dans ces structures, les profilés minces formés à froid représentent une catégorie particulière. Contrairement aux profilés laminés à chaud, ces éléments sont fabriqués par pliage ou profilage de tôles d'acier à température ambiante. Cette méthode de fabrication confère aux profilés une haute précision géométrique et permet d'obtenir des formes variées en C, Z, Σ ou autres adaptées aux efforts spécifiques des structures légères.

1.2 Fabrication :

1.2.1 Pliage :

Cette opération consiste à faire plier la tôle découpée en dimensions bien précises pour obtenir la forme désirée, après l'avoir placée entre les mors d'une plieuse (figure 1-1). On peut, donc réaliser tous les types de section de profilé qu'on peut imaginer.

Dans la fabrication du profilé par pliage, les efforts appliqués à l'élément se concentrent dans ses coins arrondis, c'est cela qui donne la particularité, du point de vue comportement, à ces profils formés à froid.



Figure 1-1: pliage de tôle

1.2.2 Profilage :

Le profilage à froid (ou formage par profilage) est un procédé de formage en continu qui consiste à transformer une tôle métallique plane, généralement en bobine, en un profilé de forme constante (C, Z, U, oméga, etc.) à l'aide d'une série de galets ou rouleaux successifs, sans chauffer le matériau. (Figure 1-2)



Figure 1-2: Formage par profilage

1.3 Types des sections des éléments formés à froid :

1.3.1 Les profilés larges :

Ce sont les tôles nervurées. Elles sont souvent utilisées dans la charpente métallique comme étant des coffrages perdus pour les planchers mixtes, des couvertures de bâtiments ou bien comme bardage des constructions industrielles (figure 1.3).

Ces éléments travaillent souvent en flexion sous les charges transversales. Cependant, les zones qui peuvent être sous l'effet de la compression et/ou du cisaillement, et due à leurs faibles épaisseurs, elles peuvent devenir instables par voilement.

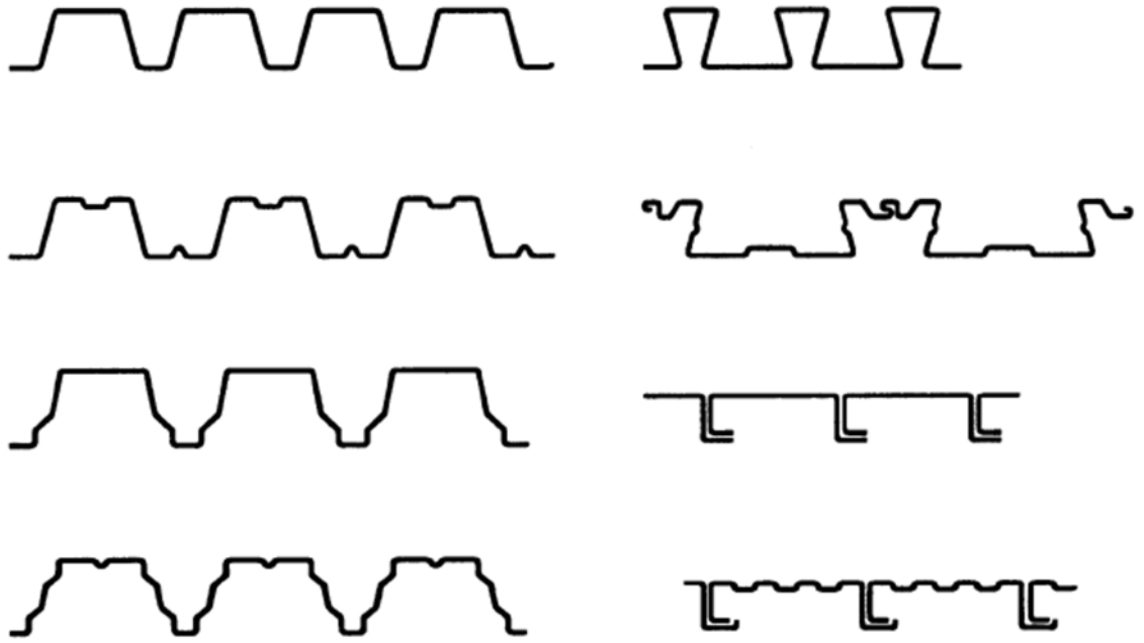
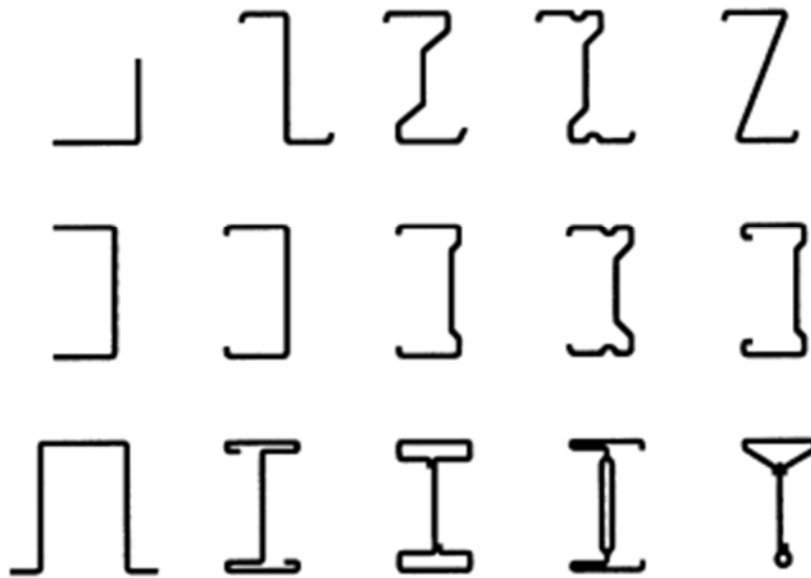


Figure 1-3: Plaques nervurées et plateaux

1.3.2 Les profils longs

Ce sont des profilés utilisés comme étant des éléments de structures. Ils sont généralement exposés à toutes les sollicitations possibles. Ils peuvent être simples ou bien on peut les reconstituer en formes quelconques (figure 1-4).



a) Profils ouverts simples



b) Profils ouverts reconstitués



c) Profils fermés reconstitués

Figure 1-4: Formes habituelles de profilés formés à froid

Les raidisseurs

Les raidisseurs constituent souvent des plis, des nervures intermédiaires ou bien des éléments indépendants qu'on ajoute au profilé par boulonnage. Ces raidisseurs dans les profilés peuvent être de bord, un simple ou double pli par exemple ou bien intermédiaire dans la semelle ou l'âme (figure 1-5, 1-6 et 1-7).

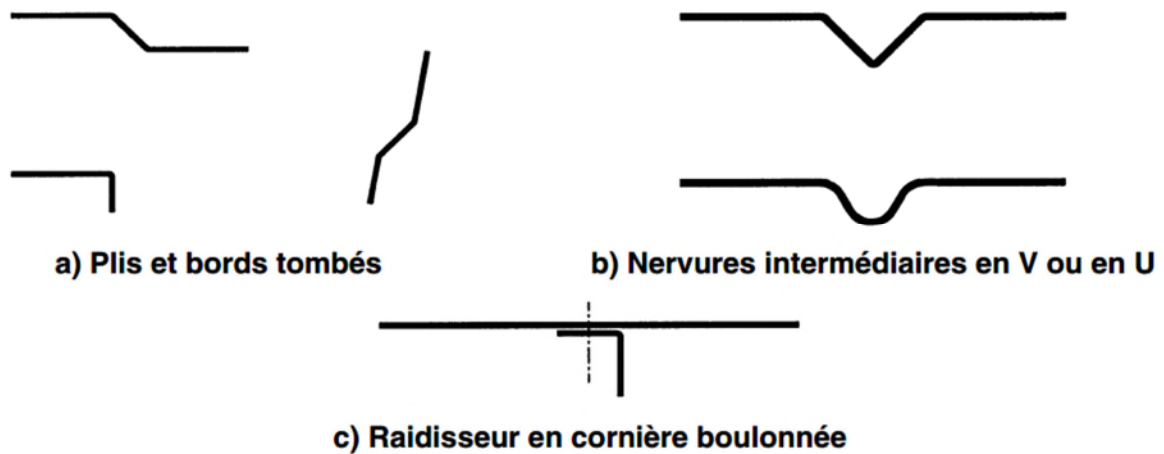


Figure 1-5: Formes usuelles de raidisseurs pour profilés et plaques nervurées formés à froid

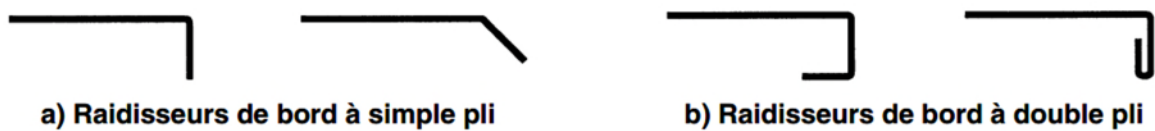


Figure 1-6: Raidisseurs de bord de formes habituelles

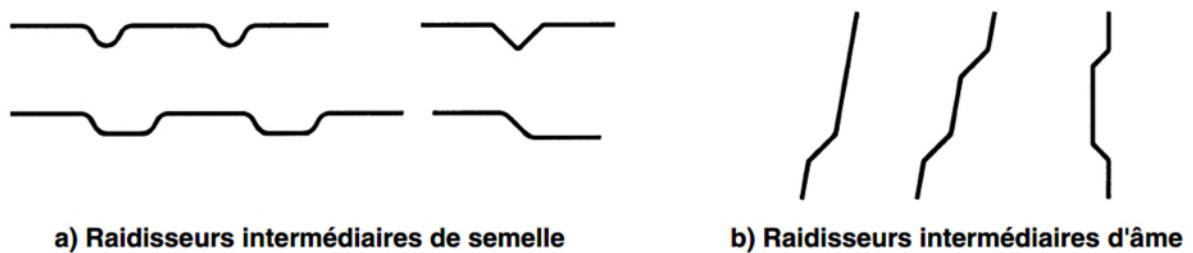


Figure 1-7: Raidisseurs longitudinaux intermédiaires de formes habituelles

1.4 Domaine d'application des éléments formés à froid :

Les éléments métalliques formés à froid ont de nombreux domaines d'application grâce à leur légèreté, leur résistance mécanique, leur facilité de fabrication et leur coût relativement bas. Voici les principaux domaines d'application :

1.4.1 Le bâtiment :

- Charpentes métalliques légères
- Pannes et lisses pour la toiture et les bardages
- Montants et rails pour les cloisons sèches et murs porteurs légers
- Planchers métalliques
- Structures de maisons à ossature métallique

1.4.2 Travaux publics et génie civil :

- Échafaudages et coffrages métalliques
- Passerelles temporaires pour les piétons ou équipements
- Bungalows et abris de chantier
- Support de signalisation et équipements routiers
- Platelages métalliques pour zones piétonnes ou chantiers

1.4.3 Environnement et développement durable :

- Supports pour panneaux solaires photovoltaïques
- Équipements pour fermes éoliennes
- Structures modulaires pour stations d'épuration ou bassins de rétention.

1.4.4 Construction ferroviaire :

- Supports pour caténaires ou signalisation ferroviaire
- Chemins de câbles
- Caniveaux techniques
- Glissières de sécurité ferroviaires

1.5 Comparaison entre éléments formés à froid et éléments formés à chaud :

Tableau 1-1: comparatif entre éléments formés à froid et éléments formés à chaud

| Critère | Éléments formés à froid | Éléments laminés à chaud |
|-----------------------------------|---|--|
| Procédé de fabrication | Profilage ou pliage de tôles minces à température ambiante | Laminage à haute température (>1000°C) d'un lingot ou d'une billette |
| Température de formage | À froid (formage à température ambiante) | À chaud (matériau chauffé au rouge) |
| Formes disponibles | C, Z, Σ, U, Ω, lisses, nervurées | I, H, U, L, T, tubes, cornières |
| Épaisseur | Mince (0,5 à 4 mm généralement) | Moyenne à forte (jusqu'à plusieurs dizaines de mm) |
| Tolérances dimensionnelles | Très précises (pliage industriel) | Moins précises (retraits dus au refroidissement) |
| Propriétés mécaniques | Résistance accrue par écrouissage, mais faible ductilité | Bon compromis résistance/ductilité |
| Ductilité | Faible (aciers écrouis, sensibles à la rupture fragile) | Bonne (capacité plastique plus importante) |
| Anisotropie | Oui (les propriétés changent selon la direction) | Non (structure plus homogène) |
| Modes d'instabilité | Très sensibles au voilement local, flambement, distorsionnel | Principalement flambement global |
| Calcul selon Eurocode | EN 1993-1-3 : section efficace obligatoire | EN 1993-1-1 : section brute ou plastique selon la classe |
| Assemblage | Par vis, rivets, ou boulons, souvent sans soudure | Boulonnage ou soudure fréquente |
| Résistance au feu | Faible (chauffe vite) | Meilleure inertie thermique (chauffe plus lentement) |
| Poids | Léger | Plus lourd |
| Transport et pose | Facile à manipuler sur site | Besoin d'engins pour levage/pose |
| Applications typiques | Cloisons légères, charpentes secondaires, bardages, pannes, racks | Ossatures principales, poutres, poteaux porteurs |
| Coût | Moins cher (en matériau), plus rentable pour les petites structures | Plus coûteux, mais adapté aux grandes portées et charges élevées |

1.6 Avantages et inconvénients des profilés minces formés à froid

Les éléments minces formés à froid présentent de nombreux avantages, mais aussi des inconvénients qu'il faut prendre en compte dès la conception

1.6.1 Avantages :

- Facilité de réalisation de formes géométriques optimales par rapport aux exigences mécaniques et fonctionnelles ;
- Performances structurales élevées : Les profilés d'acier formés à froid offrent une grande capacité de résistance par rapport au poids propre du profilé lui-même. Ces éléments permettent d'affranchir de grandes portées ;
- Poids léger des éléments structuraux : ce qui réduit considérablement le poids de la structure et par conséquent les forces d'inerties en cas de séisme, le dimensionnement des fondations ainsi que le coût de la réalisation ;
- Industrialisation totale : Un gain de temps considérable dans la réalisation, il est possible de préfabriquer intégralement des structures en atelier, avec une grande précision et rapidité, le montage sur site, par vis autoporteuses, rivet ou soudure est de grande simplicité.
- Durabilité (résistance à la corrosion), grâce à la protection systématique efficace (zinc, pré-laquage, revêtement plastique) appliquée dans l'usine sur le matériau de base ;
- Durabilité de la construction et les matériaux utilisés sont recyclables ;
- Confort d'utilisation et polyvalence architecturale : Les structures en profilés formés à froid permettent un large choix de conception architecturale. Ils assurent aussi un bon confort d'utilisation et un traitement de façade combiné avec les matériaux traditionnels.

1.6.2 Inconvénients :

- Limitation en élévation : L'augmentation en effet des efforts latéraux et de compressions mène à des fortes sections de montants des murs porteurs, ce qui rend la structure non économique.
- Dispositions constructives et plans graphique important.

Tableau 1-2: Avantages et inconvénients des éléments formés à froid

| Critère | Avantages | Inconvénients |
|-----------------------------------|---|--|
| Poids | Léger | – |
| Coût | Économique en acier et en fabrication | – |
| Fabrication | Simple, en série | Besoin d'un bon contrôle qualité |
| Résistance mécanique | Bonne en flexion/compression localisées | Instabilités fréquentes |
| Ductilité | – | Faible |
| Calcul (Eurocode 3) | Géré avec la section efficace | Plus complexe que les profilés laminés |
| Résistance au feu | – | Faible, nécessite protection |
| Comportement au flambement | – | Très sensible au voilement et distorsion |

1.7 Conclusion :

Les profilés métalliques formés à froid occupent aujourd'hui une place importante dans le domaine de la construction métallique, notamment pour les structures légères, économiques et modulables. Issus de tôles minces déformées à température ambiante, ces éléments présentent des formes variées (C, Z, Σ , U, etc.) permettant une exploitation optimale de la matière grâce à leur légèreté et leur résistance améliorée par écrouissage.

Cependant, leur minceur les rend sensibles à divers phénomènes d'instabilité tels que le voilement local, le flambement ou le voilement distorsionnel. Ces particularités imposent des règles de dimensionnement spécifiques, prises en charge par l'Eurocode 3 – Partie 1-3, notamment à travers la notion de section efficace.

Malgré ces défis, les profilés formés à froid offrent une solution performante et adaptable pour de nombreuses applications, allant des bâtiments industriels légers aux ouvrages modulaires. Leur utilisation exige une connaissance fine de leur comportement mécanique, ce qui justifie une étude approfondie dans les chapitres suivants.

Chapitre 2

2 Principes de conception des structures métalliques en profilés mince formés à froid :

2.1 Systèmes de base des structures en profilés minces formé à froid

Il existe trois (03) systèmes de base de constructions en charpente légère :

- Constructions modulaires
- Constructions semi-préfabriquées par panneaux
- Constructions assemblées sur site.

2.1.1 Constructions modulaires :

Il s'agit des constructions simples modulaires, généralement réalisées en série à l'atelier pour une occupation directe, à l'exemple des chalets, les modules de chambres d'hôtels, bases de vis de chantiers.

2.1.2 Constructions semi-préfabriquées par panneaux :

Les murs et planchers sont préfabriqués à l'atelier et transportés au chantier pour être assemblés sur site du projet.

Les murs et planchers sont fixés les uns aux autres en fonction de la géométrie de la structure au moyen de vis de fixations et/ou de soudure, ainsi qu'aux fondations par les éléments d'encrages. Cette technique est très pratique pour les structures en profilés formés à froid particulièrement lorsque les dimensions des panneaux de murs et planchers sont répétitives et ne présentent pas de difficulté importante de transport au site du projet.

Ce type de construction permet un contrôle strict de la qualité et des dimensions des panneaux et un gain considérable en temps de réalisation.

Les travaux sur site du projet se limitent aux fixations des panneaux ainsi que la réalisation des fondations et autres lots de parachèvements (corps d'état secondaires, mousse isolante, VRD, ...).

2.1.3 Constructions assemblées sur site :

La méthode de réalisation de ces types de structures est similaire à celle des constructions en bois. Les montants et les traverses sont substitués par des profilés en acier laminé à froid.

Cette technique permet une grande flexibilité et optimisation des éléments en fonction des conditions du projet. Les matériaux peuvent être transportés sur site du projet en grandes quantités, et on évite ainsi des éventuelles déformations des panneaux préfabriqués lors du stockage et du transport.

2.2 Caractéristiques mécaniques de l'acier formé à froid :

Les caractéristiques mécaniques de l'acier formé à froid diffèrent sensiblement de celles de l'acier laminé à chaud, en raison du processus de formage à température ambiante. Ce formage modifie la microstructure du matériau, notamment par écrouissage, ce qui affecte la résistance, la ductilité et le comportement global.

Voici les principales caractéristiques mécaniques de l'acier formé à froid :

- **Limite d'élasticité f_y :**

Elle est augmentée par le formage à froid de 10 à 50 % par rapport à l'acier de base.

- **Limite ultime f_u :**

Souvent légèrement supérieure à celle de l'acier brut.

- **Le rapport f_u/f_y :**

Ce rapport diminue ce qui engendre une fragilité accrue

- **L'allongement ultime ε_u :**

Généralement plus faible que pour l'acier laminé à chaud.

Allongement typique : 10 à 15 % (contre 20 à 25 % pour un acier doux).

Cela réduit la capacité à dissiper de l'énergie → moins adapté aux zones sismiques sans précautions

La contrainte limite d'élasticité utilisée généralement pour les aciers laminés à froid f_y est comprise entre 230 à 345 MPa.

Pour que le matériau de construction soit ductile on exige à ce que le rapport $f_u/f_y \geq 1.20$

L'écrouissage de l'acier après formage fait augmenter sa limite élastique au droit du pliage de la tôle.

Néanmoins selon l'Eurocode 3-1, la limite d'élasticité augmentée par le formage à froid doit être prise en compte uniquement de la façon suivante :

- ➔ Pour les barres soumises à une charge axiale et dont l'aire efficace de la section transversale A_{eff} est égale à l'aire brute A_g .

→ Le calcul de résistance de la section transversale d'une barre tendue soumise à une charge axiale.

Lors du processus de production des éléments formés à froid, les propriétés mécaniques initiales de l'acier sont souvent modifiées. L'opération de mise en forme s'accompagne généralement par une augmentation de la limite élastique f_y et de la résistance à la traction f_u et en parallèle une diminution de la ductilité. Lorsqu'on applique la force de formage sur la tôle, cette dernière va se déformer en se plastifiant jusqu'à la forme désirée atteignant certaine contrainte. Elle représentera la nouvelle limite élastique si on recharge immédiatement. Par contre, si on recharge après un certain temps, la limite élastique sera plus importante (figure 1.6). Dès que la section est formée la résistance dans les coins et les raidisseurs devient plus importante que dans les zones plates de la section. Donc les propriétés mécaniques diffèrent dans la section

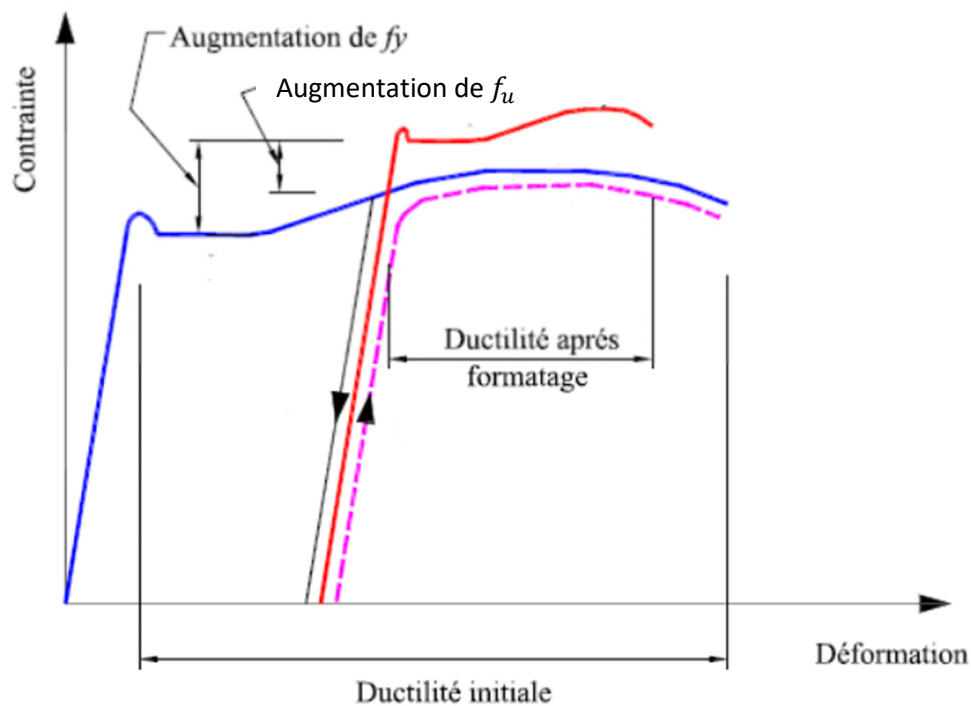


Figure 2-1: Courbe Contrainte – Déformation de l'acier de faible épaisseur, avant et après mise en forme

Les autres caractéristiques mécaniques des plats d'acier pour formatage à froid sont :

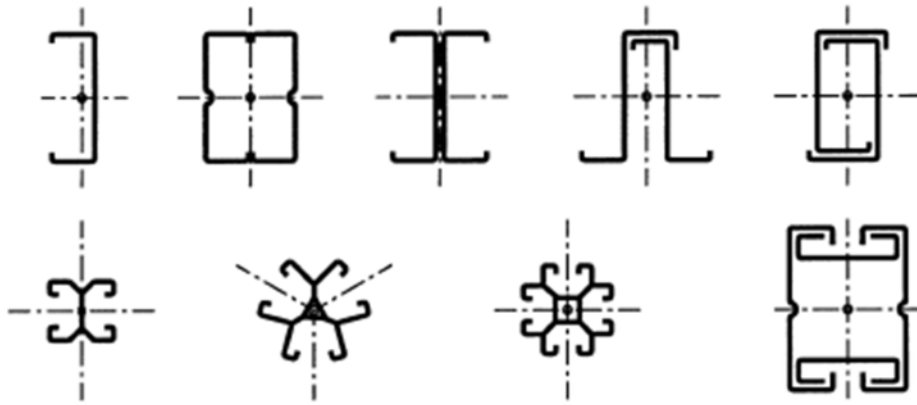
- Module d'élasticité : $E = 210\,000\text{ MPa}$
- Module de cisaillement : $G = E/2(1 + \nu)\text{ MPa} \approx 81\,000\text{ MPa}$
- Coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation linéaire : $\alpha = 12 \times 10^{-6}\text{ K}^{-1}$
- Masse volumique : $\gamma = 7\,850\text{ kg/m}^3$

Tableau 2-1: Caractéristiques mécaniques de l'acier formé à froid

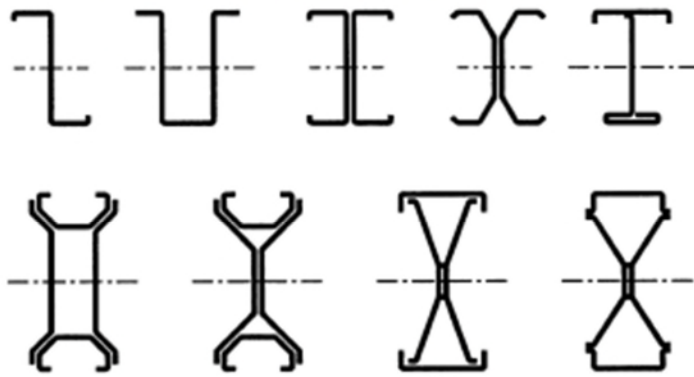
| Propriété | Valeur typique / Remarque |
|---------------------------------------|--|
| Limite d'élasticité f_y | 280–450 MPa (augmentée par écrouissage) |
| Résistance à la traction f_u | 400–550 MPa |
| Allongement à la rupture ϵ_u | 10–15 % (faible ductilité) |
| Module d'élasticité E | 210 000 MPa (inchangé) |
| Module de cisaillement G | $\approx 81\,000$ MPa |
| Coefficient de Poisson ν | 0,3 |
| Anisotropie | Oui (variation entre directions) |
| Contraintes résiduelles | Présentes, à intégrer dans la conception |

2.3 Formes géométriques standardisées :

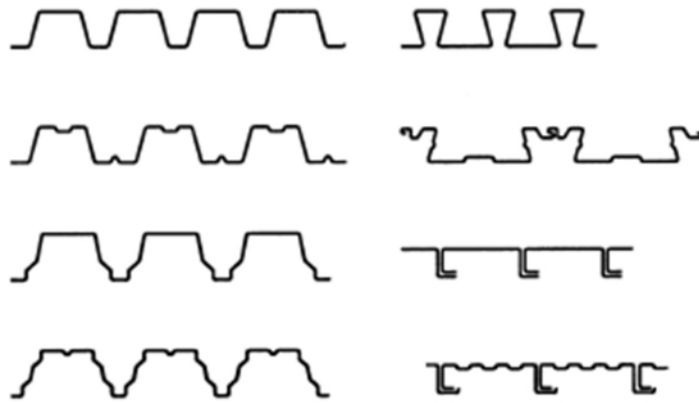
Les plats d'acier galvanisés, ont une épaisseur mince, permettent ainsi une grande flexibilité de formatage pour obtenir l'élément de structure désirer en fonction des efforts appliqués. Il existe plusieurs formes adaptées aux conditions de chargement. Des profils typiques ouverts simples, ouverts reconstitués, fermés reconstitués, barres comprimées, barres tendues, poutres fléchies et plaques nervurées (Figure 2-2).



a) Barres comprimées et barres tendues



b) Poutres et autres barres fléchies



c) Plaques nervurées et plateaux

Figure 2-2: Exemples de profilés et plaques nervurées formés à froid

Les fabricants d'éléments d'ossature en acier formé à froid utilisent un système de numérotation universelle pour leurs produits. Ce numéro, qui comporte quatre parties, indique la profondeur, la largeur de la semelle, le type de profilé et l'épaisseur du matériau. (Figure 2-3)

Exemple : 600S162-54

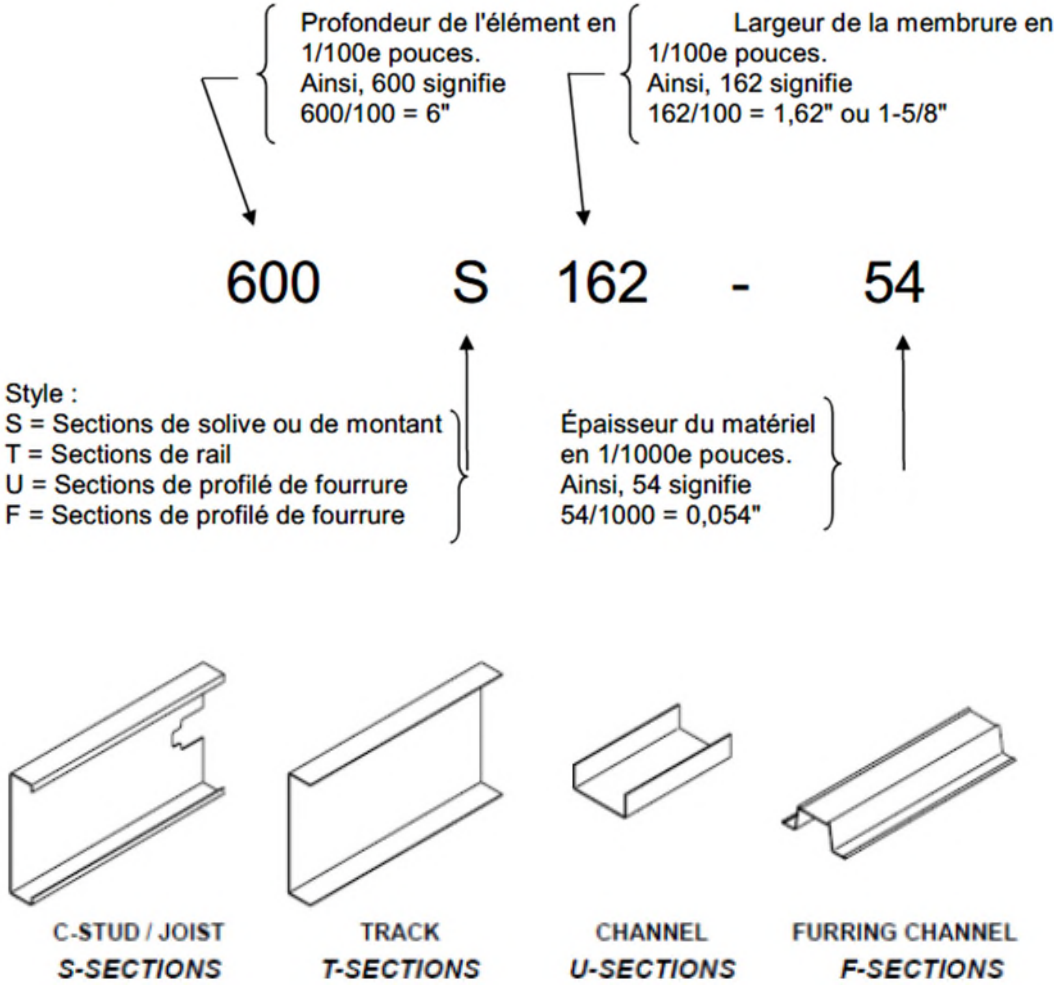


Figure 2-3: Système d'identification des éléments formés à froid

2.4 Systèmes constructifs :

Le concept et la réalisation des structures en PAF est semblable à celui des structures en bois, les éléments structuraux de bois sont remplacés par des profilés en acier laminé à froid. Ces profilés sont dimensionnés et optimisés en fonction des sollicitations de calcul. Un exemple typique des différents composants d'une structure en PAF est représenté dans la (Figure 2-4)

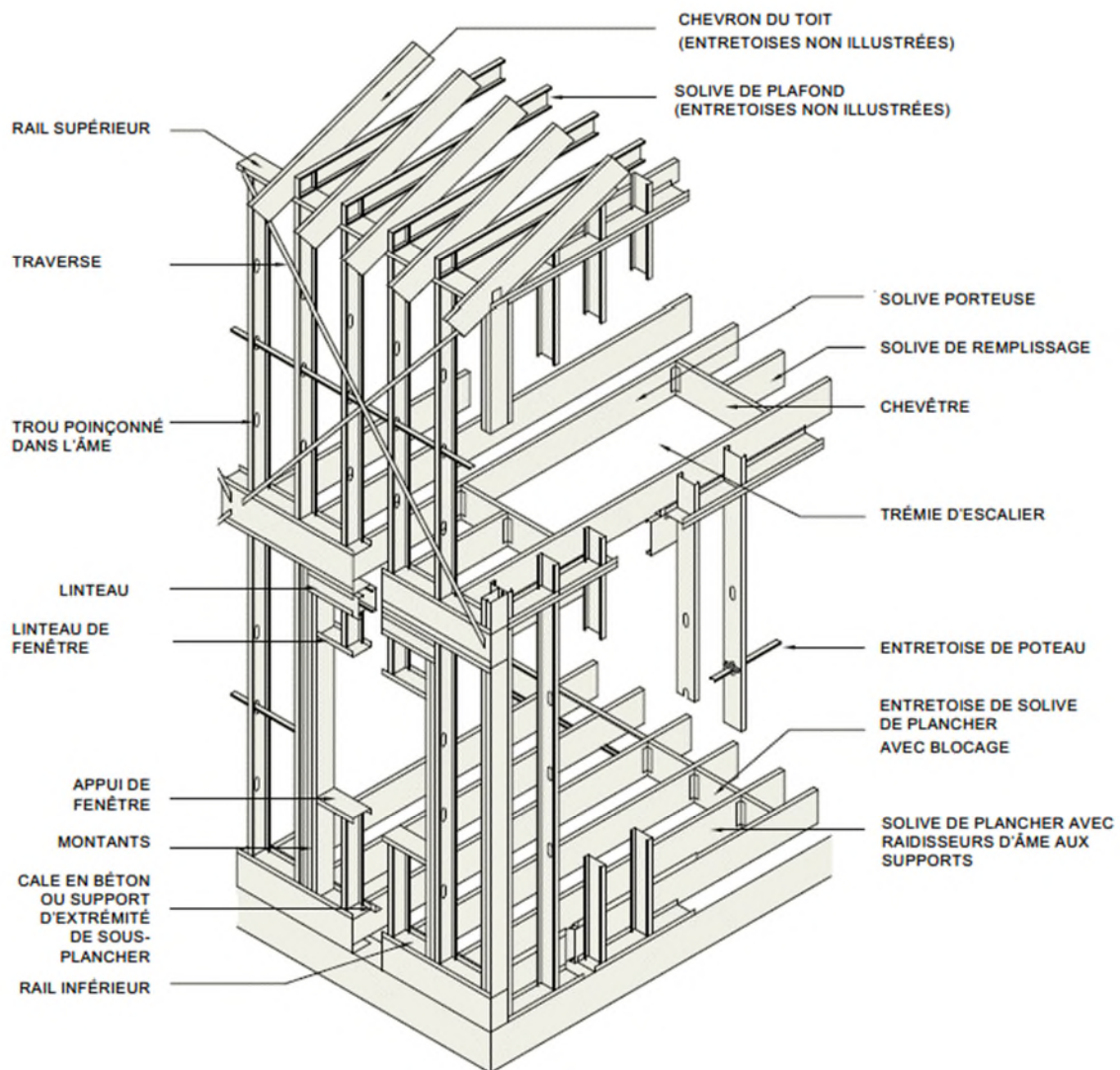


Figure 2-4: différents composants d'une structure à base d'éléments formés à froid

Les poteaux résistants aux charges latérales sont des éléments en flexion utilisés dans des systèmes de murs extérieurs. Ils ne sont pas conçus pour résister à des charges axiales autres que leur propre masse et celle des revêtements qui y sont fixés.

Ces éléments assurent le soutien structural de divers revêtements extérieurs : placage de maçonnerie, revêtement métallique, placages synthétiques et systèmes d'isolation et de

revêtement extérieurs. Les revêtements intérieurs, comme le placoplâtre, peuvent être fixés directement à ces poteaux.

La figure 2-5 illustre une application typique de poteaux résistants aux charges latérales (sans revêtement). Certaines caractéristiques sont illustrées ici, notamment des montants doubles aux ouvertures de fenêtres, des entretoises en acier et un ensemble de rail supérieur en flexion. Cet ensemble en flexion permet aux planchers de fléchir sans imposer de charges axiales aux poteaux (vue agrandie à la figure 2-6). Plusieurs autres ensembles en flexion sont également utilisés aux mêmes fins par l'industrie.

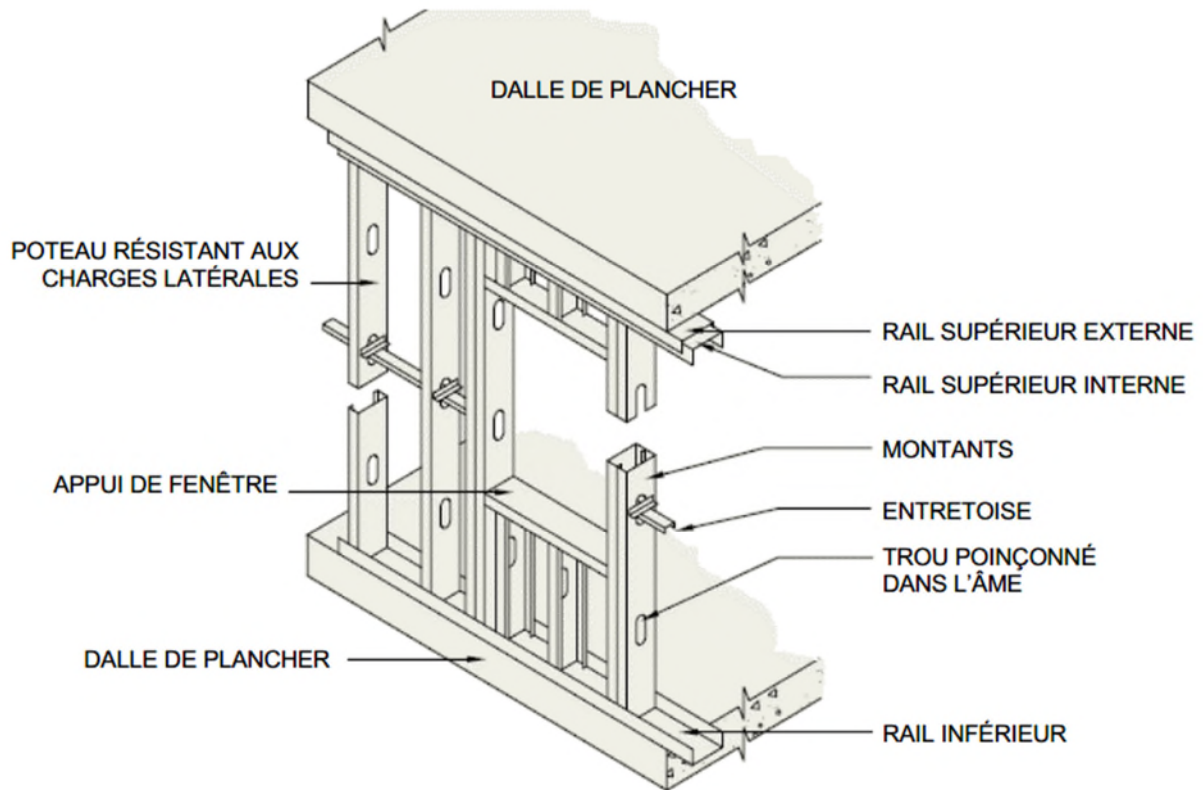


Figure 2-5: Mur typique de poteaux résistant aux charges latérales avec ouverture de fenêtre

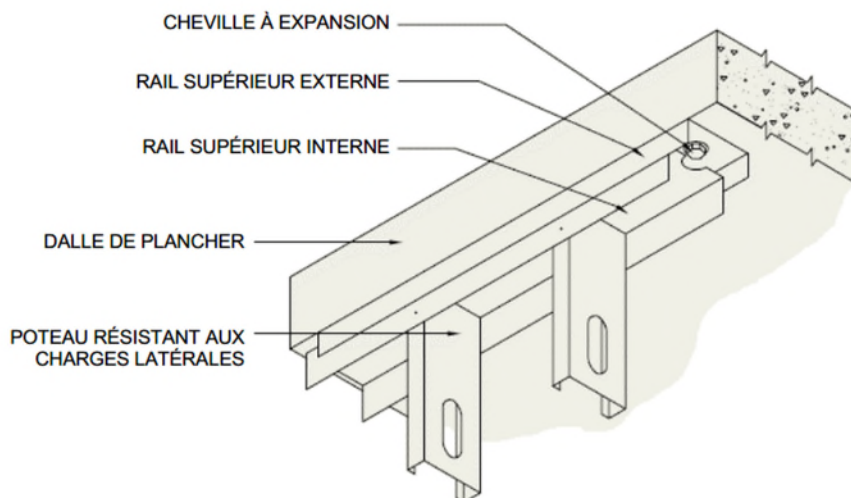


Figure 2-6: Ensemble de rail supérieur en flexion pour des poteaux résistant aux charges latérales.

