Document de support à la présentation :

Conception des charpentes d’aluminium

Module 6 – Comportement des éléments fléchis

Contenu développé par :

**Ahmed Rahem, ing., Ph. D.**

Professeur au Département des sciences appliquées de l’UQAC

Table des matières

[Note 5](#_Toc127367927)

[A- Introduction 6](#_Toc127367928)

[Diapositive 5 et 6 : 6](#_Toc127367929)

[B- Résistance des sections fléchies 9](#_Toc127367930)

[Diapositive 9 et 10 : 9](#_Toc127367931)

[Diapositive 11 : 10](#_Toc127367932)

[Diapositive 12 : 10](#_Toc127367933)

[Diapositive 13 : 11](#_Toc127367934)

[Diapositive 14 : 11](#_Toc127367935)

[Diapositive 15 et 16 : 12](#_Toc127367936)

[Diapositive 17 : 12](#_Toc127367937)

[Diapositive 18 : 14](#_Toc127367938)

[Diapositive 19 : 15](#_Toc127367939)

[Diapositive 20 et 21 : 17](#_Toc127367940)

[Diapositive 22 : 18](#_Toc127367941)

[Diapositive 23 et 24 : 18](#_Toc127367942)

[Diapositive 25 et 26 : 20](#_Toc127367943)

[C- Résistance des pièces fléchies (classe 1, 2 ou 3) 21](#_Toc127367944)

[Diapositive 29 : 21](#_Toc127367945)

[Diapositive 30 : 22](#_Toc127367946)

[Diapositive 31 : 22](#_Toc127367947)

[D- Résistance au déversement (Mr) des pièces fléchies (entièrement ou partiellement libres de déverser entre les supports latéraux) 23](#_Toc127367948)

[Diapositive 34 : 23](#_Toc127367949)

[Diapositive 35 : 24](#_Toc127367950)

[Diapositive 36 : 25](#_Toc127367951)

[Diapositive 37 : 26](#_Toc127367952)

[Diapositive 38 : 26](#_Toc127367953)

[Diapositive 39 : 27](#_Toc127367954)

[Diapositive 40 et 41 : 27](#_Toc127367955)

[Diapositive 42 : 28](#_Toc127367956)

[Diapositive 43 et 44 : 30](#_Toc127367957)

[Diapositive 45 : 31](#_Toc127367958)

[Diapositive 46 : 32](#_Toc127367959)

[Diapositive 47 et 48 : 34](#_Toc127367960)

[Diapositive 49 : 35](#_Toc127367961)

[Diapositive 50 : 36](#_Toc127367962)

[Diapositive 51 : 37](#_Toc127367963)

[Diapositive 52 et 53 et 54 : 38](#_Toc127367964)

[Diapositive 55 : 39](#_Toc127367965)

[Diapositive 56 : 40](#_Toc127367966)

[Diapositive 57 : 41](#_Toc127367967)

[Diapositive 58 : 41](#_Toc127367968)

[Diapositive 59 : 42](#_Toc127367969)

[Diapositive 60 : 43](#_Toc127367970)

[E- Résistance au cisaillement des panneaux plats 44](#_Toc127367971)

[Diapositive 63 : 44](#_Toc127367972)

[Diapositive 64 et 65 : 45](#_Toc127367973)

[Diapositive 67, 68 et 70 : 46](#_Toc127367974)

[Diapositive 71 et 72 : 47](#_Toc127367975)

[Diapositive 73 : 48](#_Toc127367976)

[Diapositive 74 et 75 : 48](#_Toc127367977)

[Diapositive 76 : 50](#_Toc127367978)

[Diapositive 77 : 50](#_Toc127367979)

[Diapositive 78 : 50](#_Toc127367980)

[Diapositive 79 et 80 : 51](#_Toc127367981)

[Diapositive 82 : 52](#_Toc127367982)

[Diapositive 83 : 53](#_Toc127367983)

[Diapositive 84 : 53](#_Toc127367984)

[Diapositive 85 : 54](#_Toc127367985)

[Diapositive 87 et 88 : 55](#_Toc127367986)

[F- Écrasement et flambement vertical de l’âme 57](#_Toc127367987)

[Diapositive 91 et 92 : 57](#_Toc127367988)

[Diapositive 94 : 58](#_Toc127367989)

[G- Interaction traction-flexion (une pièce fléchie sollicitée en traction) 59](#_Toc127367990)

[Diapositive 97 : 59](#_Toc127367991)

[Diapositive 99 : 60](#_Toc127367992)

[H- Interaction compression-flexion (une pièce fléchie sollicitée en compression) 61](#_Toc127367993)

[Diapositive 102 : 61](#_Toc127367994)

[Diapositive 104 : 62](#_Toc127367995)

[Diapositive 106 : 62](#_Toc127367996)

[Diapositive 108 : 64](#_Toc127367997)

[Diapositive 109 : 65](#_Toc127367998)

[Diapositive 111 : 66](#_Toc127367999)

[Diapositive 113 et 114 : 67](#_Toc127368000)

[I- Résistance au cisaillement de divers types d’éléments 69](#_Toc127368001)

[Diapositive 117 : 69](#_Toc127368002)

[Diapositive 119 : 70](#_Toc127368003)

[Diapositive 120 : 71](#_Toc127368004)

[Diapositive 123 : 71](#_Toc127368005)

[Diapositive 125 et 126 : 73](#_Toc127368006)

[J- Poutres mixtes aluminium-béton (voir section 6.10, livre du Pr. Beaulieu) 74](#_Toc127368007)

[Diapositive 129, 130 et 131 : 74](#_Toc127368008)

[Diapositive 132 : 75](#_Toc127368009)

[Diapositive 133, 134 et 135 : 75](#_Toc127368010)

# Note

Avec la permission de monsieur Denis Beaulieu, une certaine partie du matériel est reproduite des manuels *Calcul des charpentes d’aluminium* et *Les caractéristiques de l’aluminium structural*. Bien que l'utilisation du matériel ait été autorisée, monsieur Beaulieu n'est pas responsable de la manière dont les données sont présentées, ni de toute représentation ou interprétation.

# Introduction

## Diapositive 5 et 6 :

**Chapitre VI - Pièces en flexion simple et en flexion composée**

**6.1 Introduction**

La poutre est une des pièces que l’on trouve le plus fréquemment dans les charpentes. Sa fonction principale est de recevoir les charges de gravité et de les transmettre aux appuis. Pour remplir cette fonction, la poutre doit résister à des contraintes normales de traction et de compression, et à des contraintes de cisaillement dues à l’effort tranchant et, à l’occasion, à la torsion.

Les ailes de la poutre résistent au couple de flexion selon les deux modes de sollicitation étudiés dans les chapitres précédents : la traction (chapitre IV[[1]](#footnote-1)), pour laquelle la présence de trous de boulons ou de soudures est prise en compte, et la compression (chapitre V[[2]](#footnote-2)), pour laquelle le voilement local des plaques et la présence de soudures sont pris en compte. Le cisaillement est essentiellement repris par l’âme de la section. Il sera étudié dans le présent chapitre.

Pour ce qui est de la torsion qui induit essentiellement des contraintes de cisaillement et de flexion dans les poutres, le concepteur a comme objectif de chercher à l’éviter, dans la mesure du possible. Si les charges sont perpendiculaires à l’axe longitudinal de la poutre (axe z –z) et si le plan de chargement de la poutre (plan yz) passe par le centre de torsion de la section, la poutre n’est soumise qu’à un effort tranchant et à un moment fléchissant (cas usuel, illustré sur la figure 6.1a). Dans ce cas, les charges ne produisent pas de couple de torsion dans la poutre. Toutefois, cette condition n’empêche par le déversement de la poutre, qui est un mode où la flexion se combine à la torsion, comme on le verra plus loin. Le déversement est à la poutre ce que le flambement est au poteau.

Généralement, le concepteur choisit comme poutre une section telle que la poutre est fléchie par rapport à son axe fort (axe x – x) et telle que le plan de chargement est un plan de symétrie de la section (flexion symétrique; figure 6.1a). Dans ce cas, le plan de chargement (yz) passe par le centre de torsion de la section puisque ce dernier se situe sur l’axe de symétrie de la section (axe y –y). Seule la flexion symétrique est considérée dans ce chapitre.

**Figure 6.1 – Exemples de section de profilés d’aluminium utilisés pour résister aux efforts de flexion (voir acétate)**

Dans les charpentes, comme poutres, on utilise surtout des profilés en I extrudés, soudés ou composés, tel qu’illustré sur les figures 6.1a, b et c, ou encore des treillis constitués de pièces travaillant en traction et en compression (figure 6.2a). La figure 6.1d présente d’autres types de sections bisymétriques couramment utilisées pour résister à la flexion. Le concepteur est parfois contraint d’utiliser, comme poutres, des sections axisymétriques ou monosymétriques fléchies ou non par rapport à l’axe de symétrie. Quelques exemples sont illustrés sur la figure 6.1e.

Lorsque les portées sont très grandes, on utilise parfois des poutres assemblées avec âme raidies, comme solution alternative à l’utilisation de treillis. Ces poutres sont boulonnées, rivetées ou soudées, ou assemblées en utilisant des combinaisons de ces modes d'assemblages. Des exemples de poutres assemblées sont illustrés sur la figure 6.2b. On présentera, dans ce chapitre, quelques règles pour le dimensionnement de l’âme des poutres assemblées.

Les profilés d’aluminium sont parfois utilisés pour développer une action mixte avec la dalle de béton dans les ponts routiers (figure 6.2c). Une courte section traitera de ce sujet.

Parfois, un effort axial de traction ou de compression accompagne l’effort de flexion qui sollicite les poutres. L’effort de traction a pour effet de stabiliser la portion comprimée de la poutre et de contraindre davantage la portion tendue. L’effort de compression a un effet inverse, mais nettement plus négatif puisqu’il contribue à déstabiliser la pièce fléchie.

**Figure 6.2 – Autres types de poutres d’aluminium (acétate 6)**

L’effort de compression est généralement faible et il est négligé dans le calcul des poutres. Par contre, il est très important dans les poteaux qui doivent résister à des efforts de flexion transmis par les assemblages situés à leurs extrémités ou provenant de charges transversales qui leur sont imposées. Les poteaux sont alors appelés poteaux-poutres puisqu’ils travaillent à la fois comme poutre et comme poteau pour résister aux charges qui les sollicitent. Les poteaux-poutres sont beaucoup moins fréquents dans les charpentes d’aluminium que dans les charpentes d’acier puisque les assemblages rigides sont moins souvent utilisés. Les moments fléchissant aux extrémités de la pièce sont généralement causés par les excentricités. Des sections de ce chapitre sont consacrées au calcul des pièces en flexion composée, où la flexion cohabite avec des efforts de traction ou de compression considérés relativement importants.

Le calcul des pièces sollicitées en flexion-compression est relativement complexe puisqu’il doit tenir compte de tous les états limites des pièces comprimées et des pièces fléchies : plastification de la section, voilement des parois, rupture sur la section nette, flambement en flexion et déversement (flexion-torsion).

Les principaux états limites d’utilisation des poutres concernent les flèches et les vibrations. Pour le calcul de ces effets, il faut consulter la section 3.7.

# Résistance des sections fléchies

## Diapositive 9 et 10 :

**6.2 Résistance des sections fléchies**

**6.2.1 Comportement général de la section**

Les poutres dont l’aile comprimée est retenue transversalement sur toute sa longueur, ne peuvent déverser. Les états limites de ces poutres se réduisent donc à ceux qui concernent la section : plastification ou rupture sur la section nette pour l’aile en traction; plastification ou voilement pour l’aile en compression. Le cisaillement est considéré séparément.

Si on exclut la possibilité de voilement des éléments comprimés de la section fléchie, les deux principaux états limites considérés sont celui qui correspond à l’apparition de la limite élastique dans les fibres extrêmes de la section, et celui qui correspond à la plastification totale de la section. Dans le premier cas, la contrainte est définie par l’équation fondamentale suivante où S est le module élastique de la section en mm3 :

$F\_{y}=\frac{M\_{y}}{S}$ (6.1)

Dans le deuxième cas, si on considère un comportement élasto-plastique parfait, comme c’est le cas pour l’acier structural d’usage courant, la cont5rainte de flexion demeure égale à Fy et est définie par la relation suivante dans laquelle Z est le module de section plastique:

$F\_{y}=\frac{M\_{p}}{S}$ (6.2)

La figure 6.3b (acétate 11) présente la courbe contrainte-déformation considérée pour obtenir les diagrammes de contrainte illustrés sur la figure 6.3a (voir acétate 11) pour la flexion d’une section d’acier.

Il existe donc une réserve de capacité non négligeable entre Mp et My, laquelle est mesurée par ce qu’il est convenu d'appeler le coefficient de forme (ν) défini par l’équation suivante:

$ν= \frac{Z}{S}$ (6.3)

## Diapositive 11 :

La figure 6.3b présente la courbe contrainte-déformation considérée pour obtenir les diagrammes de contrainte illustrés sur la figure 6.3a pour la flexion d’une section d’acier.

Il existe donc une réserve de capacité non négligeable entre Mp et My, laquelle est mesurée par ce qu’il est convenu d'appeler le coefficient de forme (ν) défini par l’équation suivante:

$ν=\frac{Z}{S}$ (6.3)

**Figure 6.3 – Définition du coefficient de forme des sections d’acier**

Des valeurs représentatives du coefficient de forme sont données sur la figure 6.3. On remarque que plus la matière est concentrée dans les ailes, plus ν approche de 1,0 et que plus la matière est concentrée autour de l'axe neutre, plus v est élevé. La limite théorique supérieure est de l’ordre de 2,0 et correspond celle qui est obtenue pour un losange sollicité en flexion. **Le coefficient de forme, à première vue, ne semble être fonction que de la géométrie de la section.**

## Diapositive 12 :

**Ce n’est pas tout à fait le cas pour l’aluminium**.

Il existe une différence fondamentale entre l’acier et l’aluminium en ce qui a trait à la relation contrainte-déformation. Comme on l’a démontré sur les figures 2.30 et 2.31, les alliages d’aluminium ont une courbe caractéristique telle que le plateau élastique n’est pas aussi clairement défini que pour l’acier. En conséquence, le coefficient de forme est appelé à varier non seulement en fonction de la géométrie de la section, mais aussi en fonction de la forme de la relation σ-ε, tel que démontré sur la figure 6.4.

Les coefficients de forme (ν) obtenus en considérant Fy ou Fu sont toujours inférieurs à ceux qui sont obtenus avec Fy correspondant à une courbe σ-ε élasto-plastique parfaite, tel que démontré sur la figure 6.4c. Ceux qui correspondent à Fu s’approche davantage des valeurs limites. Puisqu’il est plus pratique d’évaluer v sur la base d’une distribution élasto-plastique parfaite (νp), comme pour l’acier, des équations ont été dérivées pour obtenir les valeurs correspondantes pour l’aluminium, en considérant une relation σ-ε représentative de toutes les nuances possibles pour l’aluminium:

## Diapositive 13 :

Puisqu’il est plus pratique d’évaluer ν sur la base d’une distribution élasto-plastique parfaite (νp), comme pour l’acier, des équations ont été dérivées pour obtenir les valeurs correspondantes pour l’aluminium, en considérant une relation σ-ε représentative de toutes les nuances possibles pour l’aluminium :

Si on considère Fy,

$ν\_{y}=0.4+0.6ν\_{p}$ (6.4)

Si on considère Fu,

$ν\_{u}=0.2+0.8ν\_{p}$ (6.5)

Pour le calcul de la *résistance ultime* des poutres fléchies, on peut utiliser les valeurs de νy et νu pour pondérer des contraintes obtenues d’une analyse élastique (équation 6.1). **La norme américaine** de calcul des charpentes d’aluminium utilise cette approche pour un calcul *précis* de la résistance en flexion de diverses sections de géométrie et de nuance d’aluminium différentes. Les coefficients de forme sont directement inclus dans les équations de calcul sans, pour le moins, être identifiés comme tels.

**La norme canadienne**a choisi la voie de la simplification en recommandant l’utilisation des équations (6.1) et (6.2), selon la classe des sections, et en basant le calcul de Mp, donc de ν = νp, sur une distribution élasto-plastique des contraintes. Cette approche permet une généralisation maximale des calculs, comme on le verra dans ce qui suit. L’imprécision induite est minimale dans les cas pratiques, comme on peut le constater en comparant les valeurs de νu et de νp pour les profilés en I et le profilé rectangulaire de la figure 6.4c (voir acétate 12).

## Diapositive 14 :

Il peut être utile, à cette étape-ci, de définir le module de section plastique (Z). Il est égal à deux fois le moment statique (Q) de **l’aire de la demi-section** par rapport à l’axe de flexion considéré. Deux exemples de calcul sont donnés sur la figure 6.5 (voir acétate).