Des poteaux résistant aux charges axiales, des solives et des chevrons peuvent être combinés afin de créer un système structural complet pour un immeuble. Un tel système est illustré à la figure 2-7, qui comprend des détails de construction de plate-forme typiques.

Pour des solives parallèles, un ensemble mural de remplacement est illustré, où les poteaux ne sont pas interrompus par le système de solives de plancher comme dans une construction de plate-forme typique.

La figure 2-8 illustre la construction de la plate-forme à l'intersection extérieure d'un plancher et d'un mur. La figure 2-9 illustre le même ensemble pour une charpente à claire-voie et la figure 2-10 montre la charpente à claire-voie avec jointage des poteaux.

La construction de type plate-forme a été empruntée au secteur résidentiel et comporte l'avantage que chaque plancher sert de « plate-forme » de travail pour la construction de l'étage suivant.

La charpente à claire-voie, bien que moins courante, offre une structure simplifiée aux intersections entre les planchers et les murs.

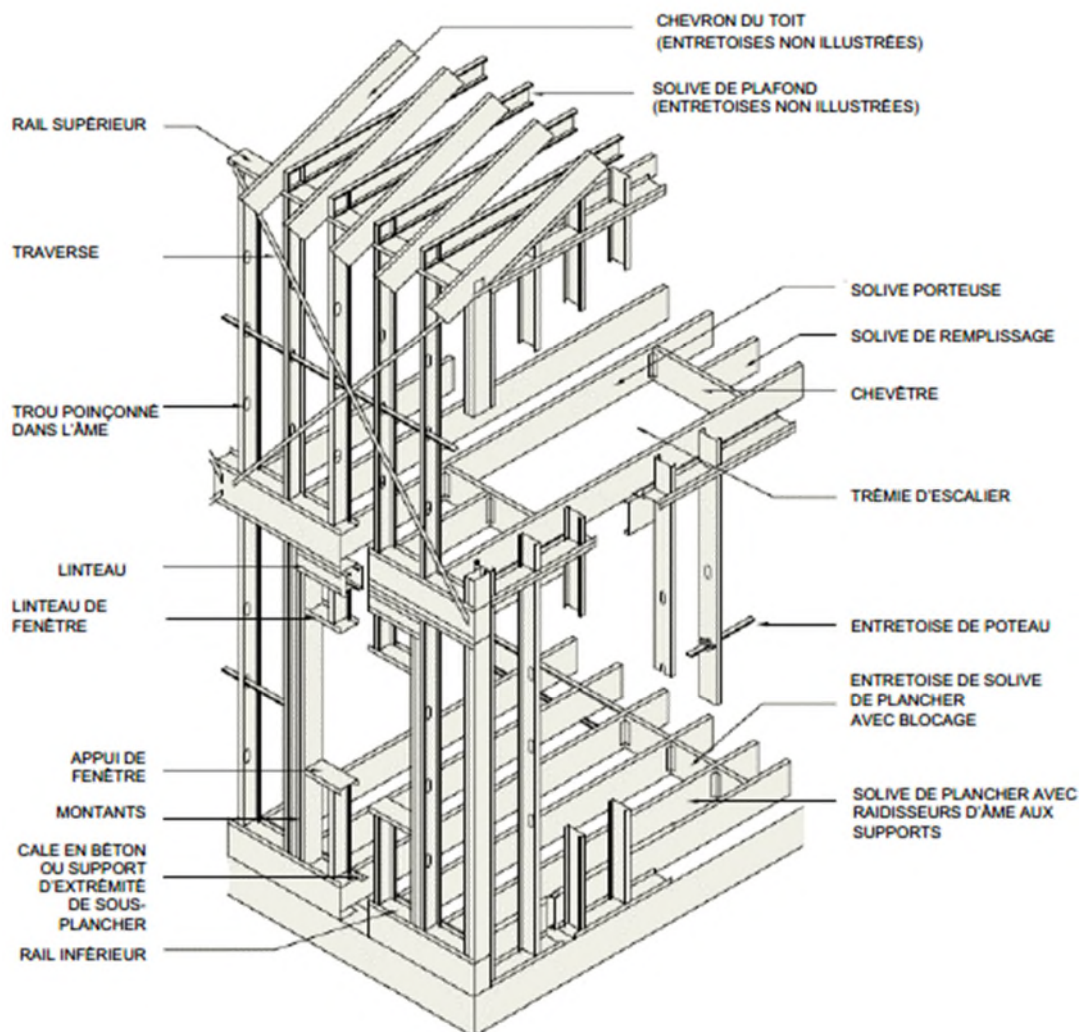


Figure 2-7: Construction à plate-forme typique

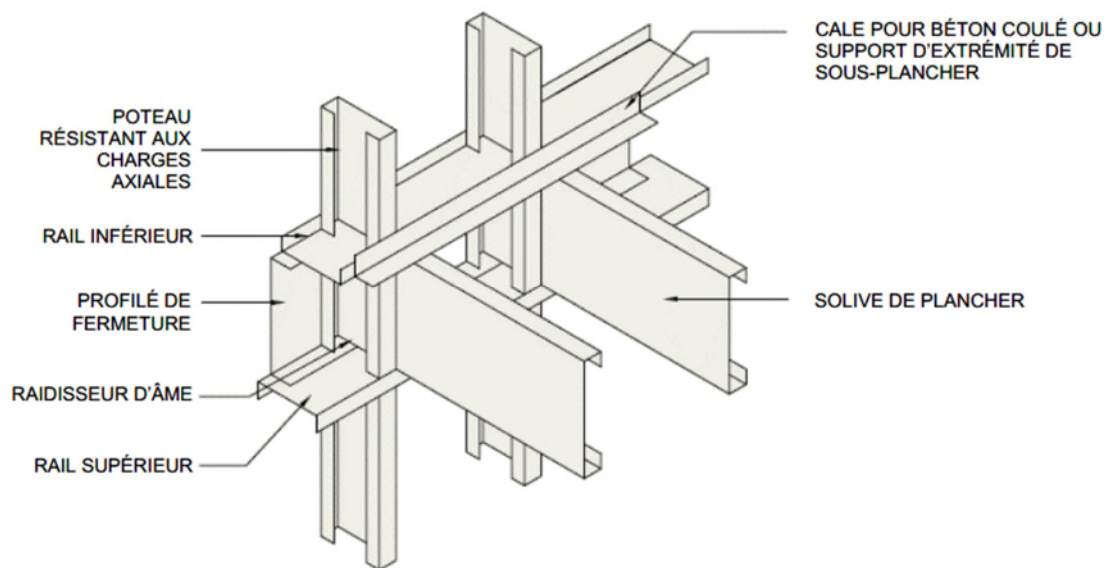


Figure 2-8: Détail de charpente de plate-forme typique

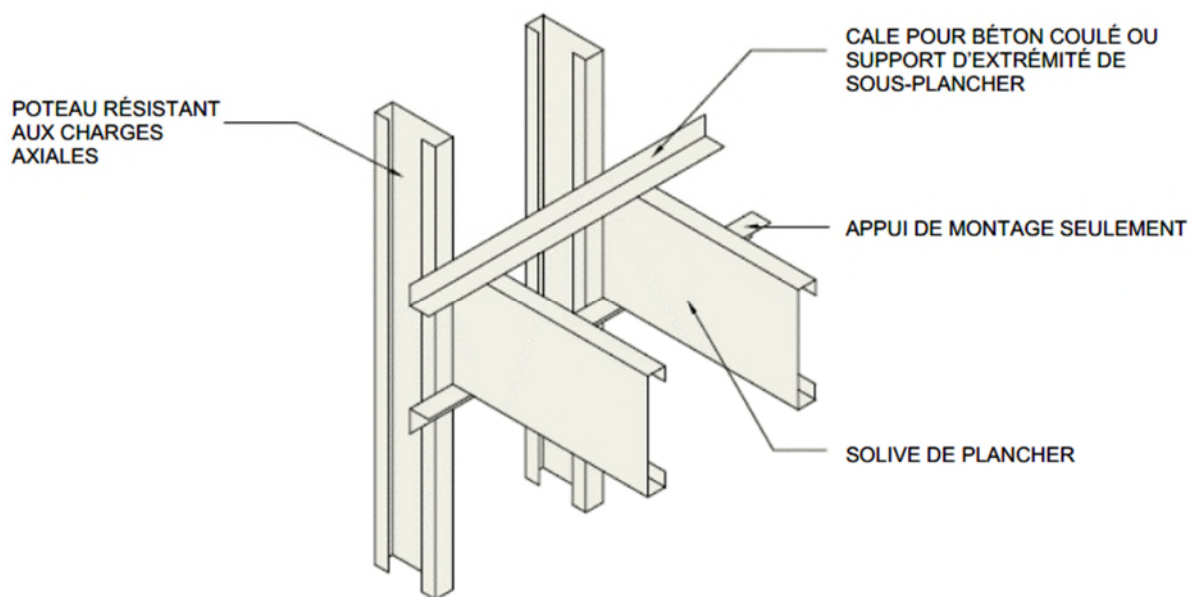


Figure 2-9: Détail de charpente à claire-voie typique

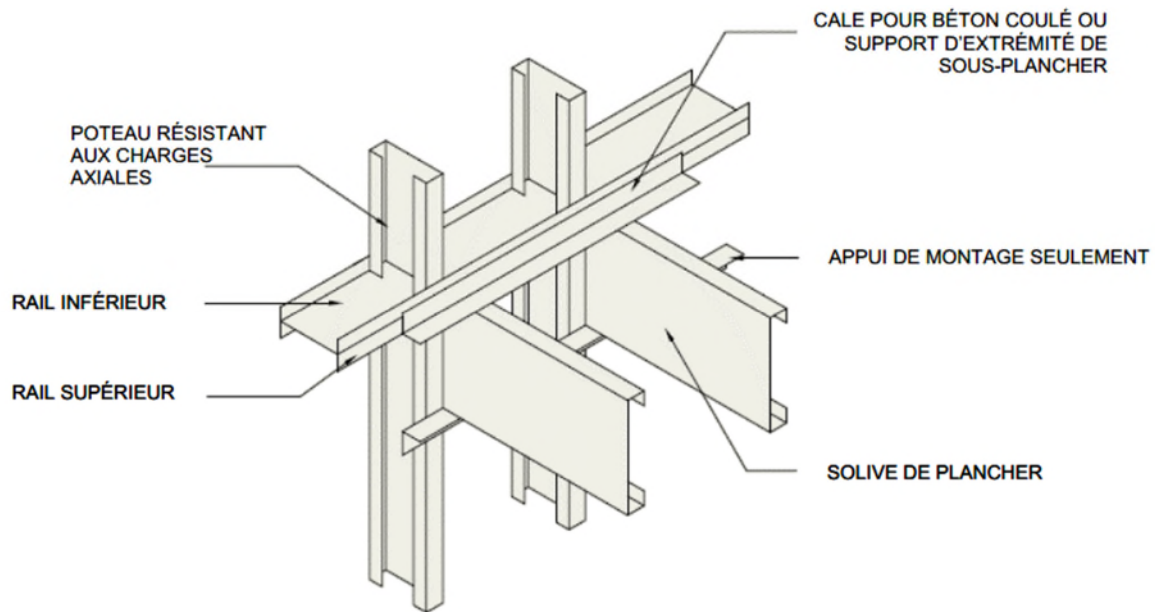


Figure 2-10: Détail de charpente à claire-voie au raccord des poteaux

Les éléments structuraux primaires des structures en PAF sont les murs porteurs. Ces murs sont composés de montants en profilés de section simple en C, ou composée en double C dos-à-dos et fermés en haut et en bas par des traverses de section en U.

Les montants sont espacés de 30.5 cm à 61 cm entre axes au maximum, chaque montant supporte les charges transmises axialement par la solive associée et celui du montant en dessus directement (Figure 2.11).

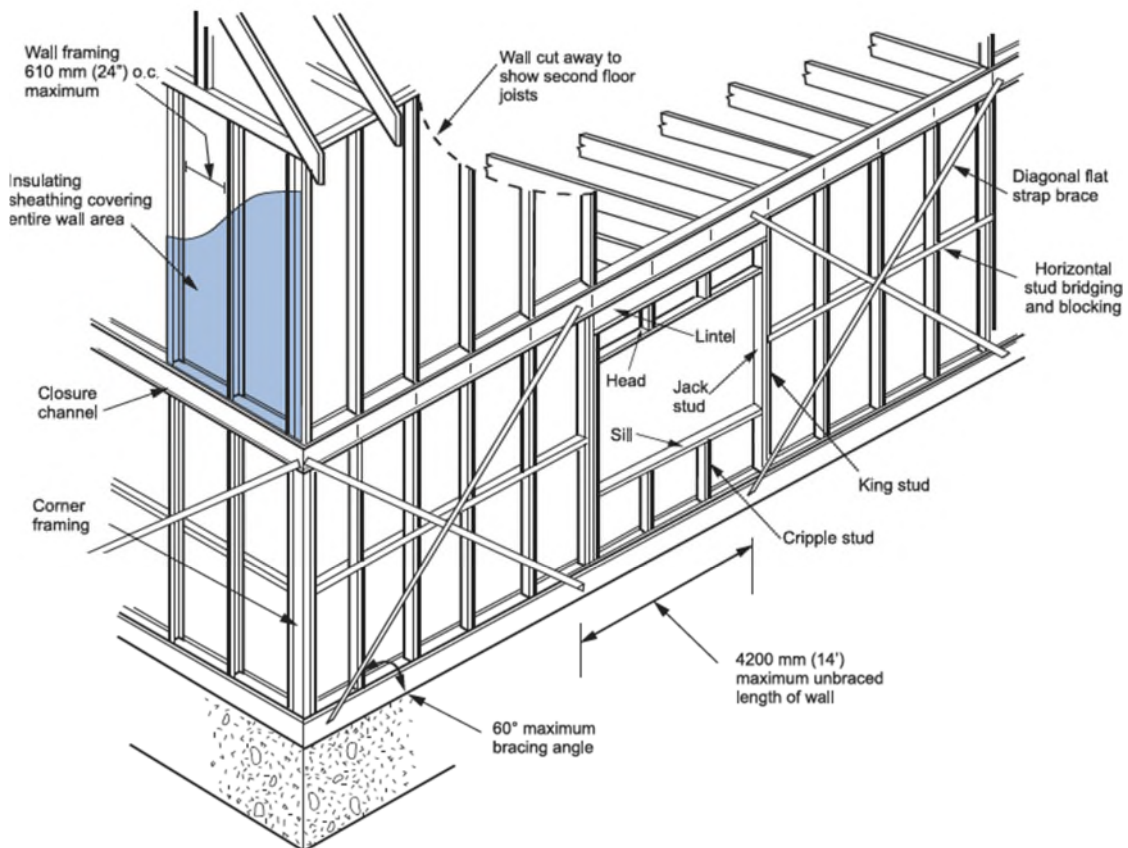


Figure 2-11: Exemple de mur en profilés minces formés à froid

Les panneaux de murs sont revêtus sur les deux faces par des panneaux en oxyde de magnésium, plaques en fibre de ciment, panneaux de bois structural OSB, tôles ondulées...etc. Une mousse isolante thermique et phonique est injectée entre les deux plaques après le passage des câbles et tuyauterie (Figure 2-12).



Figure 2-12: Introduction de la mousse isolante entre les panneaux de murs

Les instabilités de forme locales ou globales se manifestent de manière plus soudaine dans les éléments en charpente à base d'acier laminé à froid.

L'élançement géométrique pour ces sections est très important, c'est la raison pour laquelle beaucoup de vérification et dispositions constructives sont nécessaires pour éliminer toute forme de rupture fragile de l'élément structural.

On dispose généralement un maintien latéral à mi-hauteur ou deux maintiens chaque 1/3 de la hauteur dans le plan faible des montants pour limiter leurs flambements ainsi que la torsion autour de l'axe vertical. (Figure 2-13).

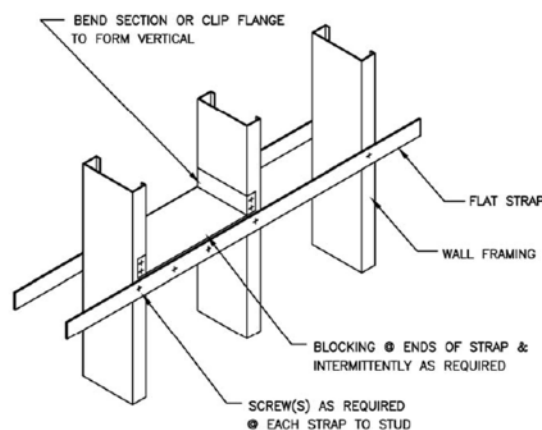


Figure 2-13: Réduction de la longueur de flambement des montants par introduction des plats d'acier

Les éléments solives et montant comportent en général des réservations de forme ovales ou losanges au niveau de leurs âmes conformément aux dispositions constructives prévus par les codes et règlements de calcul. Ces ouvertures permettent l'installation et l'acheminement des câbles d'électricité, tuyauterie de plomberie et de chauffage.

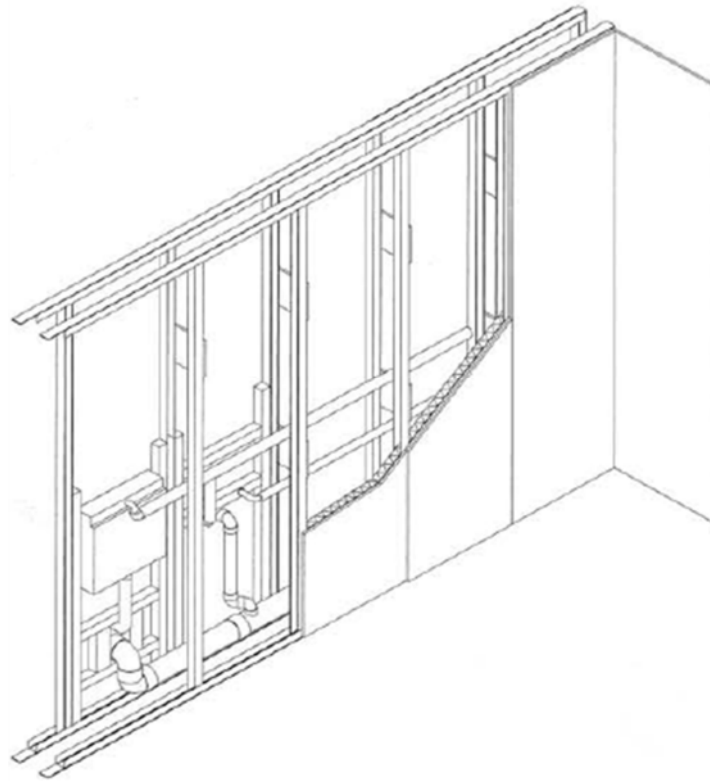


Figure 2-14: Réservations dans les montants pour le passage de câbles et de la tuyauterie

Les structures en profilés mince formés à froid sont implantées sur des plates formes en béton armé sur fondations superficielles. Les murs porteurs superposés sont ancrés aux fondations aux moyens d'éléments d'encrages (boulons et tiges d'encrage). (Figure 2-14)

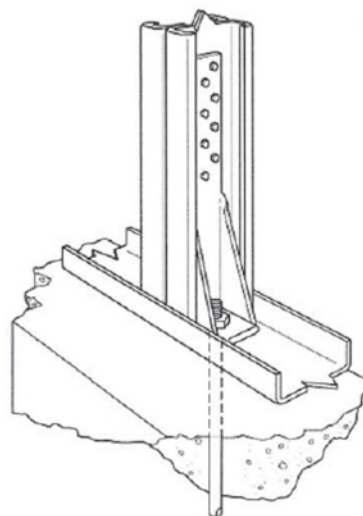


Figure 2-15: Détail d'ancrage

Les planchers sont réalisés en panneaux assemblés de plusieurs éléments structuraux, pour supporter des charges verticales. Pour assurer une meilleure isolation thermique et phonique, une mousse isolante est injectée entre les solives après installation des équipements et le faux plafond. (Figure 2-16)



Figure 2-16: Isolation thermique et phonique sous plancher

Généralement les planchers sont composés de solives disposées en module pour coïncider avec les montants des murs porteur (la charge verticale revenant à la solive est transmise axialement au montant correspondant du mur porteur en élévation) (Figure 2-17)

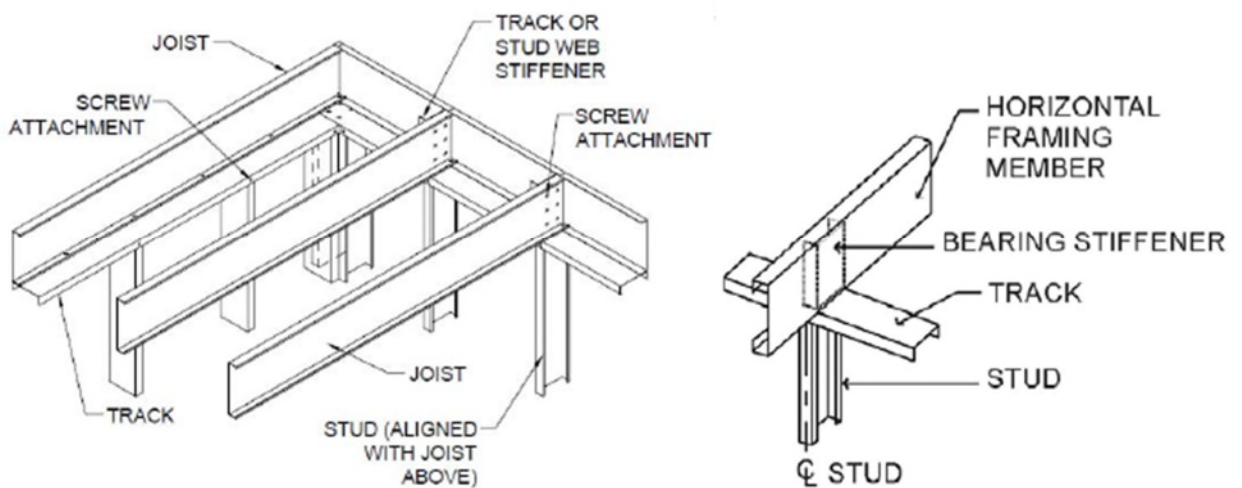


Figure 2-17: Disposition des solives de planchers sur les montants des murs porteurs

Le tablier est constitué de tôle nervurée, plaque de bois structural (plaque de contreplaqué multiple ou de panneau de lamelles orientées OSB fixé perpendiculairement aux solives. La rigidité des planchers dans leurs plans (plan horizontal) est assurée par l'introduction de maintiens latéraux constitués de profilés ayant la même section que les solives, ou bien par des contreventements en X avec des plats en acier.

Les charges horizontales sollicitant la structure sont transmises par les planchers aux éléments de contreventements. (Figure 2-18)

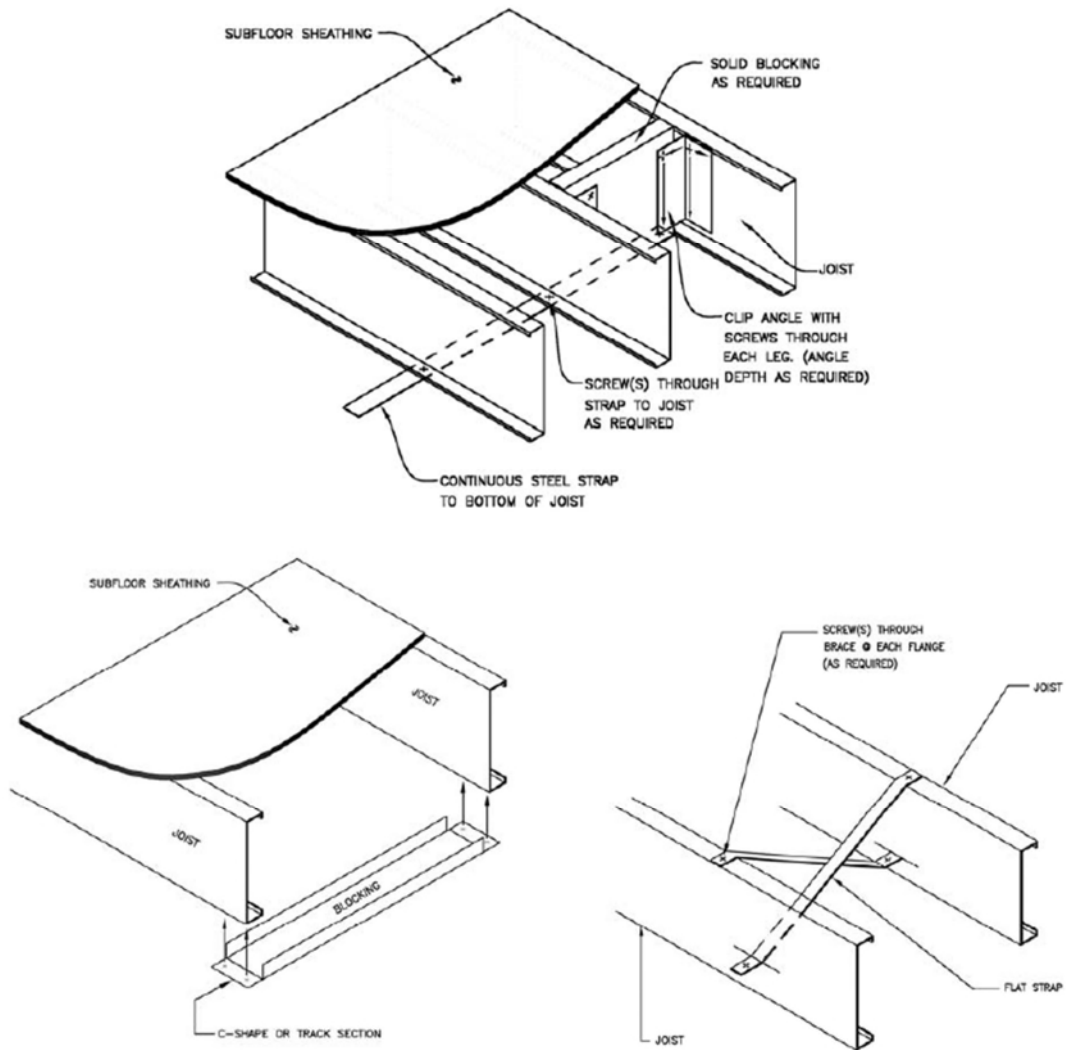


Figure 2-18: Rigidité des planchers par introduction de contreventements sous plusieurs configurations

Chapitre 3

3 Calcul et dimensionnement des éléments minces formés à froid selon l'Eurocode 3

3.1 Introduction :

Le dimensionnement des éléments minces formés à froid nécessite une approche spécifique qui prend en compte à la fois les effets du formage à froid sur les propriétés de l'acier, et les phénomènes d'instabilité propres aux sections minces. L'Eurocode 3 – Partie 1-3 fournit un cadre normatif rigoureux permettant de vérifier la résistance et la stabilité de ces profilés dans les structures porteuses.

Ce chapitre a pour objectif de présenter les principes fondamentaux du calcul des éléments formés à froid selon l'Eurocode 3. Il aborde successivement les caractéristiques géométriques et mécaniques des profilés, la méthode des sections efficaces, les vérifications de résistance (traction, compression, flexion, cisaillement), ainsi que l'analyse des différents modes d'instabilité (flambement, voilement local, distorsion).

3.2 Base de calcul :

Pour le calcul des structures constituées de profilés et de plaques nervurées formés à froid, il convient de différencier des « classes de construction » associées aux conséquences d'une ruine, conformément à l'EN 1990 —Annexe B et définies comme suit :

- **Classe de construction I** : Construction dans laquelle des profilés et plaques nervurées formés à froid sont calculés pour contribuer à la résistance et à la stabilité globales d'une structure ;
- **Classe de construction II** : Construction dans laquelle des profilés et plaques nervurées formés à froid sont calculés pour contribuer à la résistance et à la stabilité d'éléments structuraux individuels ;
- **Classe de construction III** : Construction dans laquelle les plaques nervurées formées à froid sont utilisées comme élément assurant uniquement un transfert de charges à la structure.

3.2.1 Coefficients de sécurité

Pour les vérifications par le calcul aux états limites ultimes, le coefficient partiel γ_M doit être pris égal aux valeurs suivantes :

- résistance des sections transversales à une plastification excessive compte tenu du flambement local et par distorsion : $\gamma_{M0} = 1.0$
- résistance des profilés et plaques nervurées lorsque la ruine est due à un flambement global : $\gamma_{M1} = 1.1$
- résistance des sections nettes au niveau des trous des éléments de fixation :

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

Pour les vérifications aux états limites de service, il convient d'utiliser le coefficient partiel $\gamma_{M,ser} = 1.0$

3.2.2 Caractéristique des matériaux :

Les caractéristiques et les nuances des aciers utilisés dans la formation des profilés formés à froid recommandées par l'Eurocode sont synthétisées dans le tableau (3.1) suivant :

Tableau 3-1: Nuances d'acier typiques pour les profilés formés à froid

| Norme | Nuance | f_{yb} | Usage |
|--|--------|----------|--------------------------------------|
| EN 10346 | S220GD | 220 MPa | Bâtiments légers, bardage |
| EN 10346 | S250GD | 250 MPa | Charpente, planchers |
| EN 10346 | S280GD | 280 MPa | Profilés Z, C |
| EN 10346 | S320GD | 320 MPa | Plus grande portée |
| EN 10346 | S350GD | 350 MPa | Fréquent en structure légère |
| EN 10346 | S390GD | 390 MPa | Plus rare, haute résistance |
| EN 10346 | S420GD | 420 MPa | Ouvrages spéciaux, profilés porteurs |
| GD = acier galvanisé destiné à la construction | | | |

On peut aussi trouver des nuances non galvanisées de type **S355MC** ou **S315MC** (EN 10149-2) utilisées pour formage à froid.

Les aciers utilisés pour les profilés formés à froid sont généralement :

- Faiblement alliés,
- Avec une épaisseur ≤ 8 mm (souvent entre 0,5 mm et 3 mm),
- Ayant une limite d'élasticité élevée (souvent > 280 MPa),
- Formés à température ambiante, ce qui modifie partiellement leur comportement mécanique (écrouissage local).

Tableau 3-2: Caractéristiques principales de l'acier selon l'EN 1993-1-3

| Propriété | Symbole | Unité | Remarques |
|-------------------------|---------|------------------------|--|
| Limite d'élasticité | f_y | MPa | Entre 250 et 500 MPa |
| Résistance à la rupture | f_u | MPa | Généralement $f_u = 1,2f_y$ à $1,5f_y$ |
| Module d'élasticité | E | 210 000 MPa | Valeur standard |
| Coefficient de Poisson | ν | 0,3 | Valeur standard |
| Masse volumique | ρ | 7850 kg/m ³ | Pour les charges propres |

3.2.3 Limite d'élasticité moyenne augmenté :

Dans l'Eurocode 3, la limite d'élasticité moyenne de l'acier, notée souvent f_{ya} , est utilisée dans certains cas spécifiques, notamment pour tenir compte de l'effet du formage à froid sur les profilés formés à froid (EN 1993-1-3). Elle peut être calculée comme suit :

$$f_{ya} = f_{yb} + (f_u - f_{yb}) \frac{knt^2}{A_g} \text{ avec } f_{ya} \leq \frac{f_u + f_{yb}}{2} \quad \dots (3-1)$$

Où :

- A_g Est l'aire de la section transversale brute ;
- k Est un coefficient numérique dépendant du type de formage, comme suit :
- $k = 7$ pour le profilage ;
 - $k = 5$ pour les autres méthodes de formage ;
- n est le nombre de plis à 90° de la section transversale avec un rayon interne $r \leq 5t$ (il convient de tenir compte des fractions de plis à 90° comme des fractions de n) ;
- t est l'épaisseur de calcul de l'acier nu avant formage à froid, à l'exclusion des revêtements métalliques et organiques,

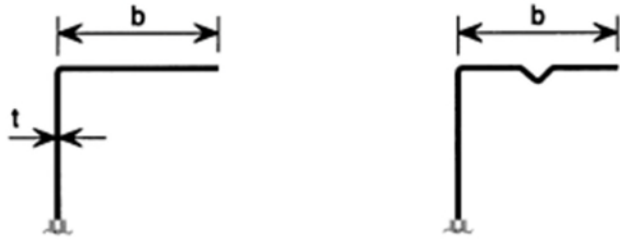
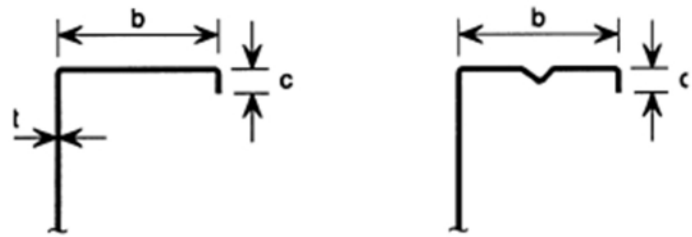
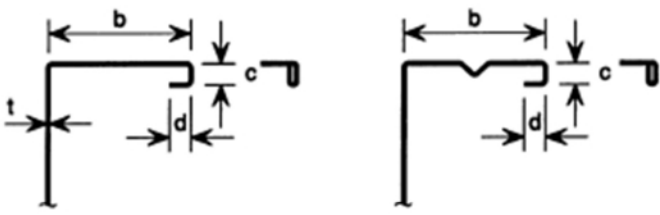
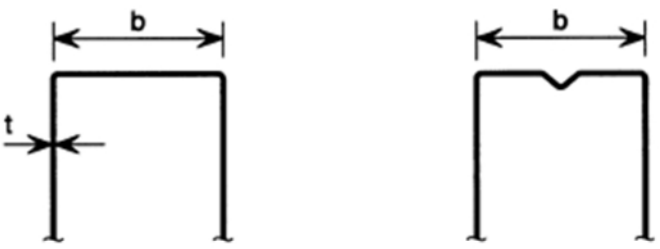

3.2.4 Proportions géométriques :

L'Eurocode 3, dans sa partie 1-3, impose un certain nombre de proportions géométriques à respecter pour les éléments formés à froid, afin d'assurer :

- Une résistance suffisante,
- Une stabilité locale (éviter le voilement local),
- Une validité des méthodes de calcul (notamment la méthode de la section efficace).

Voir tableau 3-3

Tableau 3-3: Rapports maximum largeur sur épaisseur

| Paroi de la section transversale | Valeur maximale |
|---|--|
|  | $b/t \leq 50$ |
|  | $b/t \leq 60$ $c/t \leq 50$ |
|  | $b/t \leq 90$ $c/t \leq 60$ $d/t \leq 50$ |
|  | $b/t \leq 500$ |
|  | $45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$ $h/t \leq 500 \sin \phi$ |

Afin de garantir une rigidité suffisante du raidisseur et d'éviter son flambement, il convient de retenir des dimensions de raidisseurs dans les gammes suivantes :

$$0,2 \leq c/b \leq 0,6$$

$$0,1 \leq d/b \leq 0,3$$

avec les dimensions b, c et d telles qu'indiquées dans le Tableau 3-3.

3.2.5 Caractéristiques des sections :

Les propriétés des sections doivent être déterminées en fonction des particularités de la section Transversale car elles influencent la résistance de l'élément. Ces caractéristiques sont déterminées à partir de la géométrie réelle des sections (Figure 3-1)

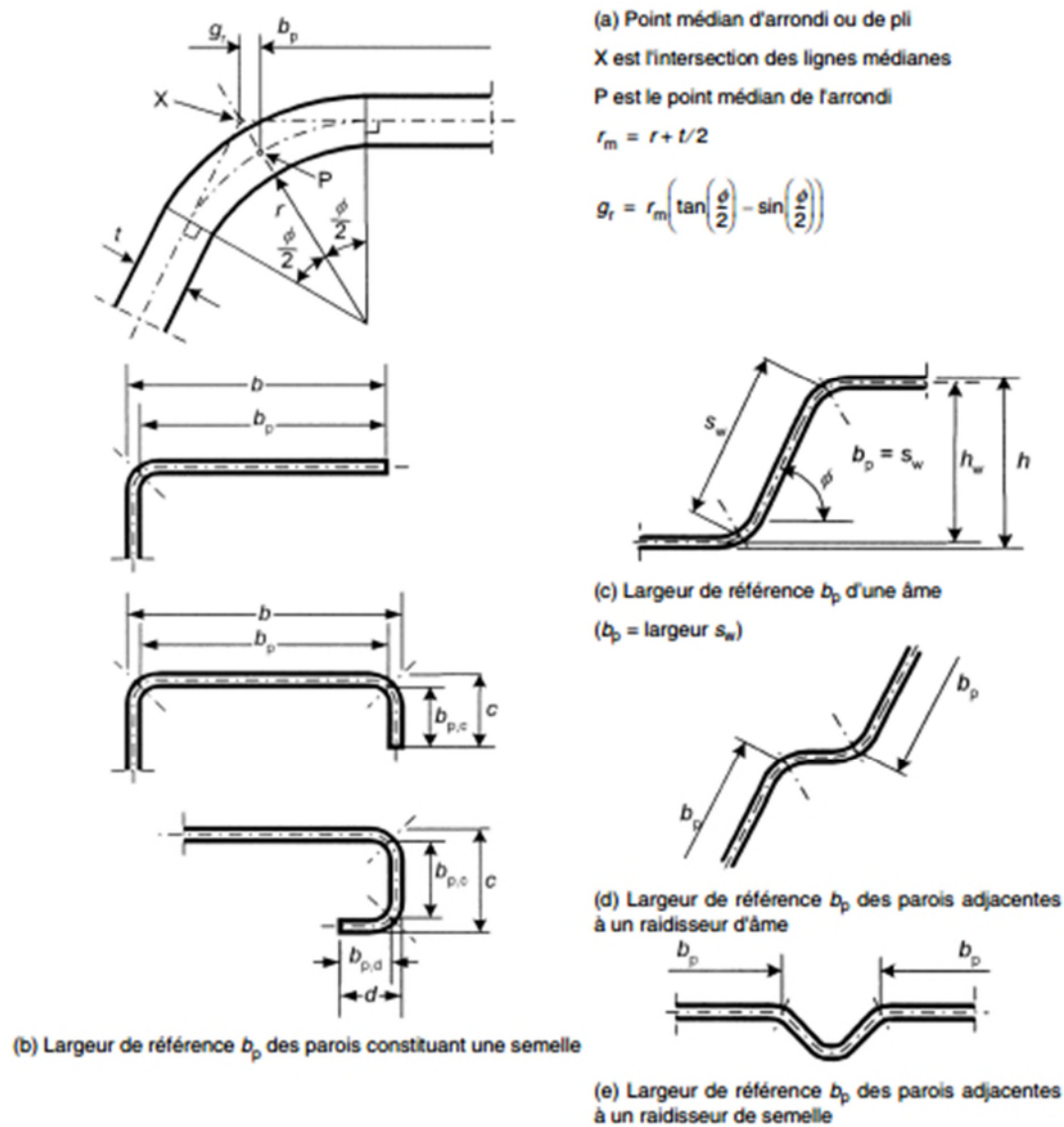


Figure 3-1: Largeurs de références des sections transversales des parois b_p tenant compte des rayons d'arrondi

3.2.6 Modélisation structurale en vue de l'analyse :

les différentes parois constituant une section transversale peuvent être modélisées comme indiqué dans le Tableau 3-4.

Tableau 3-4: Modélisation des parois d'une section transversale

| Type de paroi | Modèle | Type de paroi | Modèle |
|---------------|--------|---------------|--------|
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |

3.3 Modes d'instabilité :

Les barres et poutres en acier à parois minces formées à froid, soumises à des efforts de compression ou de flexion, peuvent être sujettes à trois modes principaux d'instabilité élastique, appelés instabilités de base ou modes purs :

- Le mode local,
- Le mode global
- Le mode distorsionnel,

L'instabilité locale se manifeste par le voilement des plaques planes (âmes, semelles...) constituant la section transversale. Elle engendre des ondulations longitudinales de faible longueur d'onde, généralement inférieures à la plus grande dimension de la section (voir Figure 3-2 (a)). Sur le plan de la déformation, la section voilée subit principalement des rotations sans translation au niveau des lignes d'intersection entre les parois (voir Figure 3-3).

Le flambement global affecte l'ensemble de la barre sur toute sa longueur. Il se caractérise par une seule demi-onde dont la longueur correspond à la longueur de flambement de l'élément (voir Figure 3-2 (c)).

Ce mode est qualifié de flambement de corps rigide, car la section transversale reste globalement rigide (pas de déformation interne) et se déplace en translation ou rotation dans l'espace.

Il inclut :

- Le flambement par flexion,
- Le flambement par torsion,
- Le flambement par flexion-torsion combinée (voir Figure 3-3).

Le mode distorsionnel est le plus complexe à maîtriser. Il se distingue par des déformations ondulées longitudinales, à l'instar du voilement local, mais avec une longueur de demi-onde plus grande (voir Figure 3-2 (b)).

Dans ce cas, la section transversale subit à la fois des rotations et des déplacements au niveau des lignes d'intersection entre les plaques, ce qui modifie localement la forme de la section (voir Figure 3-3).

Ce mode est fortement influencé par la géométrie de la section et la nature du chargement.

les différentes parois constituant une section transversale peuvent être modélisées comme indiqué dans le Tableau 3-4.

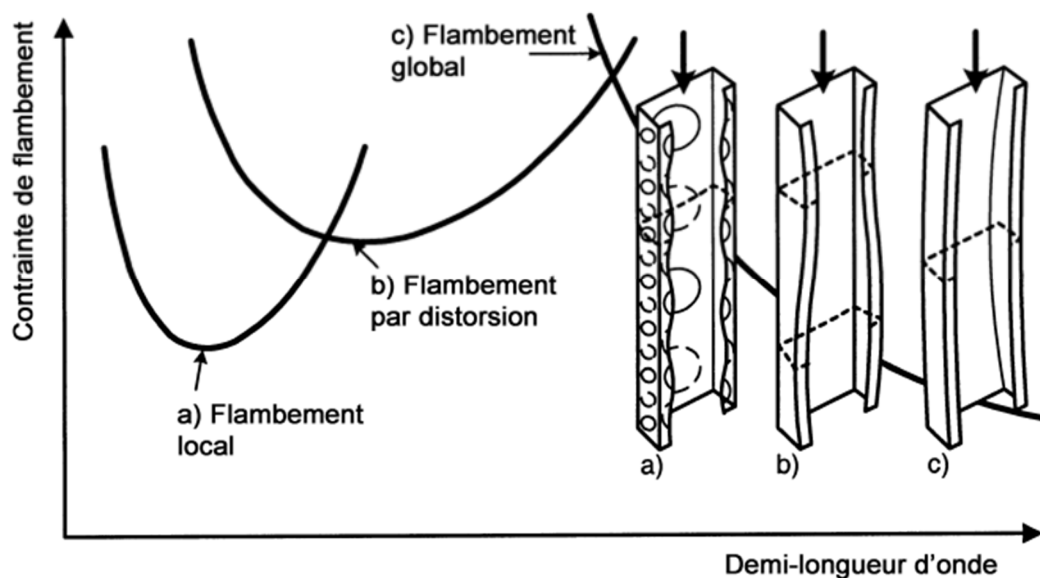


Figure 3-2: Contrainte critique élastique pour divers modes de flambement en fonction de la demi longueur d'onde

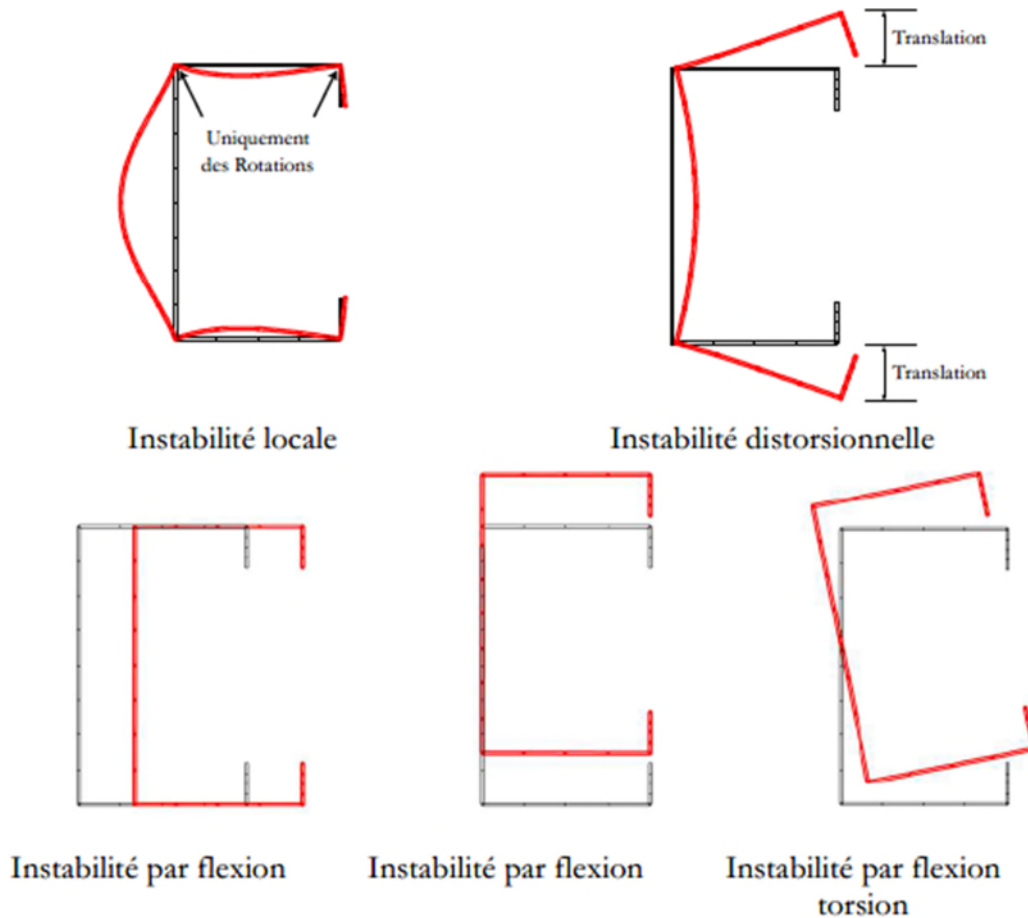


Figure 3-3: Les différents modes d'instabilité de base d'une section en C soumise à une compression

Étant donné que les modes local et distorsionnel entraînent des déformations significatives de la section transversale, ils sont classés parmi les modes d'instabilité de section. Ces deux modes peuvent interagir entre eux, et également avec le mode global, selon les caractéristiques géométriques de la section et les conditions de chargement.

La Figure 3-4 illustre différents types de modes d'instabilité, qu'ils soient purs ou résultant d'une interaction, dans le cas d'une colonne à section en C soumise à une compression axiale

Les modes purs présentés sont :

- (a) mode local,
- (b) mode distorsionnel,
- (c) mode flexionnel,
- (d) mode torsionnel,
- (e) mode flexionnel-torsionnel.

Les modes couplés incluent :

- (f) local + distorsionnel,
- (g) local + flexionnel,
- (h) flexionnel + distorsionnel,
- (i) local + flexionnel-torsionnel,

- (j) flexionnel-torsionnel + distorsionnel,
- (k) flexionnel + flexionnel-torsionnel.

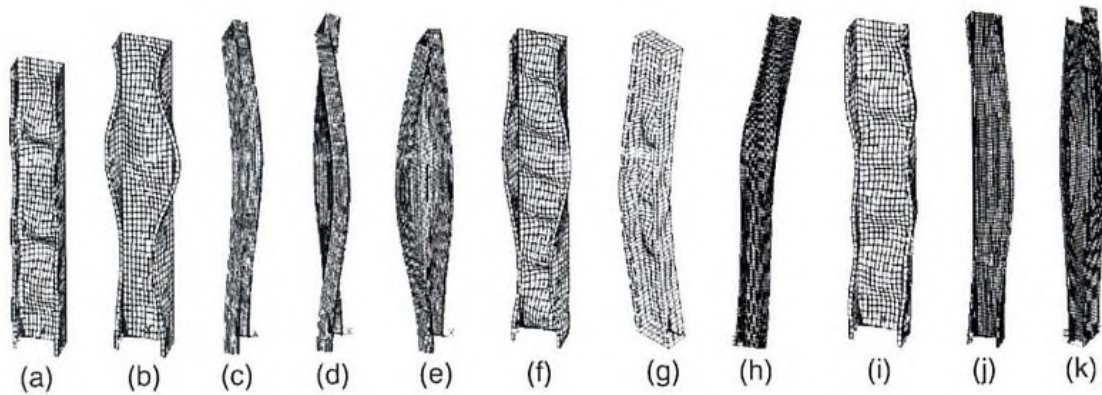


Figure 3-4: Modes d'instabilité d'une colonne à section en C soumises à un effort axial

3.4 Flambement locale et flambement par distorsion :

Le flambement local et le flambement par distorsion sont deux modes d'instabilité qui affectent les éléments minces formés à froid, notamment sous des efforts de compression. Le flambement local se caractérise par une déformation ondulée des parois minces de la section (âme ou semelles), sans modification de la forme globale de la section transversale. Il est généralement limité à une zone précise, comme une plaque comprimée, et survient même pour de faibles longueurs. En revanche, le flambement par distorsion implique une déformation globale de la section, où l'âme et les semelles subissent une rotation ou un déplacement relatif, tout en étant accompagnées de voilements locaux. Ce mode combine donc un voilement local avec une altération de la géométrie complète de la section. Le flambement local est souvent traité en réduisant les largeurs efficaces selon l'Eurocode 3, tandis que le flambement par distorsion nécessite des analyses plus poussées, car il peut conduire à une perte de stabilité plus brutale.

le flambement par distorsion implique une déformation globale de la section, où l'âme et les semelles subissent une rotation ou un déplacement relatif, tout en étant accompagnées de voilements locaux. Ce mode combine donc un voilement local avec une altération de la géométrie complète de la section. Le flambement local est souvent traité en réduisant les largeurs efficaces selon l'Eurocode 3, tandis que le flambement par distorsion nécessite des analyses plus poussées, car il peut conduire à une perte de stabilité plus brutale.

3.4.1 Parois sans raidisseurs :

La largeur efficace d'un élément soumis à la compression est déterminée en appliquant un facteur de réduction ρ , calculé en fonction de la contrainte de compression $\sigma_{com,Ed}$ agissant sur la paroi considérée. Ainsi, on a :

$$b_{eff} = \rho b_p \quad \dots (3-2)$$

→ Si la contrainte de compression $\sigma_{com,Ed} = \frac{f_{yb}}{\gamma_{M0}}$, le facteur de réduction ρ sera obtenu comme suit :

$$\begin{aligned} \text{Si } \bar{\lambda}_p \leq 0,673 &\rightarrow \rho = 1,0 \\ \text{Si } \bar{\lambda}_p > 0,673 &\rightarrow \rho = (1,0 - 0,22/\bar{\lambda}_p)/\bar{\lambda}_p \end{aligned}$$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr}}} \cong \frac{b_p}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)f_{yb}}{\pi^2 E k_\sigma}} \cong 1,052 \frac{b_p}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E k_\sigma}} \cong \frac{b_p/t}{28,4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} \quad \dots (3-3)$$

Où :

$\bar{\lambda}_p$ Elancement réduit de la paroi comprimée.

f_{yb} Limite d'élasticité de l'acier dans la paroi concernée (en MPa).

σ_{cr} Contrainte critique de flambement local (valeur à partir de laquelle l'élément flambement localement).

b_p Largeur de la paroi comprimée (en mm). (Voir Figure 3-1)

t Épaisseur de la paroi (en mm).

ν Coefficient de Poisson de l'acier ($\approx 0,3$ pour l'acier).

E Module d'élasticité de l'acier (généralement 210 000 MPa).

k_σ Coefficient de flambement local, dépend de la géométrie et des conditions aux limites du panneau. (Voir Tableau (3-5) et Tableau (3-6))

ε Facteur de réduction de l'élancement, défini comme : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yb}}}$

$$\sigma_{cr} = \frac{k_\sigma \cdot \pi^2 \cdot E}{12(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b_p}\right)^2 \quad \dots (3-4)$$

Tableau 3-5: Coefficient de voilement k_{σ} pour les parois comprimées internes

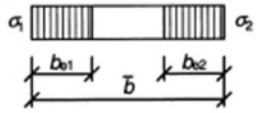
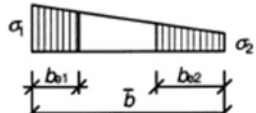
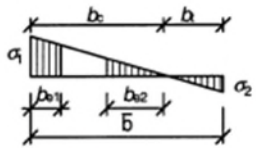
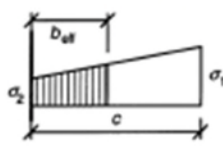
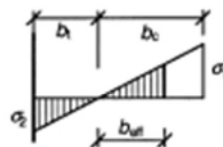
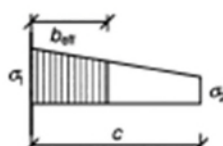
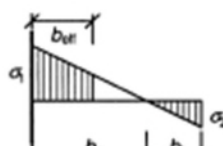
| Répartition des contraintes (compression positive) | | | | Largeur efficace ^P b_{eff} | | |
|---|-----|-----------------------|------|--|------|---------------------|
|  | | | | $\psi = 1 :$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$ | | |
|  | | | | $1 > \psi \geq 0 :$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$ | | |
|  | | | | $\psi < 0 :$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$ | | |
| $\psi = \sigma_2 / \sigma_1$ | 1 | $1 > \psi > 0$ | 0 | $0 > \psi > -1$ | -1 | $-1 > \psi > -3$ |
| Coefficient de voilement k_{σ} | 4,0 | $8,2 / (1,05 + \psi)$ | 7,81 | $7,81 - 6,29\psi + 9,78 \psi^2$ | 23,9 | $5,98 (1 - \psi)^2$ |

Tableau 3-6: Coefficient de voilement k_σ pour les parois comprimées en console

| Répartition des contraintes (compression positive) | | Largeur efficace ^P b_{eff} | | | |
|--|------|--|------|--------------------------------|------|
|  | | $1 > \psi \geq 0$: $b_{eff} = \rho c$ | | | |
|  | | $\psi < 0$: $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$ | | | |
| $\psi = \sigma_2 / \sigma_1$ | 1 | 0 | -1 | $1 \geq \psi \geq -3$ | |
| Coefficient de voilement k_σ | 0,43 | 0,57 | 0,85 | $0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$ | |
|  | | $1 > \psi \geq 0$: $b_{eff} = \rho c$ | | | |
|  | | $\psi < 0$: $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$ | | | |
| $\psi = \sigma_2 / \sigma_1$ | 1 | $1 > \psi > 0$ | 0 | $0 > \psi > -1$ | -1 |
| Coefficient de voilement k_σ | 0,43 | $0,578 / (\psi + 0,34)$ | 1,70 | $1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$ | 23,8 |

3.4.2 Parois planes avec raidisseurs de bord ou intermédiaires

L'Eurocode recommande de baser les calculs des parois comprimées munies de raidisseurs de bord ou intermédiaires sur l'hypothèse selon laquelle le raidisseur se comporte comme une barre comprimée avec un maintien partiel continu, dont la rigidité de ressort dépend des conditions aux limites et de la rigidité de flexion des parois adjacentes.

La rigidité K du ressort associé à un raidisseur est déterminée par l'application d'une charge unitaire u par unité de longueur comme illustré à la Figure 3-5. Elle est déterminée à partir de l'équation ci-dessous

$$K = u / \delta$$

δ est la flèche du raidisseur sous l'effet de la charge unitaire u agissant au centre de gravité (b_1) de sa section efficace.

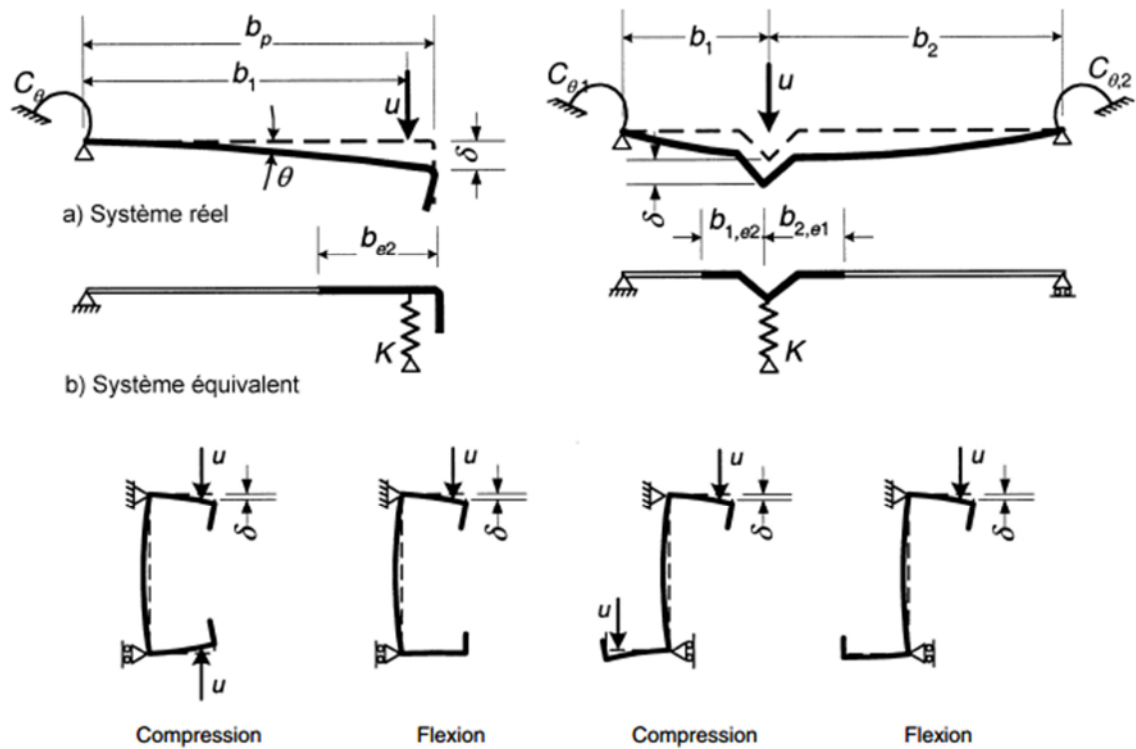


Figure 3-5: Détermination de la rigidité du ressort

Un raidisseur de bord ne peut être pris en compte dans le calcul de la résistance des parois qu'il renforce que si les conditions suivantes sont respectées :

- L'angle formé entre le raidisseur et la paroi doit être compris entre 45° et 135° ;
- Le débordement c du raidisseur doit être au minimum égal à $0,2 b_p$ où b_p et c sont définis selon la figure 3-6 ;
- Le rapport b/t ne doit pas excéder 60 pour un raidisseur à simple pli, ou 90 dans le cas d'un raidisseur à double pli.

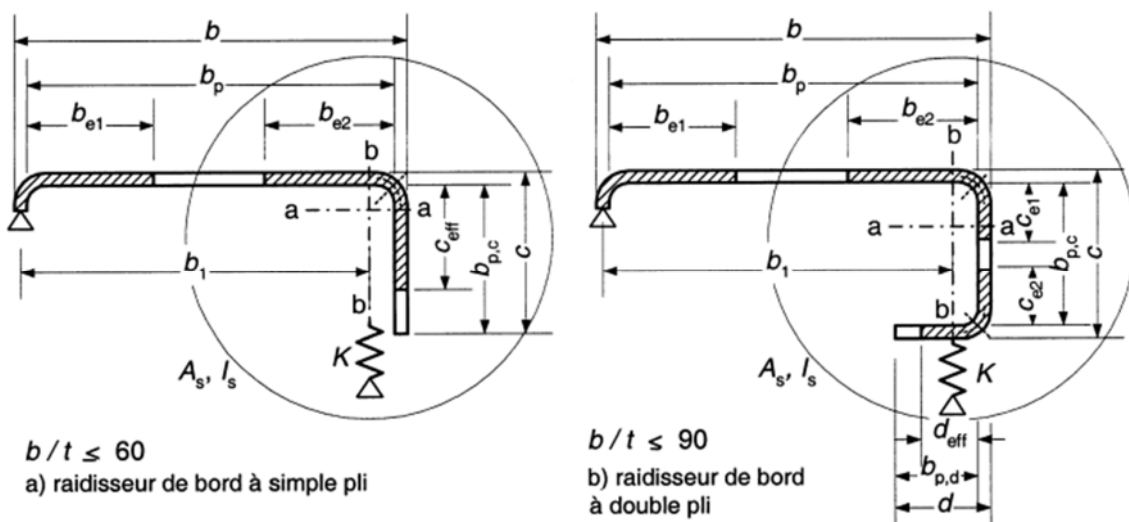


Figure 3-6: Raidisseurs de bord

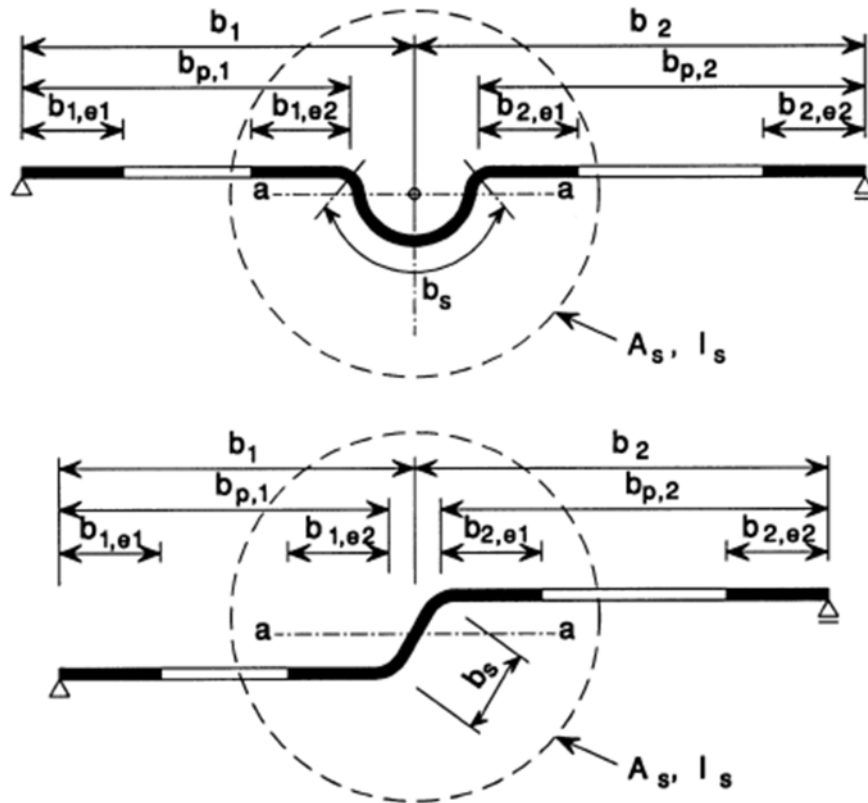


Figure 3-7: Raidisseurs intermédiaires

Lorsqu'un raidisseur est présent dans la section, la détermination des largeurs efficaces nécessite de suivre une procédure itérative. Celle-ci se déroule en trois étapes principales :

1. Détermination d'une section efficace initiale du raidisseur :

a. Raidisseurs de bords

On utilise le coefficient de flambement k_σ suivant :

$$k_\sigma = 0.5 \quad \text{Si } \frac{b_{pc}}{b_p} \leq 0,35$$

$$k_\sigma = 0,5 + 0,85 \cdot \sqrt[3]{(b_{p,c}/b_p - 0,35)^2} \quad \text{Si } 0,35 < \frac{b_{pc}}{b_p} \leq 0,5$$

• Raidisseur à simple pli

$$c_{eff} = \rho b_{pc} \quad \rightarrow A_s = t(b_{e2} + c_{eff})$$

• Raidisseur à double pli

$$\left. \begin{array}{l} c_{eff} = \rho b_{pc} \\ d_{eff} = \rho b_{pd} \end{array} \right\} \rightarrow A_s = t(b_{e2} + c_{eff} + d_{eff})$$

b. Raidisseurs intermédiaires

$$A_s = t(b_{1,e2} + b_{2,e1} + b_s)$$

2. Calcul du facteur de réduction liée au flambement par distorsion χ_d :

La contrainte limite de flambement élastique est donnée par :

$$\sigma_{crs} = \frac{2\sqrt{KEI_s}}{A_s} \quad \dots (3-5)$$

Où

I_s Est le moment d'inertie de la section du raidisseur d'aire A_s par rapporte à l'axe a-a voir figure 3-6

E Est le module d'élasticité

K est la rigidité du ressort par unité de longueur calculée par :

$$K = u/\delta$$

La flèche δ est donnée par :

$$\delta = \theta b_p + \frac{ub_p^3}{3} \frac{12(1-\nu^2)}{Et^3} \quad \dots (3-6)$$

Avec

$$\theta = ub_p/c_\theta$$

c_θ Est la rigidité rotationnelle

a. Raidisseurs de bords

Dans le cas des raidisseurs de bord de profils en C et en Z, il convient de déterminer c_θ avec la charge unitaire u appliquée comme indiqué à la Figure 5.6(c). Ceci conduit à l'expression suivante pour la rigidité de ressort K_1 pour la semelle 1 :

$$K_1 = \frac{Et^3}{4(1-\nu^2)} \frac{1}{b_1^2 h_w + b_1^3 + 0,5 b_1 b_2 h_w k_f} \quad \dots (3-7)$$

Où :

b_1 Est la distance entre la jonction âme-semelle et le centre de gravité de l'aire efficace du raidisseur de bord de la semelle 1 (y compris la partie efficace b_{e2} de la semelle) voir figure 3-5 (a) ;

b_2 Est la distance entre la jonction âme-semelle et le centre de gravité de l'aire du raidisseur de bord de la semelle 2 (y compris la partie efficace de la semelle) ;

h_w Est la hauteur de l'âme ;

$k_f = 0$ Si la semelle 2 est tendue (par exemple pour une soumise à une flexion par rapport à l'axe y-y) ;

$k_f = \frac{A_{s2}}{A_{s1}}$ Si la semelle 2 est également comprimée (par exemple pour une poutre soumise à une compression axiale) ;

$k_f = 1$ Pour une section symétrique comprimée ;

A_{s1} et A_{s2} Sont l'aire efficace du raidisseur de bord (y compris la partie efficace b_{e2}

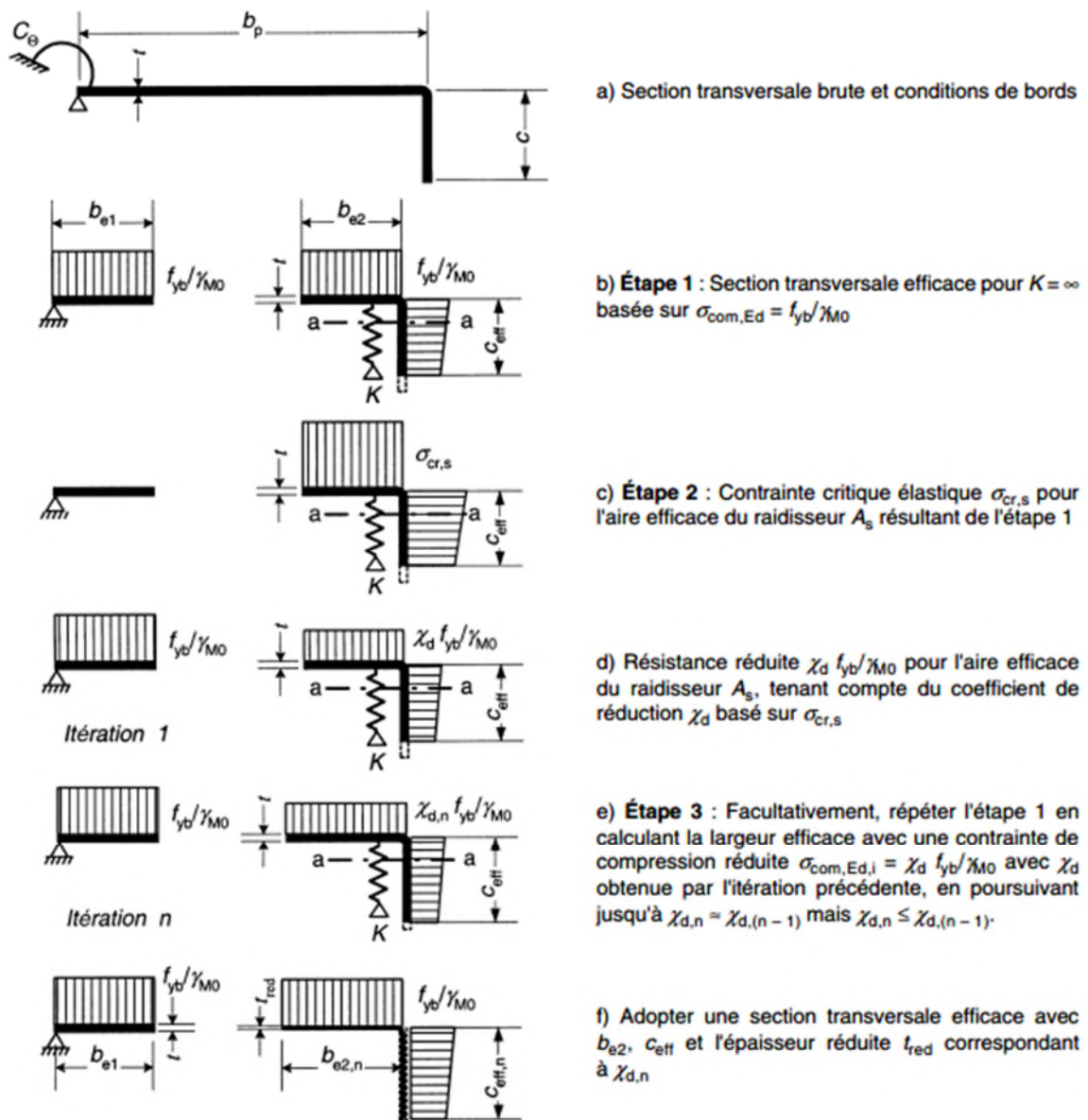


Figure 3-8: Résistance à la compression d'une semelle munie d'un raidisseur de bord

b. Raidisseur intermédiaire :

Pour un raidisseur intermédiaire, une alternative plaçant en sécurité peut consister à prendre la rigidité des ressorts en rotation $c_{\theta 1}$ et $c_{\theta 2}$ égale à zéro ; la flèche δ peut alors être obtenue par

$$\delta = \frac{ub_1^2 b_2^2}{3(b_1 + b_2)} * \frac{12(1 - \nu^2)}{Et^3} \quad \dots (3-8)$$

Le facteur de réduction lié au flambement par distorsion χ_d est donnée en fonction de l'élanement réduit $\bar{\lambda}_d = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr}}}$ comme suit :

$$\chi_d = 1,0 \quad \text{si } \bar{\lambda}_d \leq 0,65$$

$$\chi_d = 1,47 - 0,723 \bar{\lambda}_d \quad \text{si } 0,65 < \bar{\lambda}_d < 1,38$$

$$\chi_d = \frac{0,66}{\bar{\lambda}_d} \quad \text{si } \bar{\lambda}_d \geq 1,38$$

3. Itération :

On réitère le calcul de la largeur efficace en remplaçant la contrainte de compression initiale $\sigma_{com,Ed}$ par la contrainte réduite, obtenue à l'itération précédente :

$$\sigma_{com,Ed} = \chi_d \cdot \frac{f_{yb}}{\gamma_{M0}} \quad \dots (3-9)$$

Ce processus est répété jusqu'à convergence, c'est-à-dire lorsque la variation entre deux itérations devient négligeable. On adopte alors la largeur efficace finale b_{e2} , c_{eff} et l'épaisseur réduite correspondante t_{red}

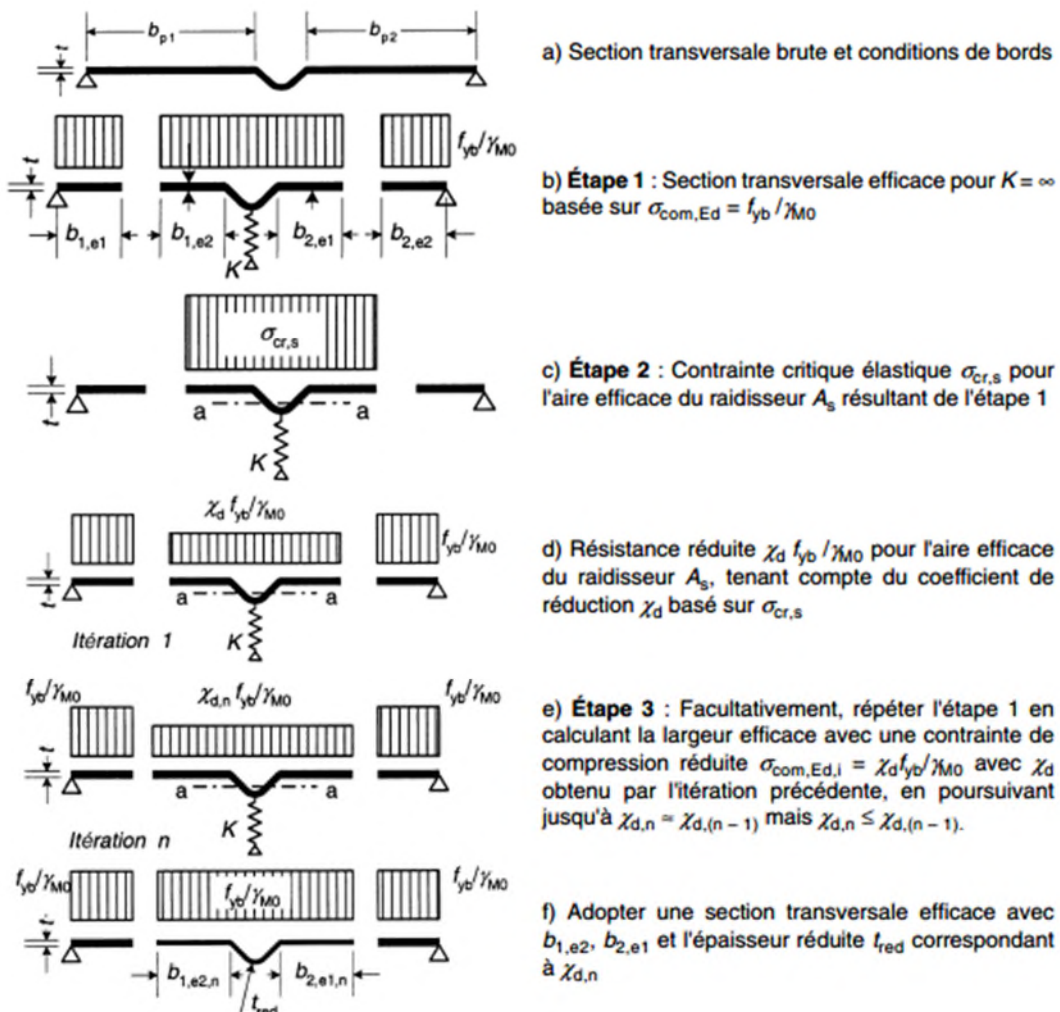


Figure 3-9: Résistance à la compression d'une semelle munie d'un raidisseur intermédiaire

3.4.3 Plaque nervurée avec raidisseurs intermédiaires :

a. Semelle munie de raidisseur unique centré

il convient de déterminer la contrainte critique de flambement élastique $\sigma_{cr,s}$ à partir de l'équation suivante :

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4,2k_w E}{A_s} \sqrt{\frac{I_s t^3}{4b_p^2(2b_p + 3b_s)}} \quad \dots (3-10)$$

b_p Es la largeur de référence de la paroi, indiquée à la Figure 3-10

b_s Est la largeur développée du raidisseur (mesurée le long du périmètre), voir Figure 3-10

A_s, I_s Sont l'aire et le moment d'inertie de la section transversale du raidisseur suivant Figure 3-10

k_w Est un coefficient tenant compte du maintien partiel en rotation de la semelle raidie par les âmes ou par les autres parois adjacentes (pour le calcul de la section transversale efficace soumise à une compression axiale, prendre $k_w = 1$)

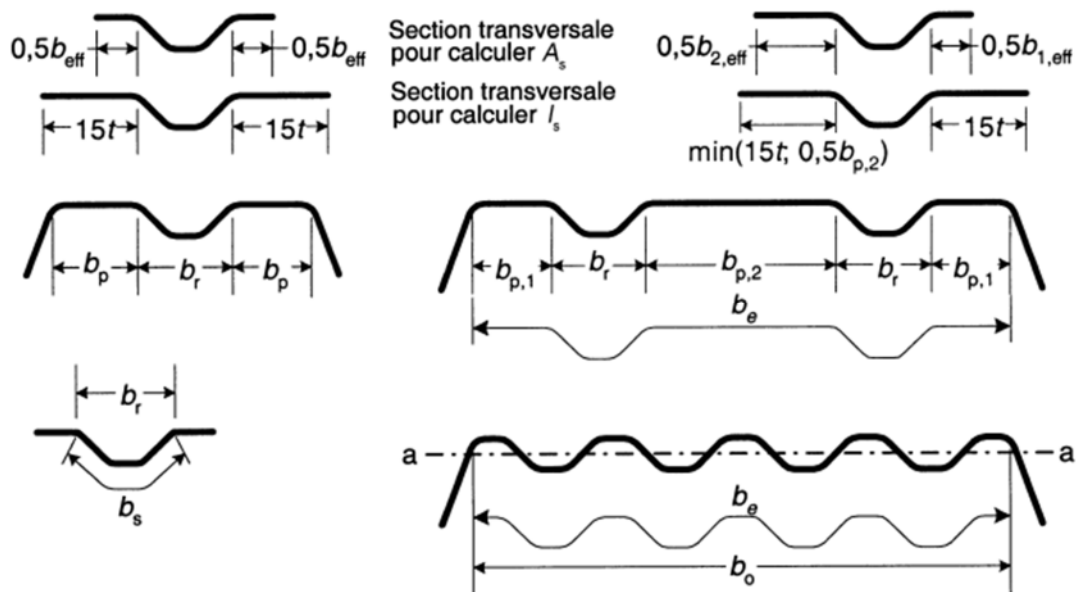


Figure 3-10: Semelle comprimée munie d'un, de deux ou de plusieurs raidisseurs

b. Semelle munie de deux raidisseurs symétriques :

il convient de déterminer la contrainte critique de flambement élastique $\sigma_{cr,s}$ à partir de l'équation suivante :