**Figure 6.5 – Exemple de calcul du module plastique et du coefficient de forme**

## Diapositive 15 et 16 :

**6.2.2 Classification des pièces fléchies**

Un des états limites des sections fléchies est le voilement local de **l’aile comprimée**. La résistance en flexion d’une **section** en I (donc de la pièce toute entière, constituée de parois minces: ailes et âme), fléchie par rapport à son axe fort, par exemple, **peut être limitée par le voilement de *l’aile sollicitée en compression*, si cette dernière est trop élancée**. À l’opposé, la section peut développer Mp avant que ne se produise le voilement de l’aile comprimée, si la section est compacte, c’est-à-dire si l’élancement de l’aile est assez faible pour permettre d’atteindre ce niveau de chargement.

La référence (6.1[[3]](#footnote-3)) reconnaît trois classes de sections, en fonction de l’élancement de l’aile comprimée**. L’élancement de l’âme est une autre considération**, comme on le verra plus loin. La figure 6.6 (voir acétate 15) résume la situation.

Lorsque la section peut développer le moment plastique (Mp) avant le voilement de l’aile en compression, la section est considérée compacte et de classe 1. Elle est alors capable de subir de grandes déformations *ε* avant de voiler.

Les sections de classe 2 sont celles qui peuvent atteindre le moment élastique (My) avant le voilement de l’aile en compression. Les sections de classe 2 ne peuvent subir de grandes déformations puisque la réduction du module tangent (Et) au-delà de la limite élastique provoque le voilement de l’aile. Ces sections sont dites non compactes.

Les sections de classe 3 sont celles dont l’aile en compression voile avant que la section ne puisse développer My (figure 6.6)

**Figure 6.6 – Rupture par voilement d’une section fléchie**

## Diapositive 17 :

Lorsque la section peut développer le moment plastique (Mp) avant le voilement de l’aile en compression, la section est considérée compacte et de classe 1. Elle est alors capable de subir de grandes déformations *ε* avant de voiler. Cette condition correspond à un élancement normalisé $\overbar{λ}$ inférieur ou égal à 0,3 pour la section. Il s’agit, en fait, de la condition pour laquelle $\overbar{λ} \leq \overbar{λ} \_{0}=0.3$ sur la figure 5.22. Ainsi, selon les équations (5.6) et (5.8),

$$\overbar{λ}=λ\sqrt{\frac{F\_{y}}{π^{2}E}}=m\frac{b}{t}\sqrt{\frac{F\_{y}}{π^{2}E}}\leq 0.3$$

En réarrangeant les termes et en considérant E = 70 000 MPa, on obtient :

$\frac{b}{t}\leq \frac{250}{m\sqrt{F\_{y}}}$ (classe 1) (6.6)

Par exemple, pour un segment d’aile retenu sur un seul de ses bords, telles les ailes d’une section en I, une valeur caractéristique de l’élancement $λ=mw/t$, donné par l’équation (5.24), est 3,5w/t (voir la figure 5.28). Ainsi, considérant que b = w, par convention, pour les plaques retenues sur un seul bord,

$\frac{w}{t}\leq \frac{72}{\sqrt{F\_{y}}}$ (6.7)

Cette valeur se compare à celle qui est recommandée dans la référence (6.7[[4]](#footnote-4)).

Les sections de classe 1 doivent être symétriques par rapport à l’axe de flexion et doivent être supportées transversalement, de façon à ne pas déverser.

Les sections de classe 2 sont celles qui peuvent atteindre le moment élastique (My) avant le voilement de l’aile en compression. Cette condition correspond à un élancement normalisé $\overbar{λ}$ inférieur ou égal à $\overbar{λ}\_{0}=0.5$ pour l’aile comprimée, sur la figure 5.23. Ainsi,

$\frac{b}{t}\leq \frac{420}{m\sqrt{F\_{y}}}$ (classe 2) (6.8)

Les sections de classe 2 ne peuvent subir de grandes déformations puisque la réduction du module tangent (Et) au-delà de la limite élastique provoque le voilement de l’aile. Ces sections sont dites non compactes.

Les sections de classe 3 sont celles dont l’aile en compression voile avant que la section ne puisse développer My (figure 6.6 – voir acétate). Ce sont les sections élancées avec ou sans résistance post-voilement pour lesquelles l’élancement normalisé $\overbar{λ}$ est supérieur à 0,5 (voir la figure 5.23).

$\frac{b}{t}>\frac{420}{m\sqrt{F\_{y}}}$ (classe 3) (6.9)

Les sections triangulaires (figure 5.35), dont le flambement des pièces principales contrôle la résistance de la membrure, sont considérées comme sections de classe 3.

## Diapositive 18 :

Le tableau 5.1 présente les paramètres retenus pour le tracé des courbes normalisées de la référence (5.1).

Les courbes normalisées ont été tracées sur les figures 5.22[[5]](#footnote-5) et 5.23[[6]](#footnote-6) en utilisant les équations (5.10) et (5.11) ainsi que les paramètres du tableau 5.1[[7]](#footnote-7). Elles sont tracées de façon à être utilisées efficacement pour les calculs. Il suffit d’entrer sur la courbe appropriée avec la valeur calculée de $\overbar{λ}$ pour le cas considéré et d’obtenir $\overbar{F}$.

La contrainte de flambement (Fc) est ensuite obtenue en multipliant la contrainte limite (Fo) par la contrainte normalisée ($\overbar{F}$) selon l’équation (5.10) :

$F\_{c}=\overbar{F}F\_{o}$ (5.12)

**Tableau 5.1 – Paramètres pour le tracé des courbes normalisées de la référence (5.1)**

Cette équation est générale et s’applique tant aux pièces comprimées qu’aux parois. Toutefois, puisque Fo = Fy pour les parois, la contrainte de voilement (Fc) des parois comprimées est obtenue en multipliant la limite élastique (Fy) par la contrainte normalisée ($\overbar{F}$) :

$F\_{c}=\overbar{F}F\_{y}$ (5.13)

Il ne reste plus qu’à définir les courbes 5 et 6 qui permettent le calcul de la résistance post-voilement des parois sur la figure 5.23.

On a vu, à la section 5.2, que certaines parois raidies ou supportées sur les bords étaient en mesure de résister à un accroissement de charge après le voilement. La norme tient compte de cette surcapacité en proposant une technique simple qui consiste à calculer la résistance effective (Fm) de la paroi, en multipliant la limite élastique de celle-ci par $\sqrt{\overbar{F}}$.

$F\_{m}=\sqrt{\overbar{F}}F\_{y}$ (5.14)

Puisque la contrainte normalisée ($\overbar{F}$) est comprise entre 0 et 1, la racine carrée de cette dernière donne des valeurs plus élevées, mais aussi comprises entre 0 et 1. À titre d’exemple, une contrainte normalisée de 0,25, pour la courbe 4 sur la figure 5.23, donne $\sqrt{0,25}$ = 0,5 sur la courbe 6 de la même figure.

On a alors de choix d’utiliser l’équation (5.14) avec les valeurs de $\overbar{F}$ obtenues des courbes 3 ou 4 pour calculer Fm, ou d’obtenir Fm directement des courbes 5 ou 6 et d’utiliser l’équation suivante pour le calcul de Fm.

$F\_{m}=\overbar{F}\_{m}F\_{y}$ (5.15)

Il convient de rappeler que les équations (5.14) et (5.15) ne s’appliquent qu’aux parois supportées sur les deux bords longitudinaux et qui sont en mesure de résister à un accroissement de charge après le voilement, dans les pièces comprimées sous l’action d’une charge axiale ou d’un moment fléchissant. Il pourrait s’agir de l’âme d’un profilé en I ou en C, par exemple. La référence (5.1), contrairement à la référence (5.2), ne reconnaît pas la résistance post-voilement des parois retenues sur un seul bord, comme les ailes d’une poutre en I ou d’un profilé en C. Ce point a été soulevé à la section 5.2.

## Diapositive 19 :

Lorsque la section peut développer le moment plastique (Mp) avant le voilement de l’aile en compression, la section est considérée compacte et de classe 1. Elle est alors capable de subir de grandes déformations *ε* avant de voiler. Cette condition correspond à un élancement normalisé $\overbar{λ}$ inférieur ou égal à 0,3 pour la section. Il s’agit, en fait, de la condition pour laquelle $\overbar{λ} \leq \overbar{λ} \_{0}=0.3$ sur la figure 5.22. Ainsi, selon les équations (5.6) et (5.8),

$$\overbar{λ}=λ\sqrt{\frac{F\_{y}}{π^{2}E}}=m\frac{b}{t}\sqrt{\frac{F\_{y}}{π^{2}E}}\leq 0.3$$

En réarrangeant les termes et en considérant E = 70 000 MPa, on obtient :

$\frac{b}{t}\leq \frac{250}{m\sqrt{F\_{y}}}$ (classe 1) (6.6)

Par exemple, pour un segment d’aile retenu sur un seul de ses bords, telles les ailes d’une section en I, une valeur caractéristique de l’élancement $λ=mw/t$, donné par l’équation (5.24), est 3,5w/t (voir la figure 5.28). Ainsi, considérant que b = w, par convention, pour les plaques retenues sur un seul bord,

$\frac{w}{t}\leq \frac{72}{\sqrt{F\_{y}}}$ (6.7)

Cette valeur se compare à celle qui est recommandée dans la référence (6.7).

Les sections de classe 1 doivent être symétriques par rapport à l’axe de flexion et doivent être supportées transversalement, de façon à ne pas déverser.

Les sections de classe 2 sont celles qui peuvent atteindre le moment élastique (My) avant le voilement de l’aile en compression. Cette condition correspond à un élancement normalisé $\overbar{λ}$ inférieur ou égal à $\overbar{λ}\_{0}=0.5$ pour l’aile comprimée, sur la figure 5.23. Ainsi,

$\frac{b}{t}\leq \frac{420}{m\sqrt{F\_{y}}}$ (classe 2) (6.8)

Les sections de classe 2 ne peuvent subir de grandes déformations puisque la réduction du module tangent (Et) au-delà de la limite élastique provoque le voilement de l’aile. Ces sections sont dites non compactes.

Les sections de classe 3 sont celles dont l’aile en compression voile avant que la section ne puisse développer My (figure 6.6). Ce sont les sections élancées avec ou sans résistance post-voilement pour lesquelles l’élancement normalisé $\overbar{λ}$ est supérieur à 0,5 (voir la figure 5.23).

$\frac{b}{t}>\frac{420}{m\sqrt{F\_{y}}}$ (classe 30) (6.9)

Les sections triangulaires (figure 5.35), dont le flambement des pièces principales contrôle la résistance de la membrure, sont considérées comme sections de classe 3.

## Diapositive 20 et 21 :

Les sections de classe 2 sont celles qui peuvent atteindre le moment élastique (My) avant le voilement de l’aile en compression. Cette condition correspond à un élancement normalisé $\overbar{λ}$ inférieur ou égal à $\overbar{λ}\_{o}$ = 0,5 pour l’aile comprimée, sur la figure 5.23. Ainsi,

$\frac{b}{t}\leq \frac{420}{m\sqrt{F\_{y}}}$ (classe 2) (6.8)

Les sections de classe 2 ne peuvent subir de grandes déformations puisque la réduction du module tangent (Et) au-delà de la limite élastique provoque le voilement de l’aile. Ces sections sont dites non compactes.

Les sections de classe 3 sont celles dont l’aile en compression voile avant que la section ne puisse développer My (figure 6.6). Ce sont les sections élancées avec ou sans résistance post-voilement pour lesquelles l’élancement normalisé $\overbar{λ}$ est supérieur à 0,5 (voir la figure 5.23).

$\frac{b}{t}>\frac{420}{m\sqrt{F\_{y}}}$ (classe 3) (6.9)

Les sections triangulaires (figure 5.35), dont le flambement des pièces principales contrôle la résistance de la membrure, sont considérées comme sections de classe 3.

En résumé, donc,

* Pour les sections de classe 1,

$\overbar{λ}\leq 0.3$ (6.10)

* Pour les sections de classe 2,

$\overbar{λ}\leq 0.5$ (6.11)

* Pour les sections de classe 3,

$\overbar{λ}>0.5$ (6.12)

La norme européenne reconnaît quatre classes de sections fléchies, qui sont essentiellement les mêmes que celles de la norme canadienne de calcul des charpentes d'acier: les sections plastiques (classe 1) qui peuvent développer Mp et permettent de grandes rotations; les sections compactes (classe 2) qui développent Mp avant le voilement local de l’aile comprimée; les sections non compactes (classe 3) dont la résistance est limitée à My et, enfin, les sections élancées (classe 4) dont le mode de rupture est le voilement local.

Des exemples de calcul de la classe des sections sont présentés à la section 6.11.

## Diapositive 22 :

En résumé, donc,

* Pour les sections de classe 1,

$\overbar{λ}\leq 0.3$ (6.10)

* Pour les sections de classe 2,

$\overbar{λ}\leq 0.5$ (6.11)

* Pour les sections de classe 3,

$\overbar{λ}>0.5$ (6.12)

La norme européenne reconnaît quatre classes de sections fléchies, qui sont essentiellement les mêmes que celles de la norme canadienne de calcul des charpentes d'acier: les sections plastiques (classe 1) qui peuvent développer Mp et permettent de grandes rotations; les sections compactes (classe 2) qui développent Mp avant le voilement local de l’aile comprimée; les sections non compactes (classe 3) dont la résistance est limitée à My et, enfin, les sections élancées (classe 4) dont le mode de rupture est le voilement local.

Des exemples de calcul de la classe des sections sont présentés à la section 6.11.

## Diapositive 23 et 24 :

**6.2.3 Résistance de la section**

La résistance de la section, rappelons-le, réfère à la résistance d’une poutre dont le déversement est empêché au moyen de supports latéraux disposés le long de l’aile comprimée de la poutre, de façon continue ou non continue.

La résistance pondérée en flexion d’une poutre est contrôlée par les contraintes de compression ou les contraintes de traction, comme on l’a mentionné au début de la sous-section 6.2.1. Il faut donc vérifier deux états limites pour chacune des classes de section. Ces états limites sont indépendants l’un de l’autre.

Pour les sections de classe 1, la résistance pondérée en flexion (Mr) est la plus petite des deux valeurs suivantes :

$M\_{r}=Φ\_{y}ZF\_{y}=Φ\_{y}M\_{p}$ (6.13)

$M\_{r}=Φ\_{u}Z\_{n}F\_{u}$ (6.14)

Dans ces équations, Φy = 0,9, Φu = 0,75, Z est le module plastique défini plus haut et Zn est le module plastique net de la section, pour les assemblages boulonnés. On utilise l’équation (4.14) pour le calcul de Zn :

$Z\_{n}=Z-\sum\_{}^{}(d\_{o}t)\_{i}y\_{i}$ (6.15)

Dans cette expression, do\*t est l’aire d’un trou de boulon situé à une distance y de l’axe neutre de la section. La référence (6.1) suggère de ne pas déduire l’aire des trous de boulons dans la zone en compression et de négliger le changement de position de l’axe neutre de la section dû à la présence de trous pour le calcul de Zn ou de Sn (équation 4.14[[8]](#footnote-8)).

De plus, il faut tenir compte de la présence de soudures longitudinales dans le calcul du module de section (Z ou S), en utilisant l’une ou l’autre des équations (4.20) à (4.22).

Si la poutre comporte des soudures transversales à ses extrémités ou le long de la pièce, il faut aussi en tenir compte selon les indications fournies à la sous-section 4.4.4, la section 4.5 (équation 4.30[[9]](#footnote-9)), ainsi qu’à la sous-section 5.6.1.

## Diapositive 25 et 26 :

Pour les sections de classe 2, la résistance pondérée en flexion est la plus petite des valeurs suivantes :

$M\_{r}=Φ\_{y}SF\_{y}=Φ\_{y}M\_{y}$ (6.16)

$M\_{r}=Φ\_{u}S\_{n}F\_{u}$ (6.17)

Chacun des termes de ces équations a été défini plus haut. Pour des raisons pratiques, il convient toutefois de rappeler l’équation (4.14), appliquée à la flexion élastique :

$S\_{n}=S-\sum\_{}^{}(d\_{o}t)\_{i}y\_{i}$ (6.18)

Enfin, pour les sections de classe 3, la résistance pondérée en flexion est la plus petite des valeurs suivantes :

* Pour les ailes supportées sur un bord seulement,

$M\_{r}=Φ\_{y}S\overbar{F}F\_{y}$ (6.19)

* Pour les ailes retenues sur les deux bords,

$M\_{r}=Φ\_{y}S\_{m}F\_{y}$ (6.20)

Il est aussi recommandé de vérifier l’équation (6.17) pour la traction sur la section nette, mais cet état limite ne devrait généralement pas contrôler.

Les équations (6.19) et (6.20) sont deux équations de flambement impliquant l’aile en compression. La contrainte normalisée $\overbar{F}$ est évaluée à l’aide de l’équation (5.10) ou est obtenue directement de la figure 5.23 pour la valeur de $\overbar{λ}$ caractérisant l’aile comprimée (sous-section 5.5.5). Le module de section effectif Sm est évalué en considérant l’épaisseur effective tm obtenue de l’équation (5.16) pour les ailes qui sont susceptibles d’offrir une résistance post-voilement (les sections tubulaires, par exemple).