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4,2k_w E}{A_s} \sqrt{\frac{I_s t^3}{8b_1^2(3b_e - 4b_1)}} \quad \dots (3-11)$$

Avec :

$$b_e = 2b_{p,1} + b_{p,2} + 2b_s$$

$$b_1 = b_{p,1} + 0,5b_r$$

Où :

$b_{p,1}$ Es la largeur de référence d'une paroi plane de rive, comme indiquée à la Figure 3-10

$b_{p,2}$ Est la largeur de référence de la paroi centrale, comme indiqué à la Figure 3-10

b_r Est la largeur hors tout d'un raidisseur, voir Figure 3-10

A_s, I_s Sont l'aire et le moment d'inertie de la section transversale du raidisseur suivant Figure 3-10

k_w Est un coefficient tenant compte du maintien partiel en rotation de la semelle raidie par les âmes ou par les autres parois adjacentes (pour le calcul de la section transversale efficace soumise à une compression axiale, prendre $k_w = 1$)

c. Semelle munie de plusieurs raidisseurs (trois raidisseurs identiques ou plus) :

L'aire efficace de la section entière est :

$$A_{eff} = \rho b_e t \quad \dots (3-12)$$

Où ρ est le coefficient de réduction calculé suivant l'Annexe E de l'EN 1993-1-5 pour l'élanement $\bar{\lambda}_p$ basé sur la contrainte de flambement élastique

$$\sigma_{cr,s} = 1,8E \sqrt{\frac{I_s t}{b_0^2 b_e^3} + 3,6 \frac{Et^2}{b_0^2}} \quad \dots (3-13)$$

Où :

I_s Es la somme des moments d'inerties des raidisseurs par rapport à l'axe a-a, en négligeant les termes d'épaisseur en $bt^3/12$;

b_0 Est la largeur de la semelle, comme montré à la Figure 3-10

b_e Est la largeur hors tout d'un raidisseur, voir Figure 3-10

d. Ames avec au plus deux raidisseurs intermédiaires :

Pour un raidisseur unique, ou pour le raidisseur le plus proche de la semelle comprimée dans les âmes munies de deux raidisseurs, il convient de déterminer la contrainte critique de flambement élastique $\sigma_{cr,s}$ par l'expression suivante :

$$\sigma_{cr,s} = \frac{1,05k_f E \sqrt{I_s t^2 s_1}}{A_{sa} s_2 (s_1 - s_2)} \quad \dots (3-14)$$

Dans laquelle s_1 est donnée par les équations suivantes :

- Pour un raidisseur unique :

$$s_1 = 0,9(s_a + s_{sa} + s_c) \quad \dots (3-15)$$

- Pour le raidisseur le plus proche de la semelle comprimée, dans les âmes munies de deux raidisseurs :

$$s_1 = s_a + s_{sa} + s_b + 0,5(s_{sb} + s_c) \quad \dots (3-16)$$

Avec :

$$s_2 = s_1 - s_a - 0,5s_{sa} \quad \dots (3-17)$$

Où :

k_f Est le coefficient tenant compte du maintien partiel en rotation de l'âme raidie, par les semelles ; ($k_f = 1$ dans le sens de la sécurité ce qui correspond à une condition d'appui articulé)

I_s Est le moment d'inertie de la section efficace du raidisseur comprenant la largeur de pli s_{sa} et deux bandes adjacentes, chacune d'une largeur $s_{eff,1}$, par rapport à son axe neutre parallèle aux parois d'âmes, voir Figure 3-12. Pour le calcul de I_s , il est possible de négliger la différence éventuelle de pente entre les parois d'âme de part et d'autre le raidisseur

s_c Comme défini Figure 3-11

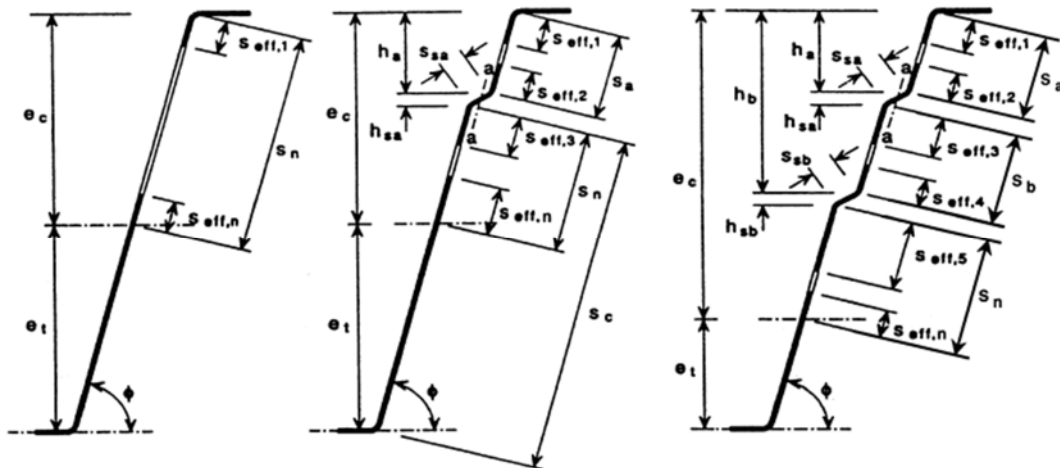


Figure 3-11: Section transversale efficace d'âmes de plaques nervurées

Pour un raidisseur unique comprimé, ou pour le raidisseur le plus proche de la semelle comprimée dans les âmes munies de deux raidisseurs, il convient de déterminer l'aire efficace réduite $A_{sa,red}$ à partir de l'équation suivante :

$$A_{sa,red} = \frac{\chi_d A_{sa}}{1 - (h_a + 0,5h_{sa})/e_c} \quad \text{mais } A_{sa,red} \leq A_{sa} \quad \dots (3-18)$$

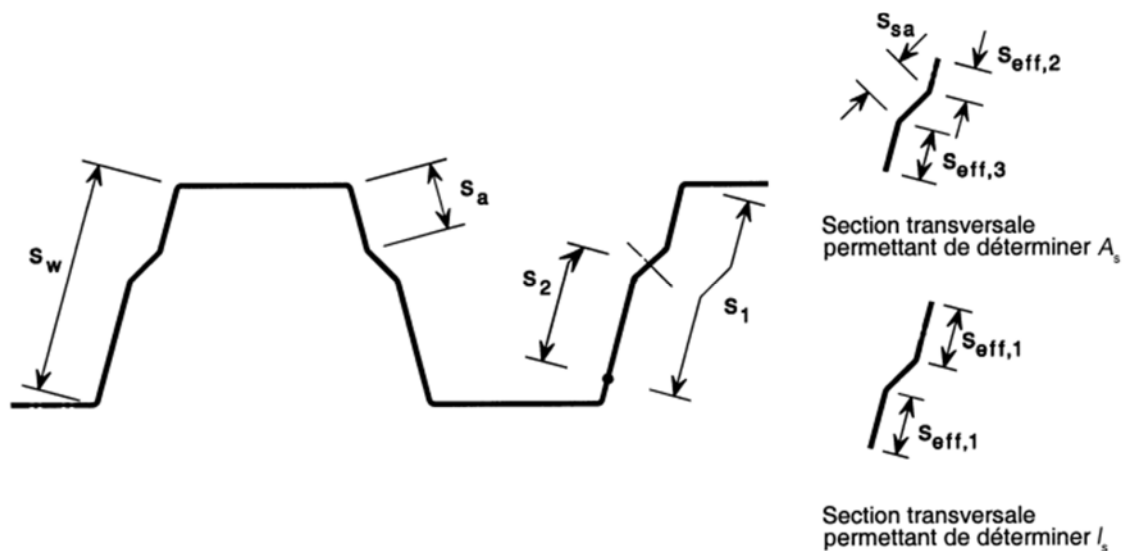


Figure 3-12: Raidisseurs d'âmes de plaques nervurées

e. Plaques nervurées munies de raidisseurs de semelle et de raidisseurs d'âme :

Dans le cas de plaques nervurées munies de raidisseurs intermédiaires dans les semelles et dans les âmes, voir Figure 3.13, il convient de prendre en compte l'interaction entre le flambement par distorsion (flambement par flexion des raidisseurs de semelle et des raidisseurs d'âme) en utilisant une contrainte critique élastique modifiée $\sigma_{cr,mod}$ pour les deux types de raidisseurs, obtenue par l'équation suivante :

$$\sigma_{cr,mod} = \frac{\sigma_{cr,s}}{\sqrt[4]{1 + \left[\beta_s \frac{\sigma_{cr,s}}{\sigma_{cr,sa}} \right]}} \quad \dots (3-19)$$

Où :

- $\sigma_{cr,s}$ Es la contrainte critique élastique d'un raidisseur de semelle intermédiaire, pour une semelle avec un seul raidisseur ou pour une semelle avec deux raidisseurs ;
- $\sigma_{cr,sa}$ Est la contrainte critique élastique d'un raidisseur d'âme unique, ou de raidisseur le plus proche de la semelle comprimée dans les âmes munies de deux raidisseurs ;
- A_s Est l'aire de la section transversale efficace d'un raidisseur intermédiaire de semelle ;
- A_{sa} Sont l'aire et la section transversale efficace d'un raidisseur intermédiaire d'âme ;
- $\beta_s = 1 - (h_a + 0,5h_{ha})/e_c$ pour un profilé fléchi ;
- $\beta_s = 1$ pour un profilé comprimé

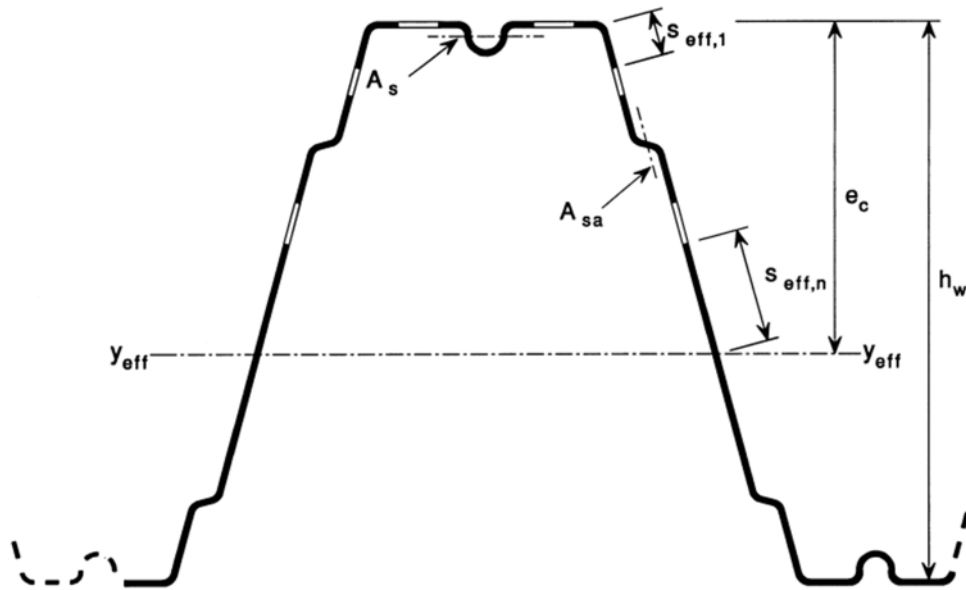


Figure 3-13: Plaque nervurée munie de raidisseurs de semelle et de raidisseurs d'âme

3.5 Résistance des sections transversales (état limite ultime) :

3.5.1 Traction axiale :

Il convient de déterminer la résistance de calcul d'une section transversale à la traction uniforme $N_{t,Rd}$ à partir de :

$$N_{t,Rd} = \frac{f_{ya} A_g}{\gamma_{M0}} \text{ mais } N_{t,Rd} \leq F_{n,Rd} \quad \dots (3-20)$$

Où :

- A_g Est l'aire brute de la section transversale ;
- $F_{n,Rd}$ Est la résistance de la section nette pour le type approprié d'élément de fixation ;
- f_{ya} Est la limite d'élasticité moyenne voir ... (3-1)

3.5.2 Compression axiale :

La résistance de calcul d'une section transversale à la compression $N_{c,Rd}$ est déterminée de la façon suivante :

- Si l'aire efficace A_{eff} est inférieure à l'aire brute A_g (section avec réduction due à un flambement local et/ou par distorsion)

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad \dots (3-21)$$

- Si l'aire efficace A_{eff} est égale à l'aire brute A_g (section sans réduction due à un flambement local et/ou par distorsion)

$$N_{c,Rd} = A_g (f_{yb} + (f_{ya} - f_{yb}) 4(1 - \bar{\lambda}_e / \bar{\lambda}_{e0})) / \gamma_{M0} \text{ mais } \leq A_g f_{ya} / \gamma_{M0} \quad \dots (3-22)$$

Où :

- A_{eff} Est l'aire efficace de la section transversale, obtenue d'après 3.4 en prenant pour hypothèse une contrainte de compression uniforme égale à f_{yb}/γ_{M0} ;
- f_{ya} Est la limite d'élasticité moyenne voir ... (3-1) ;
- F_{yb} Est la limite d'élasticité de base ;
- $\bar{\lambda}_{e\ max}$ Est l'élanement de la paroi qui correspond à la plus grande valeur de $\bar{\lambda}_e/\bar{\lambda}_{e0}$;
 Pour les parois plane : $\bar{\lambda}_e = \bar{\lambda}_p$ et $\bar{\lambda}_{e0} = 0,673$, voir 3.4.1 ;
 Pour les parois raidies $\bar{\lambda}_e = \bar{\lambda}_d$ et $\bar{\lambda}_{e0} = 0,65$, voir 3.4.2.

La résistance de calcul à la compression d'une section transversale fait référence à la charge axiale agissant au centre de gravité de sa section transversale efficace. Si ce dernier ne coïncide pas avec le centre de gravité de sa section transversale brute, il convient de prendre en compte le déplacement e_N de l'axe neutre (voir Figure 3-14), en utilisant la méthode donnée au 3.5.8. Lorsque le déplacement de l'axe neutre est favorable lors du contrôle du critère de contrainte, il convient alors de négliger ce déplacement uniquement s'il a été calculé à la limite d'élasticité et non sous contraintes de compression réelles.

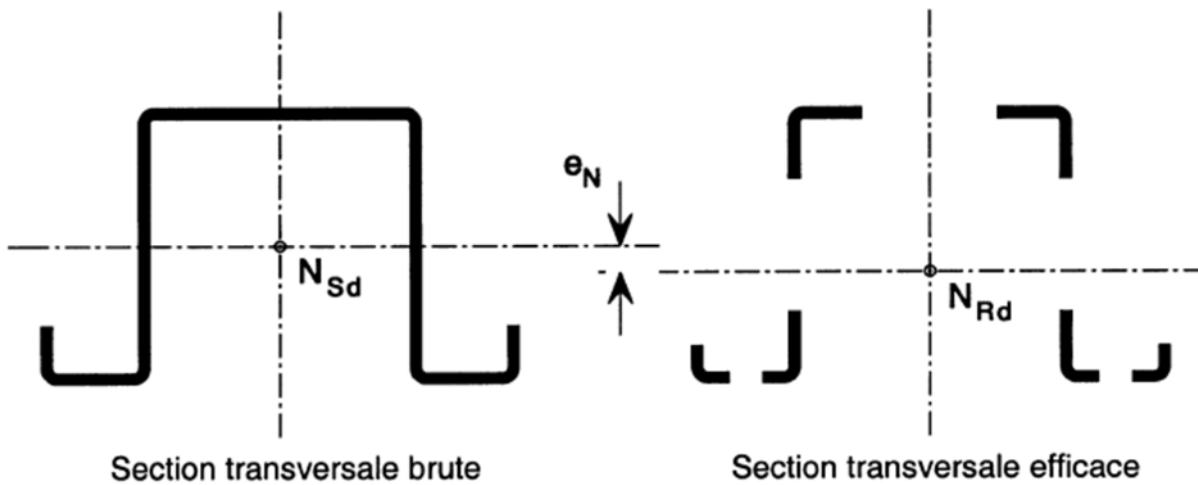


Figure 3-14: Section transversale efficace en compression

3.5.3 Moment fléchissant :

3.5.3.1 Résistance élastique et résistance élasto-plastique avec plastification de la semelle comprimée

Le moment résistant de calcul d'une section transversale soumise à la flexion par rapport à un axe principal $M_{c,Rd}$ est déterminé comme suit (voir Figure 3.15) :

- Si le module d'inertie de la section W_{eff} est inférieur au module d'inertie élastique de la section brute W_{el}

$$M_{c,Rd} = W_{eff} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad \dots (3-23)$$

- Si le module d'inertie de la section efficace W_{eff} est égale au module d'inertie élastique de la section brute W_{el}

$$M_{c,Rd} = f_{yb} \left(W_{el} + (W_{pl} - W_{el}) 4 \left(1 - \bar{\lambda}_{e,max} / \bar{\lambda}_{e0} \right) \right) / \gamma_{M0} \text{ mais } \leq W_{pl} f_y / \gamma_{M0} \quad \dots (3-24)$$

- $\bar{\lambda}_{e,max}$ Est l'élanement de la paroi qui correspond à la plus grande valeur de $\bar{\lambda}_e / \bar{\lambda}_{e0}$;
 Pour les parois planes sur deux appuis $\bar{\lambda}_e = \bar{\lambda}_p$ et $\bar{\lambda}_{e0} = 0,5 + \sqrt{0,25 - 0,055(3 + \psi)}$
 Où ψ est le rapport de contraintes ;
 Pour les parois raidies $\bar{\lambda}_e = \bar{\lambda}_d$ et $\bar{\lambda}_{e0} = 0,65$.

La résistance au moment de flexion qui en résulte en fonction de l'élanement de la paroi critique est illustrée à la figure 3-15

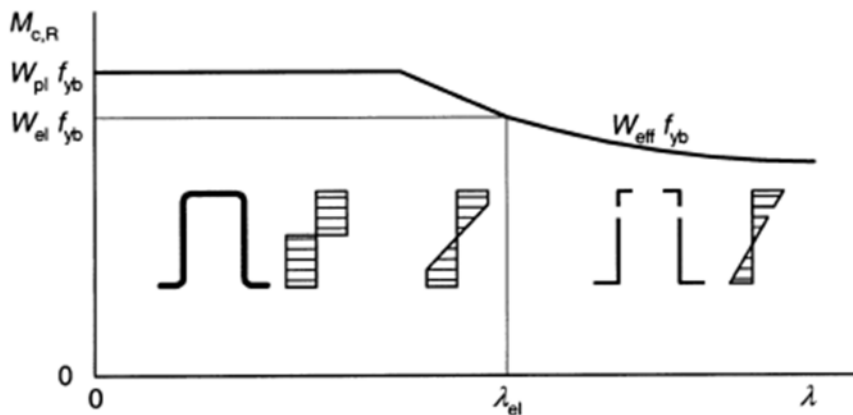


Figure 3-15: Moment résistant de flexion en fonction de l'élanement

L'expression ... (3-24) peut être utilisée sous réserve de satisfaire aux conditions suivantes :

- Le moment fléchissant est appliqué uniquement autour d'un axe principal de la section transversale ;
- La barre n'est soumise à une torsion, ni sujette au flambement par torsion, ou par flexion-torsion, ou par distorsion ;
- L'angle ϕ entre l'âme et la semelle est supérieur à 60° .

Si l'une des conditions n'est pas satisfaite, l'expression suivante peut être utilisée :

$$M_{c,Rd} = W_{eff} f_y / \gamma_{M0} \quad \dots (3-25)$$

Pour la flexion biaxiale, le critère suivant peut être utilisé :

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} \leq 1 \quad \dots (3-26)$$

Où :

- $M_{y,Ed}$ Est le moment fléchissant par rapport à l'axe principale de forte inertie ;
- $M_{z,Ed}$ Est le moment fléchissant par rapport à l'axe principale de faible inertie ;
- $M_{cy,Rd}$ Est la résistance de la section transversale lorsqu'elle est uniquement soumise à un moment par rapport à l'axe principal y-y ;
- $M_{cz,Rd}$ Est la résistance de la section transversale lorsqu'elle est uniquement soumise à un moment par rapport à l'axe principale z-z.

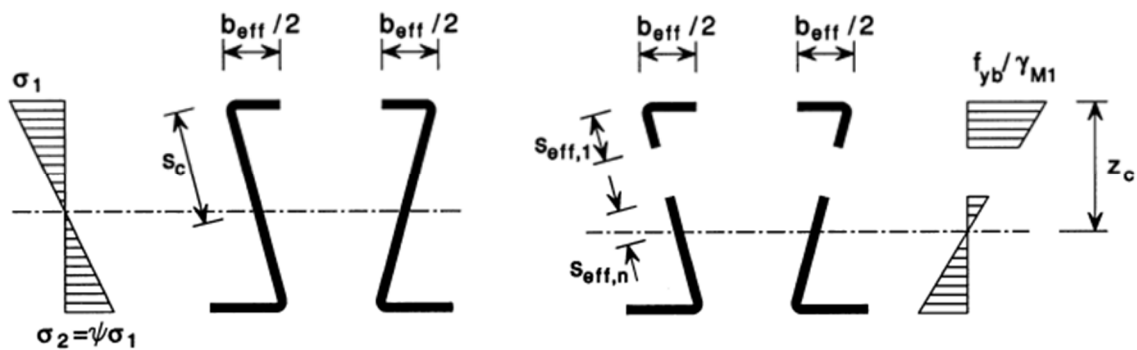


Figure 3-16: Section transversale efficace pour la résistance aux moments fléchissants

3.5.4 Effort de cisaillement :

Il convient de déterminer la résistance au cisaillement $V_{b,Rd}$ à partir de :

$$V_{b,Rd} = \frac{\frac{h_w}{\sin\phi} t f_{bv}}{\gamma_{M0}} \quad \dots (3-27)$$

Où :

- f_{bv} Est la résistance au cisaillement compte tenu du voilement conformément au tableau 3-7 ;
- h_w Est la hauteur d'âme entre les fibres moyennes des semelles, voir Figure 3-1 (c) ;
- ϕ Est l'angle d'inclinaison de l'âme par rapport aux semelles, voir Figure 3-17

Tableau 3-7: Résistance au voilement de cisaillement

| Élancement relatif de l'âme | Âme sans raidissage au droit de l'appui | Âme avec raidissage au droit de l'appui ¹⁾ |
|---------------------------------|---|---|
| $\bar{\lambda}_w \leq 0,83$ | $0,58 f_{yb}$ | $0,58 f_{yb}$ |
| $0,83 < \bar{\lambda}_w < 1,40$ | $0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$ | $0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$ |
| $\bar{\lambda}_w \geq 1,40$ | $0,67 f_{yb} / \bar{\lambda}_w^2$ | $0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$ |

1) Raidissage au droit de l'appui (par exemple : par échantignole) mis en œuvre de manière à empêcher la déformation de l'âme et calculé pour résister à la réaction d'appui.

Il convient de déterminer l'élancement relatif de l'âme $\bar{\lambda}_w$ de la façon suivante :

- Pour les âmes sans raidisseurs longitudinaux :

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \frac{s_w}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} \quad \dots (3-28)$$

- Pour des âmes avec des raidisseurs longitudinaux, voir Figure 3-17 :

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \frac{s_d}{t} \sqrt{\frac{5,34 f_{yb}}{k_t E}} \text{ mais } \bar{\lambda}_w \geq 0,346 \frac{s_p}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} \quad \dots (3-29)$$

Avec :

$$k_t = 5,34 + \frac{2,10}{t} \left(\frac{\sum I_s}{s_d} \right)^{1/3} \quad \dots (3-30)$$

Où :

- I_s Est le moment d'inertie du raidisseur longitudinal isolé, par rapport à l'axe a-a comme indiqué à la Figure 3-17 ;
- s_d Est la largeur développée totale de l'âme, voir Figure 3-17 ;
- s_p Est l'angle d'inclinaison de l'âme par rapport aux semelles, voir Figure 3-17
- s_w Est la largeur d'âme, telle qu'indiquée à la Figure 3-17, entre les points médians des arrondis, voir Figure 3-1 (c).

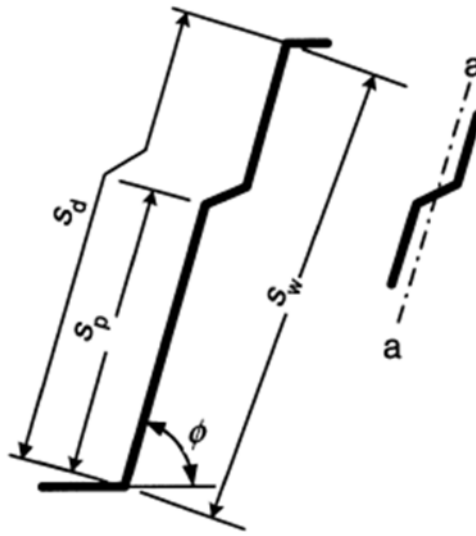


Figure 3-17: Ame raidie longitudinalement

3.5.5 Moment de torsion :

Lorsque des charges sont appliquées de façon excentrée par rapport au centre de cisaillement de la section transversale, il convient de prendre en compte les effets de la torsion.

Il convient d'utiliser, pour déterminer les effets du moment de torsion, l'axe neutre, le centre de cisaillement et le centre de rotation imposé, de la section transversale brute.

Dans les sections transversales soumises à la torsion, il convient de satisfaire les conditions suivantes(en tenant compte de la limite d'élasticité moyenne)

$$\sigma_{tot,Ed} \leq f_{ya}/\gamma_{M0} \quad \dots (3-31)$$

$$\tau_{tot,Ed} \leq \frac{f_{ya}/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \quad \dots (3-32)$$

$$\sqrt{\sigma_{tot,Ed}^2 + 3\tau_{tot,Ed}^2} \leq 1,1 \frac{f_{ya}}{\gamma_{M0}} \quad \dots (3-33)$$

Où :

$\sigma_{tot,Ed}$ Est la contrainte normale totale, calculée sur la section transversale efficace appropriée ;

$\tau_{tot,Ed}$ Est la contrainte totale de cisaillement, calculée sur la section transversale brute.

La contrainte normale totale $\sigma_{tot,Ed}$, et la contrainte totale de cisaillement $\tau_{tot,Ed}$ sont obtenues de la façon suivante :

$$\sigma_{tot,Ed} = \sigma_{N,Ed} + \sigma_{My,Ed} + \sigma_{Mz,Ed} + \sigma_{w,Ed} \quad \dots (3-34)$$

$$\tau_{tot,Ed} = \tau_{Vy,Ed} + \tau_{Vz,Ed} + \tau_{t,Ed} + \tau_{w,Ed} \quad \dots (3-35)$$

Où :

- $\sigma_{My,Ed}$ Est la contrainte normale résultant du moment fléchissant $M_{y,Ed}$ (en utilisant la section transversale efficace) ;
- $\sigma_{Mz,Ed}$ Est la contrainte normale résultant du moment fléchissant $M_{z,Ed}$ (en utilisant la section transversale efficace) ;
- $\sigma_{N,Ed}$ Est la contrainte normale résultant de l'effort axial N_{Ed} (en utilisant la section transversale efficace) ;
- $\sigma_{w,Ed}$ Est la contrainte normale résultant de la torsion non uniforme (en utilisant la section transversale brute) ;
- $\tau_{Vy,Ed}$ Est la contrainte de cisaillement résultant de l'effort tranchant $V_{y,Ed}$ (en utilisant la section transversale brute) ;
- $\tau_{Vz,Ed}$ Est la contrainte de cisaillement résultant de l'effort tranchant $V_{z,Ed}$ (en utilisant la section transversale brute) ;
- $\tau_{t,Ed}$ est la contrainte de cisaillement résultant de la torsion uniforme (St. Venant) (en utilisant la section transversale brute) ;
- $\tau_{w,Ed}$ est la contrainte de cisaillement résultant de la torsion non uniforme (en utilisant la section transversale brute).

3.5.6 Charges transversales localisées

Pour éviter l'écrasement, l'enfoncement local ou le flambement d'une âme soumise à une réaction d'appui ou à une autre charge transversale localisée, appliquée par l'intermédiaire de la semelle, la charge transversale F_{Ed} doit satisfaire :

$$F_{Ed} \leq R_{w,Ed} \quad \dots (3-36)$$

Où :

- $R_{w,Ed}$ est la résistance transversale locale de l'âme.

Il convient d'obtenir la résistance transversale locale d'une âme $R_{w,Rd}$ de la façon suivante :

a) Pour une âme non raidie :

- Pour une section transversale ne comprenant qu'une seule âme (Figure 3-18) :
A condition que la section transversale satisfasse les critères suivants :

$$h_w/t \leq 200$$

$$r/t \leq 6$$

$$45^\circ \leq \phi \leq 90$$

Où :

h_w Est la hauteur d'âme entre les fibres moyennes de la semelle ;

r Est le rayon intérieur des arrondis ;

ϕ Est l'angle d'inclinaison de l'âme par rapport aux semelles [degrés]

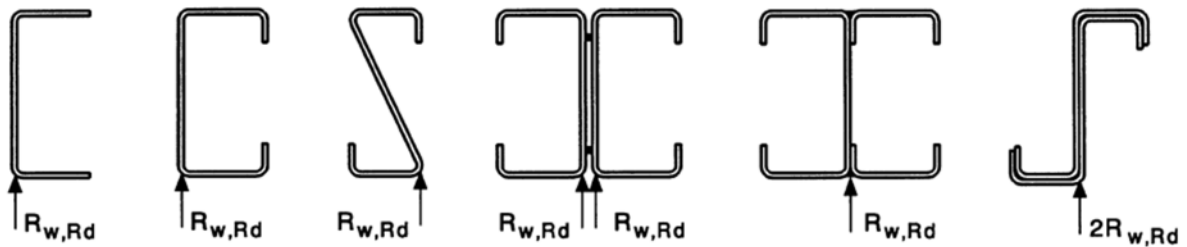
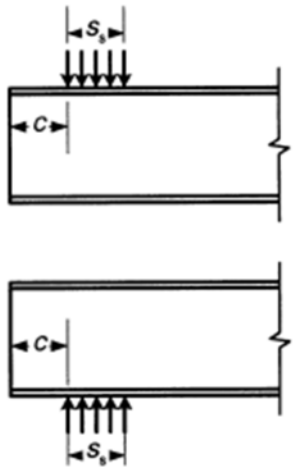
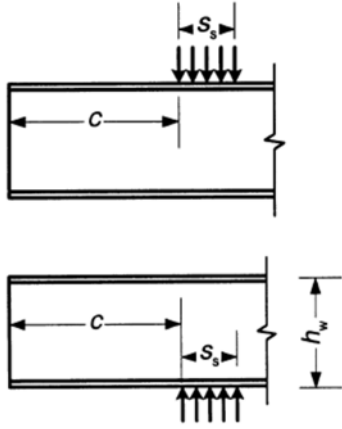


Figure 3-18: Exemple de sections transversales comportant une seule âme

Pour les sections transversales qui satisfont les critères sus-cités, la résistance transversale locale d'une âme $R_{w,Rd}$ peut être déterminée comme représenté à la Figure 3.19.

| | |
|---|--|
|  | <p>a) Pour une seule charge localisée ou réaction d'appui</p> <p>i) $c \leq 1,5 h_w$ par rapport à l'extrémité libre :</p> <ul style="list-style-type: none"> - pour une section transversale avec semelles raidies : $R_{w,Rd} = \frac{k_1 k_2 k_3 \left[9,04 - \frac{h_w/t}{60} \right] \left[1 + 0,01 \frac{s_s}{t} \right] f^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad \dots (3-37)$ - pour une section transversale avec semelles non raidies : - si $s_s/t \leq 60$: $R_{w,Rd} = \frac{k_1 k_2 k_3 \left[5,92 - \frac{h_w/t}{132} \right] \left[1 + 0,01 \frac{s_s}{t} \right] f^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad \dots (3-38)$ - si $s_s/t > 60$: $R_{w,Rd} = \frac{k_1 k_2 k_3 \left[5,92 - \frac{h_w/t}{132} \right] \left[0,71 + 0,015 \frac{s_s}{t} \right] f^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad \dots (3-39)$ |
|  | <p>ii) $c > 1,5 h_w$ par rapport à l'extrémité libre :</p> <ul style="list-style-type: none"> - si $s_s/t \leq 60$: $R_{w,Rd} = \frac{k_3 k_4 k_5 \left[14,7 - \frac{h_w/t}{49,5} \right] \left[1 + 0,007 \frac{s_s}{t} \right] f^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad \dots (3-40)$ - si $s_s/t > 60$: $R_{w,Rd} = \frac{k_3 k_4 k_5 \left[14,7 - \frac{h_w/t}{49,5} \right] \left[0,75 + 0,011 \frac{s_s}{t} \right] f^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad \dots (3-41)$ |

| | |
|--|---|
| | <p>b) Pour deux charges localisées opposées dont l'écartement e est inférieur à $1,5 h_w$:</p> <p>i) $c < 1,5 h_w$ par rapport à l'extrémité libre :</p> $R_{w,Rd} = \frac{k_1 k_2 k_3 \left[6,66 - \frac{h_w/t}{64} \right] \left[1 + 0,01 \frac{s_s}{t} \right]^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad \dots (3-42)$ |
| | <p>ii) $c > 1,5 h_w$ par rapport à l'extrémité libre :</p> $R_{w,Rd} = \frac{k_3 k_4 k_5 \left[21,0 - \frac{h_w/t}{16,3} \right] \left[1 + 0,0013 \frac{s_s}{t} \right]^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad \dots (3-43)$ |

Figure 3-19: Charges localisées et appuis — Sections transversales avec une seule âme

Les coefficients k_1 à k_5 sont déterminés de la manière suivante :

$$k_1 = 1,33 - 0,33 k$$

$$k_2 = 1,15 - 0,15 r/t \text{ mais } k_2 \geq 0,50 \text{ et } k_2 \leq 1,0$$

$$k_3 = 0,7 + 0,3 (\phi/90)^2$$

$$k_4 = 1,22 - 0,22 k$$

$$k_5 = 1,06 - 0,06 r/t \text{ mais } k_5 \leq 1,0$$

où :

$$k = f_{yb} / 228 \quad [\text{avec } f_{yb} \text{ en N/mm}^2].$$

- Pour les autres cas, y compris les plaques nervurées (voir Figure 3-20) :
Sous réserves de satisfaire aux conditions suivantes :
 - La distance libre c entre la zone d'application de la réaction d'appui ou de la charge localisée et une extrémité libre, voir Figure 3-21, est d'au moins 40 mm ;
 - la section transversale satisfait les critères suivants :

$$h_w/t \leq 200 \sin \phi$$

$$r/t \leq 10$$

$$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$$

Où :

h_w Est la hauteur d'âme entre les fibres moyennes de la semelle ;

r Est le rayon intérieur des arrondis ;

ϕ Est l'angle d'inclinaison de l'âme par rapport aux semelles [degrés]

la résistance transversale locale $R_{w,Ed}$ pour chaque âme de la section transversale est déterminée à partir de :

$$R_{w,Ed} = \alpha t^2 \sqrt{f_{yb} E} (1 - 0,1 \sqrt{r/t}) [0,5 + \sqrt{0,02 l_a/t}] (2,4 + (\phi/90)^2) / \gamma_{M1} \quad \dots (3-44)$$

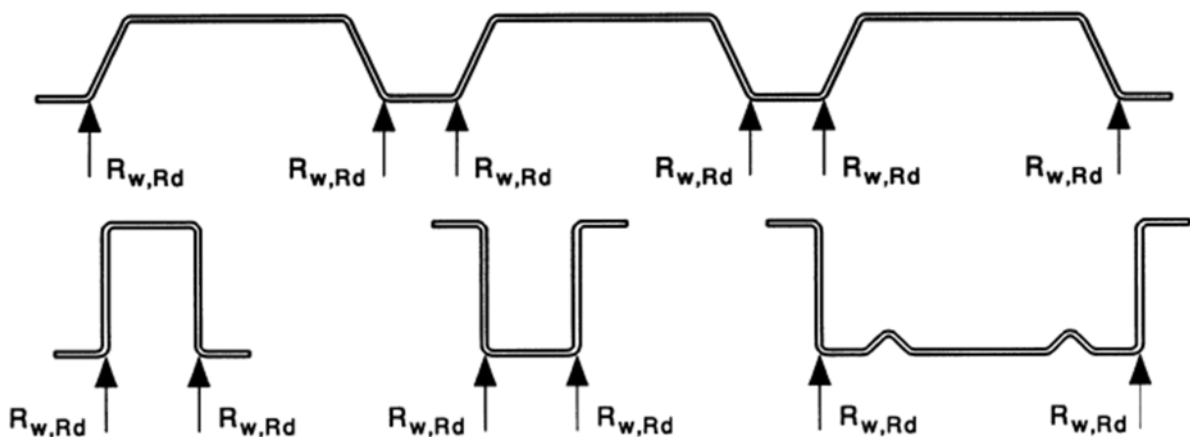


Figure 3-20: Exemple des sections transversales avec deux âmes ou plus

Où :

l_a Est la longueur d'appui effective pour la catégorie de chargement appropriée ;

α Est un coefficient dépendant de la catégorie de chargement ;

Il convient de déterminer la longueur d'appui effective l_a de la façon suivante :

a) Pour la catégorie 1 : $l_a = 10 \text{ mm}$

b) Pour la catégorie 2 :

$$\beta_v \leq 0,2 : \rightarrow l_a = s_s$$

$$\beta_v \geq 0,3 : \rightarrow l_a = 10 \text{ mm}$$

$0,2 < \beta_v < 0,3 : \rightarrow$ interpoler linéairement entre les valeurs de l_a pour 0,2 et 0,3

Avec :

$$\beta_v = \frac{|V_{Ed,1}| - |V_{Ed,2}|}{|V_{Ed,1}| + |V_{Ed,2}|}$$

Où $|V_{Ed,1}|$ et $|V_{Ed,2}|$ sont les valeurs absolues des efforts tranchants de part et d'autre de la charge localisée ou de la réaction d'appui avec $|V_{Ed,1}| \geq |V_{Ed,2}|$, et où s_s est la longueur réelle de l'appui rigide.

Il convient de déterminer la valeur du coefficient α de la manière suivante :

a) pour la catégorie de chargement 1 :

- pour les plaques nervurées : $\alpha = 0,075$

- pour les plateaux et les profilés en oméga : $\alpha = 0,057$

b) pour la catégorie de chargement 2 :

- pour les plaques nervurées : $\alpha = 0,15$

- pour les plateaux et les profilés en oméga : $\alpha = 0,115$

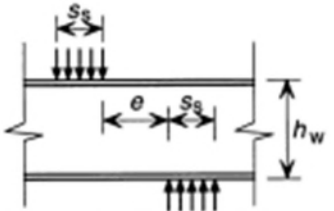
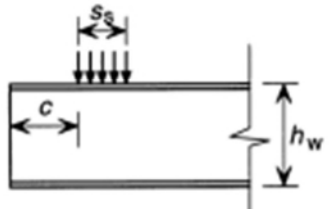
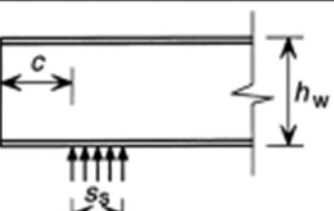
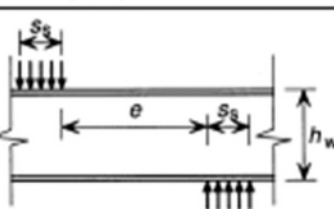
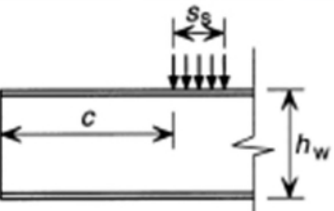
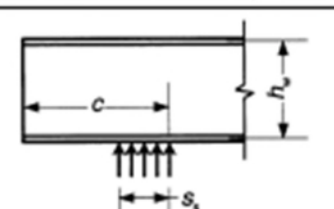
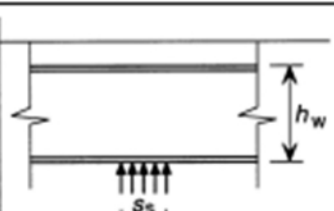
| | |
|---|---|
|  | <p>Catégorie 1</p> <p>— charge locale appliquée à une distance $e \leq 1,5 h_w$ de l'appui le plus proche ;</p> |
|  | <p>Catégorie 1</p> <p>— charge locale appliquée à une distance $c \leq 1,5 h_w$ de l'extrémité libre ;</p> |
|  | <p>Catégorie 1</p> <p>— réaction d'un appui d'extrémité avec $c \leq 1,5 h_w$ par rapport à l'extrémité libre.</p> |
|  | <p>Catégorie 2</p> <p>— charge locale appliquée à une distance $e > 1,5 h_w$ de l'appui le plus proche ;</p> |
|  | <p>Catégorie 2</p> <p>— charge locale appliquée à une distance $c > 1,5 h_w$ de l'extrémité libre ;</p> |
|  | <p>Catégorie 2</p> <p>— réaction d'un appui d'extrémité avec $c > 1,5 h_w$ par rapport à l'extrémité libre.</p> |
|  | <p>Catégorie 2</p> <p>— réaction d'un appui intermédiaire.</p> |

Figure 3-21: Charges localisées et appuis- Catégories de chargement pour les sections transversales avec deux âmes ou plus

b) Pour Une âme raidie :

Lorsque la charge locale ou la réaction d'appui est appliquée par l'intermédiaire d'une pièce disposée de manière à empêcher la déformation de l'âme, calculée pour résister à la charge transversale localisée, il n'est pas nécessaire de se préoccuper de la résistance transversale locale de l'âme.

Dans les poutres en I constituées de deux profils en U, ou présentant une section transversale similaire dans laquelle deux pièces sont assemblées par leurs âmes, il convient de positionner les liaisons entre les âmes aussi près que possible des semelles de la poutre

Lorsque la rotation de l'âme est empêchée par un maintien approprié ou par la géométrie des profilés (exemple poutres en I, voir les quatrième et cinquième exemple de la Figure 3-19 en partant de la gauche), la résistance transversale locale $R_{w,Rd}$ de cette âme peut être déterminée comme suit :

➔ Pour une seule charge ou réaction d'appui

- $c \leq 1,5h_w$ (à proximité ou au droit de l'extrémité libre)
pour une section transversale avec semelles raidies ou non

$$R_{w,Rd} = \frac{k_7 \left[8,8 + 1,1 \sqrt{\frac{S_s}{t}} \right] t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad \dots (3-45)$$

- $c > 1,5h_w$ (à distance de l'extrémité libre)
pour une section transversale avec semelles raidies ou non

$$R_{w,Rd} = \frac{k_8 k_9 \left[13,2 + 2,87 \sqrt{\frac{S_s}{t}} \right] t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad \dots (3-46)$$

➔ Pour des charges ou réactions opposées

- o $c \leq 1,5h_w$ (à proximité ou au droit de l'extrémité libre)
pour une section transversale avec semelles raidies ou non

$$R_{w,Rd} = \frac{k_{10} k_{11} \left[8,8 + 1,1 \sqrt{\frac{S_s}{t}} \right] t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad \dots (3-47)$$

- o $c > 1,5h_w$ (à distance de l'extrémité libre)
pour une section transversale avec semelles raidies ou non

$$R_{w,Rd} = \frac{k_8 k_9 \left[13,2 + 2,87 \sqrt{\frac{s_s}{t}} \right] t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad \dots (3-48)$$

où il convient de déterminer les valeurs des constantes k_5 à k_{11} de la manière suivante :

$$k_5 = 1,49 - 0,53 k \quad \text{mais } k_5 < 0,6$$

$$k_6 = 0,88 - 0,12 t/1,9$$

$$k_7 = 1 + s_s/t/750 \quad \text{lorsque } s_s/t < 150 ; \quad k_7 = 1,20 \quad \text{lorsque } s_s/t > 150$$

$$k_8 = 1/k \quad \text{lorsque } s_s/t < 66,5 ; \quad k_8 = (1,10 - s_s/t/665)/k \quad \text{lorsque } s_s/t > 66,5$$

$$k_9 = 0,82 + 0,15 t/1,9$$

$$k_{10} = (0,98 - s_s/t/865)/k$$

$$k_{11} = 0,64 + 0,31 t/1,9$$

où :

$$k = f_{yb} / 228 \quad [\text{avec } f_{yb} \text{ en N/mm}^2];$$

s_s est la longueur effective d'appui rigide.

Dans le cas de 2 charges locales égales et opposées appliquées sur des longueurs inégales, il convient d'utiliser la plus petite valeur de s_s .

Pour les sections transversales comportant des raidisseurs d'âme longitudinaux pliés de telle façon que les deux plis de l'âme se trouvent de part et d'autre de la ligne d'épure de l'âme joignant les points d'intersection de la fibre moyenne de l'âme avec la fibre moyenne des semelles, voir Figure 3-22, à conditions que ces sections transversales soient telles que :

$$2 < \frac{e_{max}}{t} < 12$$

Où :

e_{max} Est la plus grande excentricité des plis par rapport à la ligne d'épure de l'âme.

La résistance transversale locale d'une âme raidie peut être déterminée en multipliant la valeur correspondante d'une âme non raidie similaire, selon le cas, par le coefficient $\kappa_{a,s}$ donnée par :

$$\kappa_{as} = 1,45 - 0,05 e_{max}/t \quad \text{mais } \kappa_{as} \leq 0,95 + 35000t^2 e_{min}/(b_d^2 s_p)$$

Où :

b_d Est la largeur développée de la semelle chargée, voir Figure 3-22 ;

e_{min} Est la plus petite excentricité des plis par rapport à la ligne d'épure de l'âme ;

s_p Est la largeur de la paroi d'âme la plus proche de la semelle chargée, (Figure 3-22)

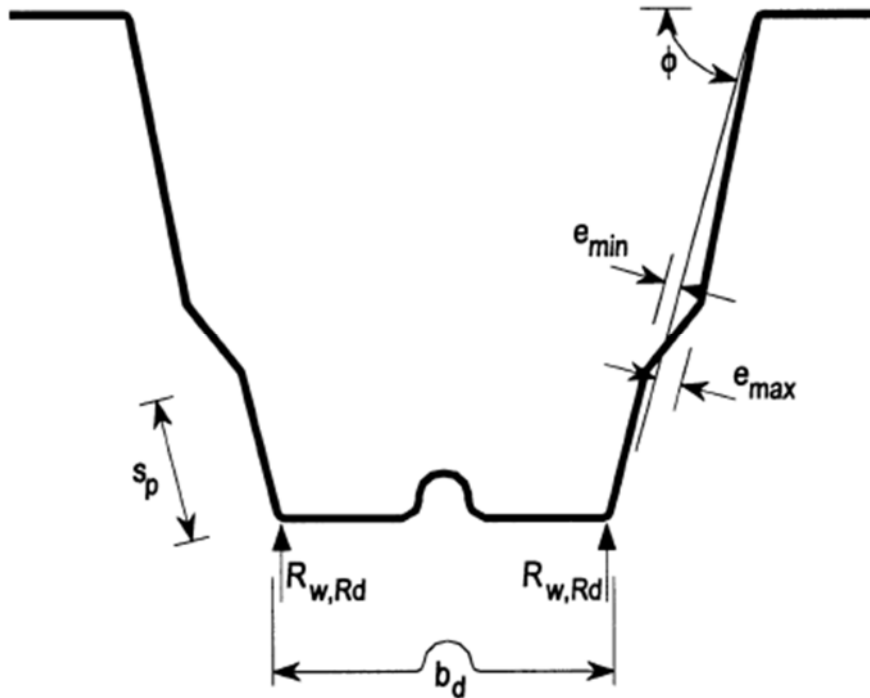


Figure 3-22: Ames raidies

3.5.7 Traction et flexion combinées :

Il convient de vérifier que les sections transversales soumises à l'action combinée d'une traction axiale et de moment fléchissant $M_{y,Ed}$ et $M_{z,Ed}$ satisfont le critère suivant :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,ten}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd,ten}} \leq 1 \quad \dots (3-49)$$

Où :

- $N_{t,Rd}$ Est la résistance de calcul de la section transversale soumise à une traction uniforme (3.5.1) ;
- $M_{cy,Rd,ten}$ Est le moment résistant de calcul de la section transversale associée à la contrainte de traction maximale lorsque cette section est soumise uniquement à un moment par rapport à l'axe y-y (3.5.3) ;
- $M_{cz,Rd,ten}$ Est le moment résistant de calcul de la section transversale associée à la contrainte de traction maximale lorsque cette section est soumise uniquement à un moment par rapport à l'axe z-z (3.5.3).

Si $M_{cy,Rd,com} \leq M_{cy,Rd,ten}$ ou $M_{cz,Rd,com} \leq M_{cz,Rd,ten}$ (où $M_{cy,Rd,com}$ et $M_{cz,Rd,com}$ sont les moments associés à la contrainte de compression maximale dans la section transversale soumise uniquement à un moment par rapport à l'axe approprié), il convient également de vérifier le critère suivant :

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,com}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Ed,com}} - \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad \dots (3-50)$$

3.5.8 Compression et flexion combinées :

Il convient de vérifier que les sections transversales soumises à l'action combinée d'une compression axiale N_{Ed} et de moment fléchissant $M_{y,Ed}$ satisfont le critère suivant :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,com}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd,com}} \leq 1 \quad \dots (3-51)$$

Où $N_{c,Rd}$ est tel que défini au 3.5.2, $M_{cy,Rd,com}$ et $M_{cz,Rd,com}$ sont tels que définis au 3.5.7

Il convient de prendre les moments supplémentaires $\Delta M_{y,Ed}$ et $\Delta M_{z,Ed}$ dus aux déplacements des axes neutres égaux à :

$$\begin{aligned} \Delta M_{y,Ed} &= N_{Ed} e_{Ny} \\ \Delta M_{z,Ed} &= N_{Ed} e_{Nz} \end{aligned}$$

Où e_{Ny} et e_{Nz} sont les déplacements des axes neutres y-y et z-z dus aux efforts axiaux, voir 3.5.2 (figure 3-14)

Si $M_{cy,Rd,ten} \leq M_{cy,Rd,com}$ ou $M_{cz,Rd,ten} \leq M_{cz,Rd,com}$ il convient de vérifier également le critère suivant :

$$\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,ten}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd,ten}} - \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad \dots (3-52)$$

Où $M_{cy,Rd,ten}$, $M_{cz,Rd,ten}$ sont définis au 3.5.7

3.5.9 Effort de cisaillement, effort axial et moment fléchissant combinés :

Pour les sections transversales soumises à l'action combinée d'un effort axial N_{Ed} , d'un moment fléchissant M_{Ed} et d'un effort de cisaillement V_{Ed} il n'est pas nécessaire de tenir compte d'une réduction de capacité du au cisaillement dès lors que $V_{Ed} \leq 0,5 V_{w,Rd}$. Si l'effort est supérieur à la moitié de la résistance à l'effort de cisaillement, il convient de satisfaire à l'équation suivante :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \left(1 - \frac{M_{t,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{w,Rd}} - 1\right)^2 \leq 1 \quad \dots (3-53)$$

Où :

N_{Rd} Est la résistance de calcul de la section transversale à la traction ou la compression uniforme donnée au 3.5.1 et 3.5.2 ;

$M_{y,Rd}$ Est le moment résistant de calcul de la section transversale donné au 3.5.3

$V_{w,Rd}$ Est la résistance de calcul au cisaillement de l'âme donnée au 3.5.4

$M_{t,Rd}$ Est le moment résistant plastique de calcul d'une section transversale comprenant uniquement la partie efficace des semelles, voir EN 1993-1-5

$M_{pl,Rd}$ Est le moment résistant plastique de la section transversale, voir EN 1993-1-5.

Pour les barres et les plaques nervurées comprenant au moins deux âmes $V_{w,Rd}$ est la somme des résistances des âmes. Voir également l'EN 1993-1-5.

3.5.10 Moment fléchissant combiné avec une charge concentrée ou une réaction d'appui

Il convient de vérifier que les sections transversales soumises à l'action combinée d'un moment fléchissant M_{ed} et d'un effort transversal dû à une charge localisée ou à une réaction d'appui F_{ed} satisfont les équations suivantes :

$$M_{Ed}/M_{c,Rd} \leq 1 \quad \dots (3-54)$$

$$F_{Ed}/R_{w,Rd} \leq 1 \quad \dots (3-55)$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} + \frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1,25 \quad \dots (3-56)$$

Où :

$M_{c,Rd}$ Est le moment résistant de la section transversale donnée au 3.5.3.1

$R_{w,Rd}$ est la valeur appropriée de la résistance transversale locale de l'âme, donnée au 3.5.6

Le moment fléchissant M_{ed} dans l'équation (3-56) peut être calculé au bord de l'appui. Pour les barres et les plaques nervurées comprenant au moins deux âmes $R_{w,Rd}$ est la somme des résistances transversales locales des âmes individuelles.

3.6 Résistance au flambement :

3.6.1 Généralités :

Pour les barres dont les sections transversales sont sujettes à la distorsion, il convient de tenir compte de la possibilité de flambement latéral des semelles comprimées et de la flexion latérale des semelles en général, voir 3.6.4

Il convient de prendre en compte les effets du flambement local et par distorsion comme spécifié au 3.4

3.6.2 Flambement par flexion

Il convient de déterminer la résistance de calcul au flambement $N_{b, Rd}$ pour le flambement par flexion suivant l'EN 1993-1-1 à l'aide de la courbe de flambement appropriée définie au Tableau 3-8 selon le type de section transversale, l'axe de flambement et la limite d'élasticité utilisés :

- courbe de flambement b associée à la limite d'élasticité de base f_{yb} du matériau constituant la tôle ayant servi à fabriquer le profilé par formage à froid
- courbe de flambement c associée à la limite d'élasticité moyenne f_{ya} du profilé après formage à froid, à condition que $A_{eff} = A_g$.

La courbe de flambement pour une section transversale ne figurant pas dans le Tableau 3-8 peut être obtenue par analogie.

3.6.3 Flambement par torsion et flambement par flexion-torsion :

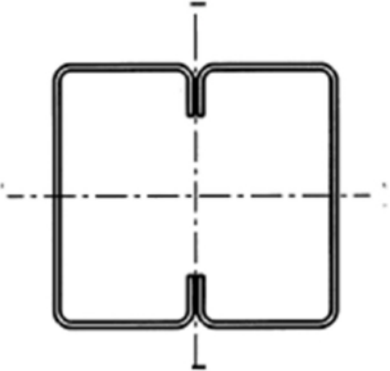
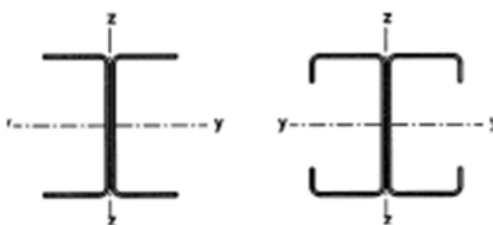

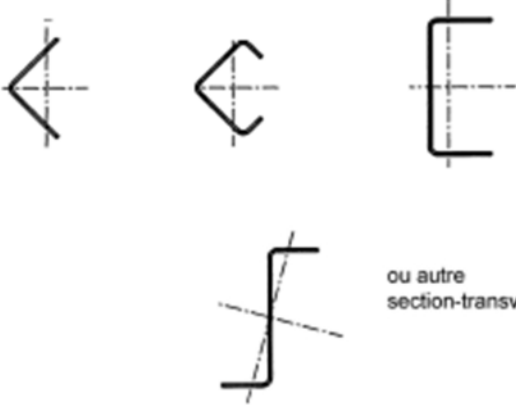
Pour les profilés à section transversale ouverte antisymétrique (par exemple panne type Z avec semelles égales), il convient de tenir compte du fait que la résistance de la barre au flambement par torsion peut être inférieure à sa résistance au flambement par flexion.

Pour les profilés à section transversale ouverte comportant un seul axe de symétrie, voir Figure 3-23, il convient de tenir compte du fait que la résistance de la barre au flambement par flexion-torsion peut être inférieure à sa résistance au flambement par flexion.

Pour les profilés à section transversale ouverte non symétrique, il convient de tenir compte du fait que la résistance de la barre au flambement par torsion ou flexion-torsion peut être inférieure à sa résistance au flambement par flexion.

Il convient de déterminer la résistance de calcul au flambement $N_{b, Rd}$ pour le flambement par torsion ou par flexion-torsion selon 6.3.1.1 de l'EN 1993-1-1 au moyen de la courbe de flambement appropriée pour le flambement par rapport à l'axe z-z donnée dans le Tableau 3-8

Tableau 3-8: Courbe de flambement appropriée pour divers types de section transversale

| Type de section transversale | Flambement par rapport à l'axe | Courbe de flambement |
|--|--------------------------------|----------------------|
|  | Si f_{yb} est utilisée | quelconque |
| | si f_{ya} est utilisée *) | quelconque |
|  | y - y | a |
| | z - z | b |
|  | quelconque | b |
|  <p>ou autre section-transversale</p> | quelconque | c |

*) Il convient de n'utiliser la limite d'élasticité moyenne f_{ya} que si $A_{eff} = A_g$.

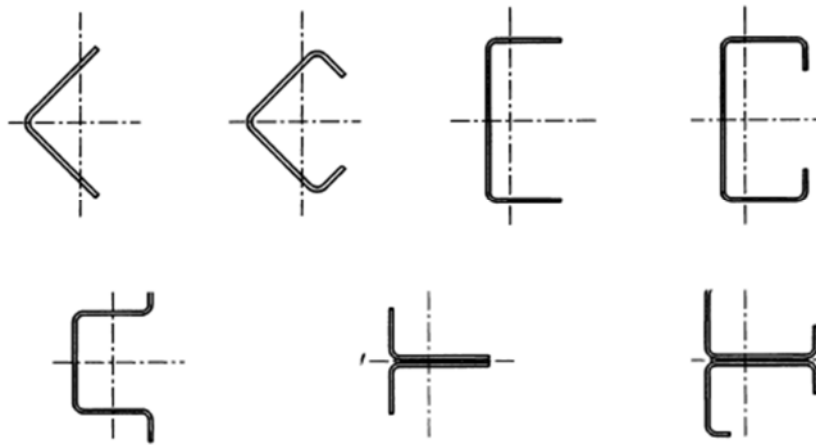


Figure 3-23::Sections transversales mono-symétriques sujettes au flambement par flexion-torsion

Il convient de déterminer la force critique élastique $N_{cr,T}$ pour le flambement par torsion d'une poutre sur deux appuis simples à partir de :

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(GI_t + \frac{\pi^2 EI_w}{l_T^2} \right) \quad \dots (3-57)$$

$$i_0^2 = i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2 \quad \dots (3-58)$$

Où :

- G Est le module de cisaillement ;
- I_t Est le moment d'inertie de torsion de la section transversale brute ;
- I_w Est le moment d'inertie sectoriel de la section transversale brute ;
- i_y Est le rayon de giration de la section transversale brute par rapport à l'axe $y - y$;
- i_z Est le rayon de giration de la section transversale brute par rapport à l'axe $z - z$;
- l_T Est la longueur de flambement de la barre pour le flambement par torsion ;
- y_0, z_0 Sont les coordonnées du centre de cisaillement par rapport au centre de gravité de la section transversale brute.

Pour les sections transversales à double symétrie (c'est-à-dire $y_0 = z_0 = 0$), il convient de déterminer la force critique élastique $N_{cr,TF}$ pour le flambement par flexion-torsion à partir de :

$$N_{cr,TF} = N_{cr,T} \quad \dots (3-59)$$

A condition que : $N_{cr,T} < N_{cr,y}$ et $N_{cr,T} < N_{cr,z}$

Pour les sections transversales symétriques par rapport à l'axe $y - y$ (c'est-à-dire $z_0 = 0$), il convient de déterminer la force critique élastique $N_{cr,TF}$ pour le flambement par flexion-torsion à partir de :

$$N_{cr,TF} = \frac{N_{cr,y}}{2\beta} \left[1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} - \sqrt{\left(1 - \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}\right)^2 + 4 \left(\frac{y_0}{i_0}\right)^2 \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}} \right] \quad \dots (3-60)$$

Avec :

$$\beta = 1 - \left(\frac{y_0}{i_0}\right)^2$$

Il convient de déterminer la longueur de flambement l_T pour le flambement par torsion ou par flexion-torsion en tenant compte du degré de maintien à la torsion et au gauchissement à chaque extrémité de la longueur d'épure L_T .

Pour des dispositifs courants d'assemblages à chaque extrémité, la valeur de l_T/L_T peut être prise égale à :

- 1,0 pour les assemblages assurant un maintien partiel à la torsion et au gauchissement, voir Figure 3-24(a) ;
- 0,7 pour les assemblages assurant un maintien significatif à la torsion et au gauchissement, voir Figure 3-24(b) ;

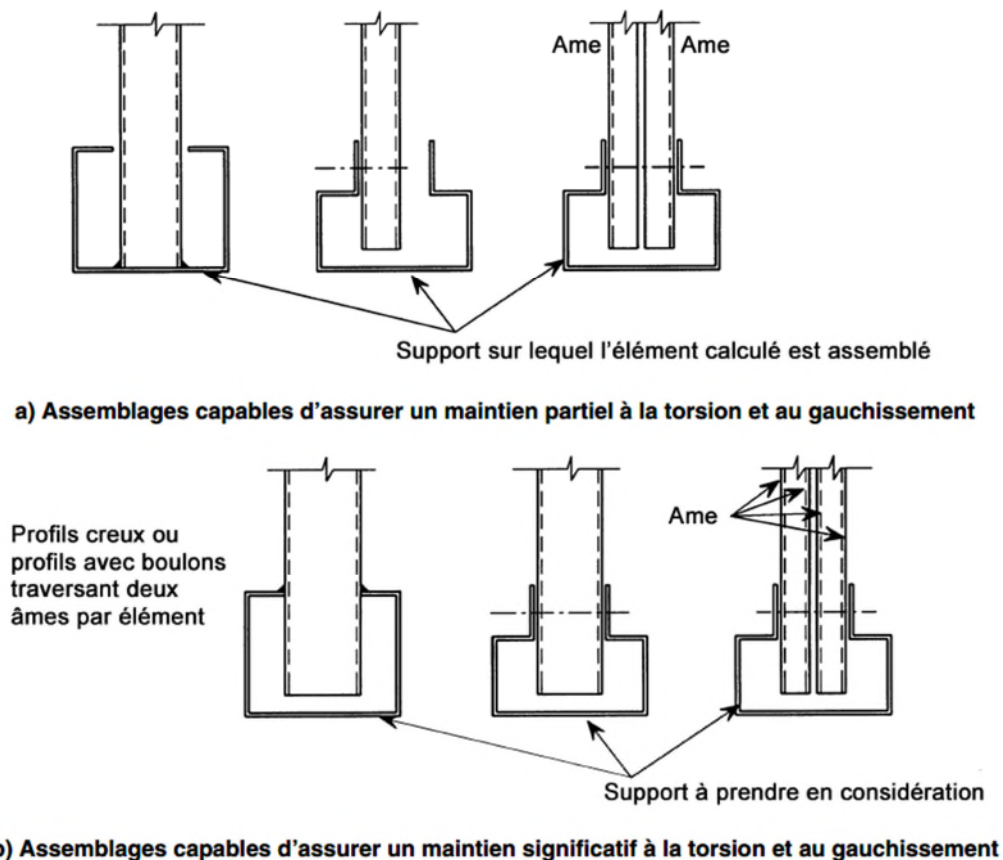


Figure 3-24: Assemblages capables d'assurer un maintien à la torsion et au gauchissement

3.6.4 Déversement des barres fléchies :

Il convient de déterminer le moment résistant d'une barre sujette au déversement suivant 6.3.2.2 de l'EN 1993-1-1, en retenant la courbe de flambement latéral appropriée a ou b.

Il convient de ne pas utiliser cette méthode pour les profilés qui présentent un angle significatif entre les axes principaux de la section transversale efficace, et ceux de la section transversale brute.

3.6.5 Flexion et compression :

L'interaction entre effort normal et moment fléchissant peut être évaluée par une analyse au second ordre de la barre, comme spécifié dans l'EN 1993-1-1, sur la base des caractéristiques de la section transversale efficace définie au 5.5. Voir également 5.3.

Comme alternative, la formule d'interaction (3-61) peut être utilisée.

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}}\right)^{0,8} + \left(\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}}\right)^{0,8} \leq 1,0 \quad \dots (3-61)$$

Où :

| | |
|------------|--|
| $N_{b,Rd}$ | Est la résistance de calcul au flambement d'une barre comprimée selon 3.6.2 (flambement par flexion, torsion ou flexion-torsion) ; |
| $M_{b,Rd}$ | Est le moment résistant de calcul à la flexion selon 3.6.4 |
| M_{Ed} | Inclut les effets du déplacement de l'axe neutre, si nécessaire. |

3.6.6 Flexion et traction :

L'équation d'interaction flexion-compression (3-61) est applicable.

3.7 Etat limite de service :

3.7.1 Généralités :

(1) Il convient d'appliquer les règles concernant les états limites de service définis à la Section 7 de l'EN 1993-1-1 aux profilés et plaques nervurées formés à froid.

(2) Il convient d'utiliser les caractéristiques de la section transversale efficace selon 3.2.5 dans tous les calculs aux états limites de service pour les profilés et les plaques nervurées formés à froid.

(3) Une méthode alternative pour calculer le moment d'inertie est l'interpolation suivante entre la section transversale brute et la section transversale efficace :

$$I_{fic} = I_{gr} - \frac{\sigma_{gr}}{\sigma} (I_{gr} - I(\sigma)_{eff}) \quad \dots (3-62)$$

Où :

I_{gr} Est le moment d'inertie de la section transversale brute ;

σ_{gr} Est la contrainte maximale de compression par flexion à l'état de service, sur la base de la section transversale brute (positive dans la formule)

$I(\sigma)_{eff}$ Est le moment d'inertie de la section transversale efficace, tenant compte du flambement locale, calculée pour une contrainte maximale σ/σ_{gr} , égale à la plus grande valeur absolue des contraintes sur la longueur de calcul considérée

(4) Le moment d'inertie efficace I_{eff} (ou I_{fic}) peut être considéré comme variable sur la longueur de la travée. Une valeur uniforme peut également être utilisée, calculée sur la base du moment maximal en travée (en valeur absolue) résultant de l'application des charges de service.

3.7.2 Déformation plastique :

(1) Dans le cas d'une analyse globale plastique, il convient de s'assurer que la combinaison moment — réaction sur un appui intermédiaire n'excède pas 0,9 fois la résistance de calcul combinée, déterminée en prenant en compte $\gamma_{M,ser} = 1$

(2) La résistance de calcul combinée peut être déterminée d'après 3.5.10, mais en utilisant la section transversale efficace pour les états limites de service et en prenant en compte $\gamma_{M,ser}$.

3.7.3 Flèches :

(1) Les flèches peuvent être calculées en posant l'hypothèse d'un comportement élastique.

(2) Il convient de prendre en compte l'influence du glissement au droit des assemblages (par exemple dans le cas de poutres continues avec éclissages ou emboîtements) dans le calcul des flèches, des forces et des moments.

3.8 Calcul des assemblages :

3.8.1 Assemblages de continuité et d'extrémité de barres comprimées :

Les assemblages de continuité et d'extrémité des barres comprimées doivent être conçus de manière à avoir au moins la même résistance que la section transversale de la barre.

À défaut, ils doivent être dimensionnés pour résister non seulement à l'effort normal de compression N_{Ed} et aux moments fléchissants globaux $M_{y,Ed}$ et $M_{z,Ed}$ mais aussi à un moment fléchissant additionnel issu des effets du second ordre dans la barre.

Le moment supplémentaire ΔM_{Ed} agit suivant l'axe de la section transversale, il donne la plus petite valeur du coefficient de réduction χ pour le flambement par flexion, et que sa valeur est :

$$\Delta M_{Ed} = N_{Ed} \left(\frac{1}{\chi} - 1 \right) \frac{W_{eff}}{A_{eff}} \sin \frac{\pi a}{l} \quad \dots (3-63)$$

Où :

A_{eff} Est l'aire efficace de la section transversale

a Est la distance entre le joint de continuité ou l'assemblage d'extrémité et le point d'inflexion le plus proche ;

l Est la longueur de flambement de la barre entre point d'inflexion, pour le flambement selon l'axe approprié ;

W_{eff} Est le module de résistance de la section transversale efficace pour la flexion par rapport à l'axe approprié.

Il convient de calculer les assemblages de continuité et d'extrémité de manière à ce qu'ils résistent à un effort tranchant supplémentaire

$$\Delta V_{Ed} = \frac{\pi N_{Ed}}{l} \left(\frac{1}{\chi} - 1 \right) \frac{W_{eff}}{A_{eff}} \quad \dots (3-64)$$

3.8.2 Assemblages avec des éléments de fixation mécaniques :

Dans le cadre d'un dimensionnement par le calcul, il convient de déterminer les résistances des éléments de fixation mécaniques soumises à des charges à prédominance statique, à partir :

- du Tableau 8.1 pour les rivets aveugles ;
- du Tableau 8.2 pour les vis autotaraudeuses ;
- du Tableau 8.3 pour les clous à scellement ;
- du Tableau 8.4 pour les boulons.

Dans les Tableaux 3-9 à 3-12, les symboles suivants sont utilisés :

- A Est l'aire de la section transversale brute d'un élément de fixation ;
- A_S Est l'aire de la section résistante en traction d'un élément de fixation ;
- A_{net} est l'aire de la section transversale nette de la pièce assemblée ;
- β_{Lf} est le coefficient de réduction pour assemblages de grande longueur conformément à l'EN 1993-1-8 ;
- d Est le diamètre nominal de l'élément de fixation ;
- d_0 Est le diamètre nominal du trou ;
- d_w Est le diamètre de la rondelle ou de la tête de l'élément de fixation ;
- e_1 Est la pince longitudinale, distance mesurée entre le centre de l'élément de fixation et le bord adjacent de la pièce assemblée, dans la direction de l'effort transmis, voir Figure 3-25 ;
- e_2 Est la pince transversale, distance mesurée entre le centre de l'élément de fixation et le bord adjacent de la pièce assemblée, dans la direction perpendiculaire à celle de l'effort transmis, voir Figure 3-25 ;
- f_{ub} Est la résistance limite à la traction du matériau constituant l'élément de fixation ;
- $f_{u,sup}$ Est la résistance ultime à la traction de la pièce support dans laquelle une vis est fixée ;
- n Est le nombre de tôles fixées sur la pièce support par la même vis ou le même clou ;
- n_f Est le nombre d'éléments de fixation dans un assemblage ;
- p_1 Est l'entraxe des fixations dans la direction de l'effort transmis, voir Figure 3-25 ;
- p_2 Est l'entraxe des fixations dans la direction perpendiculaire à celle de l'effort transmis, voir Figure 3-25 ;
- t_1 Est l'épaisseur de la pièce ou de la tôle assemblée la plus mince ;
- t_2 Est l'épaisseur de la pièce ou de la tôle assemblée la plus épaisse ;
- t_{sup} Est l'épaisseur de la pièce support dans laquelle est fixé(e) une vis ou un clou.

Il convient de prendre en compte un coefficient partiel $\gamma_M = \gamma_{M2} = 1,25$ pour déterminer les résistances de calcul des éléments de fixation.

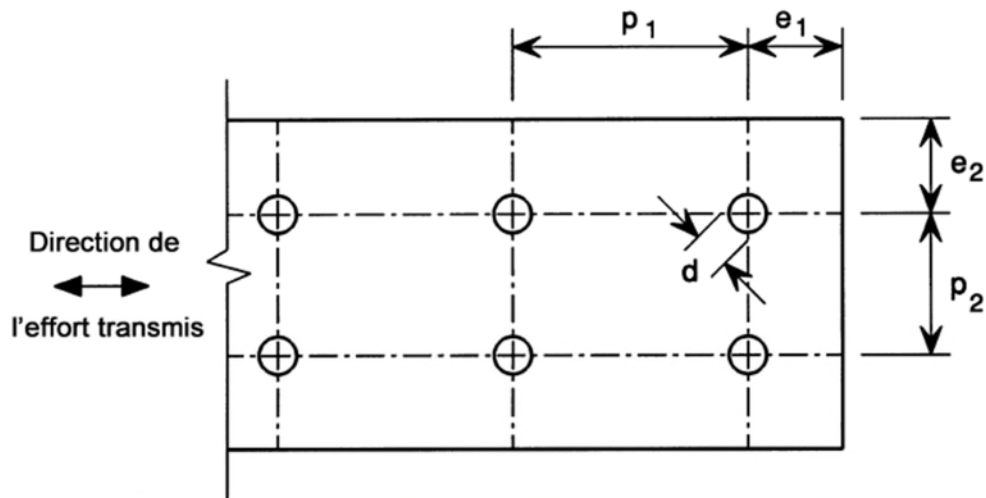


Figure 8.1 — Pince longitudinale, pince transversale et espacements des fixations et des soudures par points

Figure 3-25: Pince longitudinale, pince transversale et espacement des fixations et des soudures par points

Les résistances au poinçonnement données dans les tableaux Tableau 3-10 et Tableau 3-11 pour les vices autotaraudeuses et les clous à scellement doivent être réduites si les fixations ne sont pas centrées sur les nervures.