Des exemples de calcul sont présentés à la section 6.11.

# Résistance des pièces fléchies (classe 1, 2 ou 3)

## Diapositive 29 :

**6.3 Résistance des pièces fléchies**

**6.3.1 Résistance au déversement**

On a admis, jusqu’à maintenant, que les divers modes de rupture en flexion ne faisaient intervenir que des phénomènes se produisant sur la section : voilement de l’aile comprimée, plastification totale de la section et rupture sur la section nette de l’aile en traction. Ce sont effectivement les modes de rupture des poutres qui ne peuvent pas déverser. Le déversement peut être évité si l’aile en compression est supportée latéralement, c’est-à-dire s’il y a des supports latéraux suffisamment rigides et suffisamment rapprochés pour s’opposer à la déformation latérale de la poutre.

Si la longueur libre de l’aile en compression, entre deux supports latéraux, devient trop grande, la résistance ultime peut être limitée par le déversement de la poutre (phénomène d’instabilité globale; figure 6.7 – voir acétate). Le déversement d’une poutre est caractérisé par une déformation latérale de l’aile en compression et par une rotation de la section par rapport à l’axe longitudinal de la poutre (axe z). La résistance au déversement dépend donc de la rigidité en flexion latérale (EIy) et de la rigidité en torsion de la section (voir la section 5.11). Les sections sujettes au déversement sont celles dont le moment d’inertie par rapport à l’axe y-y est petit, comparé au moment par rapport à l’axe x – x, et dont la résistance en torsion est relativement faible, comme c’est le cas pour les sections en I fléchies par rapport à l’axe fort.

Le comportement d’une poutre qui déverse est analogue à celui d’un poteau qui flambe; la résistance ultime dépend de la longueur (L) entre les supports latéraux et le déversement peut se produire à n’importe quelle étape du chargement (déversement élastique ou inélastique). Comme pour les poteaux, on peut classer les poutres selon la longueur entre les points de retenue : poutres courtes, poutres intermédiaires, poutres élancées. Les poutres courtes sont celles dont la distance entre les supports latéraux est telle que la rupture par voilement ou plastification totale de la section survient avant le déversement ou simultanément. Le mode de rupture des poutres élancées est le déversement élastique. Malgré la présence de contraintes résiduelles, aucune fibre de la section n’a atteint la limite élastique lorsque se produit le déversement. Par contre, pour les poutres de longueur intermédiaire, une partie de la section s’est plastifiée lorsque survient la rupture par instabilité (déversement inélastique).

Du point de vue pratique, il y a toutefois une différence importante entre le flambement d’un poteau et le déversement d’une poutre. Le flambement est le mode de rupture principal des poteaux. En effet, il est plutôt rare que le poteau soit assez court pour atteindre sa capacité plastique ($C\_{y}=AF\_{y}$). Le déversement n’est pas le mode de rupture principal des poutres, du moins lorsque la construction de la charpente est complétée. Pour les poutres, le problème du déversement se pose surtout pendant la construction, lorsque les conditions de support latéral sont minimales.

**Figure 6.7 – Déversement d’une poutre en I**

## Diapositive 30 :

Les sections sujettes au déversement sont celles dont le moment d’inertie par rapport à l’axe y-y est petit, comparé au moment par rapport à l’axe x – x, et dont la résistance en torsion est relativement faible, comme c’est le cas pour les sections en I fléchies par rapport à l’axe fort.

## Diapositive 31 :

Les profilés en I et les profilés rectangulaires profonds fléchis selon leur axe faible, les profilés tubulaires carrés et circulaires, de même que la plupart des profilés tubulaires rectangulaires, ne déversent pas. Ces sections sont illustrées sur la figure 6.8 (voir acétate).

**Figure 6.8 – Exemples de sections de poutres non sujettes au déversement**

# Résistance au déversement (Mr) des pièces fléchies (entièrement ou partiellement libres de déverser entre les supports latéraux)

## Diapositive 34 :

La résistance pondérée des pièces fléchies de classe 1, 2 ou 3, entièrement ou partiellement libres de déverser entre les supports latéraux, est évaluée à l’aide de l’équation suivante, dans laquelle Φy = 0,9, Sx est le module de section pour la flexion par rapport à l’axe fort (axe x –x ), Fo est la contrainte limite définie à la sous-section 5.6.1 et $\overbar{F}$ est la contrainte de flambement normalisée définie par l’équation (5.10) ou obtenue directement de la figure 5.22, lorsqu’on connaît la valeur de l’élancement normalisé ($\overbar{λ}$) pour le cas considéré.

$M\_{r}=Φ\_{y}S\_{x}\overbar{F}F\_{o}$ (6.21)

On constate que le mode de flambement, dans le cas présent, affecte la pièce dans son ensemble et non seulement l’aile comprimée (voilement local; figure 5.23[[10]](#footnote-10)). On constate de plus que, pour des raisons de simplification, le module de section élastique (Sx) est utilisé dans l’équation (6.21) pour toutes les classes de section, ce qui est sécuritaire pour les sections de classe 1 et parfois un peu moins pour les sections de classe 3. En principe, il n’est pas interdit d’utiliser Zx au lieu de Sx pour les sections de classe 1 lorsqu’un surplus de résistance est requis.

Par analogie avec l’équation (5.43[[11]](#footnote-11)) qui permet d’évaluer la résistance pondérée d’une pièce sollicitée en compression (Cr), on définit Mo comme étant égal à $S\_{x}F\_{o}$ et le moment critique de déversement (Mc) comme étant égal à $\overbar{F}M\_{o}$. Ainsi,

$$M\_{r}=Φ\_{y}M\_{c}=Φ\_{y}\overbar{F}M\_{o}=Φ\_{y}S\_{x}\overbar{F}F\_{o}$$

Il ne reste qu’à dériver des valeurs caractéristiques de l’élancement normalisé ($\overbar{λ}$) pour différents types de sections et différentes conditions de retenue pour évaluer la résistance pondérée au déversement (Mr).

Selon l’équation (5.40), $\overbar{λ}=\sqrt{{F\_{o}}/{σ\_{E}}}= λ\sqrt{{F\_{o}}/{π^{2}E}}$ où $σ\_{E}$ est la contrainte élastique d’Euler. Pour la flexion, ceci équivaut à calculer $\overbar{λ}=\sqrt{{M\_{o}}/{M\_{e}}}$ où $M\_{e}$ est le moment critique de déversement élastique. Ce moment ne sera pas évalué directement dans les sous-sections 6.3.2 à 6.3.4. Pour chacun des cas considérés, on dérivera plutôt les valeurs d’élancement (λ) à utiliser dans l’équation (5.41) pour le calcul de $\overbar{λ}(\overbar{λ}=λ\sqrt{{F\_{o}}/{π^{2}E}})$. Cette façon de faire est équivalente à celle qui consiste à calculer Me et à utiliser $\overbar{λ}=\sqrt{{M\_{o}}/{M\_{e}}}$ pour le calcul de l’élancement normalisé. Dans la section 6.4, où seront étudiés des cas spéciaux, on utilisera plutôt cette deuxième approche.

## Diapositive 35 :

**6.3.2 Poutres dont l’aile en traction est retenue latéralement**

Il arrive parfois que l’aile en traction d’une poutre fléchie soit la seule retenue latéralement. C’est le cas de la poutre continue sur plusieurs appuis, montrée à la figure 6.9 (voir acétate), par exemple. Cette condition de retenue est certes moins efficace pour le déversement que celle où la poutre est retenue latéralement le long de l’aile en compression, mais est beaucoup moins critique que celle où la poutre n’est supportée transversalement qu’au droit des appuis verticaux.

**Figure 6.9 – Poutre fléchie dont l’aile en traction est seule retenue latéralement**

Les poutres dont l’aile en traction est retenue transversalement peuvent déverser en tournant autour du point de retenue, plutôt qu’autour du centre de rotation, comme sur la figure 6.7[[12]](#footnote-12). Dans cette condition, les contributions à la résistance faites par la rigidité en flexion latérale et la rigidité en torsion sont indépendantes et la contrainte critique est la somme des contributions individuelles des deux composantes6.11. Exprimée en termes d’élancement, l’équation pour le calcul de la contrainte critique est l’équation suivante, dans laquelle λ est l’élancement effectif, $λ\_{f}={L}/{r\_{y}}$ est l’élancement correspondant à la flexion latérale et λt est l’élancement pour la torsion :

$\frac{1}{λ^{2}}=\frac{1}{λ\_{f}^{2}}+\frac{1}{λ\_{t}^{2}}$ (6.22)

## Diapositive 36 :

L’expression la plus générale obtenue pour λ est la suivante :

$λ=\sqrt{\frac{S\_{x}d}{0.04J+\frac{C\_{w}}{L^{2}}}}$ (6.23)

Dans cette équation, L est la longueur de la poutre mesurée entre deux points de support latéral complet, Sx est le module de section pour la flexion par rapport à l’axe fort, d est la profondeur de la section, J est la constante de torsion de Saint-Venant et Cw est la constante de gauchissement (voir la section 5.11).

Une équation plus simple peut être obtenue pour les sections en I, les sections en C et les poutres en I assemblées (poutres avec âme raidie; voir la section 6.4). Il suffit de remplacer λf dans l’équation (6.22) par la valeur donnée plus haut (${L}/{r\_{y}}$), de considérer $λ\_{t}={5d}/{t}$, $r\_{y}≈0.3b$ et de réarranger les termes pour obtenir :

$λ=\frac{\frac{L}{r\_{y}}}{\sqrt{1+0.5\left(\frac{Lt}{bd}\right)^{2}}}$ (6.24)

La valeur de $λ\_{t}$ utilisée dans la dérivée de l’équation (6.24) a été obtenue en faisant égaler la contrainte critique de flambement en torsion pure (Saint-Venant) pour une rotation autour de l’aile en traction d’un profilé en I ($F\_{e}={GJ}/{I\_{p}}$) à la contrainte critique de flambement élastique (${π^{2}E}/{λ\_{t}^{2}}$), et en utilisant les approximations suivantes pour la constante de torsion de Saint-Venant ($J≈bt^{3}$) et le moment d’inertie polaire ($I\_{p}≈btd^{3}$). La valeur de J est approximativement égale à trois fois celle d’une aile de la poutre, la valeur de Ip ne comprend que la contribution de l’aile en compression et $G={E}/{2(1+0.33)}$. Pour les sections en I disymétriques, le rayon de giration par rapport à l’axe faible (ry) est égal au rayon de giration de l’aile en compression plus 1/6 de l’âme.

## Diapositive 37 :

Cette approche néglige toute contribution de la retenue à la résistance à la torsion. Il est possible d’augmenter la précision de l’équation (6.23) en considérant le coefficient de longueur effective (K) défini à la sous-section 5.4.6 et un coefficient C qui tient compte du type de chargement et des conditions de retenue, tel qu’illustré sur la figure 6.10. L’équation (6.23) s’écrit alors :

$λ=C\sqrt{\frac{S\_{x}d}{0.04J+\frac{C\_{w}}{\left(KL\right)^{2}}}}$ (6.25)

## Diapositive 38 :

**6.3.3 Poutres libres de déverser (moment uniforme)**

Les poutres dont les supports latéraux sont fournis uniquement au droit des appuis verticaux (voir la figure 6.7), sont susceptibles de déverser. Dans cette condition, la contrainte critique est obtenue en faisant la moyenne géométrique des contributions faites par la rigidité en flexion latérale et la rigidité en torsion considérées séparément. Ainsi, si l’une d’elles est nulle, la contrainte critique est nulle.

L’équation suivante est l’équation la plus générale recommandée par la norme canadienne sur les charpentes d’aluminium, pour le calcul de l’élancement d’une poutre fléchie non retenue latéralement, sauf aux appuis, et soumise à un moment de flexion uniforme :

$λ=\frac{\sqrt{S\_{x}L}}{\sqrt[4]{I\_{y}\left(0.04J+\frac{C\_{w}}{L^{2}}\right)}}$ (6.27)

Cette équation s’apparente à l’équation (6.23) pour laquelle les variables ont été définies, à l’exception de Iy, qui est le moment d’inertie de la poutre selon l’axe faible (y – y). Comme on l’a fait pour l’équation (6.23), il est possible d’améliorer la précision de l’équation (6.27) en la modifiant de la façon suivante et en faisant appel à la figure 6.10 pour les valeurs du coefficient C, et aux figures 5.18 et 5.19 pour les valeurs du coefficient de longueur effective K :

$λ=\frac{C\sqrt{S\_{x}L}}{\sqrt[4]{I\_{y}\left[0.04J+\frac{C\_{w}}{\left(KL\right)^{2}}\right]}}$ (6.28)

Les équations (6.23) et (6.27) avec C = 1,0 et K = 1,0 conviennent dans la majorité des cas lorsque la rotation ou le déplacement latéral de l'aile en compression de la poutre est empêché aux points d’application des charges, ce qui est généralement la condition rencontrée.

Pour les sections en I, les sections en C et les poutres en I assemblées dont l’âme est raidie, il est possible de simplifier l’équation (6.27) en utilisant les approximations suivantes :$ S\_{x}={Ad}/{2}$; $I\_{y}=Ar\_{y}^{2}={b^{3}t}/{6}$; $J=bt^{3}$; $C\_{w}={I\_{y}d^{2}}/{4}$; $A=2bt $(c’est-à-dire l’aire des deux ailes) et $r\_{x}={d}/{2}$. On obtient alors l’équation suivante :

$λ=\frac{\frac{L}{r\_{y}}}{\sqrt[4]{1+\left(\frac{Lt}{bd}\right)^{2}}}$ (6.29)

Pour les profilés rectangulaires profonds pleins ou creux fléchis par rapport à l’axe fort, $J≈4I\_{y}$et $C\_{w}≈0$. L’équation (6.27) donne alors l’équation qui suit :

$λ=2.2\left(\frac{r\_{x}}{r\_{y}}\right)\sqrt{\frac{L}{d}}$ (6.30)

## Diapositive 39 :

Cette approche néglige toute contribution de la retenue à la résistance à la torsion. Il est possible d’augmenter la précision de l’équation (6.23) en considérant le coefficient de longueur effective (K) défini à la sous-section 5.4.6 et un coefficient C qui tient compte du type de chargement et des conditions de retenue, tel qu’illustré sur la figure 6.10. L’équation (6.23) s’écrit alors :

$λ=C\sqrt{\frac{S\_{x}d}{0.04J+\frac{C\_{w}}{\left(KL\right)^{2}}}}$ (6.25)

## Diapositive 40 et 41 :

Comme il a été mentionné précédemment, le déversement des poutres fléchies est évalué en utilisant les mêmes courbes normalisées que celles qui sont dérivées pour le flambement des poteaux (figure 5.22[[13]](#footnote-13)). Des résultats d’essais effectués sur des poutres en aluminium traité thermiquement sont comparés aux évaluations théoriques sur la figure 6.11 (voir acétate 40). On constate que l’équation (5.10) avec la valeur de λ obtenue de l’équation (6.27) donne de bons résultats.

Lorsque la contrainte limite Fo de l’équation (6.21) correspond au voilement de l’aile de la poutre en compression, on considère Fo = Fcf (contraint de voilement de l’aile), selon l’équation (5.34) lorsque l’aile n’est retenue que sur un bord, et Fo = Fm, selon l’équation (5.35), lorsque l’aile est retenue sur ses deux bords. La figure 6.12 (voir acétate 41) prouve la validité de cette approche, en comparant des résultats expérimentaux obtenus sur des poutres en I à parois minces en acier à la courbe théorique donnée par l’équation (5.10[[14]](#footnote-14)) dans laquelle on utilise les valeurs de l’élancement normalisé ($\overbar{λ}$) qui correspondent au déversement de la poutre.

**Figure 6.11 – Déversement de poutres en I en alliage d’aluminium 2014-T6 – Comparaison des résultats d’essais à la courbe théorique**

**Figure 6.12 – Déversement de poutres en I à parois minces, en acier – Comparaison des résultats d’essais à la courbe théorique**

## Diapositive 42 :

**6.3.4 Poutres libres de déverser (gradient de flexion)**

Dans l’étude de la résistance des poutres au déversement, on a considéré jusqu’à présent la condition de sollicitation la plus sévère que l’on puisse rencontrer, soit celle qui produit un gradient de flexion nul dans la poutre. Cette condition est représentée sur la figure 6.7 par les doubles flèches qui, en suivant la règle de la main droite, ont pour effet de forcer la poutre à fléchir vers le bas en courbure simple. Cette condition et reprise sur la figure 6.13a.

Le gradient de flexion nul est le cas le plus critique pour le déversement parce que c’est toujours la même aile qui est comprimée entre les deux supports latéraux et que le taux de compression de l’aile est constant.

Lorsque les deux moments fléchissant indiqués sur la figure 6.13 sont de même sens (horaire ou antihoraire), ils produisent une courbure double de la poutre et l’aile comprimée devient en traction au centre la portée (figure 6.13c). Dans ce cas, le gradient du moment fléchissant est maximal et la poutre a une plus grande résistance au déversement.