Pour une fixation par nervure implanté avec une excentricité du quart de la largeur de plage, il convient de réduire la résistance de calcul à $0,9F_{p,Rd}$ et pour deux fixations par nervure implantées avec la même excentricité, il convient de prendre la résistance égale à $0,7F_{p,Rd}$ par fixation voir Figure 3-26

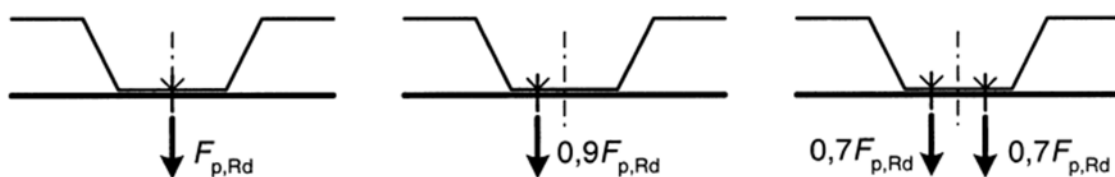


Figure 3-26: Réduction de la résistance au poinçonnement en fonction de la position des fixations

Pour une fixation sollicitée à la fois en cisaillement et en traction, sous réserve que $F_{t,Rd}$ et $F_{v,Rd}$ soient toutes deux déterminées suivant les Tableaux 3-9 à 3-12, la résistance de la fixation à la combinaison cisaillement — traction peut être vérifiée à l'aide de l'équation suivante :

$$\frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{p,Rd}, F_{o,Rd})} + \frac{F_{v,Ed}}{\min(F_{b,Rd}, F_{n,Rd})} \leq 1,0 \quad \dots (3-65)$$

Tableau 3-9: Résistance de calcul pour les rivets aveugles

| |
|---|
| Rivets sollicités en cisaillement : |
| <p>Résistance à la pression diamétrale :</p> $F_{b,Rd} = \alpha f_u d t / \gamma_{M2} \text{ mais } F_{b,Rd} < f_u e_1 / (1,2 \gamma_{M2})$ <p>où α est donné par :</p> <ul style="list-style-type: none"> - si $t = t_1$: $\alpha = 3,6 \sqrt{t/d}$ mais $\alpha \leq 2,1$ - si $t_1 \geq 2,5 t$: $\alpha = 2,1$ - si $t < t_1 < 2,5 t$: obtenir α par interpolation linéaire. <p>Résistance de la section nette :</p> $F_{n,Rd} = A_{net} f_u / \gamma_{M2}$ <p>Résistance au cisaillement :</p> <p>La résistance au cisaillement $F_{v,Rd}$ doit être déterminée par des essais ^{*1)} et $F_{v,Rd} = F_{v,Rk} / \gamma_{M2}$</p> <p><u>Conditions :</u> ⁴⁾ $F_{v,Rd} \geq 1,2 F_{b,Rd} / (n_1 \beta_{Lt})$ ou $\Sigma F_{v,Rd} \geq 1,2 F_{n,Rd}$</p> |
| Rivets sollicités en traction : ²⁾ |
| <p>Résistance au poinçonnement : La résistance au poinçonnement $F_{p,Rd}$ doit être déterminée par essais ^{*1)}.</p> <p>Résistance à l'arrachement : Sans objet pour les rivets.</p> <p>Résistance à la traction : La résistance à la traction $F_{t,Rd}$ doit être déterminée par essais ^{*1)}.</p> <p><u>Conditions :</u></p> $F_{t,Rd} \geq \Sigma F_{p,Rd}$ |
| Domaine de validité ³⁾ |
| $e_1 \geq 1,5 d \quad \rho_1 \geq 3 d \quad 2,6 \text{ mm} \leq d \leq 6,4 \text{ mm}$ $e_2 \geq 1,5 d \quad \rho_2 \geq 3 d$ $f_u \leq 550 \text{ MPa}$ |
| <p>1) Dans le présent Tableau, il est supposé que la tôle la plus mince est située du côté de la tête préformée du rivet aveugle.</p> <p>2) Les rivets aveugles ne sont généralement pas utilisés en traction.</p> <p>3) Les rivets aveugles peuvent être utilisés au-delà de ce domaine de validité si leur résistance est déterminée à partir de résultats d'essais.</p> <p>4) Il convient de satisfaire aux conditions mentionnées lorsque la capacité de déformation de l'assemblage est nécessaire. Lorsque ces conditions ne sont pas satisfaites, il convient de démontrer que la capacité de déformation requise est apportée par d'autres éléments de la structure.</p> |

Tableau 3-10: Résistance de calcul pour les vis autotaraudeuses

| Vis sollicitées en cisaillement : |
|--|
| <p>Résistance à la pression diamétrale : $F_{b,Rd} = \alpha f_u d t / \gamma_{M2}$ où α est donné par les équations suivantes :</p> <ul style="list-style-type: none"> - si $t = t_1$: $\alpha = 3,2 \sqrt{t/d}$ mais $\alpha \leq 2,1$ - si $t_1 \geq 2,5 t$ et $t < 1,0$ mm : $\alpha = 3,2 \sqrt{t/d}$ mais $\alpha \leq 2,1$ - si $t_1 \geq 2,5 t$ et $t \geq 1,0$ mm : $\alpha \leq 2,1$ - si $t < t_1 < 2,5 t$: obtenir α par interpolation linéaire. <p>Résistance de section nette : $F_{n,Rd} = A_{net} f_u / \gamma_{M2}$</p> <p>Résistance au cisaillement : La résistance au cisaillement $F_{v,Rd}$ doit être déterminée par des essais ^{*2)}</p> $F_{v,Rd} = F_{v,Rk} / \gamma_{M2}$ |
| <p>Conditions : ⁴⁾ $F_{v,Rd} \geq 1,2 F_{b,Rd}$ ou $\Sigma F_{v,Rd} \geq 1,2 F_{n,Rd}$</p> |
| Vis sollicitées en traction : |
| <p>Résistance au poinçonnement : ²⁾</p> <ul style="list-style-type: none"> - pour les charges statiques : $F_{p,Rd} = d_w t f_u / \gamma_{M2}$ - pour les vis soumises à des charges de vent combinées ou non à des charges statiques : $F_{p,Rd} = 0,5 d_w t f_u / \gamma_{M2}$ <p>Résistance à l'arrachement : Si $t_{sup}/s < 1$: $F_{o,Rd} = 0,45 d t_{sup} f_{u,sup} / \gamma_{M2}$ (s est le pas de filetage) Si $t_{sup}/s \geq 1$: $F_{o,Rd} = 0,65 d t_{sup} f_{u,sup} / \gamma_{M2}$</p> <p>Résistance à la traction : La résistance à la traction $F_{t,Rd}$ doit être déterminée par des essais ^{*2)}.</p> |
| <p>Conditions : ⁴⁾ $F_{t,Rd} \geq \Sigma F_{p,Rd}$ ou $F_{t,Rd} \geq F_{o,Rd}$</p> |
| Domaine de validité ³⁾ |
| <p>En règle générale : $e_1 \geq 3 d$ $p_1 \geq 3 d$ $3,0 \text{ mm} \leq d \leq 8,0 \text{ mm}$ $e_2 \geq 1,5 d$ $p_2 \geq 3 d$</p> <p>Pour la traction : $0,5 \text{ mm} \leq t \leq 1,5 \text{ mm}$ et $t_1 \geq 0,9 \text{ mm}$ $f_u \leq 550 \text{ MPa}$</p> |
| <p>1) Dans le présent tableau, il est supposé que la tôle la plus mince est située du côté de la tête de la vis.</p> <p>2) Ces valeurs sont données en supposant que la rondelle a une rigidité suffisante qui l'empêche de se déformer de façon significative ou de passer au-dessus de la tête de la fixation.</p> <p>3) Les vis autotaraudeuses peuvent être utilisées au-delà de ce domaine de validité si leur résistance est déterminée à partir de résultats d'essais.</p> <p>4) Il convient de satisfaire aux conditions mentionnées lorsque la capacité de déformation de l'assemblage est nécessaire. Lorsque ces conditions ne sont pas satisfaites, il convient de démontrer que la capacité de déformation requise est apportée par d'autres éléments de la structure.</p> |

Tableau 3-11: Résistance de calcul pour les clous à scellement

| | | | | | | | | | | | |
|---|--|------------------|---|------------------|---|------------------|---|------------------|---|----------------------------|--|
| Clous à scellement sollicités en cisaillement : | | | | | | | | | | | |
| Résistance à la pression diamétrale : | | | | | | | | | | | |
| $F_{b,Rd} = 3,2 f_u d t / \gamma_{M2}$ | | | | | | | | | | | |
| Résistance de section nette : $F_{n,Rd} = A_{net} f_u / \gamma_{M2}$ | | | | | | | | | | | |
| Résistance au cisaillement : La résistance au cisaillement $F_{v,Rd}$ doit être déterminée par des essais *3) | | | | | | | | | | | |
| $F_{v,Rd} = F_{v,Rk} / \gamma_{M2}$ | | | | | | | | | | | |
| Conditions : *3) $F_{v,Rd} \geq 1,5 \Sigma F_{b,Rd}$ ou $\Sigma F_{v,Rd} \geq 1,5 F_{n,Rd}$ | | | | | | | | | | | |
| Clous sollicités en traction : | | | | | | | | | | | |
| Résistance au poinçonnement : *1) | | | | | | | | | | | |
| - pour les charges statiques : $F_{p,Rd} = d_w t f_u / \gamma_{M2}$ | | | | | | | | | | | |
| - pour les charges de vent combinées ou non à des charges statiques : $F_{p,Rd} = 0,5 d_w t f_u / \gamma_{M2}$ | | | | | | | | | | | |
| Résistance à l'arrachement : | | | | | | | | | | | |
| La résistance à l'arrachement $F_{o,Rd}$ doit être déterminée par des essais *3) | | | | | | | | | | | |
| Résistance à la traction : | | | | | | | | | | | |
| La résistance à la traction $F_{t,Rd}$ doit être déterminée par des essais *3) | | | | | | | | | | | |
| Conditions : *3) $F_{o,Rd} \geq \Sigma F_{p,Rd}$ ou $F_{t,Rd} \geq F_{o,Rd}$ | | | | | | | | | | | |
| Domaine de validité *2) | | | | | | | | | | | |
| En règle générale : | <table border="0"> <tr> <td>$e_1 \geq 4,5 d$</td> <td>$3,7 \text{ mm} \leq d \leq 6,0 \text{ mm}$</td> </tr> <tr> <td>$e_2 \geq 4,5 d$</td> <td>pour $d = 3,7 \text{ mm}$: $t_{sup} \geq 4,0 \text{ mm}$</td> </tr> <tr> <td>$p_1 \geq 4,5 d$</td> <td>pour $d = 4,5 \text{ mm}$: $t_{sup} \geq 6,0 \text{ mm}$</td> </tr> <tr> <td>$p_2 \geq 4,5 d$</td> <td>pour $d = 5,2 \text{ mm}$: $t_{sup} \geq 8,0 \text{ mm}$</td> </tr> <tr> <td>$f_u \leq 550 \text{ MPa}$</td> <td></td> </tr> </table> | $e_1 \geq 4,5 d$ | $3,7 \text{ mm} \leq d \leq 6,0 \text{ mm}$ | $e_2 \geq 4,5 d$ | pour $d = 3,7 \text{ mm}$: $t_{sup} \geq 4,0 \text{ mm}$ | $p_1 \geq 4,5 d$ | pour $d = 4,5 \text{ mm}$: $t_{sup} \geq 6,0 \text{ mm}$ | $p_2 \geq 4,5 d$ | pour $d = 5,2 \text{ mm}$: $t_{sup} \geq 8,0 \text{ mm}$ | $f_u \leq 550 \text{ MPa}$ | |
| $e_1 \geq 4,5 d$ | $3,7 \text{ mm} \leq d \leq 6,0 \text{ mm}$ | | | | | | | | | | |
| $e_2 \geq 4,5 d$ | pour $d = 3,7 \text{ mm}$: $t_{sup} \geq 4,0 \text{ mm}$ | | | | | | | | | | |
| $p_1 \geq 4,5 d$ | pour $d = 4,5 \text{ mm}$: $t_{sup} \geq 6,0 \text{ mm}$ | | | | | | | | | | |
| $p_2 \geq 4,5 d$ | pour $d = 5,2 \text{ mm}$: $t_{sup} \geq 8,0 \text{ mm}$ | | | | | | | | | | |
| $f_u \leq 550 \text{ MPa}$ | | | | | | | | | | | |
| Pour la traction : | $0,5 \text{ mm} \leq t \leq 1,5 \text{ mm}$ $t_{sup} \geq 6,0 \text{ mm}$ | | | | | | | | | | |
| <p>1) Ces valeurs sont définies en supposant que la rondelle possède une rigidité suffisante pour l'empêcher de se déformer de façon significative ou de passer au-dessus de la tête de la fixation.</p> <p>2) Les clous à scellement peuvent être utilisés au-delà de ce domaine de validité si leur résistance est déterminée à partir de résultats d'essais.</p> <p>3) Il convient de satisfaire aux conditions mentionnées lorsque la capacité de déformation de l'assemblage est nécessaire. Lorsque ces conditions ne sont pas satisfaites, il convient de démontrer que la capacité de déformation requise est apportée par d'autres éléments de la structure.</p> | | | | | | | | | | | |

Tableau 3-12: Résistance de calcul pour les boulons

| | | |
|--|----------------|--|
| Boulons sollicités en cisaillement : | | |
| Résistance à la pression diamétrale : ²⁾ | | |
| $F_{b,Rd} = 2,5\alpha_b k_t f_u d t / \gamma_{M2}$ avec α_b la plus petite valeur de 1,0 ou $e_1/(3d)$ et $k_t = (0,8 t + 1,5)/2,5$ pour $0,75 \text{ mm} \leq t \leq 1,25 \text{ mm}$; $k_t = 1,0$ pour $t > 1,25 \text{ mm}$ | | |
| Résistance de section nette : | | |
| $F_{n,Rd} = (1 + 3 r (d_o/u - 0,3)) A_{net} f_u / \gamma_{M2}$ mais $F_{n,Rd} \leq A_{net} f_u / \gamma_{M2}$ | | |
| avec : $r = [\text{nombre de boulons au droit de la section transversale}] / [\text{nombre total de boulons dans l'assemblage}]$ | | |
| $u = 2 e_2$ mais $u \leq p_2$ | | |
| Résistance au cisaillement : | | |
| - pour les classes de résistance 4.6, 5.6 et 8.8 : | | |
| $F_{v,Rd} = 0,6 f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$ | | |
| - pour les classes de résistance 4.8, 5.8, 6.8 et 10.9 : | | |
| $F_{v,Rd} = 0,5 f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$ | | |
| Conditions : ³⁾ $F_{v,Rd} \geq 1,2 \Sigma F_{b,Rd}$ ou $\Sigma F_{v,Rd} \geq 1,2 F_{n,Rd}$ | | |
| Boulons sollicités en traction : | | |
| Résistance au poinçonnement : La résistance au poinçonnement $F_{p,Rd}$ doit être déterminée par des essais ⁴⁾ . | | |
| Résistance à l'arrachement : Sans objet pour les boulons. | | |
| Résistance à la traction : $F_{t,Rd} = 0,9 f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$ | | |
| Conditions : ³⁾ $F_{t,Rd} \geq \Sigma F_{p,Rd}$ | | |
| Domaine de validité ¹⁾ | | |
| $e_1 \geq 1,0 d$ | $p_1 \geq 3 d$ | 3 mm > t ≥ 0,75 mm Taille minimale de boulon : M 6 |
| $e_2 \geq 1,5 d$ | $p_2 \geq 3 d$ | Classes de résistance : 4.6 – 10.9 |
| $f_u \leq 550 \text{ N/mm}^2$ | | |
| 1) Les boulons peuvent être utilisés au-delà de ce domaine de validité si leur résistance est déterminée à partir de résultats d'essais. | | |
| 2) Pour une épaisseur supérieure ou égale à 3 mm, il convient d'appliquer les règles relatives aux boulons définies dans l'EN 1993-1-8. | | |
| 3) Il convient de satisfaire aux conditions mentionnées lorsque la capacité de déformation de l'assemblage est nécessaire. Lorsque ces conditions ne sont pas satisfaites, il convient de démontrer que la capacité de déformation requise est apportée par d'autres éléments de la structure. | | |

3.8.3 Soudures par points :

Les soudures par points peuvent être utilisées pour les tôles brutes de laminage ou galvanisées d'une épaisseur pouvant atteindre 4,0 mm, à condition que l'épaisseur de la pièce assemblée la plus mince ne soit pas supérieure à 3,0 mm .

Les soudures par points peuvent être des soudures par résistance ou des soudures par fusion.

Il convient de déterminer la résistance de calcul $F_{v,Rd}$ d'une soudure par points sollicitée en cisaillement en utilisant le Tableau 3-13.

Dans le Tableau 3-13, la signification des symboles est la suivante :

- A_{net} Est l'aire de la section transversale nette de la pièce assemblée ;
- n_w Est le nombre de soudures bouchons dans un assemblage ;
- t Est l'épaisseur de la pièce ou de la tôle assemblée la plus mince [mm] ;
- t_1 Est l'épaisseur de la pièce ou de la tôle assemblée la plus épaisse [mm] ;

Et les pince longitudinale et transversale e_1 et e_2 ainsi que les espacement p_1 et p_2 sont tels que définis au 3.8.2

Pour déterminer les résistances de calcul des soudures par points, il convient de prendre le coefficient partiel $\gamma_M = \gamma_{M2} = 1,25$

Tableau 3-13: Résistance de calcul pour les soudures par points

| Soudures par points sollicitées en cisaillement : | |
|--|--|
| Résistance à l'arrachement et en pression diamétrale : | |
| - si $t \leq t_1 \leq 2,5 t$: | $F_{tb,Rd} = 2,7 \sqrt{t} d_s f_u / \gamma_{M2}$ [avec t en mm] |
| - si $t_1 > 2,5 t$: | $F_{tb,Rd} = 2,7 \sqrt{t} d_s f_u / \gamma_{M2}$ mais $F_{tb,Rd} \leq 0,7 d_s^2 f_u / \gamma_{M2}$ et $F_{tb,Rd} \leq 3,1 t d_s f_u / \gamma_{M2}$ |
| Résistance d'extrémité : | $F_{e,Rd} = 1,4 t e_1 f_u / \gamma_{M2}$ |
| Résistance de section nette : | $F_{n,Rd} = A_{net} f_u / \gamma_{M2}$ |
| Résistance au cisaillement : | $F_{v,Rd} = \frac{\pi}{4} d_s^2 f_u / \gamma_{M2}$ |
| Conditions : $F_{v,Rd} \geq 1,25 F_{tb,Rd}$ ou $F_{v,Rd} \geq 1,25 F_{e,Rd}$ ou $\Sigma F_{v,Rd} \geq 1,25 F_{n,Rd}$ | |
| Domaine de validité | |
| $2 d_s \leq e_1 \leq 6 d_s$ | $3 d_s \leq p_1 \leq 8 d_s$ |
| $e_2 \leq 4 d_s$ | $3 d_s \leq p_2 \leq 6 d_s$ |

Il convient de déterminer le diamètre d'interface d_s d'une soudure par points comme suit :

- pour le soudage par fusion : $d_s = 0,5t + 5mm$
- pour le soudage par résistance : $d_s = 5\sqrt{t}$ [avec t en mm]

Il convient de vérifier la valeur de d_s réellement obtenue par soudage par des essais de cisaillement, en utilisant des éprouvettes d'essai à simple recouvrement telles qu'illustrées à la Figure 3-27.

Il convient d'utiliser des éprouvettes dont l'épaisseur t est la même que celle mise en œuvre dans la pratique.

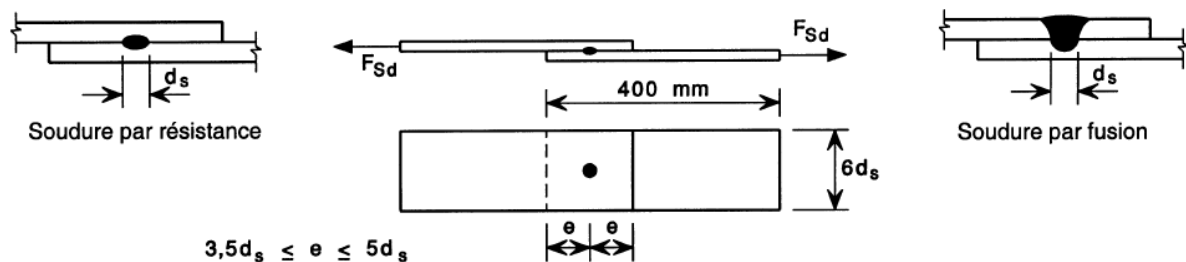


Figure 3-27:Éprouvettes pour essais de cisaillement sur soudures par points

3.8.4 Soudures à clin :

3.8.4.1 Généralités :

(1) Il convient d'utiliser le présent paragraphe pour le calcul de soudures à l'arc, à clin, exécutées sur un métal de base d'épaisseur inférieure ou égale à 4,0 mm . Pour une épaisseur plus importante du métal de base, il convient de calculer les soudures à clin selon l'EN 1993-1-8.

(2) Il convient de choisir la dimension de la soudure de sorte que la résistance de l'assemblage soit régie par l'épaisseur de la pièce ou de la tôle assemblée, plutôt que par la soudure.

(3) L'exigence donnée en (2) peut être considérée comme satisfaite si la gorge de la soudure est au moins égale à l'épaisseur de la pièce ou de la tôle assemblée.

(4) Pour déterminer les résistances de calcul des soudures à clin, il convient de prendre le coefficient partiel $\gamma_M = \gamma_{M2} = 1,25$

3.8.4.2 Soudures d'angle :

La résistance de calcul $F_{w,Rd}$ d'un assemblage par soudure d'angle est donnée comme suit :

— pour un cordon latéral d'un ensemble de deux soudures d'angle latérales :

$$F_{w,Rd} = tL_{w,s}(0,9 - 0,45 L_{w,s}/b) f_u/\gamma_{M2} \quad \text{si } L_{w,s} \leq b \quad \dots (3-66)$$

$$F_{w,Rd} = 0,45tb f_u/\gamma \quad \text{si } L_{w,s} > b \quad \dots (3-67)$$

— pour un cordon frontal d'extrémité :

$$F_{w,Rd} = tL_{w,e}(1 - 0,3 L_{w,e}/b) f_u/\gamma_{M2} [\text{Pour une seule soudure et si } L_{w,s} \leq b] \quad \dots (3-68)$$

Où :

b Est la largeur de la pièce ou de la tôle assemblée, voir Figure 3-28 ;

$L_{w,e}$ Est la longueur efficace de la soudure d'angle frontale d'extrémité, voir Figure 3-28

$L_{w,s}$ Est la longueur efficace d'une soudure d'angle latérale, voir Figure 3-28.

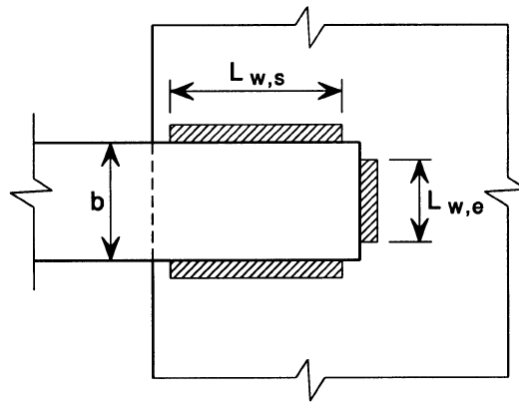


Figure 3-28: Assemblage par soudures d'angle à clin

3.8.4.3 Soudures bouchons à l'arc :

(1) Les soudures bouchons à l'arc sont utilisées pour transmettre des efforts de cisaillement dans des assemblages d'éléments ou de tôles dont l'épaisseur totale Σt est inférieure ou égale à 4 mm

(2) Il convient de donner aux soudures bouchons à l'arc un diamètre d'interface d_s d'au moins 10 mm

(3) Si l'épaisseur de la pièce ou de la tôle assemblée est inférieure à 0,7 mm, il convient d'utiliser une rondelle de soudage, voir Figure 3-29.

- i) Il convient de s'assurer que la distance minimale mesurée parallèlement à l'effort transmis, entre l'axe d'une soudure bouchon à l'arc et le bord le plus proche d'une soudure adjacente ou le bord de la pièce assemblée vers lequel l'effort est transmis, n'est pas inférieure à la valeur de e_{min} donnée ci-dessous :

$$si f_u/\gamma_y < 1,15 \rightarrow e_{min} = 1,8 \frac{F_{w,Sd}}{t f_u/\gamma_{M2}}$$

$$si f_u/\gamma_y \geq 1,15 \rightarrow e_{min} = 2,1 \frac{F_{w,Sd}}{t f_u/\gamma_{M2}}$$

- ii) Il convient de vérifier que la distance minimale entre l'axe d'une soudure bouchon à l'arc circulaire et les bords de la tôle assemblée n'est pas inférieure à $1,5d_w$ où d_w est le diamètre visible de la soudure.
- iii) Il convient de vérifier que la distance libre minimale entre une soudure bouchon à l'arc, oblongue et l'extrémité de la tôle, et entre la soudure et le bord de la tôle n'est pas inférieure à $1,0d_w$

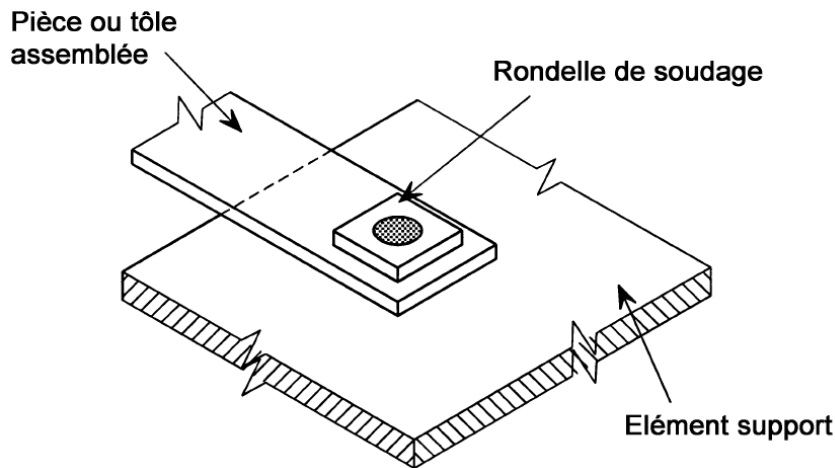


Figure 3-29: Soudure bouchon à l'arc avec rondelle de soudage

(4) Il convient de déterminer la résistance de calcul au cisaillement $F_{w,Rd}$ d'une soudure circulaire bouchon à l'arc de la manière suivante :

$$F_{w,Rd} = (\pi/4)d_s^2 \times 0,625 f_{uw}/\gamma_{M2} \quad \dots (3-69)$$

Où :

f_{uw} Est la résistance ultime à la traction des électrodes ;

Mais il convient de prendre $F_{w,Rd}$ au plus égale à la résistance déterminée comme suis :

- Si $d_p/\Sigma t \leq 18(420/f_u)^{0,5}$

$$F_{w,Rd} = 1,5d_p \Sigma t f_u/\gamma_{M2} \quad \dots (3-70)$$

- Si $18(420/f_u)^{0,5} < d_p/\Sigma t < 30(420/f_u)^{0,5}$

$$F_{w,Rd} = 27(420/f_u)^{0,5} (\Sigma t)^2 f_u/\gamma_{M2} \quad \dots (3-71)$$

- Si $d_p/\Sigma t \geq 30(420/f_u)^{0,5}$

$$F_{w,Rd} = 0,9 d_p \Sigma t f_u/\gamma_{M2} \quad \dots (3-72)$$

Avec d_p selon (6)

(5) il convient de déterminer le diamètre d'interface d_s d'une soudure bouchon à l'arc, voir Figure 3-30 à partir de l'équation suivante :

$$d_s = 0,7d_w - 1,5\Sigma t \text{ mais } d_s \geq 0,55d_w \quad \dots (3-73)$$

Où :

d_w Est le diamètre visible de la soudure bouchon à l'arc voir Figure 3-30

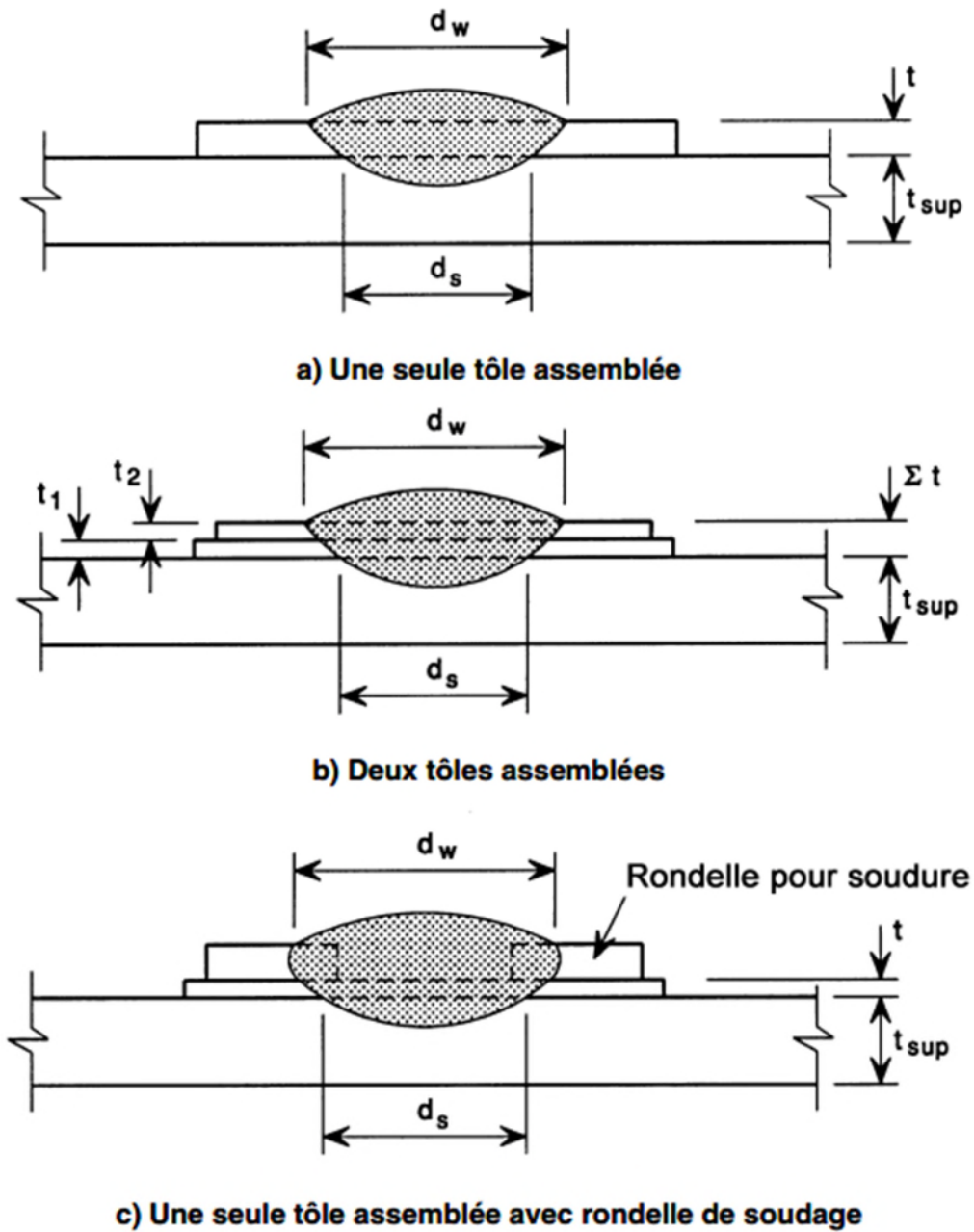


Figure 3-30: Soudures bouchons à l'arc

(6) Il convient de déterminer le diamètre périphérique efficace d_p d'une soudure bouchon à l'arc de la façon suivante :

— pour une seule tôle ou pièce assemblée d'épaisseur t :

$$d_p = d_w - t \quad \dots (3-74)$$

— pour plusieurs tôles ou pièces assemblées d'une épaisseur totale Σt :

$$d_p = d_w - 2 \Sigma t \quad \dots (3-75)$$

(7) Il convient de déterminer la résistance de calcul au cisaillement $F_{w,Rd}$ d'une soudure bouchon à l'arc oblongue à partir de l'équation suivante :

$$F_{w,Rd} = [(\pi/4)d_s^2 + L_w d_s] \times 0,625 f_{uw} / \gamma_{M2} \quad \dots (3-76)$$

Mais il convient de prendre $F_{w,Rd}$ au plus égale à la résistance périphérique donnée par :

$$F_{w,Rd} = (0,5L_w + 1,67d_p) \Sigma t f_u / \gamma_{M2} \quad \dots (3-77)$$

Où :

L_w Est la longueur de la soudure bouchon à l'arc oblongue, telle qu'indiquée à la Figure 3-31

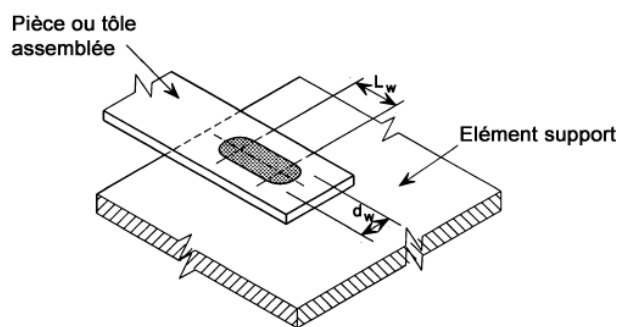


Figure 3-31: Soudure bouchon à l'arc oblongue

Chapitre 4

4 Etude de cas : modélisation d'une maison en R+1 avec RFEM 5

4.1 Conception de la structure :

La Figure 4-1 présente la structure d'une maison individuelle à deux étages. En raison des bâtiments voisins de la propriété, il était impossible de prévoir des fenêtres dans les axes 1 et D (voir la Figure 4-1). Cette contrainte est également l'une des raisons pour lesquelles la toiture est à un seul versant. Les dimensions du bâtiment sont de 9 m (axes A-D) sur 10,5 m de largeur (axes 1-4). Chaque étage est 2,75 m de hauteur et l'inclinaison de la toiture est de 12°.

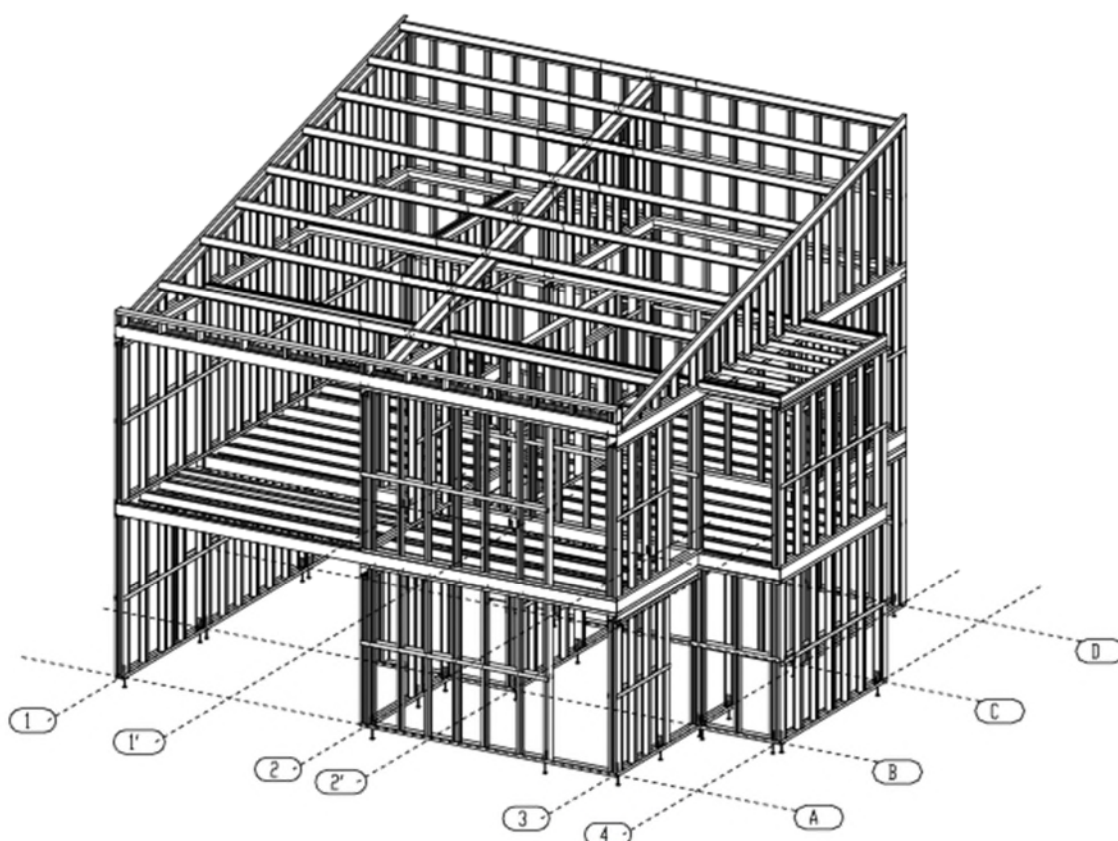


Figure 4-1: Ossature métallique de la maison

L'ossature est composée d'éléments formés à froid (nuance S280GD) en C (C150/1,5) espacés de 600 mm, d'une épaisseur de 1,5 mm fixés pas des vis autoperceuses de 4,8 mm de diamètre. La hauteur des profilés est de 150 mm, ce qui détermine l'épaisseur des murs. Les poutres porteuses de plancher sont des profilés C200/1,5 espacées de 600 mm. Les pannes de toiture sont des profilés Z180/1,5, espacées de 1200mm.

Les murs sont raidis par des plaques OSB de 10 mm d'épaisseur, de chaque côté des murs porteurs (Figure 4-2). Les diaphragmes horizontaux, à la fois au niveau du plancher et au niveau de la toiture sont en bacs acier trapézoïdaux

L'un des problèmes pendant la conception d'une telle structure se situe au niveau de l'évaluation de la capacité portante et de la rigidité du système d'habillage des murs et des planchers.

Les panneaux OSB et les tôles nervurées sont modélisés dans RFEM comme des surfaces orthotropes. Cette approche permet de prendre en compte les rigidités directionnelles différentes des matériaux : la rigidité en flexion et en cisaillement n'est pas la même selon l'orientation des nervures ou du panneau.

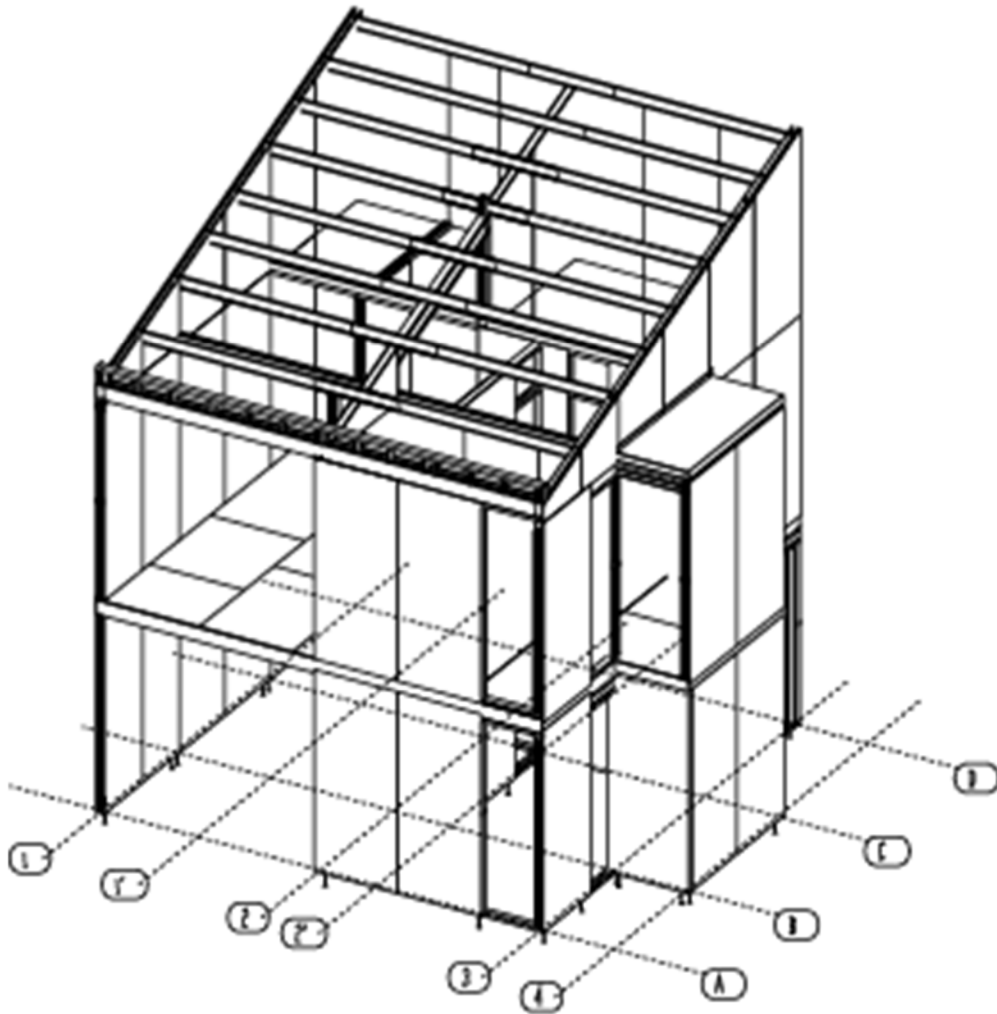


Figure 4-2: Ossature avec panneaux OSB

La Figure 4-3 montre la structure à deux stades différents : (a) ossature métallique finie, (b) l'ossature avec panneaux OSB porteurs montés.



(a) Ossature métallique finie



(b) Ossature métallique avec tous les panneaux OSB porteurs montés

Figure 4-3: la structure en construction

4.2 Modélisation de la structure :

4.2.1 Chargements :

Le poids propre de la structure a été évalué à : $0,45 \text{ kN/m}^2$ pour la toiture, $0,70 \text{ kN/m}^2$ pour plancher étage, $0,60 \text{ kN/m}^2$ pour les murs extérieurs et $0,20 \text{ kN}$ pour les murs intérieurs.

La charge d'exploitation sur le plancher a été prise égale à $1,50 \text{ kN/m}^2$.

La charge de neige sur la toiture et les charges dues au vent ont été générées par des modules dédiés à cet effet dans le logiciel RFEM 5 voir Figures 4-4 et 4-5

Générer les charges de neige - Toiture-terrasse/à un seul versant

Paramètres de la charge de neige

Selon la norme :

Annexe Nationale :

Numéro de zone Z :

Altitude A : [m]

Charge de neige sur le sol s_k : [kN/m²]

Type de topographie :

Charges de neige additionnelles

Neige avec accumulation selon 5.3.4(3)

Neige en débord de toiture...

Barre à neige / obstacle...