**Figure 6.13 – Gradient de flexion et coefficient d’uniformisation des moments (voir acétate)**

Le paramètre qui tient compte du gradient du moment de flexion est dénoté Κ et il est défini par l’équation suivante :

$-1.0\leq Κ=\frac{M\_{f1}}{M\_{f2}}\leq 1.0$ (6.31)

Dans cette équation, Mf1 et Mf2 sont les moments fléchissant dus aux charges pondérées et agissant aux supports latéraux, Mf1 étant le plus petit des deux moments (figure 6.13). Si les deux moments sont de même sens (horaire ou antihoraire), ils sont de même signe et la valeur de Κ est positive. La valeur maximale de Κ est égale à 1,0 et correspond au gradient maximal du moment de flexion (figure 6.13c).

Si les deux moments fléchissant sont de sens contraires, ils sont de signes contraires et la valeur de Κ est négative. La valeur minimale de Κ est égale à -1,0 et correspond à un gradient nul (figure 6.13a).

Le paramètre Κ permet de définir le coefficient d’uniformisation des moments (ω1) qui transforme le gradient du moment de flexion (Mf2 et Mf1) en un moment équivalent à celui du modèle de base, pour lequel Mf2 = -Mf1.

$ω\_{1}=0.6-0.4Κ\geq 0.4$ (6.32)

L’équation (6.32) est mise en graphique sur la figure 6.14 (voir acétate 43).

Il suffit maintenant de multiplier le moment fléchissant maximal sollicitant la poutre (Mfmax = Mf2) par ω1 et d’appliquer l’équation fondamentale du calcul aux états limites, c’est-à-dire l’équation (3.1).

$M\_{r}\geq ω\_{1}M\_{f max}$ (6.33)

Dans cette équation, Mr est la résistance pondérée obtenue de l’équation (6.21), qui tient compte du déversement. Cette vérification n’exclut pas la vérification de la résistance de la section qui se traduit de la façon suivante :

$M\_{r}\geq M\_{f max}$ (6.34)

## Diapositive 43 et 44 :

Le paramètre qui tient compte du gradient du moment de flexion est dénoté Κ et il est défini par l’équation suivante :

$-1.0\leq Κ=\frac{M\_{f1}}{M\_{f2}}\leq 1.0$ (6.31)

Dans cette équation, Mf1 et Mf2 sont les moments fléchissant dus aux charges pondérées et agissant aux supports latéraux, Mf1 étant le plus petit des deux moments (figure 6.13). Si les deux moments sont de même sens (horaire ou antihoraire), ils sont de même signe et la valeur de Κ est positive. La valeur maximale de Κ est égale à 1,0 et correspond au gradient maximal du moment de flexion (figure 6.13c).

Si les deux moments fléchissant sont de sens contraires, ils sont de signes contraires et la valeur de Κ est négative. La valeur minimale de Κ est égale à -1,0 et correspond à un gradient nul (figure 6.13a).

Le paramètre Κ permet de définir le coefficient d’uniformisation des moments (ω1) qui transforme le gradient du moment de flexion (Mf2 et Mf1) en un moment équivalent à celui du modèle de base, pour lequel Mf2 = -Mf1.

$ω\_{1}=0.6-0.4Κ\geq 0.4$ (6.32)

L’équation (6.32) est mise en graphique sur la figure 6.14.

Il suffit maintenant de multiplier le moment fléchissant maximal sollicitant la poutre (Mfmax = Mf2) par ω1 et d’appliquer l’équation fondamentale du calcul aux états limites, c’est-à-dire l’équation (3.1).

$M\_{r}\geq ω\_{1}M\_{f max}$ (6.33)

Dans cette équation, Mr est la résistance pondérée obtenue de l’équation (6.21), qui tient compte du déversement. Cette vérification n’exclut pas la vérification de la résistance de la section qui se traduit de la façon suivante :

$M\_{r}\geq M\_{f max}$ (6.34)

La résistance pondérée en flexion (Mr) de l’équation (6.34) et évaluée à l’aide de l’une ou l’autre des équations dérivées à la sous-section 6.2.3. Cette condition risque d’être la plus critique lorsque la poutre subit un fort gradient de flexion.

**Figure 6.14 – Coefficient d’uniformisation des moments, ω1 (diapositive 43)**

Il convient de souligner que l’étude, jusqu’à présent, n’a pas fait intervenir de charge transversale sollicitant la pièce fléchie entre les appuis. De telles conditions se rencontrent surtout dans les poteaux-poutres ou autres pièces d’une charpente lorsque les assemblages rigides ou semi-rigides aux extrémités de la pièce transmettent à celle-ci les efforts de flexion développés dans les pièces adjacentes (voir le poteau de la figure 3.21[[15]](#footnote-15)). Les efforts de flexion peuvent aussi être le résultat de charges axiales appliquées à la pièce de façon excentrée au niveau des assemblages.

## Diapositive 45 :

La fonction principale d’une poutre étant de transmettre les charges de gravité ponctuelles ou distribuées aux appuis, il en résulte que des charges transversales sollicitent généralement les poutres. La distribution des moments fléchissant présente donc des gradients de flexion parfois très prononcés et le moment fléchissant maximal est, dans la majorité des cas, situé entre les appuis, tel que démontré sur la figure 6.15. C’est toujours le cas, lorsque les appuis sont simples, c’est-à-dire lorsque les assemblages aux extrémités de la poutre ne peuvent développer de moments fléchissant significatifs.

**Figure 6.15 – Gradients de flexion causés par des charges transversales (voir diapositive)**

Même si la référence (6.1[[16]](#footnote-16)) n’est pas très explicite sur le sujet, il est sécuritaire de considérer ω1 = 1,0 dans l’équation (6.33) dans tous les cas où Mf max se situe ailleurs qu’aux appuis. Il existe différentes techniques pour tenir compte des gradients de flexion dans le calcul de la résistance au déversement des poutres comportant des charges transversales, qu’il est possible d’adapter à la méthode de calcul de la référence (6.1), comme on le verra dans la sous-section qui suit.

Le calcul des pièces fléchies est illustré par un exemple à la sous-section 6.11.3.

## Diapositive 46 :

$$M\_{e}=\frac{π}{k\_{v}L}\left(\sqrt{E I\_{y} G J}\right)\left(\sqrt{1+W^{2}}\right)$$

$$W=\frac{π}{k\_{φ}L}\sqrt{\frac{E C\_{w}}{G J}}$$

Avec

$k\_{v}$: Coefficient de longueur effective en flexion

$k\_{φ}$: Coefficient de longueur effective en torsion

**6.4 Poutres libres de déverser (autres cas)**

Plusieurs méthodes visant à raffiner les calculs de la résistance des poutres au déversement ont été présentées dans la littérature. Elles permettent de tenir compte de façon appropriée des charges appliquées entre les points de retenue latérale, des conditions de retenue latérale aux appuis verticaux, des porte-à-faux, des supports latéraux intermédiaires et des sections unisymétriques. L’objectif, ici, est de présenter de façon succincte quelques-unes de ces méthodes, parmi les plus connues, et de les rattacher aux sous-sections qui précèdent.

Si le concepteur juge qu’il n’est pas justifié de chercher à optimiser ses calculs, il n’a qu’à considérer de façon sécuritaire le modèle de calcul de base présenté à la sous-section 6.3.3 ou, lorsque la pièce fléchie ne comporte pas de charge transversale, le modèle de calcul un peu plus précis de la section 6.3.4.

**6.4.1 Coefficient ω2**

La plupart des méthodes font appel à un coefficient ω2 qui affecte la résistance critique au déversement élastique de la poutre (Me). Contrairement à ω1 ($\leq $1,0), qui modifie le moment fléchissant pondéré maximal (Mf max; équation 6.33), ω2 ($\geq $1,0) affecte le terme de résistance. Ainsi, la valeur de ω2 qui correspond à ω1 (cas particulier; voir plus loin), est approximativement égale à 1/ω1.

Le terme de résistance critique au déversement élastique (Me) n’a pas été introduit dans les paragraphes précédents, mais a été dérivé, entre autres, dans la référence (6.10[[17]](#footnote-17)). Il s’agit dans ce cas précis de la variable Mue.

$M\_{e}=\frac{π}{L}\left(\sqrt{E I\_{y} G J}\right)\left(\sqrt{1+W^{2}}\right)$ (6.35)

où

$W=\frac{π}{L}\sqrt{\frac{E C\_{w}}{G J}}$ (6.36)

Tous les termes ont été définis précédemment, mais il convient de rappeler que L est la distance mesurée entre deux supports latéraux.

Le paramètre W mesure l’importance du gauchissement (ECw) par rapport à la torsion pure (GJ). Pour les sections dont le couple de résistance interne dû au gauchissement est très petit comparé à celui dû à la torsion pure (sections tubulaires, sections caissons, sections rectangulaires étroites, $C\_{w}≈0$), on a W = 0, et l’équation (6.35), avec E = 70 000 MPa, G = 26 000 MPa et $I\_{y}=r\_{y}^{2}A$, devient alors :

$M\_{e}=\frac{134000}{{L}/{r\_{y}}}\sqrt{AJ}$ (6.37)

Dans cette équation, ry représente le rayon de giration de la section par rapport à son axe faible.

Lorsqu’il n’y a pas de charge entre les deux supports latéraux et que le gradient de flexion n’est imputable qu'aux moments fléchissant Mf1 et Mf2 existant aux appuis latéraux, tel qu'illustré sur la figure 6.13 (voir acétate), le coefficient ω2 peut être évalué à l’aide de l’équation suivante, où K est défini par l’équation (6.31) :

$ω\_{2}=0.3Κ^{2}+1.05Κ+1.75\leq 2.5$ (6.38)

Le coefficient ω2 permet de tenir compte de l’augmentation du moment de déversement élastique, causée par le gradient du moment fléchissant. Autrement dit, le coefficient ω2 permet de calculer la résistance à un moment de flexion non uniforme entre les deux supports latéraux.

La variation de ω2 est donc parabolique comme le montre la figure 6.16 (voir acétate 47). La valeur minimale de ω2 est égale à 1,0 et correspond à un gradient de flexion nul (flexion constante). La valeur de ω2 augmente avec le gradient de flexion et si cette augmentation était représentée par une droite, la valeur de ω2 serait légèrement surévaluée.

**Figure 6.16 – Prise en compte du gradient du moment de flexion**

## Diapositive 47 et 48 :

Le coefficient ω2 permet de tenir compte de l’augmentation du moment de déversement élastique, causée par le gradient du moment fléchissant. Autrement dit, le coefficient ω2 permet de calculer la résistance à un moment de flexion non uniforme entre les deux supports latéraux.

La variation de ω2 est donc parabolique comme le montre la figure 6.16. La valeur minimale de ω2 est égale à 1,0 et correspond à un gradient de flexion nul (flexion constante). La valeur de ω2 augmente avec le gradient de flexion et si cette augmentation était représentée par une droite, la valeur de ω2 serait légèrement surévaluée.

**Figure 6.16 – Prise en compte du gradient du moment de flexion**

Il est très important de rappeler que le coefficient ω2, tel que défini par l’équation (6.38), n’est valide que dans le domaine élastique et s’il n’y a pas de charge entre les deux supports latéraux. Avec ce coefficient, le moment fléchissant qui produit le déversement élastique de la poutre est donné par l’équation suivante où W est défini par l’équation (6.36):

$M\_{e}=\frac{ω\_{2}π}{L}\left(\sqrt{EI\_{y}GJ}\right)\left(\sqrt{1+W^{2}}\right)$ (6.39)

Cette équation est évidemment identique à l’équation (6.35) pour le cas où la flexion est constante (ω2 = 1,0). On peut également introduire ω2 dans l’équation (6.37), valide uniquement pour les sections fermées.

L’effet du gradient de flexion sur le déversement élastique est illustré sur la figure 6.17 (voir acétate 48) pour le cas particulier où ω2 = 1,5. Les courbes de résistance ne sont pas normalisées, comme sur la figure 5.22, et le moment résistant pour une section de classe 1 est exprimé en fonction de la longueur libre entre deux supports latéraux.

Le premier effet est d’augmenter toutes les valeurs de Me de 50 % puisque ω2 = 1,5. Cette augmentation n’est valide que dans le domaine élastique. Le deuxième effet est d’augmenter la longueur Le, ce qui signifie que l’étendue du domaine du déversement inélastique est plus grande. De plus, on observe que l’influence de ω2 s’estompe graduellement (ou devrait s’estomper graduellement) dans la zone de déversement inélastique, pour n’avoir plus aucun effet lorsque toute la section est plastifiée, c’est-à-dire lorsque la section de classe 1 a développé Mp. C’est ainsi que le déversement est traité dans le calcul des charpentes d’acier.

**Figure 6.17 – Effet du gradient de flexion sur le déversement**

## Diapositive 49 :

Pour évaluer la résistance au déversement des poutres dans les charpentes d'aluminium, on utilise des courbes normalisées développées aussi pour le flambement des pièces comprimées. Ainsi, la figure 5.22 présente un graphique où la contrainte de flambement normalisée ($\overbar{F}={F\_{c}}/{F\_{o}}$; équation 5.42) est exprimée en fonction de l’élancement normalisé ($\overbar{λ}=\sqrt{{F\_{o}}/{σ\_{E}}}$; équation 5.40). Traduit en termes de flexion, l’ordonnée du graphique devient $\overbar{F}={M\_{c}}/{M\_{o}}$ et l’abscisse devient $\overbar{λ}=\sqrt{{M\_{o}}/{M\_{e}}}$, tel qu’illustré sur la figure 6.11. C’est donc par le biais de $\overbar{λ}$ que l’effet du gradient de flexion, simulé par le coefficient ω2, est entré dans l’équation générale du déversement (équation 5.10). Ainsi,

$\overbar{λ}=\sqrt{\frac{M\_{o}}{ω\_{2}M\_{e}}}$ (6.40)

Puisque toutes les équations présentées dans les sous-sections 6.3.2 et 6.3.3 pour le calcul des élancements (λ) ont été dérivées en tenant compte de la contrainte critique élastique correspondant au déversement, l’influence de Me, à l’exception du coefficient ω2, est déjà incluse dans les équations. Il ne reste plus qu’à utiliser l’équation (5.41) pour obtenir $\overbar{λ}$.

Lorsque le coefficient ω2 n’est pas pris en compte (ω2 = 1,0) :

$\overbar{λ}=λ\sqrt{\frac{F\_{o}}{π^{2}E}}$ (6.41)

Lorsque ω2 est pris en compte,

$\overbar{λ}=λ\sqrt{\frac{F\_{o}}{π^{2}ω\_{2}E}}$ (6.42)

Cette façon de procéder s’applique à toutes les valeurs de ω2 introduites dans les paragraphes qui suivent pour tenir compte de divers phénomènes.

## Diapositive 50 :

**6.4.2 Charges appliquées sur la poutre entre les supports latéraux**

Il faut d’abord préciser que le point d’application des charges a une influence sur la résistance au déversement. Considérons la poutre de la figure 6.7 et supposons qu’elle soit sollicitée par une charge concentrée au centre de la portée plutôt que par un moment de flexion à chaque extrémité.

Le diagramme du moment fléchissant est alors triangulaire (flexion variables; figure 6.15) plutôt que rectangulaire (flexion constante; figure 6.13a).

Si on examine la position déformée montrée sur la figure 6.7, il est assez évident que, si la charge concentrée agit au niveau de l’aile inférieure, elle aide à stabiliser la poutre lorsque s’amorce le déversement. Par contre, si la charge agit sur l’aile supérieure, elle empire la situation. Dans le premier cas, le moment qui produit le déversement élastique de la poutre est significativement plus élevé que dans le deuxième cas.

Les résultats des travaux de recherche, rapportés dans la référence (6.16[[18]](#footnote-18)) sont résumés sur la figure 6.18. Cette figure donne le coefficient ω2 à utiliser dans le cas de charges appliquées entre les supports latéraux, pour des conditions d’appuis simples en flexion latérale et en torsion (voir plus loin).

Même si, théoriquement, le point d’application des charges a une influence sur le moment qui produit le déversement d’une poutre, on peut se demander si, pratiquement, cette influence est importante, particulièrement lorsque les charges sont appliquées sur l’aile supérieure d’une poutre, En effet, dans ce dernier cas, les charges sont généralement transmises par des éléments qui restreignent au moins partiellement l’effet de bascule, de sorte que l’effet des charges agissant sur l’aile supérieure n’est pas aussi néfaste que l’indique la théorie. Dans la plupart des normes, on ne considère pas l’effet du point d’application des charges sur le déversement.

Dans la norme de calcul des charpentes d’acier, on spécifie ω2 = 1,0 (valeur minimale), dès que le moment fléchissant maximal entre deux supports latéraux est plus grand que les moments agissant aux supports latéraux. Par conséquent, pour les trois cas illustrés sur la figure 6.18, ω2 = 1,0 selon la référence (6.9). Utiliser ω1 = 1,0, tel que recommandé à la fin de la sous-section précédente pour les charpentes d’aluminium (figure 6.15), produit le même effet.

## Diapositive 51 :

**6.4.3 Conditions de retenue latérale**

Jusqu’à maintenant, on a considéré que les conditions de retenue contre le déversement, aux supports latéraux, étaient des conditions d’appui simples en flexion latérale et en torsion. Ce sont ces conditions de retenue qui donnent la valeur minimale de Me (ou maximale de λ). En effet, il est important de souligner qu’à un support latéral, les conditions de retenue définies par μ = 0 et β = 0 sur la figure 6.7 doivent toujours être satisfaites, ce qui signifie un déplacement nul et une rotation nulle autour de l’axe longitudinal.

Pour les assemblages qui ne transfèrent qu’un effort tranchant, on peut admettre que les conditions d’appui simple en flexion latérale et en torsion sont respectées. Il est vrai que la rotation autour de l’axe y et le gauchissement ne sont pas parfaitement libres. Toutefois, dans l’état actuel des connaissances, il n’est pas possible de quantifier la retenue supplémentaire contre le déversement de ces types d’assemblages.

Pour les assemblages qui transfèrent de la flexion en plus de l’effort tranchant, les conditions de retenue latérale se rapprochent des conditions d’encastrement en flexion latérale et en torsion, d’où une augmentation significative de Me.

Une des méthodes de prise en compte des conditions de retenue aux supports latéraux consiste à définir un coefficient similaire à ω2, dénoté $ω'\_{2}$, qui tient compte également des charges appliquées entre les deux supports latéraux. Cette méthode n’a été développée que pour des conditions de retenue semblables aux deux supports latéraux. L’équation (6.35) s’écrit donc :

$M\_{ue}=\frac{ω^{'}\_{2}π}{L}\left(\sqrt{EI\_{y}GJ}\right)\left(\sqrt{1+W^{2}}\right)$ (6.43)

La variable W est donnée par l’équation (6.36).

Le coefficient $ω'\_{2}$ est défini sur la figure 6.19 (acétate 51) pour deux cas de chargement et pour des conditions d’encastrement aux deux supports latéraux. D’autres valeurs de $ω'\_{2}$ sont données dans la référence (6.19).

Des méthodes alternatives de prise en compte des conditions de retenue latérale sont présentées dans les références [6.4, 6.10, 6.15, 6.19 et 6.20[[19]](#footnote-19)].

**Figure 6.19 – Valeurs du coefficient** $ω'\_{2}$ **pour des conditions d’encastrement en flexion latérale et en torsion**

## Diapositive 52 et 53 et 54 :

**6.4.4 Porte-à-faux**

Dans l’étude du déversement, le porte-à-faux est un cas très particulier pour trois raisons. Premièrement, il est possible qu’il n’y ait qu’un seul support latéral à l’extrémité fixe, c’est-à-dire qu’il n’y a pas de retenue latérale à l’extrémité libre du porte-à-faux. Il est également possible d’avoir un support latéral à chaque extrémité, même s’il n’y a pas d'appui vertical à l’extrémité libre.

Deuxièmement, une particularité des porte-à-faux vient du fait que, même si l’aile supérieure est tendue, c’est encore cette aile qui se déforme le plus lors du déversement, comme le montre la figure 6.20 (voir acétate 52). De plus, toute charge appliquée directement sur l’aile supérieure tendue a pour effet de faciliter le déversement. Donc, même si l’aile supérieure est en traction, on a un comportement similaire à celui qui est illustré sur la figure 6.7.

Troisièmement, une autre particularité des porte-à-faux concerne le type d’assemblages à l’extrémité appuyée. Le porte-à-faux peut être relié à un poteau par un assemblage rigide. C’est le cas où le porte-à-faux est le plus stable parce que les conditions de retenue latérale à l’extrémité appuyée correspondent à des conditions d’encastrement.

Le cas du porte-à-faux résultant de la continuité d’une poutre au-dessus d’un poteau est plus problématique. La résistance au déversement d’un tel porte-à-faux peut être très faible, si la retenue latérale au droit de l’appui est insuffisante, comme l’illustre la figure 6.21 (voir acétate 53). Il est fortement recommandé de retenir latéralement l’aile supérieure et l’aile inférieure au droit de l’appui et, au besoin, de raidir l’âme de la poutre.

Le problème du déversement élastique d’un porte-à-faux a été étudié de façon exhaustive par l’auteur de la référence (6.16). Ses résultats ont été repris dans de nombreuses publications, incluant la référence (6.19). La référence (6.9) traite aussi ce problème à sa façon.

**Figure 6.20 – Déversement d’un porte-à-faux**

Le moment fléchissant qui produit le déversement élastique d’une poutre en porte-à-faux est donné par l’équation suivante, où L est la longueur du porte-à-faux :

$M\_{e}=\frac{π}{KL}\left(\sqrt{EI\_{y}GJ}\right)\left(\sqrt{1+\left(\frac{π}{KL}\right)^{2}}\frac{EC\_{w}}{GJ}\right)$ (6.44)

La valeur du coefficient de longueur effective (K) a été déterminée pour trois conditions de retenue latérale à l’extrémité libre du porte-à-faux, trois conditions de retenue latérale à l’extrémité appuyée, pour une charge appliquée sur l’aile supérieure, au centre de torsion ou sur l’aile inférieure et pour une charge uniforme ou pour une charge concentrée au bout libre du porte-à-faux.

Les trois conditions de retenue latérale à l’extrémité libre du porte-à-faux sont définies de la façon suivante :

(a) aucune retenue latérale;

(b) retenue latérale de l’aile supérieure seulement;

(c) retenue latérale des deux ailes.

Les trois conditions de retenue latérale à l’extrémité appuyée du porte-à-faux sont définies de la façon suivante :

(a’) encastrement complet (assemblage rigide);

(b’) poutre continue dont les deux ailes sont retenues latéralement au droit de l’appui;

(c’) poutre continue dont l’aile supérieure seulement est retenue latéralement au droit de l’appui (figure 6.21a).

**Figure 6.21 – Support latéral incomplet d’une poutre au droit d’un appui**

## Diapositive 55 :

On donne, dans le tableau 6.1 (voir acétate), les valeurs de K pour ces diverses conditions de retenue latérale. Le lecteur notera les grandes valeurs de K pour la condition (c’), d’où la faible résistance au déversement.

**Tableau 6.1 – Coefficient de longueur effective pour les porte-à-faux**

Lorsque la résistance critique élastique au déversement (Me) du porte-à-faux est connue, il suffit d’utiliser l’équation (6.40) avec ω2 = 1,0 pour obtenir l’élancement normalisé (voir l’exemple de calcul 6.3 à la sous-section 6.11.3[[20]](#footnote-20)).

## Diapositive 56 :

**6.4.5 Supports latéraux intermédiaires**

Comme l’indiquent les figures 6.7, 6.18 et 6.19, on a considéré jusqu’à maintenant qu’il y avait retenue latérale seulement aux appuis verticaux de la poutre. Seule la théorie présentée à la sous-section 6.3.2 fait exception. La poutre montrée sur la figure 6.22 (voir acétate) est une poutre simple en élévation mais, vue sous l’angle du déversement, elle est continue latéralement à cause de supports latéraux intermédiaires. Ces supports latéraux sont généralement des poutres secondaires raccordées à la poutre principale. Le point d’application des charges est alors situé assez près du centre de torsion de la poutre étudiée.

Le gradient de flexion est nul dans le tronçon central de la poutre de la figure 6.22 (Κ = -1,0 et ω2 = 1,0; figure 6.16). Pour ce tronçon, la résistance au déversement est minimale, tel qu’expliqué précédemment. Dans les deux tronçons adjacents, le gradient de flexion n’est pas nul (Κ = 0 et ω2 = 1,75). Ces deux tronçons, qui ont une plus grande résistance au déversement, exercent une retenue sur le tronçon central et retardent le déversement de ce tronçon, d’où une plus grande résistance au déversement.

Toutefois, la méthode la plus simple consiste à ignorer la continuité latérale des tronçons. La résistance au déversement de la poutre est alors égale à celle du tronçon critique. On considère tous les tronçons comme indépendants l’un de l’autre et le tronçon critique est celui qui a la résistance minimale au déversement. On obtient ainsi la limite inférieure de la capacité de la poutre.

La poutre montrée sur la figure 6.22b est continue verticalement et latéralement. Comme le gradient de flexion est plus grand dans le tronçon central de la poutre, c’est ce tronçon qui exerce une retenue sur les deux autres. En ce qui concerne le déversement, les poutres des figures 6.22a et b se traitent de la même façon.

Il convient de souligner que les points d’inflexion dans la déformée latérale se situent toujours dans les tronçons les plus faibles. De plus, il n’y a aucune relation entre ces points d’inflexion et ceux de la déformée verticale, lesquels se situent aux sections où le moment fléchissant est nul. En conséquence, il est tout à fait inapproprié d’étudier la résistance au déversement en considérant les points d’inflexion de la déformée verticale.

Trois méthodes de calcul assez laborieuses, et qui requièrent l’utilisation d’un ordinateur, sont proposées dans la référence (6.21) pour tenir compte de la continuité latérale. Pour les trois méthodes, il est nécessaire de définir une équation permettant de calculer ω2 pour une variation quelconque du moment de flexion entre deux supports latéraux. Une de ces méthodes est présentée dans la référence (6.10), et la référence (6.4) en a fait une adaptation.

**Figure 6.22 – Poutres avec supports latéraux intermédiaires**

## Diapositive 57 :

**6.4.6 Sections unisymétriques**

Pour une section unisymétrique, on admet que le plan de chargement est le plan de symétrie de la section. On considère, pour les calculs, que l’axe de symétrie est l’axe y – y et que l’axe de flexion est l’axe x –x.

Dans une section unisymétrique, le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité (figure 5.30b). Pour une section en I unisymétrique, les efforts tranchants dans les ailes dus au gauchissement ($V\_{a}$; figure 5.42) ne sont pas égaux. Pour une section en T, comme il a été expliqué à la sous-section 5.11.2, le gauchissement est pratiquement nul, ce qui simplifie le problème, mais la résistance en flexion est faible comparée à celle d’une section en I de même masse.

## Diapositive 58 :

Pour une section en I unisymétrique, l’équation de base de la théorie du déversement, soit l’équation (6.35), s’écrit :

$M\_{e}=\frac{π}{L}\left[\sqrt{EI\_{y}GJ+ \left(\frac{π}{L}\right)^{2}EI\_{y}EC\_{w}+\left(\frac{γπEI\_{y}}{L}\right)^{2}}+\frac{γπEI\_{y}}{L}\right]$ (6.45)

Dans cette équation, le coefficient $γ$ est le coefficient d’asymétrie de la section par rapport à l’axe de flexion x, donné par l’équation suivante :

$γ=\frac{1}{2I\_{x}}\left[y\_{2}\left(I\_{2}+b\_{2}t\_{2}y\_{2}^{2}+\frac{wy\_{2}^{3}}{4}\right)-y\_{1}\left(I\_{1}+b\_{1}t\_{1}y\_{1}^{2}+\frac{wy\_{1}^{3}}{4}\right)\right]-y\_{0}$ (6.46)

Les divers paramètres de cette équation sont définis sur la figure 6.23a (voir acétate), pour une section en I unisymétrique. Il est important de noter que, dans l’équation (6.46), l’indice 1 est toujours utilisé pour l’aile comprimée, que cette aile soit la plus large ou la plus étroite. Le paramètre yo est négatif si l’aile la plus large est comprimée, ce qui donne une valeur de $γ$ positive. Si l’aile la plus large est tendue, yo positif et $γ$ est négatif.

Selon la référence (6.16), on peut calculer le coefficient d’asymétrie avec l’équation approximative suivante :

$γ=0.45\left(y\_{1}+y\_{2}\right)\left[\frac{2I\_{1}}{I\_{1}+I\_{2}}-1\right]\left[1-\left(\frac{I\_{y}}{I\_{x}}\right)^{2}\right]$ (6.47)

Dans cette équation, l’indice 1 est utilisé pour l’aile comprimée et, si cette aile est la plus large, $γ$ est positif. Dans le cas contraire, le coefficient d’asymétrie est négatif. La somme ($I\_{1}+I\_{2}$) est approximativement égale à $I\_{y}$.

Dans l’équation (6.47), le premier et le dernier terme sont toujours positifs. Par contre, la valeur du terme central varie entre -1 et +1. La valeur minimale correspond à un profilé en T dont l’aile est tendue ($I\_{1}$ = 0). La valeur maximale correspond à un profilé en T dont l’aile est comprimée ($I\_{2}$ = 0).

On peut introduire dans l’équation (6.45) tous les facteurs correctifs définis dans les sous-sections précédentes, soit pour tenir compte du gradient de flexion, soit pour tenir compte de conditions de retenue latérale autres que celles correspondant à des appuis simples en torsion et en flexion latérale.

**Figure 6.23 – Paramètres géométriques pour le calcul de la résistance au déversement des sections unisymétriques**

## Diapositive 59 :

Pour une section en T, on peut utiliser l’équation (6.45) avec Cw = 0. Le coefficient d’asymétrie est donné par l’équation (6.47), tel qu'expliqué précédemment. On peut également utiliser l’équation (6.46) qui est plus précise.

Pour un profilé en T dont l’aile est comprimée ($I\_{2}=0,b\_{2}=0,y\_{o}=-y\_{i}$; voir la figure 6.23b), l’équation (6.46) devient :

$γ=\frac{1}{2I\_{x}}\left[\left(\frac{wy\_{2}^{4}}{4}\right)-y\_{1}\left(\frac{b^{3}t}{12}+bty\_{1}^{2}+\frac{wy\_{1}^{2}}{4}\right)\right]-y\_{0}$ (6.48)

Les paramètres de cette équation sont définis sur la figure 6.23b (voir acétate). Si l’aile du profilé en T est comprimée, yo est négatif, ce qui donne une valeur de $γ$ positive. Si l’aile du profilé en T est tendue, on obtient la même valeur du coefficient d’asymétrie, mais, dans ce cas, la valeur est négative.

Pour une section en C dont le plan de chargement est parallèle à l’âme, le coefficient $γ$ est nul, comme pour les sections bisymétriques; l’équation (6.45) est alors identique à (6.35). On peut donc utiliser cette équation pour calculer Me à la condition que la section en C ne soit pas soumise à un couple de torsion externe en plus de la flexion, c’est-à-dire qu’on empêche la torsion de la section si le plan de chargement ne passe pas par le centre de torsion (figure 5.44).

## Diapositive 60 :

Pour une section en Z chargée dans le plan de l’âme, on peut également utiliser l’équation (6.35). On doit utiliser dans cette équation le moment d’inertie minimal au lieu de Iy parce que le déversement se produit par rapport à l’axe le plus faible (figure 6.23c – voir acétate).

Une fois de plus, lorsque Me d’une section monosymétrique est connu, on utilise l’équation (6.40) avec la valeur appropriée de ω2 pour calculer l’élancement normalisé $\overbar{λ}$.

# Résistance au cisaillement des panneaux plats

## Diapositive 63 :

Il est admis que la résistance au cisaillement est reprise par l’âme de la section. Sous l’effet du chargement, l’intensité des contraintes de cisaillement atteint rarement la limite critique provoquant le voilement ou la plastification de l’âme de la pièce. Pour des poutres courantes, dont le rapport longueur sur profondeur est élevé, la résistance en cisaillement ne contrôle pas le choix de la pièce.

**6.5 Résistance au cisaillement des panneaux plats**

**6.5.1 Introduction**

Dans les équations dérivées pour déterminer la résistance en flexion, l’influence de l’effort tranchant sur cette résistance a été négligée. En général, l’effort tranchant produit des contraintes de cisaillement dans l’âme, bien inférieures à la contrainte de cisaillement produisant l’instabilité ou la plastification de l’âme, de sorte que la capacité en flexion de la poutre n’est pas réduite. De plus, la résistance en flexion provient surtout des ailes où les contraintes de cisaillement sont beaucoup plus faibles que dans l’âme. En conséquence, pour les poutres élancées d’usage courant, **(rapport L/d élevé, où L est la longueur de la poutre mesurée entre les appuis verticaux, et d est la profondeur de la poutre)**, l’effort tranchant n’est pas un effort déterminant pour le choix de la section. L’effort tranchant devient important lorsque la poutre est très courte (rapport L/d faible) ou qu’elle supporte des charges concentrées importantes près des appuis.

Généralement, l’âme d’une poutre n’a pas besoin d’être raidie. Lorsque la résistance en cisaillement d’une poutre doit être augmentée pour résister aux contraintes de cisaillement résultant des charges appliquées, comme c’est ordinairement le cas dans les poutres profondes (rapport L/d faible), on dispose des raidisseurs transversaux sur l’âme, le long de la poutre. Plus on rapproche les raidisseurs transversaux, plus on augmente la résistance au cisaillement de la poutre. Ces poutres sont appelées poutres assemblées puisque leurs dimensions sont telles que les poutres doivent être constituées d’un ensemble de profilés extrudés et de tôles formant les ailes, l’âme et les raidisseurs (figure 6.26b[[21]](#footnote-21)).