Coefficients

Exposition C_e :

Coefficient thermique C_t :

Géométrie de la toiture

Noeud n°

| | | |
|-------|-----|----------------------------------|
| Noeud | A : | <input type="text" value="64"/> |
| | B : | <input type="text" value="35"/> |
| | C : | <input type="text" value="124"/> |
| | D : | <input type="text" value="239"/> |

Cas de charge à générer

CC s1 :

Cas de charge pour la neige accumulée

CC s2 :

Créer le type de charge

Charges de barre

Charges de surface

Type de distribution de charge

Axes des angles

Combinée

Constante

Ne pas appliquer les charges aux

Barres individuelles :

Barres parallèles à la barre :

Toiture-terrasse/à un seul versant

Inclinaison α : 12.5 [°]

Générer les charges de neige sur les barres n°

48,437-444,526-540,557,623-627,629,630,632,633,635-63

OK Annuler

Figure 4-4: générateur charges de neige pour toiture terrasse à un seul versant

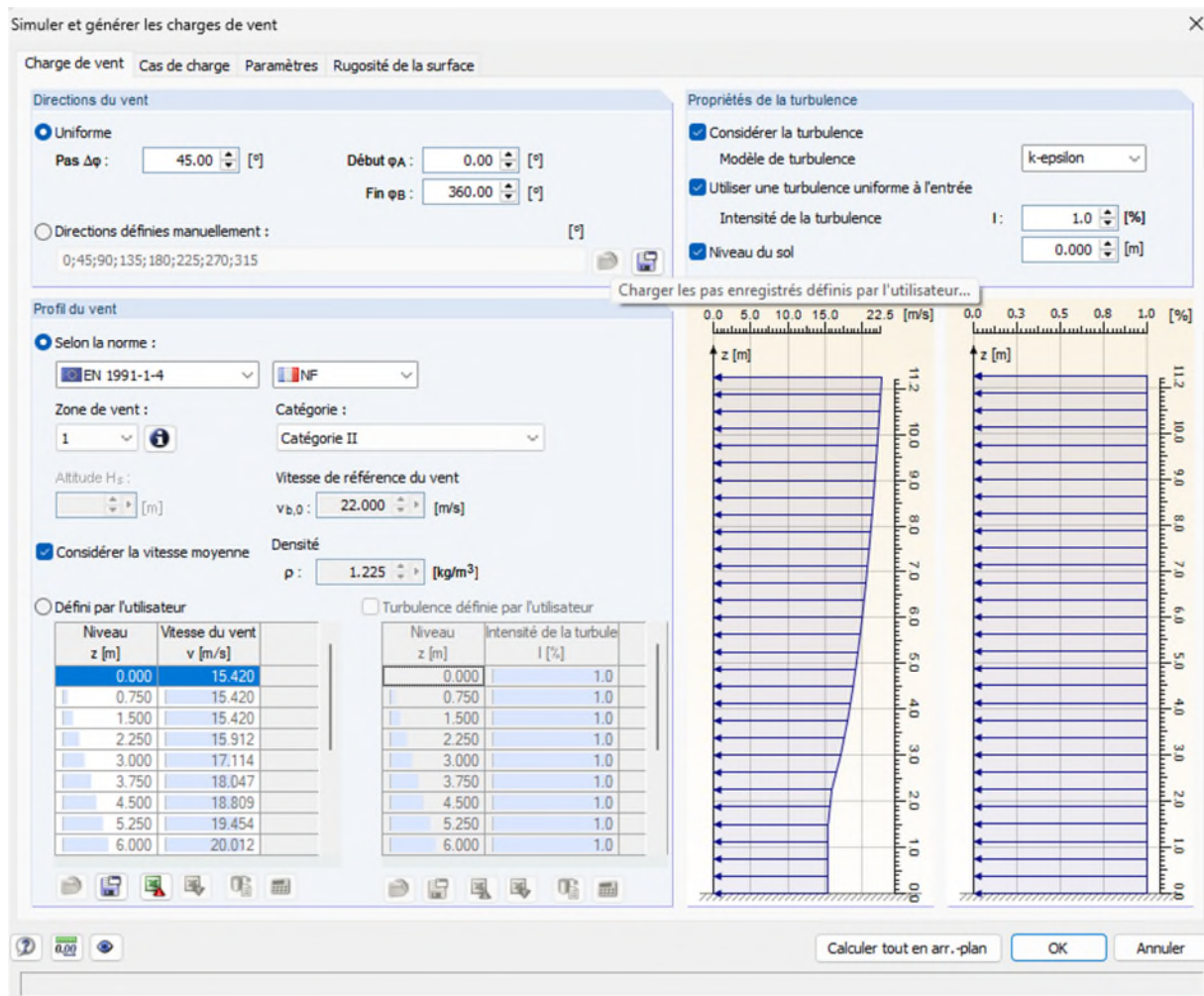


Figure 4-5: simulateur et générateur de charges de vent

Afin d'évaluer la réponse dynamique de la structure étudiée, il est nécessaire de procéder à une analyse modale suivie d'une analyse sismique conformément aux prescriptions de l'Eurocode 8. L'analyse modale permet d'identifier les fréquences propres, les périodes fondamentales ainsi que les formes modales caractéristiques du bâtiment, informations indispensables pour comprendre son comportement vibratoire. Ces résultats constituent la base de l'analyse sismique, qui consiste à appliquer un spectre de réponse élastique représentatif de l'aléa sismique du site afin de déterminer les efforts et déplacements induits par un séisme. Cette approche garantit que la structure, réalisée en profilés minces formés à froid, satisfait aux exigences de résistance, stabilité et limitation des déplacements imposées par la réglementation parasismique, tout en tenant compte de sa faible rigidité et de sa sensibilité potentielle aux instabilités locales.

L'analyse modale a été générée par le module RF- DYNAM pro dans le logiciel RFEM 5 voir Figure 4-6

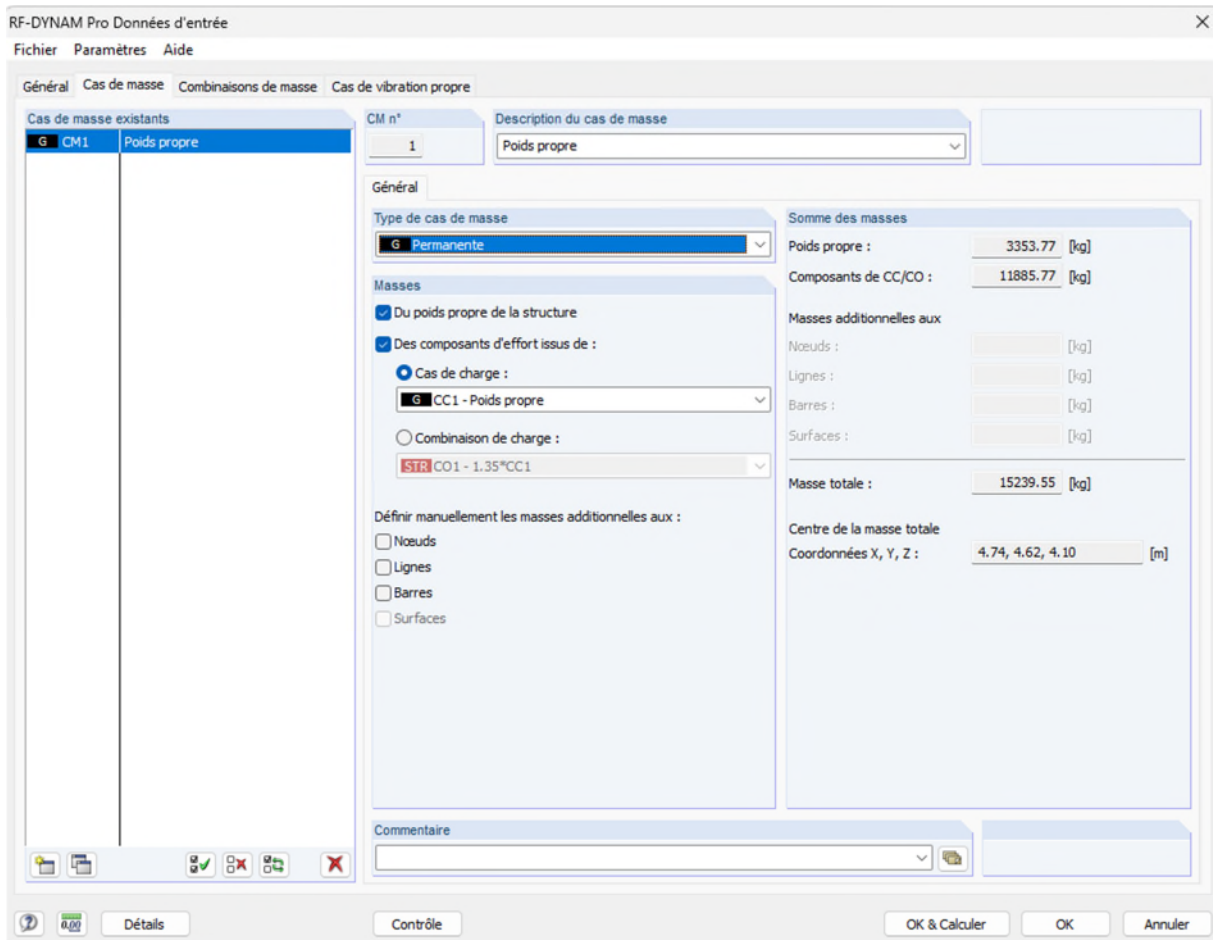


Figure 4-6: Module d'analyse dynamique RF-DYNAM pro

L'analyse sismique est menée dans le même module, une fois l'analyse dynamique préalablement effectuée en cochant la case « Analyse du spectre de réponse avec génération des charges équivalentes. Voir Figure 4-7

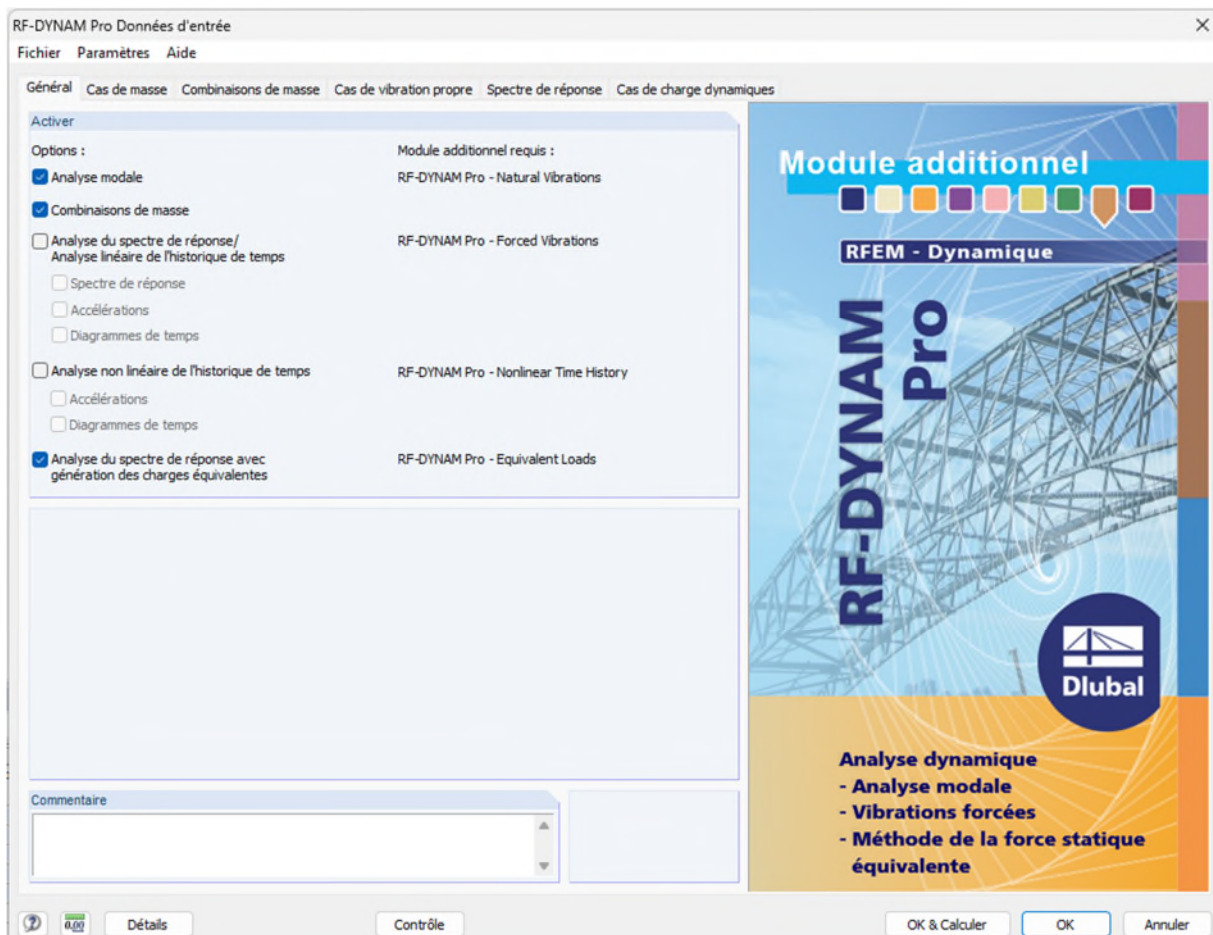


Figure 4-7: Analyse sismique avec RF-DYNAM pro

4.2.2 Combinaisons de charges :

Les combinaisons d'actions ELU (état limite ultime) et ELS (état limite de service) sont générées automatiquement dans RFEM 5 conformément à l'EN 1990 voir Figure 4-8

Les combinaisons sismiques sont générées automatiquement dans le module RF-DYNAM pro en choisissant le type approprié selon les exigences de l'Eurocode 8 à savoir (voir Figure 4-8) :

- CQC (Complete quadratique combination), recommandée en cas de modes proches
- SRSS (Square Root of sum of squares), si $\frac{T_i}{T_j} < 0,9$
- 100%-30%, 100%-40% consistent à combiner les effets sismiques des deux directions horizontales en appliquant la pleine valeur dans une direction et seulement une portion dans l'autre.

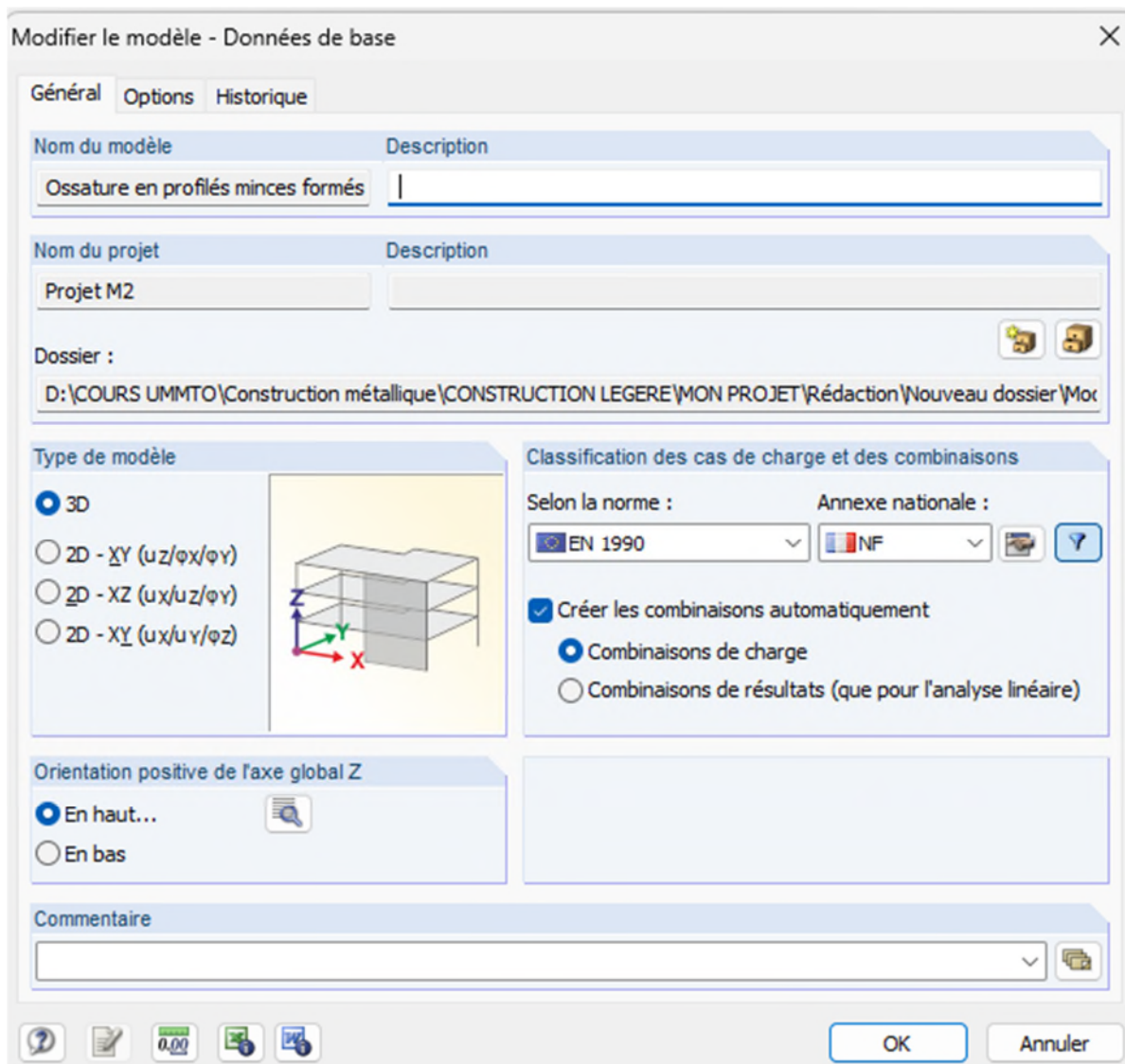


Figure 4-8: Génération automatique des combinaisons de charge

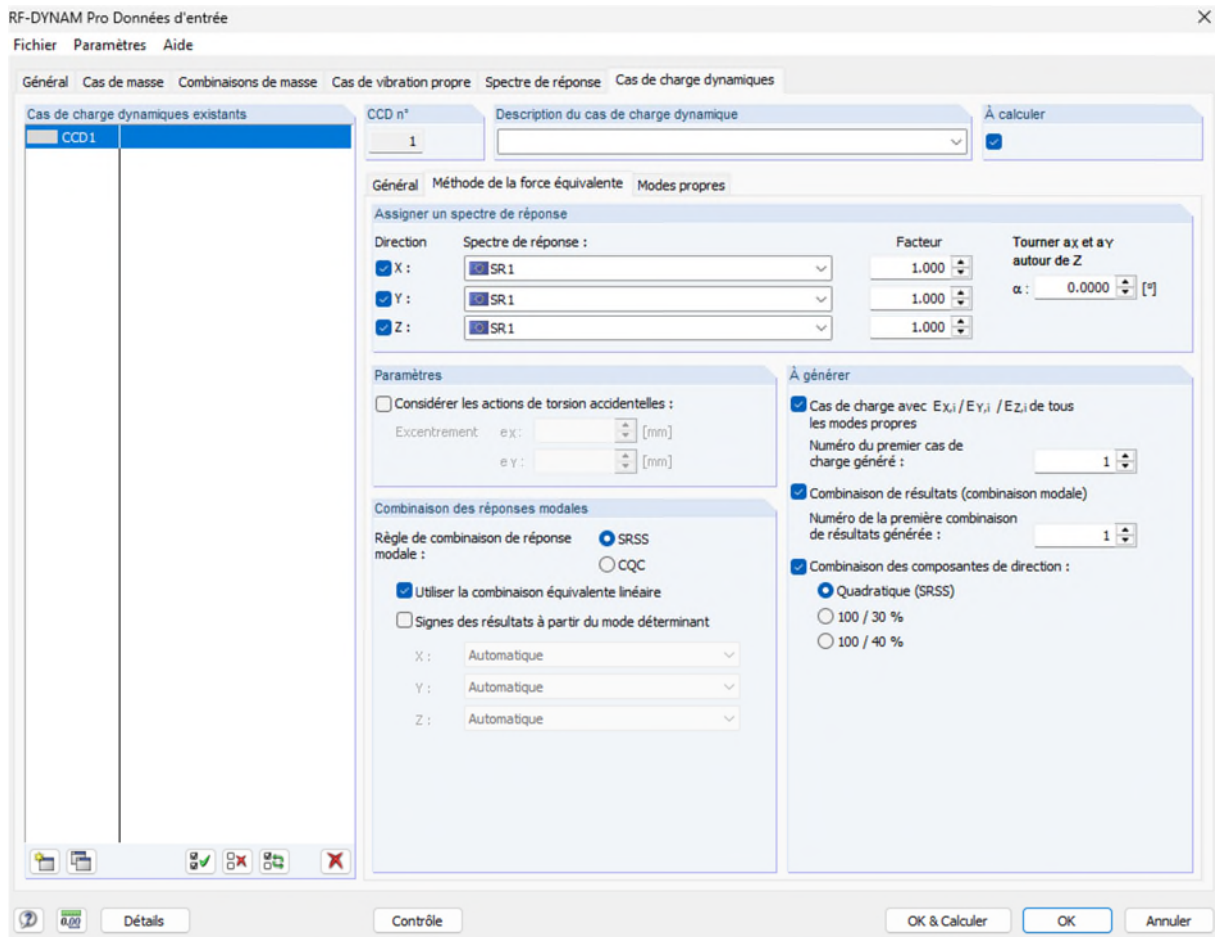


Figure 4-9: Génération des combinaisons sismique

4.3 Lancement du calcul :

Une fois la modélisation de la structure et la définition des cas de charge terminées, le calcul est lancé directement dans RFEM à l'aide de la commande Calculer tout. Le logiciel procède alors à la résolution numérique de l'ensemble des équations d'équilibre en tenant compte des données introduites (géométrie, charges, conditions aux limites et paramètres de l'analyse). Cette étape permet d'obtenir les efforts internes, les réactions d'appui et les déplacements de la structure pour chaque cas de charge, combinaison et situation d'analyse définis. Dans le cas d'une analyse dynamique, RF-DYNAM Pro exécute également le calcul des modes propres puis applique le spectre de réponse sismique afin de générer les efforts équivalents dans les éléments du modèle.

4.4 Vérification des barres :

Le module RF-STEEL de RFEM est utilisé pour la vérification des barres et poutres métalliques selon les normes européennes, notamment l'Eurocode 3. Il permet de contrôler la résistance, la stabilité et la rigidité des profilés en acier soumis à des sollicitations de traction, compression, flexion et cisaillement, ainsi qu'à des combinaisons de ces efforts. Pour les structures en profilés minces formés à froid, RF-STEEL prend en charge la vérification des flambements globaux et locaux, des instabilités distorsionnelles et de l'interaction flexion-compression. Le module calcule automatiquement les efforts internes issus des charges ou

combinaisons définies dans RFEM, puis compare ces efforts aux résistances selon les critères normatifs. Cette intégration permet de réaliser une vérification complète des éléments métalliques tout en garantissant la conformité aux exigences réglementaires.

Cette vérification est effectuée dans un premier temps avec une analyse géométriquement linéaire, en supposant que la structure conserve sa forme initiale et que la déformation n'influence pas la distribution des efforts. Cette étape permet d'obtenir une première estimation des efforts internes et des déplacements. En fonction du coefficient critique de charge obtenu α_{cr} , qui reflète la sensibilité de l'élément aux instabilités, il peut être nécessaire de poursuivre par une analyse de second ordre (P- Δ / P- δ) intégrant les effets géométriques. Afin d'assurer une modélisation fidèle du comportement réel, il est alors indispensable d'introduire les imperfections géométriques initiales des barres métalliques dans RFEM 5. (Voir Figures 4-10 et 4-11). Celles-ci peuvent être représentées par des flèches initiales, des rotations résiduelles ou encore des décalages nodaux, traduisant les écarts liés à la fabrication et au montage. RFEM permet de générer automatiquement ces imperfections à partir des modes propres de flambement issus du module de stabilité, en leur attribuant une amplitude conforme aux prescriptions de l'Eurocode 3, ou de les définir manuellement pour des cas particuliers. Leur intégration dans l'analyse de second ordre garantit une prise en compte rigoureuse des effets P- Δ et P- δ , conduisant à une évaluation plus réaliste et sécurisée de la résistance et de la stabilité globale de la structure.

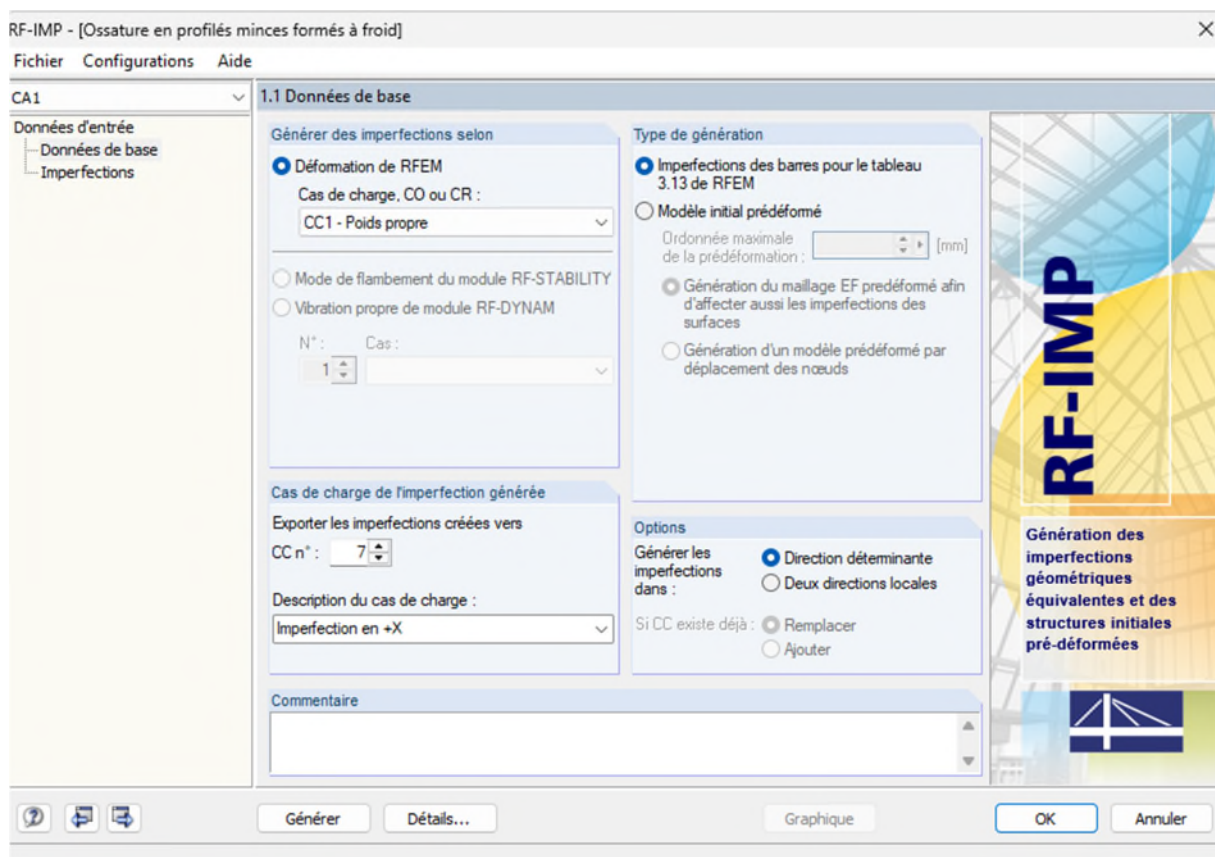


Figure 4-10: Génération des imperfections automatiquement

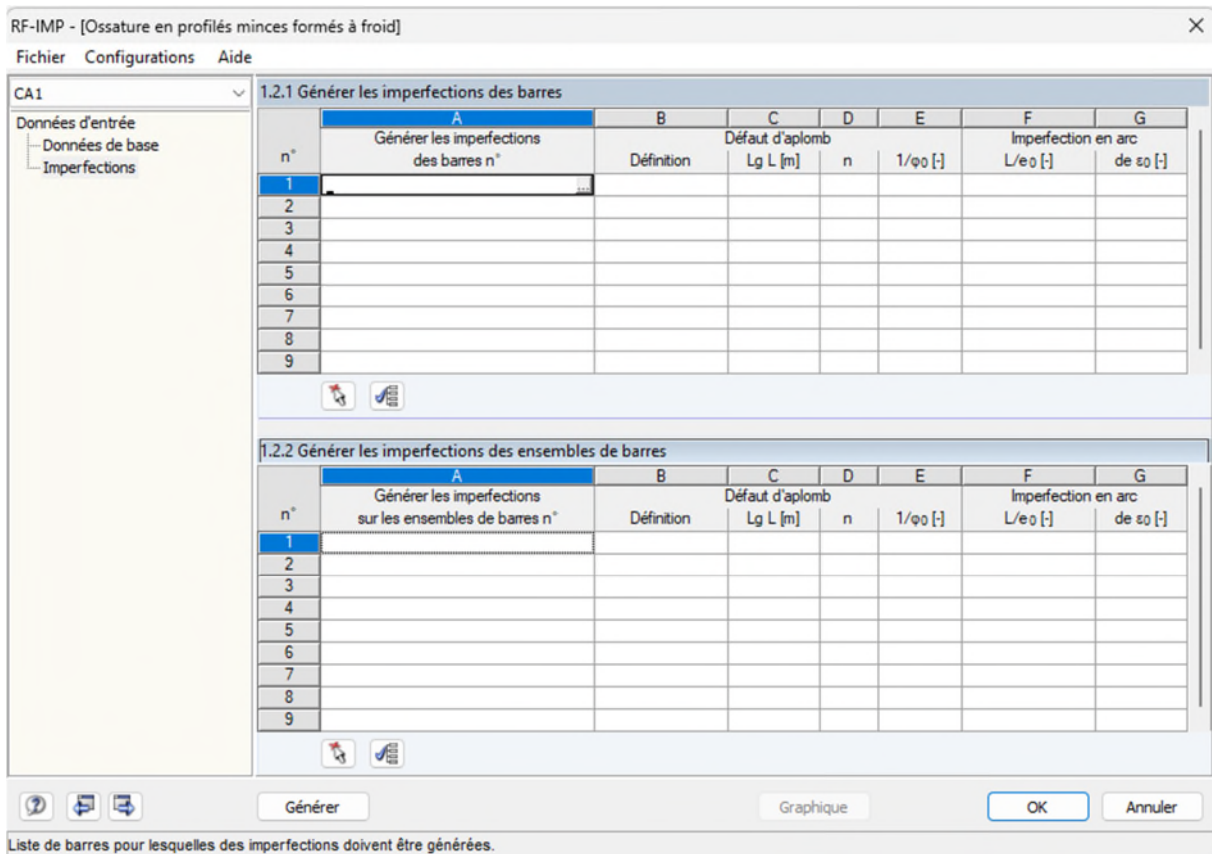


Figure 4-11: Génération des imperfections manuellement

Une fois les effets du second ordre et les imperfections intégrés dans le modèle, il est possible de procéder à l'analyse globale de la structure. Cette étape consiste à lancer le calcul complet sous RFEM 5 afin d'obtenir les efforts internes, les contraintes et les déplacements tenant compte de l'ensemble des phénomènes mécaniques et géométriques. Les résultats sont ensuite exploités dans les modules complémentaires tels que RF-STEEL EC3, pour la vérification des sections métalliques selon l'Eurocode 3, et RF-STABILITY, pour l'évaluation de la résistance au flambement global. Cette démarche permet de confronter les performances de la structure aux exigences réglementaires, de vérifier la sécurité des différents éléments porteurs et d'optimiser, si nécessaire, les sections choisies.

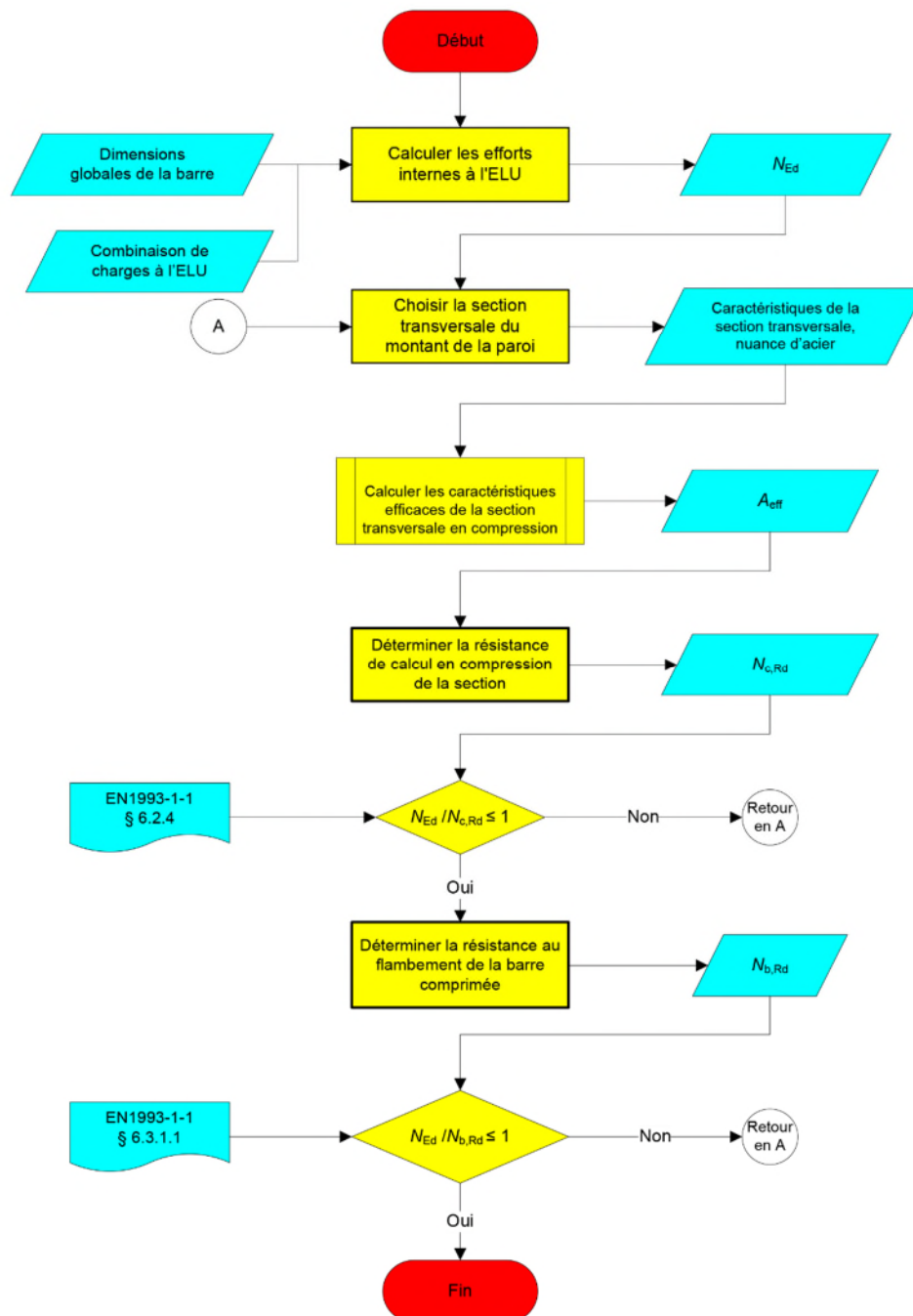
En résumé, l'étude a suivi une démarche progressive : un premier calcul géométriquement linéaire, suivi de la prise en compte des effets de second ordre en fonction du coefficient critique, puis de l'introduction des imperfections géométriques conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3. L'analyse globale réalisée dans RFEM 5 a permis d'obtenir des résultats fiables sur les efforts internes, les déplacements et la stabilité, qui ont ensuite été vérifiés dans les modules de dimensionnement dédiés. Cette approche structurée garantit une conception à la fois sûre, conforme aux normes et représentative du comportement réel de la structure métallique.

4.5 Organigrammes de calcul :

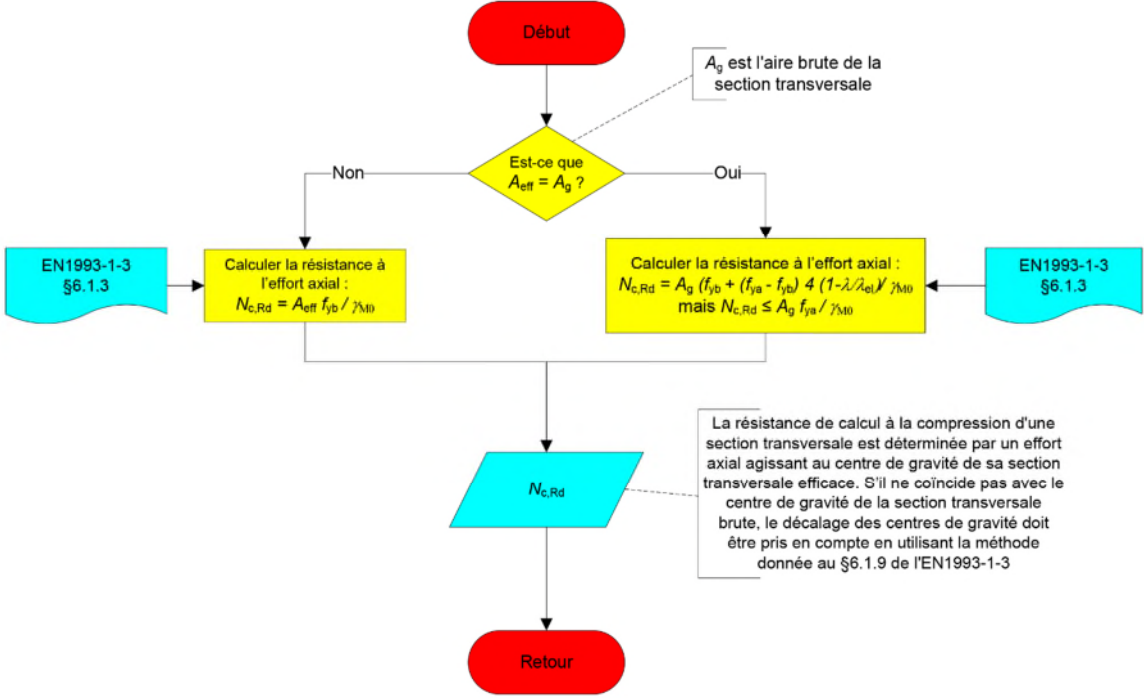
Afin de clarifier la démarche adoptée pour le dimensionnement des différents éléments, des organigrammes de calcul sont intégrés dans ce chapitre. Ils permettent de représenter de manière synthétique et visuelle les étapes de vérification imposées par l'Eurocode 3.

4.5.1 Barre comprimée :

Cet organigramme traite d'un montant de paroi, articulé et sollicité en compression. Le montant est une barre de profilés en C à bord tombé formé à froid.