## Diapositive 64 et 65 :

Il est admis que la résistance au cisaillement est reprise par l’âme de la section. Sous l’effet du chargement, l’intensité des contraintes de cisaillement atteint rarement la limite critique provoquant le voilement ou la plastification de l’âme de la pièce. Pour des poutres courantes, dont le rapport longueur sur profondeur est élevé, la résistance en cisaillement ne contrôle pas le choix de la pièce.

**6.5 Résistance au cisaillement des panneaux plats**

**6.5.1 Introduction**

Dans les équations dérivées pour déterminer la résistance en flexion, l’influence de l’effort tranchant sur cette résistance a été négligée. En général, l’effort tranchant produit des contraintes de cisaillement dans l’âme, bien inférieures à la contrainte de cisaillement produisant l’instabilité ou la plastification de l’âme, de sorte que la capacité en flexion de la poutre n’est pas réduite. De plus, la résistance en flexion provient surtout des ailes où les contraintes de cisaillement sont beaucoup plus faibles que dans l’âme. En conséquence, pour les poutres élancées d’usage courant, **(rapport L/d élevé, où L est la longueur de la poutre mesurée entre les appuis verticaux, et d est la profondeur de la poutre)**, l’effort tranchant n’est pas un effort déterminant pour le choix de la section. L’effort tranchant devient important lorsque la poutre est très courte (rapport L/d faible) ou qu’elle supporte des charges concentrées importantes près des appuis.

Généralement, l’âme d’une poutre n’a pas besoin d’être raidie. Lorsque la résistance en cisaillement d’une poutre doit être augmentée pour résister aux contraintes de cisaillement résultant des charges appliquées, comme c’est ordinairement le cas dans les poutres profondes (rapport L/d faible), on dispose des raidisseurs transversaux sur l’âme, le long de la poutre. Plus on rapproche les raidisseurs transversaux, plus on augmente la résistance au cisaillement de la poutre. Ces poutres sont appelées poutres assemblées puisque leurs dimensions sont telles que les poutres doivent être constituées d’un ensemble de profilés extrudés et de tôles formant les ailes, l’âme et les raidisseurs (figure 6.26b).

Il est aussi possible de disposer des raidisseurs longitudinaux sur l’âme de la poutre assemblée pour augmenter la résistance en flexion ou la résistance en cisaillement de la poutre.

Les charges concentrées produisent des contraintes verticales de compression dans l’âme d’une poutre. Ces contraintes peuvent être excessives si les charges concentrées sont réparties sur une longueur insuffisante, c’est-à-dire si elles sont trop ponctuelles. Pour les poutres de type standard, on contourne cette difficulté en faisant varier l’épaisseur de l’âme ou, mieux encore, en faisant varier la longueur de l’appui ou de la plaque de transfert. Pour les poutres assemblées, il est aussi possible de fournir des raidisseurs porteurs qui transmettent les charges concentrées à l’âme de façon plus efficace.

Dans la présente section, on tentera de couvrir chacun de ces aspects et de présenter des méthodes simples pour des cas relativement complexes.

## Diapositive 67, 68 et 70 :

**6.5.2 Contrainte de flambement en cisaillement**

On étudie la stabilité de l’âme en considérant le comportement d’un tronçon de poutre soumis à un effort tranchant pur Vf, tel qu’illustré que la figure 6.24 (voir acétate 67). La contrainte de cisaillement critique est donnée par l’équation qui suit, valide pour le flambement élastique de l’âme, où b/t est le rapport d’élancement de l’âme, t est l’épaisseur de la paroi d’âme, E est le module d’élasticité (70 000 MPa), et ν est le coefficient de Poisson (0,33) :

$F\_{se}=k\_{v}\frac{π^{2}E}{12\left(1-ν^{2}\right)\left({b}/{t}\right)^{2}}$ (6.49)

Le coefficient de flambement kv est fonction du degré de retenue offert par les ailes et les raidisseurs transversaux qui délimitent le contour des panneaux d’âme, et surtout du rapport b/a, où a est la plus grande des dimensions du panneau et b est la plus petite, tel qu’illustré sur la figure 6.24. Pour les poutres non raidies, le rapport b/a devient h/a et tend vers zéro. Si on considère, de façon sécuritaire, que la retenue équivaut à un appui simple sur tout le contour de la paroi, kv est défini par l’équation suivante puisque le rapport b/a est toujours inférieur ou égal à 1,0:

$k\_{v}=5.35+\frac{4}{\left({a}/{b}\right)^{2}}=5.35[1+0.75\left({b}/{1}\right)^{2}]$ (6.50)

Si on fait égaler l’équation (6.49) à l’équation d’Euler (${π^{2}E}/{λ\_{s}^{2}}$; équation 3.35), et qu’on isole le terme d’élancement, on obtient une équation pour le calcul de l’élancement correspondant à la contrainte critique élastique en cisaillement (Fse) du panneau d’âme :

$λ\_{s}=\frac{1.4\left(\frac{b}{t}\right)}{\sqrt{1+0.75\left(\frac{b}{a}\right)^{2}}}$ (6.51)

**Figure 6.24 – Panneaux d’âme en cisaillement pur avant le flambement**

## Diapositive 71 et 72 :

**6.5.3 Flux de cisaillement aux frontières**

La contrainte de cisaillement dans un panneau d’âme est non seulement limitée à la contrainte de cisaillement du métal de base (Fsy = 0,6 Fy), comme on vient de le voir, mais aussi par les conditions qui existent sur le contour du panneau ou dans les joints de couture sur le panneau d’âme. La vérification se fait à l’ultime à l’aide du flux de cisaillement, excepté pour le métal de base pour lequel la vérification se fait à la limite élastique, afin d’assurer la compatibilité avec les calculs précédents.

Ainsi, le flux de résistance pondéré en cisaillement ($v\_{r}=Φv\_{s}$ en kN/m) des assemblages entre l’âme et les ailes, des assemblages entre l’âme et les raidisseurs ou des joints de couture sur le panneau d’âme (voir la figure 6.25 – voir acétate 71), doit être la plus faible des valeurs suivantes :

* pour le métal de base, avec φy = 0,9,

$v\_{r}=0.6Φ\_{y}tF\_{y}$ (6.57)

* pour le métal du bain de fusion de la soudure, en s’assurant que vr n’excède pas la résistance des cordons de soudure, et avec φu = 0,75 et Fwu obtenu du tableau 2.9[[22]](#footnote-22),

$v\_{r}=0.6Φ\_{u}tF\_{wu}$ (6.58)

* pour les coutures et les joints assemblés mécaniquement où φf = 0,67, R est la résistance en cisaillement d’un rivet, d’une vis ou d’un boulon, s représente la distance séparant deux connecteurs et do est le diamètre d’un trou de connecteur,

$v\_{r}=Φ\_{f}\frac{R}{s}\leq 0.6Φ\_{u}t\left(1-\frac{d\_{o}}{s}\right)F\_{u}$ (6.59)

* pour les joints collés,

$v\_{r}=Φ\_{u}$

(le flux de cisaillement ultime qu’il est possible de développer dans une couture ou un joint collé). (6.60)

**Figure 6.25 – Caractéristique des assemblages de panneaux d’âme**

## Diapositive 73 :

* pour les coutures et les joints assemblés mécaniquement où φf = 0,67, R est la résistance en cisaillement d’un rivet, d’une vis ou d’un boulon, s représente la distance séparant deux connecteurs et do est le diamètre d’un trou de connecteur,

$v\_{r}=Φ\_{f}\frac{R}{s}\leq 0.6Φ\_{u}t\left(1-\frac{d\_{o}}{s}\right)F\_{u}$ (6.59)

* pour les joints collés,

$v\_{r}=Φ\_{u}$

(le flux de cisaillement ultime qu’il est possible de développer dans une couture ou un joint collé). (6.60)

## Diapositive 74 et 75 :

**6.5.4 Résistance au cisaillement des âmes raidies**

À cause de la présence des ailes et, dans une moindre mesure, de la présence des raidisseurs transversaux qui stabilisent l’âme transversalement, le flambement initial de l’âme en cisaillement, tel qu’évalué à l’aide de l’équation (6.54) ou (6.56), n’entraîne pas la rupture de la poutre (figure 6.26a). Lorsque se produit le flambement, les contraintes, jusque-là uniformes, subissent un changement de distribution le long des frontières du panneau (figure 6.26b). La contrainte dans les coins en compression garde sa valeur initiale (Fsc) alors que la contrainte dans les coins en traction augmente jusqu’à ce qu’elle atteigne la condition limite (Fso) à ces frontières.

Une première évaluation de la résistance non pondérée au cisaillement, dans ces conditions, est obtenue à l’aide de l’équation suivante:

$$V\_{s}=ht\sqrt{F\_{sc}F\_{so}}$$

Si on remplace la valeur de Fsc dans cette équation par la valeur fournie par l’équation (5.10) pour le cisaillement ($F\_{sc}=\overbar{F}F\_{so}$), on obtient l’équation suivante :

$V\_{s}=htF\_{so}\sqrt{\overbar{F}}$ (6.61)

**Figure 6.26 – Distribution des contraintes de cisaillement dans un panneau d’âme (voir acétate)**

On reconnaît, dans l’équation (6.61), la formulation utilisée dans la sous-section 5.5.2 qui a permis de simuler la résistance post-voilement des plaques comprimées (équation 5.14 et courbes 5 et 6 de la figure 5.23).

Toutefois, l’équation (6.61) a été jugée trop sécuritaire. Même s’il est vrai que la contrainte limite Fso ne peut pas dépasser la limite élastique du métal de base (Fsy), ni la contrainte ultime des assemblages sur le contour du panneau (${v\_{s}}/{t}$ en kN/mm2), telle qu’évaluée à l’aide des équations (6.57) à (6.60), il existe une zone dans les coins en traction le long de laquelle la contrainte limite peut se développer à cause du confinement. Une équation plus appropriée a été proposée pour tenir compte de ce phénomène:

$V\_{s}=ht\left(2\sqrt{F\_{sc}F\_{so}}-F\_{sc}\right)$ (6.62)

Si on remplace Fso par sa valeur la plus probable, c’est-à-dire vs/t, et qu’on multiplie l’équation par φk (φy, φu ou φf, selon les équations 6.57 à 6.60), on obtient la résistance pondérée en cisaillement du panneau d’âme raidi, tenant compte de la réserve de capacité développée après le voilement de l’âme (figure 6.26b) :

$V\_{r}=Φ\_{k}ht\left(2\sqrt{F\_{sc}\frac{v\_{s}}{t}}-F\_{sc}\right)$ (6.63)

La contrainte Fsc est obtenue de l’équation (6.54) et le flux de cisaillement vs est la valeur la plus critique des équations (6.57) à (6.60).

C’est l’équation recommandée par la norme CAN/CSA-S157-036.1 pour le calcul de la résistance en cisaillement des pièces fléchies à âme raidie ou non raidie.

## Diapositive 76 :

Lorsque l’âme comporte un ou plusieurs raidisseurs longitudinaux utilisés en combinaison avec des raidisseurs transversaux, tel qu’illustré sur la figure 6.24b (voir acétate), la valeur de Fsc à retenir à la section considérée est celle du panneau qui présente la contrainte de flambement initial la plus faible, c’est-à-dire celle dont l’élancement $\overbar{λ}$, obtenu de l’équation (6.53), est le plus élevé. Il s’agit en l’occurrence du panneau inférieur, de plus grande dimension, sur la figure 6.24b. La contrainte de flambement ainsi calculée limite la capacité de la section considérée à résister au cisaillement, ce qui justifie l’application de cette résistance à toute la section de profondeur h.

## Diapositive 77 :

Il faut aussi vérifier la résistance pondérée (en kN) des assemblages situés sur le contour du panneau. Il suffit de multiplier la valeur da plus critique obtenue des équations (6.57) à (6.60) par la profondeur (h) du panneau :

$V\_{r}=v\_{r}h$ (6.64)

On retient la valeur la plus faible des résistances calculées à l’aide des équations (6.63) et (6.64).

## Diapositive 78 :

On peut se demander pourquoi l’équation (6.63), qui a été dérivée pour une âme raidie (rapport b/a de l’ordre de 0,33 à 1,0), est aussi applicable aux poutres non raidies. Il a été démontré, dans la référence (6.25), que l’équation suivante permet une simulation raisonnable de la résistance post-voilement des âmes non raidies de poutres fléchies :

$$V\_{s}=ht\sqrt{2F\_{sc}F\_{so}-F\_{sc}^{2}}$$

Les résultats obtenus de cette équation pour des âmes de dimensions pratiques s’apparentent à ceux de l’équation (6.62) et justifient l’utilisation de cette dernière pour toute la gamme des rapports b/a.

Lorsque la contrainte limite Fso de l’équation (6.62) est égale à la limite élastique $F\_{sy}=0.6F\_{y}$ du métal de base, au lieu de vs/t, comme c’est le cas pour l’acier et quelques alliages d’aluminium ayant subi un traitement de recuit, l’équation (6.63), avec $F\_{sc}=\overbar{F}F\_{sy}$, donne la résistance suivante :

$V\_{r}=Φ\_{y}ht\left(2\sqrt{\overbar{F}}-\overbar{F}\right)F\_{sy}$ (6.65)

Il convient de souligner que le terme champ de tension a été soigneusement évité jusqu’à maintenant. À cause de la nature des constructions en aluminium, où la résistance est plus souvent contrôlée par les soudures ou les coutures rivetées, il peut ne pas se créer assez de distorsions de cisaillement pour développer une contribution significative du champ de tension avant que les assemblages sur le contour des panneaux ne cèdent. Pour que le champ de tension se développe et contribue à la résistance au cisaillement, la résistance ultime aux frontières doit excéder la limite élastique du métal de base, comme c’est le cas pour quelques alliages soudés non traitables thermiquement (voir les tableaux 2.8 et 2.9).

## Diapositive 79 et 80 :

Il convient de souligner que le terme champ de tension a été soigneusement évité jusqu’à maintenant. À cause de la nature des constructions en aluminium, où la résistance est plus souvent contrôlée par les soudures ou les coutures rivetées, il peut ne pas se créer assez de distorsions de cisaillement pour développer une contribution significative du champ de tension avant que les assemblages sur le contour des panneaux ne cèdent. Pour que le champ de tension se développe et contribue à la résistance au cisaillement, la résistance ultime aux frontières doit excéder la limite élastique du métal de base, comme c’est le cas pour quelques alliages soudés non traitables thermiquement (voir les tableaux 2.8 et 2.9).

Dans ces conditions, lorsque la force de cisaillement augmente au-delà de celle qui est représentée sur la figure 6.26b, les zones plastifiées dans les coins en traction se déforment, forçant les ailes et les raidisseurs situés aux extrémités à fléchir, tel qu’illustré sur la figure 6.27a pour les ailes. La résistance en flexion des ailes (Mp) peut être traitée de façon indépendante. Si l’aile est une section rectangulaire de largeur b et d’épaisseur t, son module plastique (Z) est égal à ${bt^{2}}/{4}$ et sa résistance en flexion est égale à :

$$M\_{p}=\frac{bt^{2}}{4}F\_{y}$$

La contribution du champ de tension qui satisfait le modèle montré sur la figure 6.27a et qui résulte de la flexion imposée aux ailes est égale à :

$$V\_{r}=2Φ\_{y}\sqrt{M\_{p}tF\_{y}}$$

$V\_{r}=Φ\_{y}\sqrt{bt^{3}}F\_{y}$ (6.66)

Lorsqu'elle est justifiée, cette résistance s’additionne à celle qui est donnée par l’équation (6.63). Le cas limite présenté sur les figures 6.26c et 6.27b ne se rencontre pas, en pratique, dans les poutres d’aluminium.

**Figure 6.27 – Modèles de calcul pour évaluer la contribution du champ de tension (voir acétate 79)**

## Diapositive 82 :

**6.5.5 Calcul des raidisseurs**

La référence (6.1) se limite à recommander que les raidisseurs transversaux, longitudinaux et porteurs, dans les poutres assemblées, soient calculés comme des poteaux ou des poteaux-poutres, selon le cas, sollicités par une charge de compression pondérée Nf et donne des indications sur la façon d’évaluer cette charge.

Les raidisseurs entrent en action à partir du moment où l’âme voile. Leur principale fonction est d’empêcher l’âme de subir des déplacements latéraux dans la région immédiate du raidisseur, sinon de limiter les déformations transversales de l’âme et de forcer le voilement à se produire à l’intérieur de panneaux rectangulaires de dimensions $a\*b$ (figure 6.24). La force maximale de compression qui sollicite alors les raidisseurs est donnée par l’équation suivante, où S est la longueur du raidisseur, $\overbar{F}$ est la contrainte normalisée évaluée à l’aide de l’équation (5.10) avec $\overbar{λ}$ calculé selon l’équation (6.53) et vr est le flux de cisaillement développé aux frontières du panneau selon la plus critique des équations (6.57) à (6.60):

$N\_{f}=v\_{r}S\frac{\sqrt{\overbar{F}}\left(1-\sqrt{\overbar{F}}\right)}{\left(1+\sqrt{\overbar{F}}\right)}$ (6.67)

## Diapositive 83 :

À la limite, lorsque $\sqrt{\overbar{F}}$ diminue, Nf approche de la charge de cisaillement pondérée sollicitant la poutre (Vf) au droit du raidisseur. Le raidisseur transversal est alors calculé comme un poteau de hauteur h. Lorsque le raidisseur est double, son moment d’inertie est calculé pour un axe de flexion situé sur la fibre moyenne de l’âme et lorsque le raidisseur est simple, on considère que l’axe de flexion est situé sur la face de l’âme en contact avec le raidisseur, tel qu’illustré sur la figure 6.28 (voir acétate). Dans ce dernier cas, le raidisseur est comprimé et fléchi et il doit être dimensionné en conséquence.

**Figure 6.28 – Exemple du calcul des propriétés géométriques des raidisseurs transversaux**

## Diapositive 84 :

Pour le raidisseur longitudinal, la force de compression limite induite dans le raidisseur, lorsque $\sqrt{\overbar{F}}$ diminue, est égale à l’équation qui suit, où S de l’équation (6.67) est remplacé par a, la longueur du raidisseur entre deux raidisseurs transversaux :

$N\_{f}=v\_{r}a\sqrt{\overbar{F}}$ (6.68)

Les raidisseurs longitudinaux placés sur un seul côté de l’âme sont calculés comme des poteaux chargés de façon excentrique. Pour le calcul de l’aire et du moment d’inertie, il faut considérer la section d’un poteau équivalent constitué du raidisseur et d’une portion d’âme de largeur égale à 25t, tel qu’indiqué sur la figure 6.24b.

Pour la flexion, la position optimale des raidisseurs longitudinaux se situe au cinquième de la profondeur de l’âme (h/5), mesurée à partir de l’aile en compression, tel qu’illustré sur la figure 6.24b. Le surplus de résistance en flexion, obtenu par l’usage de raidisseurs longitudinaux, est principalement attribué au contrôle du voilement de l’âme et, en conséquence, à un meilleur support pour l’aile en compression provenant de l’âme. Lorsque le raidisseur longitudinal participe à l’effort de flexion, la force induite par la flexion dans le raidisseur doit être additionnée à la force induite par le cisaillement (équation 6.68) pour le calcul de la résistance du poteau équivalent.

L’utilisation de raidisseurs longitudinaux contribue aussi à augmenter la résistance au cisaillement des poutres assemblées, puisque la dimension verticale des panneaux d’âme se trouve réduite, comme nous l’avons vu à la sous-section précédente. La position optimale d’un raidisseur, pour le cisaillement, se situe à la mi- profondeur de l’âme (h/2), tel qu’indiqué sur la figure 6.24b. Les deux panneaux flambent alors simultanément et l’augmentation de la résistance au cisaillement peut être assez substantielle. Lorsque les panneaux superposés ne sont pas de mêmes dimensions, c’est la résistance du panneau qui possède l’élancement le plus élevé qui détermine la résistance de la section considérée.

## Diapositive 85 :

En ce qui a trait à l’espacement des raidisseurs transversaux, c’est la résistance requise en cisaillement qui dicte l’écart à fournir entre ces derniers. Plus on rapproche les raidisseurs, plus on augmente la résistance du panneau au cisaillement.

On se rend compte, aux figures 6.26b et 6.27, que l’âme, comme les ailes, est appelée à résister à la composante horizontale du champ de tension ou à celle de l’âme voilée. À cause de la discontinuité qui existe aux extrémités de la poutre, on pourrait croire qu’il est impossible que les efforts de traction dans le dernier panneau s’ancrent sur le panneau suivant. Dans les poutres assemblées en acier, la solution la plus simple et la plus économique consiste à rapprocher suffisamment les raidisseurs à chaque extrémité de la poutre, de manière à permettre au dernier panneau d'atteindre, à l’ultime, la contrainte critique sans voiler. Le panneau d’extrémité possède alors une capacité suffisante pour résister à l’effort horizontal créé par le voilement ou le champ de tension dans le panneau voisin. Dans les poutres assemblées en aluminium, l’effort de traction créé par le champ de tension n’est généralement pas assez élevé pour justifier un tel détail de construction. En effet, dans les poutres assemblées en aluminium, c’est une redistribution des contraintes de cisaillement qui offre la résistance post-voilement, alors que dans les poutres assemblées an acier, c’est plutôt le champ de tension qui fournit cette résistance. Les raidisseurs porteurs situés au droit des appuis, aux extrémités de la poutre assemblée en aluminium, permettent donc de développer le champ de tension en offrant une résistance axiale et une résistance en flexion équivalentes à celles des ailes (voir les figures 6.26b et 6.27a).

La référence (6.1) recommande de fournir des raidisseurs porteurs sur l’âme, au droit des appuis, de même que sous les charges concentrées. Les raidisseurs porteurs agissent comme des poteaux de hauteur h pour résister aux charges pondérées appliquées en des points discrets le long de la poutre, de même qu’aux réactions d’appui.

Le lecteur trouvera davantage d’information dans les ouvrages spécialisés portant sur le calcul et les règles de détails des raidisseurs porteurs, longitudinaux et transversaux.

## Diapositive 87 et 88 :

**6.5.6 Interaction flexion-cisaillement**

Dans une poutre, il n’y a généralement pas de cisaillement sans flexion, mais dans certains cas, il peut y avoir flexion sans cisaillement (flexion pure). Dans la plupart des cas, la résistance à la flexion d’une poutre n’est pas influencée par l’effort tranchant et la résistance à l’effort tranchant n’est pas influencée par le moment fléchissant. Lorsque l’âme fléchie d’une poutre assemblée en acier voile, une partie ou la totalité des contraintes de flexion dans l’âme sont transmises aux ailes qui sont alors appelées à résister seules aux efforts de flexion. La résistance de l’âme au cisaillement n’est toutefois pas réduite de façon significative puisque la résistance au cisaillement est en grande partie attribuable aux efforts de traction induits par le voilement de l’âme. Pour les poutres d’aluminium, le comportement est différent puisqu’on ne peut pas compter sur la résistance post-voilement de l’âme lorsque la flexion et le cisaillement sont tous les deux significatifs. La contrainte Fsc est alors limitée à celle qui est donnée par l’équation (6.54).

Lorsque l’âme d’une poutre ne voile pas sous les efforts de cisaillement avant que sa capacité ultime ne soit atteinte, on doit tenir compte de l’interaction entre le moment fléchissant et l’effort tranchant lorsque les deux efforts sont importants et se produisent à la même section d’une poutreà âme raidie ou non raidie. Tel est le cas, en particulier, aux appuis intérieurs des poutres continues, rappelons que si l’âme est raidie, un raidisseur porteur doit être placé au-dessus de l’appui.

La référence (6.1) recommande l’utilisation de l’équation d’interaction suivante, qui découle du critère de plasticité de Von Mises, pour vérifier la capacité de l’âme de la poutre à résister aux efforts combinés de flexion et de cisaillement.

$\left(\frac{f\_{s}}{Φ\_{y}F\_{sc}}\right)^{2}+\left(\frac{f\_{b}}{Φ\_{y}F\_{bc}}\right)^{2}\leq 1$ (6.69)

Dans cette équation, fs et fb sont respectivement les contraintes de cisaillement et de flexion sollicitant l’âme de la poutre à la section considérée, Fsc est la contrainte de flambement en cisaillement obtenue de l’équation (6.54) et Fbc est la contrainte de compression dans l’âme fléchie calculée à l’aide de l’équation (5.13) avec la valeur appropriée de l’élancement obtenue de l’équation (5.6) et de la figure (5.27).

Si cette condition n’est pas respectée, l’âme doit être calculée pour résister aux efforts de cisaillement seuls selon la théorie présentée dans cette sous-section et les ailes doivent être conçues pour résister seules à tous les efforts de flexion.

Il convient peut-être, à cette étape-ci, de présenter les équations d’interaction recommandées par la référence (6.4) pour tenir compte de l’interaction qui pourrait exister, dans certains cas précis, entre la compression, la flexion et le cisaillement dans l’âme d’une pièce structurale.

Pour l’âme de profilés constitués d’éléments plats,

$\frac{f\_{c}}{Φ\_{y}F\_{cc}}+\left(\frac{f\_{s}}{Φ\_{y}F\_{sc}}\right)^{2}+\left(\frac{f\_{b}}{Φ\_{y}F\_{bc}}\right)^{2}\leq 1$ (6.70)

Pour les profilés constitués d’éléments courbes, telles les parois de tubes,

$\frac{f\_{c}}{Φ\_{y}F\_{cc}}+\left(\frac{f\_{s}}{Φ\_{y}F\_{sc}}\right)^{2}+\frac{f\_{b}}{Φ\_{y}F\_{bc}}\leq 1$ (6.71)

Les seuls termes non encore définis sont la contrainte pondérée de compression (fc) sollicitant la paroi et la contrainte de flambement en compression (Fcc), obtenue en suivant les mêmes étapes que pour la détermination de Fbc, mais avec la valeur appropriée de l’élancement (m = 1,65 sur la figure 5.27[[23]](#footnote-23)).

Un exemple de calcul de la résistance d’une poutre assemblée est présenté à la sous-section 6.11.8[[24]](#footnote-24).

# Écrasement et flambement vertical de l’âme

## Diapositive 91 et 92 :

**6.6 Écrasement et flambement vertical de l’âme**

**6.6.1 Panneaux plats**

À la sous-section 6.5.5, on a vu qu’il faut utiliser des raidisseurs porteurs pour renforcer l’âme d’une poutre assemblée au droit d’une réaction d’appui ou d’une charge concentrée. Pour éviter que l’âme se plastifie ou flambe verticalement dans pareil cas, on peut soit augmenter l’épaisseur (t) de l’âme (dans les poutres assemblées), soit augmenter la longueur (n) de l’appui, soit raidir l’âme. Lorsque la poutre comporte une âme non raidie, les seules options qui restent sont d’augmenter l’épaisseur de l’âme de la poutre, lorsqu’on a un contrôle sur le choix de la section ou, tout simplement, de choisir une plaque d’appui de dimension suffisante pour distribuer adéquatement la charge concentrée et éviter les problèmes de plastification ou de flambement dans l’âme.

La référence (6.1) propose l’équation suivante, tirée de la référence (6.11), pour le calcul de la résistance pondérée d’une âme à la plastification et au flambement sous une charge (Cf) ou une réaction (R) concentrée :

$C\_{r}=Φ\_{y}k\left(n+h\right)tF'\_{c}\leq Φ\_{y}ntF\_{y}$ (6.72)

Plusieurs paramètres de cette équation sont définis sur la figure 6.29. Pour le reste, φ = 0,9,

$k=0.5\left[1+\frac{e}{\left(\frac{n}{2}+h\right)}\right]\leq 1.0$ (6.73)

$F'\_{c}=\frac{π^{2}Et^{2}}{4h^{2}}\left[1-\left(\frac{f\_{b}}{F\_{bc}}\right)^{2}\right]$ (6.74)

Si le bord de l’appui de longueur n coïncide avec l’extrémité de la poutre, $e = n/2$. L’influence de e sur la surface d’âme considérée pour le flambement $(n + h)t$ se fait sentir jusqu’à la valeur de e égale à $n/2 + h$. Linfluence de e est contrôlée par le paramètre k de l’équation (6.73). Pour une charge appliquée en travée, bien sûr, l’aire effective $(n + b)t$ n’est pas réduite.

L’âme peut se plastifier sur une surface de dimension $n\* t$ (deuxième terme de l’équation 6.72) ou flamber comme un poteau équivalent de section $\left(n + h\right)\* t$. Le terme de gauche de l’équation (6.74) est la contrainte d’Euler (équation 3.35) avec un élancement (λ) approximativement égal à $2h/t$, pour une plaque rectangulaire de dimensions $\left(n + h\right)\* t$ et de hauteur h. Cette contrainte est réduite pour tenir compte de la présence d’une contrainte transversale causée par la flexion. Le rapport ${f\_{b}}/{F\_{bc}}$ est le même que celui de l’équation (6.69) et se calcule de la même façon. L’influence de la flexion est de toute évidence négligeable aux extrémités d’une poutre simplement appuyée.

## Diapositive 94 :

**6.6.2 Feuillards formés à froid**

Les profilés structuraux constitués de feuillards ou tôles minces en alliages d’aluminium laminés à froid risquent eux aussi d’atteindre des états limites ultimes sous les charges concentrées et aux appuis.

Il a été démontré que les coins pliés, de rayon de courbure R, sont susceptibles de réduire de façon importante la résistance du profilé dans la région sollicitée, en s’écrasant sous l’effet combiné de la charge concentrée ou de la réaction d’appui et de la contrainte de compression causée par la flexion.

La référence (6.1) propose l’équation suivante pour tenir compte de ce phénomène :

$C\_{r}=Φ\_{y}k\left(11+0.7\frac{n}{t}\right)\left(1-0.0008θ\frac{R}{t}\right)\left(F\_{y}-f\_{b}\right)t^{2}$ (6.75)

Tous les termes de l’équation ont déjà été définis, et les nouveaux sont illustrés sur la figure 6.29b (voir acétate). On remarque que la profondeur de l’âme (h) est mesurée sur la paroi d’âme inclinée et que l’angle θ est l’angle aigu exprimé en degrés mesuré entre l’âme et la surface de contact.

# Interaction traction-flexion (une pièce fléchie sollicitée en traction)

## Diapositive 97 :

**6.7 Interaction flexion-traction**

**6.7.1 Résistance de la section**

Une pièce fléchie sollicitée en traction est avantagée du côté de l’aile en compression puisque la charge axiale vient réduire les contraintes de compression causées par la flexion. Toutefois, elle est aussi pénalisée puisque les contraintes sont augmentées dans l’aile en traction. C’est, par conséquent, la traction qui gouverne dans la plupart des cas.

L’équation de résistance de la section, pour les poutres dont le déversement est empêché, est obtenue en limitant à φFy les contraintes $M\_{f}/Z$ et $T\_{f}/A$ développées du côté des fibres tendues de la section. L’équation qui en résulte peut être exprimée de la façon suivante :

$\frac{M\_{f}}{M\_{r}}+\frac{T\_{f}}{T\_{r}}\leq 1.0$ (6.76)

Les variables Mf et Tf sont respectivement le moment fléchissant pondéré et la charge de traction pondérée sollicitant la section.

L’équation (6.76) est généralement valide quelle que soit la classe de la section, lorsque la section est symétrique par rapport à l’axe de flexion et que la charge de traction sollicitant la pièce est relativement élevée. Il est parfois nécessaire de vérifier si les états limites relatifs à l’aile en compression ne sont pas plus critiques que ceux qui gouvernent l’aile en traction, auxquels cas, il faut tenir compte de la classe de la section. Par exemple, l’aile comprimée d’une section de classe 3 peut voiler avant que la portion en traction de la section ne se plastifie, lorsque les contraintes induites par l’effort de traction sont petites comparées à celles qui sont induites par l’effort de flexion (voir l’exemple de calcul 6.6 à la sous-section 6.11.6[[25]](#footnote-25)).

## Diapositive 99 :

**6.7.2 Résistance de la pièce**

Une pièce fléchie, libre de déverser, est stabilisée lorsqu’un effort de traction lui est appliqué. Selon l’importance relative de l’effort de traction, la pièce peut quand même déverser mais cet état limite de rupture est atteint à une charge de flexion généralement plus élevée.

L’équation proposée dans la référence (6.1) pour tenir compte de ce phénomène est la suivante :

$\left(\frac{M\_{f}}{M\_{r}}\right)^{2}-\frac{T\_{f}}{C\_{ef}} \leq 1.0$ (6.78)

Les variables Mf et Tf sont les charges pondérées maximales sollicitant la pièce, Mr est défini par l’équation (6.21) pour les élancements correspondant aux conditions définies dans les sous-sections 6.3.2 à 6.3.5, et Ce est la charge d’Euler pour la flexion par rapport à l’axe faible (y – y) de la section (équation 5.2).

$C\_{ey}=\frac{π^{2}EA}{\left(\frac{KL}{r\_{y}}\right)^{2}}$ (6.79)

Il convient de rappeler que K est le coefficient d’élancement défini sur les figures 5.18 et 5.19, L est la longueur de la poutre mesurée entre deux supports latéraux, $r\_{y}$ est le rayon de giration de la section par rapport à l’axe faible (y – y) et A est l’aire de la section.

Il convient enfin de signaler que l’équation (6.78) est valide dans la plupart des cas, mais qu’il est parfois nécessaire de vérifier si les états limites qui gouvernent l’aile en traction ne sont pas susceptibles de contrôler lorsque la section est dissymétrique par rapport à l’axe de flexion (voir l’exemple de calcul 6.6 à la sous-section 6.11.6).