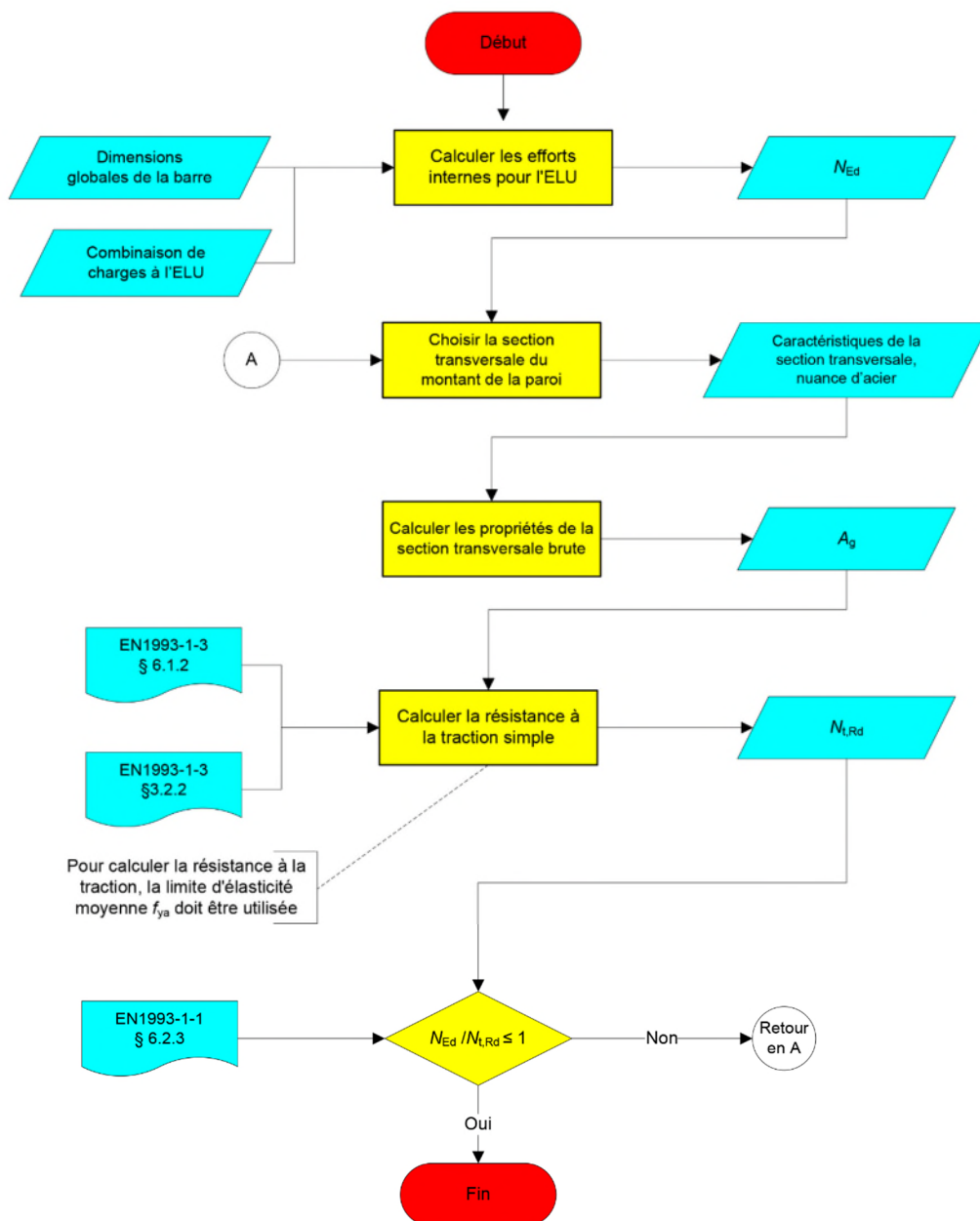


Détermination de la résistance de calcul en compression de la section $N_{c,Rd}$



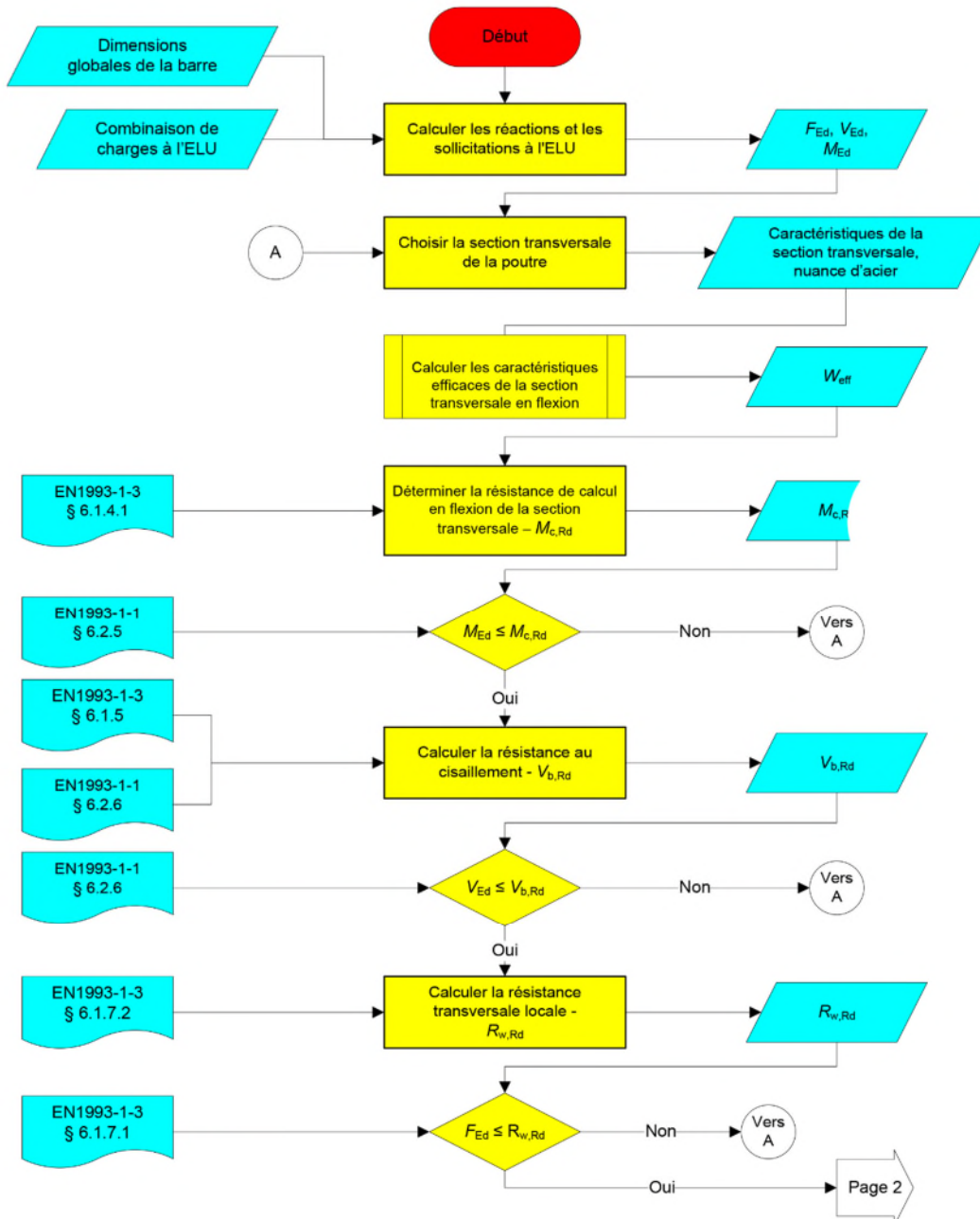
4.5.2 Barre tendue :

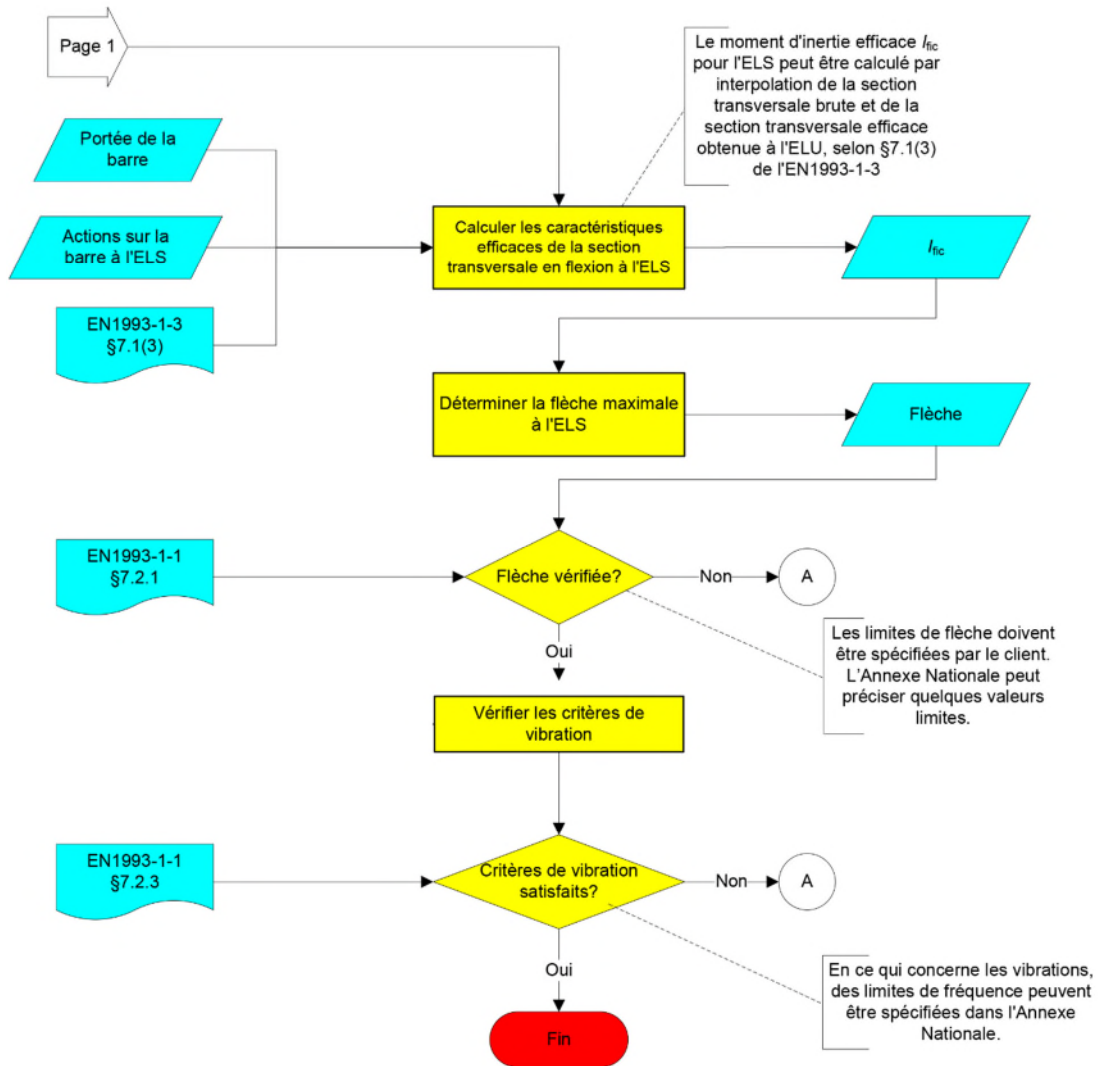
Cette organigramme traite du calcul d'un montant de paroi, articulé et sollicité en traction. Le montant est une barre de profilé en C à bords tombés formé à froid



4.5.3 Barre fléchie :

Cet organigramme traite du calcul d'une solive de plancher profilée en C, à bords tombés, simplement appuyée, sollicitée en flexion. On suppose que les semelles supérieure et inférieure sont maintenues latéralement de façon continue. La vérification à l'état limite de service est également prise en compte.

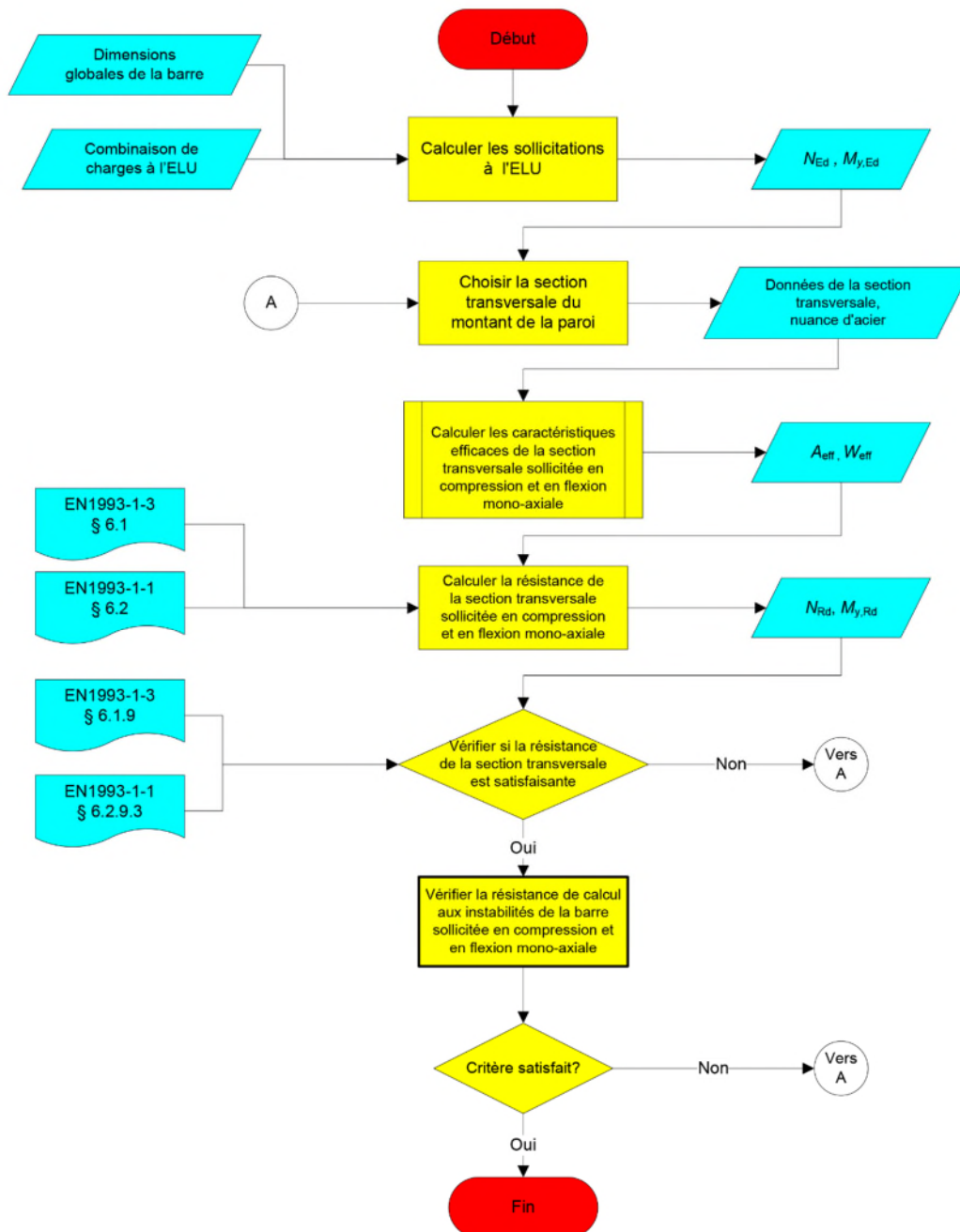




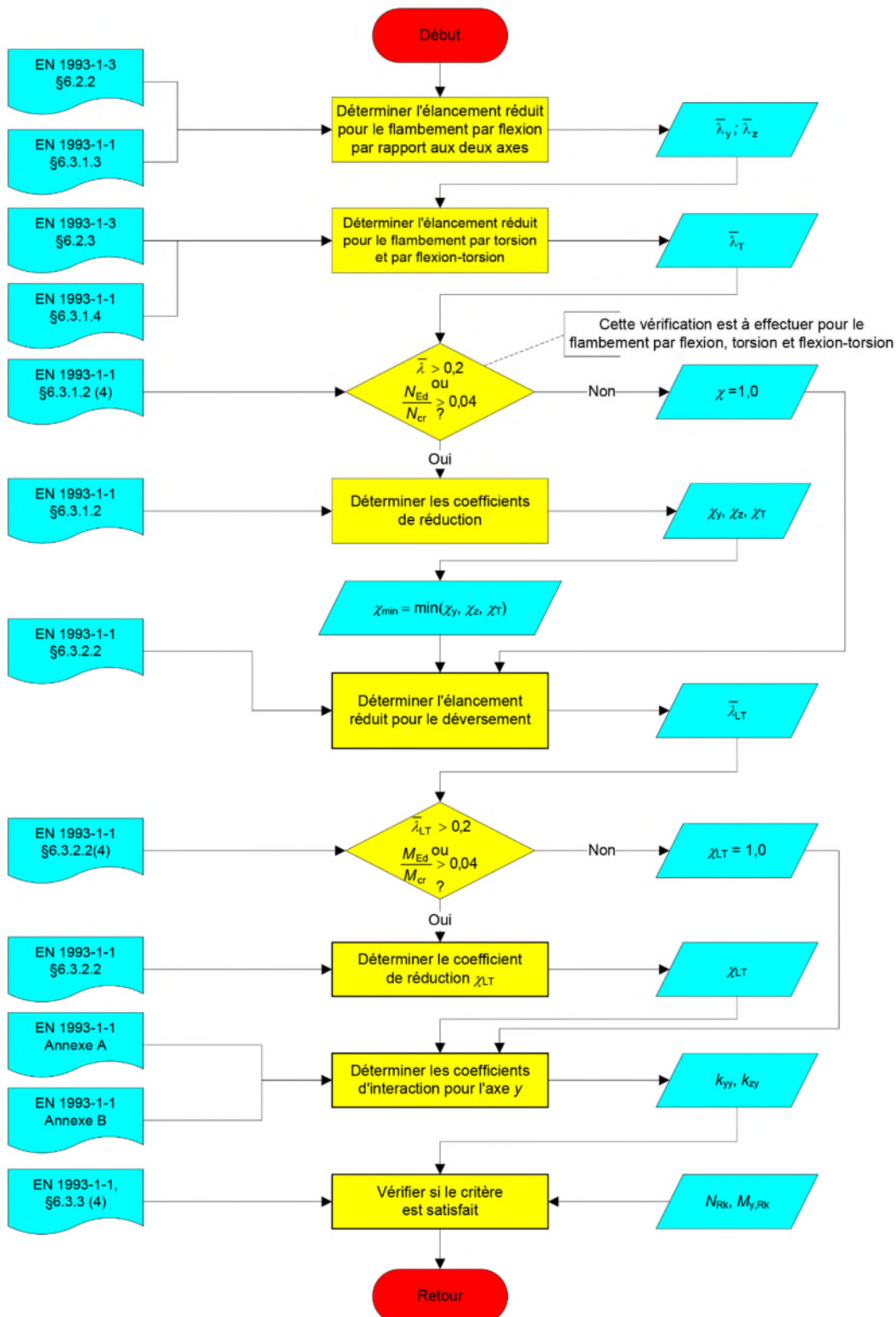
4.5.4 Barre comprimée et fléchie :

Cet organigramme traite du calcul d'un montant de paroi extérieure sollicité en compression et en flexion mono-axiale.

Le montant est articulé à ses extrémités et se compose de deux sections à parois minces formées à froid en U à bords tombés, placées dos à dos. La connexion entre les sections en U est supposée rigide (une connexion soudée, par exemple).

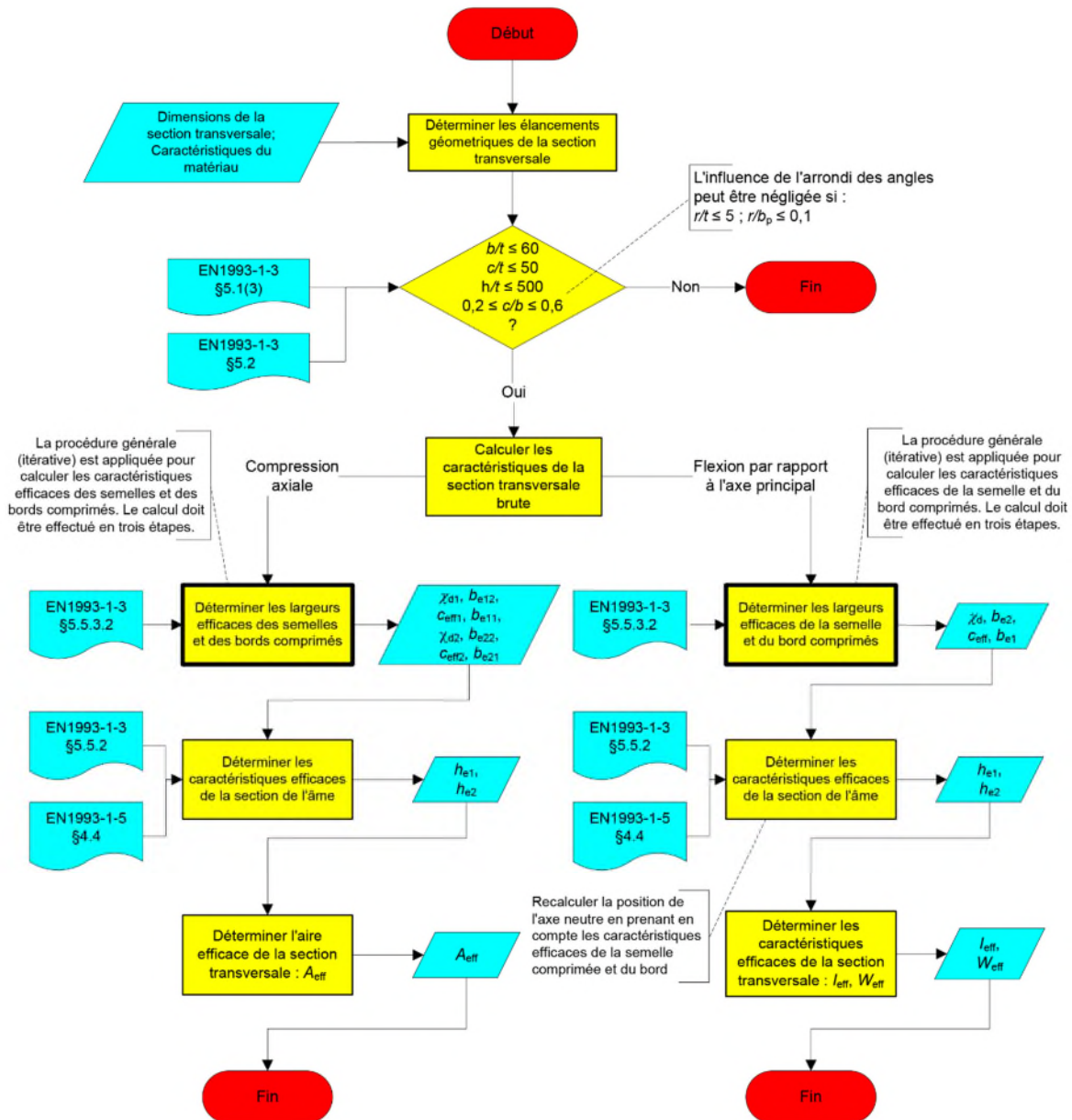


Vérifier la résistance de calcul aux instabilités de barre sollicitée en compression et en flexion mono-axiale

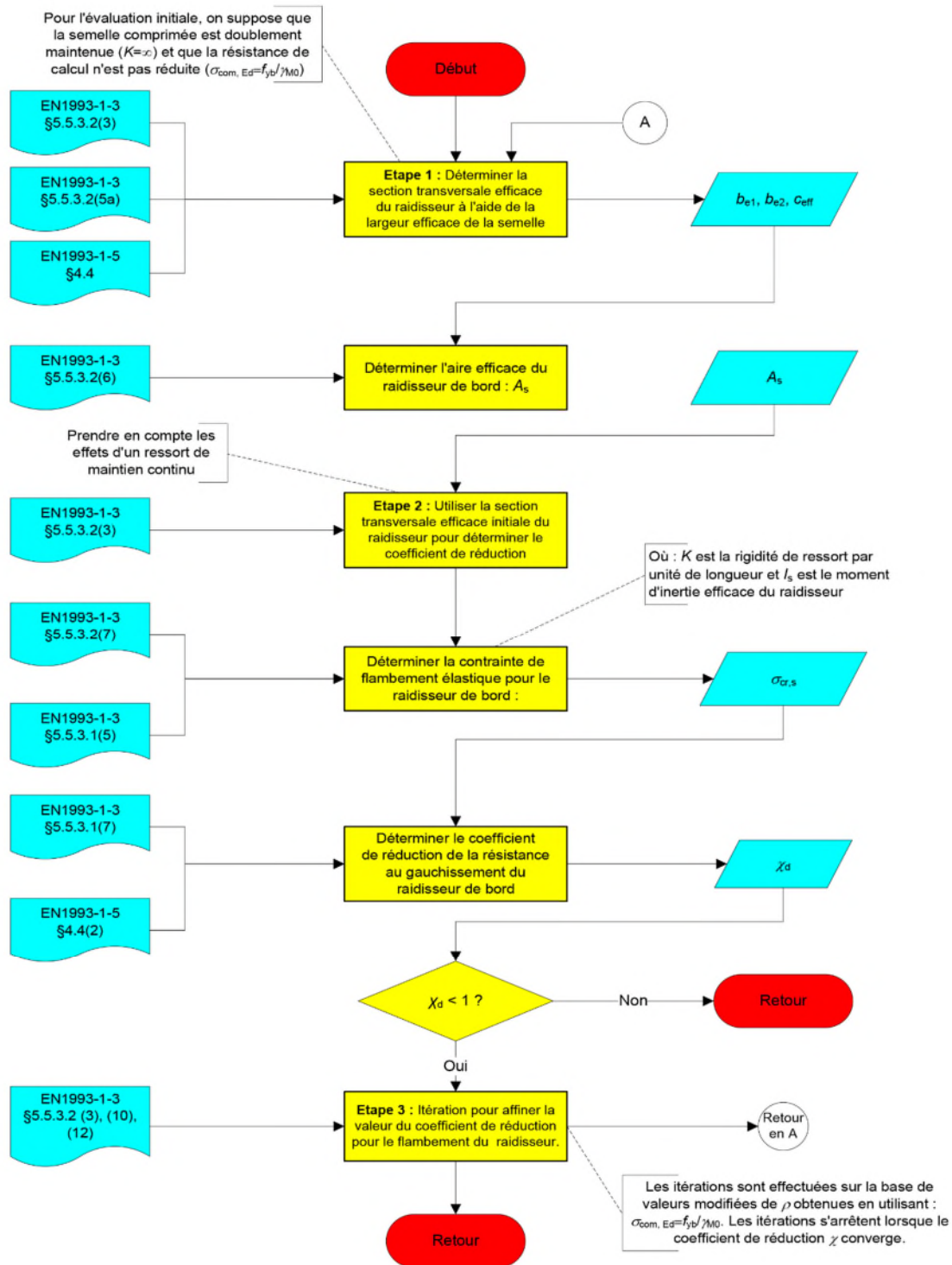


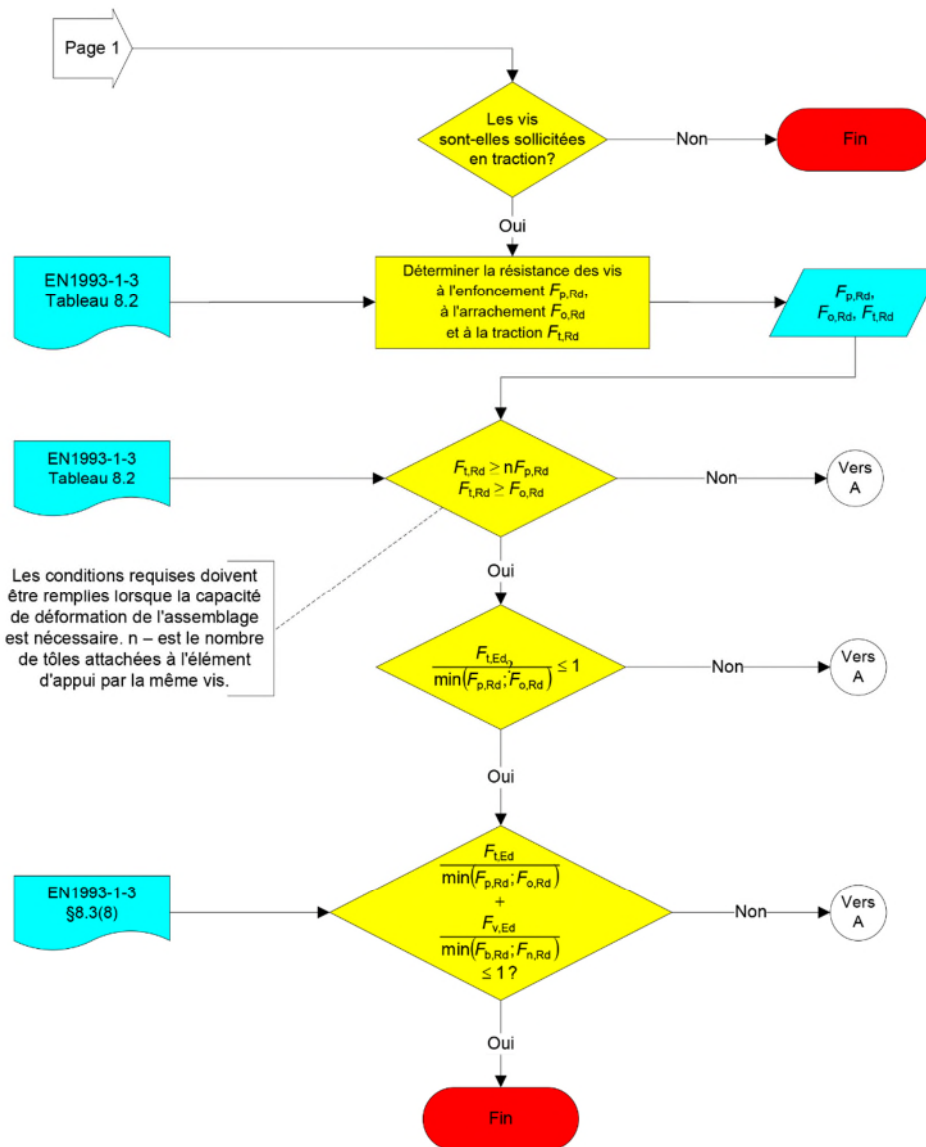
4.5.5 Caractéristiques efficaces de la section :

Cet organigramme traite du calcul des caractéristiques efficaces d'une section de profilé en C à bords tombés sollicité en compression ou en flexion par rapport à l'axe principal, conformément à la procédure générale.



Caractéristiques de la section efficace de la semelle et du bord comprimé (procédure générale itérative)





4.6 Fondation pour construction à ossature en éléments minces en acier

4.6.1 Introduction :

D'une façon générale, les fondations doivent être conçues pour supporter les murs qui reprennent des charges et pour s'opposer au soulèvement ou au renversement qui peuvent être provoqués par l'action horizontale (vent, séisme...). Les ossatures constituées d'éléments minces en acier représentent le mode de construction le plus léger dans le domaine de la construction résidentielle. Cela représente un avantage significatif pour la conception et le calcul des fondations. Une construction résidentielle d'une hauteur de 6 étages, constituée d'éléments minces en acier a un poids d'environ la moitié de celui d'une ossature traditionnelle, et des deux tiers du poids d'une ossature en bois. Les économies potentielles peuvent donc être considérables selon la qualité réelle du sol.

4.6.2 Types de fondation :

Il y a principalement trois catégories de fondation pour une ossature en éléments mince en acier :

- Dalle en béton
- Semelles filantes (longrines et massifs)
- Système de micropieux

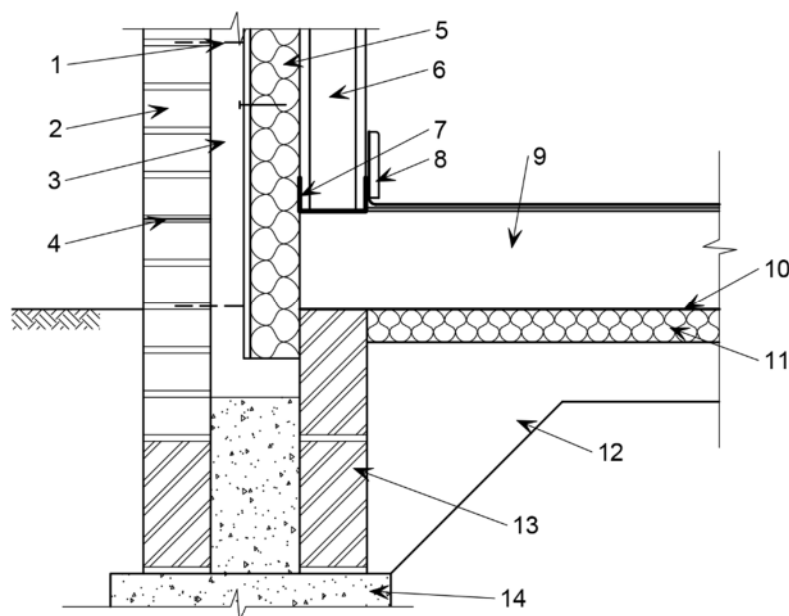
Les appuis d'une charpente constituée d'éléments minces en acier sont généralement situés au niveau du rez-de-chaussée. Le rez-de-chaussée peut être soit suspendu (longrines et massifs), soit constitué d'une dalle en béton sur terre-plein. Un plancher suspendu peut s'appuyer sur des semelles filantes, ou bien, pour des sols de médiocre qualité, sur des micropieux.

4.6.2.1 Dalle en béton :

Une dalle en béton sur terre-plein comportera le plus souvent une semelle filante qui supportera les murs

La Figure 5.1 présente une dalle en béton armé sur terre-plein. Dans le domaine de la construction individuelle, il s'agit du mode de fondation le plus simple pour la plupart des structures constituées d'éléments minces en acier. Lorsque la dalle est coulée avec une précision de positionnement horizontal et vertical, ce mode de fondation constitue le meilleur support pour l'installation d'une ossature en éléments minces.

Avec ce mode de fondation, des murs de refend peuvent s'appuyer sur des zones où la dalle aura une épaisseur plus importante. Les réaménagements du rez-de-chaussée s'en trouvent ainsi facilités. Pour s'opposer au soulèvement, les éléments de fixation sont relativement simples. Le plus souvent, il s'agit de chevilles à expansion ou de chevilles chimiques (diamètre habituel de 10 à 12 mm) qui résistent à des efforts d'arrachement.



- Légende :
- | | | |
|---|---|-------------------------------|
| 1. Crochet en acier inoxydable | 5. Panneau isolant résistant à l'humidité | 9. Dalle de plancher en béton |
| 2. Brique ou bloc de parement extérieur | 6. 100 mm d'isolant entre montants | 10. Etanchéité |
| 3. Vide de 50 mm | 7. Rail inférieur | 11. Isolation sous dalle |
| 4. Etanchéité à 150 mm au-dessus du niveau du sol | 8. Plinthe | 12. Remblai de sable |
| | | 13. Blocs isolants légers |
| | | 14. Fondation en béton |

Figure 4-12: Dalle de béton et fondation constituée d'une semelle filante

4.6.2.2 Semelles filantes :

Un système de semelles filantes associé à un plancher avec longrines et massifs constitue une alternative pour des constructions résidentielles de faible hauteur. C'est la solution privilégiée par certains constructeurs. Toutefois la conception des fixations qui doivent résister à l'arrachement peut s'avérer être plus complexe. Des sangles en acier inoxydable ou galvanisé doivent être mises en œuvre pour assurer l'ancrage de l'ossature sur les fondations.

4.6.2.3 Système de micropieux :

Lorsque les caractéristiques du sol ne sont pas satisfaisantes pour une dalle en béton ou des semelles filantes, des fondations par micropieux peuvent être envisagées. Il existe de nombreux systèmes conçus et préfabriqués en usine. Les micropieux supporteront une dalle en béton sur laquelle les éléments minces en acier seront fixés par des moyens semblables à ceux utilisés pour une dalle ordinaire sur terre-plein.

4.6.2.4 Systèmes développés par des fabricants :

En plus des trois modes de fondation de base pour les structures en éléments minces en acier, plusieurs systèmes ont été développés, y compris des longrines en béton préfabriquées comme présentées à la Figure 5-2. Ces longrines permettent un montage précis de la superstructure et évitent les imperfections possibles d'exécution des fondations.



Figure 4-13: Longrines en béton préfabriquées sur pieux pour supporter une ossature constituée d'éléments minces en acier.

4.6.2.5 Bâtiment à usage mixtes :

Dans un environnement urbanisé, des bâtiments à usage mixte, comme par exemple un rez-de-chaussée à usage commercial et des niveaux supérieurs à usage résidentiel, sont souvent souhaités pour des raisons de développement social et commercial. Dans l'exemple présenté à la Figure 4-14, une structure intermédiaire située au 1^{er} étage constitue la « fondation » de la superstructure en éléments minces en acier. Cette structure intermédiaire peut être conçue en acier ou en béton, elle devient donc l'assise de la superstructure.



Figure 4-14: Bâtiment à usage mixte avec ossature légère en acier sur une structure intermédiaire en béton

Conclusion

Conclusion :

Le présent mémoire avait pour objectif la conception et l'étude d'une structure métallique réalisée à partir de profilés minces formés à froid. À travers ce travail, il a été montré que ce type de profilés, largement utilisés dans la construction légère, constitue une alternative performante et économique aux solutions traditionnelles, à condition que leur conception respecte rigoureusement les prescriptions normatives de l'Eurocode 3 – Partie 1-3.

L'étude a permis de développer une démarche complète allant de la modélisation architecturale de la structure, au dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres, planchers), jusqu'à la vérification de la stabilité vis-à-vis des phénomènes spécifiques aux éléments minces (flambement local, distorsionnel et global).

Les résultats obtenus ont confirmé la pertinence des profilés minces formés à froid pour la réalisation de bâtiments légers, en offrant à la fois rapidité de mise en œuvre, légèreté, modularité et optimisation économique. Néanmoins, il convient de souligner que leur sensibilité aux instabilités locales et leur faible inertie exigent une analyse minutieuse et une attention particulière aux assemblages.

Références bibliographiques

Normes et règlements

- CEN. (2006). *EN 1993-1-3 Eurocode 3 : Calcul des structures en acier – Partie 1-3 : Règles générales – Règles supplémentaires pour les profilés minces formés à froid*. Comité Européen de Normalisation.
- CEN. (2005). *EN 1993-1-1 Eurocode 3 : Calcul des structures en acier – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments*. Comité Européen de Normalisation.
- CEN. (2006). *EN 1993-1-5 Eurocode 3 : Calcul des structures en acier – Partie 1-5 : Plaques en tôle pliée, voilement et résistance des tôles*. Comité Européen de Normalisation.
- CEN. (2002). *EN 1990 Eurocode 0 : Bases de calcul des structures*. Comité Européen de Normalisation.
- CEN. (2002). *EN 1991-1-1 Eurocode 1 : Actions sur les structures – Partie 1-1 : Actions générales – Poids propres, charges d'exploitation pour les bâtiments*. Comité Européen de Normalisation.
- CEN. (2004). *EN 1998-1 Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments*. Comité Européen de Normalisation.
- DTR-C 2.47 : Actions climatiques Charges de vent et de neige sur les constructions. Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville. Direction Générale de la Recherche et du Développement du Bâtiment (CNERIB).
- Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville. (2024). *Règlement parasismique algérien (RPA 2024)*. Alger.

Ouvrages et manuels

- Dubina, D., Ungureanu, V., & Landolfo, R. (2012). *Design of Cold-formed Steel Structures – Eurocode 3 : Design of Steel Structures, Part 1-3*. ECCS – European Convention for Constructional Steelwork.
- Trahair, N. S., Bradford, M. A., Nethercot, D. A., & Gardner, L. (2017). *The behaviour and design of steel structures to EC3*. CRC Press.
- Hancock, G. J., Koukoura, A., & Rasmussen, K. J. R. (2017). *Design of cold-formed steel structures*. Australian Steel Institute.
- Salmon, C. G., Johnson, J. E., & Malhas, F. A. (2009). *Steel structures : Design and behavior* (5^e éd.). Pearson.
- ECCS. (2010–2015). *Eurocode Design Manuals: Worked Examples according to Eurocodes*. European Convention for Constructional Steelwork.
- ECTAB. (2015). *Recommendations for the design of cold-formed steel structures*. European Committee for Thin-Walled and Cold-Formed Steel Structures.
- ICCA/CSSBI. (2016). *Design manual for structural sheet steel*. Canadian Sheet Steel Building Institute.

Articles scientifiques

- Schafer, B. W. (2008). Review: The direct strength method of cold-formed steel member design. *Journal of Constructional Steel Research*, 64(7–8), 766–778. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2008.01.030>
- Moen, C. D., & Schafer, B. W. (2009). Elastic buckling of cold-formed steel columns and beams with holes. *Thin-Walled Structures*, 47(12), 1597–1607. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2009.06.004>
- Silvestre, N., & Camotim, D. (2010). Distortional buckling in cold-formed steel lipped channel columns. *Thin-Walled Structures*, 48(7), 500–517. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2010.02.009>

Logiciels et documents techniques

- Dlubal Software. (2023). *RFEM 5 – Manuel de l'utilisateur*. Dlubal GmbH. <https://www.dlubal.com>
- ArcelorMittal. *Catalogue technique des profilés minces et bacs acier*. ArcelorMittal construction.