# Interaction compression-flexion (une pièce fléchie sollicitée en compression)

## Diapositive 102 :

**6.8 Interaction compression-flexion**

**6.8.1 Introduction**

Les pièces structurales sont, pour la plupart, soumises à des efforts combinés de flexion et de compression. Lorsque la flexion prédomine et que la charge axiale est considérée négligeable, il s’agit de poutres dont le comportement a été étudié dans la première partie du présent chapitre. Par contre, lorsque la flexion est négligeable et que la pièce est principalement sollicitée en compression, on admet qu’il s’agit de pièces en compression pure dont le comportement a été décrit au chapitre V. Il existe entre ces deux cas extrêmes toute une gamme de combinaisons possibles d’efforts de flexion et de compression.

La flexion d’une pièce est causée par des charges transversales appliquées le long de la pièce, par le déséquilibre des charges de gravité situées de part et d’autre de la pièce (excentricité), ou par des moments transmis à la pièce par les assemblages rigides ou semi-rigides situés à ses extrémités. Puisque les assemblages rigides sont peu utilisés dans les charpentes d’aluminium, comparativement aux charpentes d'acier, ce dernier mode de flexion est moins fréquemment rencontré. Par conséquent, il convient moins dans les charpentes d’aluminium d’appeler les pièces comprimées et fléchies des poteaux-poutres, même si l’appellation n’est pas proscrite.

L’étude du comportement des pièces comprimées et fléchies est très complexe. Ces pièces possèdent en effet toutes les caractéristiques des poutres et des poteaux et subissent, en plus, divers effets secondaires résultant de la combinaison des charges. Les pièces comprimées et fléchies présentent donc plusieurs modes de mise hors service dont les principaux sont le voilement des parois minces, la plastification de la section ou point de sollicitation maximale et l’instabilité globale de la pièce. Ce dernier type de mise hors service englobe toutes les possibilités de ruptures par flambement, propres aux pièces soumises à la compression pure (chapitre V), et de ruptures par déversement, particulières aux poutres (chapitre VI).

Pour décrire le comportement des pièces comprimées et fléchies en aluminium, on utilise des équations d’interaction linéaire dont la validité a été démontrée expérimentalement à l’aide de nombreux essais, comme on verra plus loin. Les équations d’interaction sont présentées sous forme de sommation de rapports de résistance ou, lorsque cela convient mieux, sous forme de sommation algébrique de contraintes. On utilise enfin ces équations pour évaluer la résistance de la section des pièces comprimées et fléchies aux appuis et en travée, et la résistance des pièces hors plan (flambement en flexion-torsion).

## Diapositive 104 :

**6.8.2 Résistance de la section aux appuis**

La résistance de la section de la pièce comprimée et fléchie doit être vérifiée à l’appui où se développe le moment fléchissant maximal Mf max (Mf2 sur la figure 6.13[[26]](#footnote-26)) à l’aide des équations qui suivent.

Lorsque la contrainte de compression contrôle,

$\frac{M\_{f max}}{S\_{c}}+\frac{C\_{f}}{A}\leq Φ\_{y}F\_{y}$ (6.80)

Lorsque la contrainte de traction contrôle,

$\frac{M\_{f max}}{S\_{t}}-\frac{C\_{f}}{A}\leq Φ\_{y}F\_{y}$ (6.81)

La variable Cf est la charge axiale pondérée sollicitant la section d’aire A. Les modules de section, mesurés par rapport aux fibres extrêmes en compression et en traction, sont respectivement Sc et St.

## Diapositive 106 :

$$C\_{e}=\frac{π^{2} E A}{\left(\frac{K L}{r}\right)^{2}}$$

**6.8.3 Résistance de la pièce sans effet de torsion**

Puisqu’il existe une grande variété de types de membrures qui peuvent être utilisées comme poteaux-poutres ou pièces en compression-flexion, les équations d’interaction pour le calcul de la résistance de la pièce sans effet de torsion (déversement empêché ou pièce ne pouvant déverser), sont présentées de façon à permettre l’utilisation de la contrainte limite (Fo) appropriée à la situation(voir la sous-section 5.6.1). Pour la rupture dans le plan du chargement de flexion, la contrainte limite est celle qui est la plus susceptible de conduire à la ruine de la pièce : la limite élastique, la contrainte de voilement, la contrainte de voilement avec réserve supplémentaire de capacité, la contrainte de flambement de l’une des pièces principales d’une pièce composée triangulée ou la contrainte réduite, tenant compte des soudures transversales ou longitudinales. Ainsi,

Lorsque la contrainte de compression contrôle,

$\frac{M\_{f}}{S\_{c}\left(1-\frac{C\_{f}}{C\_{e}}\right)}+\frac{C\_{f}}{A}\leq Φ\_{y}F\_{o}$ (6.82)

Lorsque la contrainte de traction contrôle,

$\frac{M\_{f}}{S\_{t}\left(1-\frac{C\_{f}}{C\_{e}}\right)}-\frac{C\_{f}}{A}\leq Φ\_{y}F\_{y}$ (6.83)

Dans ces équations, Mf est soit le moment fléchissant pondéré maximal produit le long de la pièce par les charges transversales, soit $ω\_{1}M\_{f2}$, tel que défini à la sous-section 6.3.4 (figure 6.13), lorsque les moments fléchissant aux extrémités de la pièce produisent un gradient de flexion, soit le moment fléchissant induit dans la pièce par une charge excentrée, tel que défini par l’équation suivante et illustré sur la figure 6.30 (voir acétate 107) :

$M\_{f}=1.2eC\_{f}$ (6.84)

Puisque l’équation utilisée pour décrire le comportement des pièces comprimées et fléchies qui flambent dans le plan de flexion sans déverser est dérivée en considérant une distribution sinusoïdale des moments (voir la sous-section 3.8.3), alors que le moment induit par une charge excentrée est généralement uniforme, un facteur représentant le premier terme de la série de Fourier pour une fonction carrée ($4/π ≈ 1,2$) est utilisé pour pondérer le moment fléchissant Mf.

Il convient de rappeler que dans les charpentes où peuvent se développer des effets P-Δ causés par l’action des charges de gravité sur la déformée latérale de la structure (voir la sous-section 3.8.4), les moments fléchissant (Mf) qui apparaissent dans les différentes équations de résistance doivent inclure ces effets.

**Figure 6.30 – Exemples de moment fléchissant causé par une charge excentrée**

## Diapositive 108 :

Dans les équations (6.82) et (6.83) la charge axiale pondérée (Cf) sollicitant la pièce sert à la fois à calculer la contrainte de compression ($C\_{f}/A$) qui est ajoutée ou retranchée à la contrainte de flexion, selon le cas, et à évaluer le coefficient d’amplification des moments (U1), donné par l’équation (3.39) et reproduit ici pour des raisons pratiques :

$U\_{1}=\frac{1}{1-\frac{C}{C\_{e}}}$ (6.85)

La charge critique élastique d’Euler (Ce), donnée par l’équation (3.34) pour un coefficient de longueur effective K égale à 1,0 ou par l’équation (5.2), reproduite ici pour faciliter la discussion, est calculée par rapport à l’axe de flexion considéré.

$C\_{e}=\frac{π^{2}EA}{\left(\frac{KL}{r}\right)^{2}}$ (6.86)

Le coefficient d’amplification des moments (U1) sert à tenir compte des effets de type P – δ, c’est-à-dire à amplifier les moments fléchissant qui se développent le long de la pièce, tel que défini à la sous-section 3.8.3. Tous les autres paramètres des équations (6.82 à 6.86) ont été définis précédemment.

Il convient de souligner que les équations (6.82) et (6.83) sont des équations d’interaction donnant la résistance de la pièce en travée lorsque le mode de flexion est le flambement en flexion par rapport à l’axe de chargement c’est-à-dire, lorsque le flambement en torsion ou le déversement de la pièce ne peut pas se produire. C’est le cas pour les sections tubulaires ou pour la flexion par rapport à l’axe faible (y –y) d’un profilé en I, par exemple. L’utilisation des équations (6.82) et (6.83) n’exclut pas la vérification de la résistance au flambement de la pièce (Cr) sous l’action de la charge axiale Cf, c’est-à-dire la vérification de l’équation (5.43), avec comme valeur d’élancement celle donnée par l’équation (5.44) pour l’axe de flexion considéré. On constate, en effet, que la contrainte normalisée $\overbar{F}$($\overbar{F}\leq 1.0$), qui apparaît dans l’équation (5.43), est absente dans les équations (6.82) et (6.83).

Considéré autrement, il faut s’assurer que la charge de compression pondérée (Cf) dans les équations d’interaction (6.82) et (6.83) n’excède pas la résistance pondérée (Cr) donnée par l’équation (5.43). Cette condition se traduit par l’équation suivante où $\overbar{F}$ est obtenu de l’équation (5.10) ou à partir de la figure 5.22 avec $λ = KL/r$ ou, si l’on préfère, $\overbar{λ}=\left({KL}/{r}\right)\sqrt{{F\_{o}}/{π^{2}E}}$, donné par l’équation (5.41) :

$C\_{f}\leq Φ\_{c}A\overbar{F}F\_{o}$ (6.87)

Rappelons que les coefficients de pondérations φc et φy sont égaux à 0,9.

Pour bien saisir le sens de l’équation (6.82), on peut remplacer Cf par sa valeur donnée par l’équation (6.87) et simplifier pour obtenir l’équation suivante dans laquelle $\overbar{F}={F\_{c}}/{F\_{o}}$, selon l’équation (5.42) et $M\_{ro}=Φ\_{y}S\_{c}F\_{o}$:

$\frac{U\_{1}M\_{f}}{M\_{ro}}+\overbar{F}\leq 1.0$ (6.88)

La validité de l’application des équations (6.82) et (6.83) et, par extension (6.88), a été amplement démontrée par de nombreux essais dont les résultats ont, entre autres, été publiés dans les références (6.2), (6.3) et (6.31), et dont un exemple est présenté sur la figure 6.31.

## Diapositive 109 :

Bien qu’il soit plutôt rare qu’une pièce comprimée et fléchie soit sollicitée en flexion biaxiale dans les charpentes d’aluminium, la référence (6.1) propose une équation sécuritaire qui est une simple extension de l’équation (6.82) et qui, par conséquent, est limitée aux mêmes conditions d’utilisation : $C\_{f}\leq C\_{r}$, pas de déversement ni de flambement en torsion, etc.

Lorsqu’une telle condition de chargement est présente, c’est généralement la contrainte maximale qui se développe dans la même fibre extrême sous l’action combinée des charges Cf, Mfx et Mfy, qui détermine l’état limite de rupture et non l’instabilité en flexion ou en torsion, tel qu’illustré sur la figure 6.32 (voir acétate). Ceux qui préfèrent une solution plus raffinée à un problème complexe, doivent consulter la littérature sur le sujet.

$\frac{M\_{fx}}{S\_{x}\left(1-\frac{C\_{f}}{C\_{ex}}\right)}+\frac{M\_{fy}}{S\_{y}\left(1-\frac{C\_{f}}{C\_{ey}}\right)}+\frac{C\_{f}}{A}\leq Φ\_{y}F\_{o}$ (6.89)

Les indices x et y pour Mf, S et Ce, dans l’équation (6.89), réfèrent aux axes de flexion x –x et y-y de la section. Tous les termes de l’équation ont été définis plus haut.

**Figure 6.32 – Conditions de sollicitation en flexion biaxiale**

## Diapositive 111 :

**6.8.4 Résistance globale de la pièce avec effet de torsion**

Lorsque la pièce comprimée et fléchie est libre de déverser ou de flamber par rapport à l’axe faible, comme c’est le cas, par exemple, pour une section en I fléchie par rapport à l’axe fort (x – x), il faut vérifier l’équation suivante qui est, en fait, pratiquement la même que l’équation d’interaction utilisée pour le calcul des sections d'acier:

$\frac{M\_{f}}{M\_{r}\left(1-\frac{C\_{f}}{C\_{ex}}\right)}+\frac{C\_{f}}{C\_{ry}}\leq 1$ (6.90)

Le moment fléchissant pondéré (Mf) est défini comme pour l’équation (6.82). Toutefois, lorsque le moment fléchissant est induit dans la pièce par une charge excentrée (voir la figure 6.30), il n’est pas nécessaire d’amplifier le moment fléchissant de 20 % comme dans l’équation (6.84) puisque le modèle qui a servi à dériver les équations pour simuler le déversement est basé sur une distribution uniforme des moments, tel qu’illustré sur la figure 6.13a. Il en résulte que le moment fléchissant à considérer, lorsqu'il y a excentricité de la charge axiale appliquée sur la pièce, doit être le moment Mf calculé à l’aide de l’équation suivante :

$M\_{f}=eC\_{f}$ (6.91)

La charge Cf dans les équation (6.90) et (6.91) est simplement la charge axiale pondérée sollicitant la pièce. Puisque la pièce est libre de flamber par rapport à l’axe faible, c’est donc la résistance pondérée au flambement par rapport à cet axe (axe y –y), c’est-à-dire Cry calculé à l’aide de l’équation (5.43) avec $\overbar{λ}$ donné par l’équation (5.41), qu’il faut considérer dans l’équation (6.90). Par contre, puisque la pièce est sollicitée en flexion par rapport à l’axe fort (x – x), la charge d’Euler (Ce) qui apparaît dans l’équation (6.85) pour le calcul du coefficient d’amplification des moments (U1), doit être évaluée par rapport à l’axe x –x. C’est la raison pour laquelle Cex est utilisé au dénominateur du premier terme de l’équation (6.90).

Enfin, la variable Mr est la résistance pondérée au déversement de la pièce fléchie, telle que définie par l’équation (6.21) pour les valeurs d’élancement présentées dans les sous-sections 6.3.2 à 6.3.5.

La validité de l’équation (6.90) a, entre autres, été démontrée dans les références (6.2), (6.3), (6.31) et (6.32). Un exemple de comparaison entre des résultats d’essais et les prédictions de l’équation (6.90) est présenté sur la figure 6.33[[27]](#footnote-27).

Le calcul détaillé d’une pièce comprimée et fléchie est présenté à la sous-section 6.11.5.

## Diapositive 113 et 114 :

**6.8.5 Résistance des pièces triangulées**

L’équation d’interaction qui gouverne la résistance des pièces triangulées comprimées et fléchies est la suivante:

$\frac{M\_{f}}{d'\left(1-\frac{C\_{f}}{C\_{e}}\right)}+\frac{C\_{f}}{N}\leq C\_{r}$ (6.92)

Cette équation ramène les efforts pondérés maximaux Cf et Mf, qui sollicitent la pièce triangulée, à l’effort de compression maximal sollicitant une des pièces principales de la membrure. C’est la raison pour laquelle Cf est divisé par N, le nombre de membrures principales que comporte la pièce (généralement trois ou quatre, tel qu’illustré sur la figure 6.34) et que Mf est divisé par la variable d’, tel que définie sur la figure 6.34 (voir acétate 113).

**Figure 6.34 – Caractéristiques géométriques des pièces triangulées pour la flexion-compression**

La charge d’Euler (Ce) dans l’équation (6.85) pour le calcul de U1 est évaluée par rapport à l’axe de flexion considéré. Le rayon de giration (r) de la pièce triangulée, qui apparaît dans l’équation (6.86) pour le calcul de Ce est égal à $d/2$ pour les sections rectangulaires et à $d/\sqrt{6} $ pour les sections triangulaires, où d est la largeur d’un côté de la pièce triangulée.

La résistance limite (Cr) est la résistance pondérée en compression de la pièce principale concernée. Elle est obtenue à l’aide de l’équation (5.43) avec la valeur appropriée de Fo (équations (5.33) à (5.39), à l’exception de l’équation (5.36), pour des raisons évidentes) et $\overbar{F}$ calculé à l’aide des équations (5.10) et (5.41), en considérant l’élancement (λ) de la pièce décrit par l’équation (5.63). La longueur de la pièce principale est celle qui est mesurée entre deux connecteurs, tel qu’illustré sur la figure 5.35 (voir l’exemple 6.4 à la sous-section 6.11.4[[28]](#footnote-28)).

# Résistance au cisaillement de divers types d’éléments

## Diapositive 117 :

**6.9 Résistance au cisaillement de divers types d’éléments**

**6.9.1 Pièces comprimées et fléchies**

La référence (6.1) propose quelques équations pour le calcul de l’effort de cisaillement pondéré maximal (Vmax) à considérer dans le calcul des pièces en flexion composée.

Lorsque des charges transversales se combinent à une charge axiale concentrique, l’effort tranchant Vf induit par les charges transversales doit être amplifié comme l’est le moment fléchissant en travée à l’aide du coefficient d’amplification U1 donné par l’équation (6.85):

$V\_{max}=\frac{V\_{f}}{1-\frac{C\_{f}}{C\_{e}}}$ (6.93)

On retient la plus grande valeur entre celle de Vmax obtenue de l’équation (6.93) et la valeur minimale de l’effort tranchant calculée à l’aide de l’équation suivante, couramment utilisée dans la pratique pour tenir compte de la composante transversale de l’action que la charge axiale Cf exerce sur la pièce déformée en flexion :

$V\_{max}=\frac{C\_{f}}{40}=0.025C\_{f}$ (2,5 % de Cf) (6.94)

Lorsque le moment fléchissant (Mf) dans la pièce comprimée et fléchie est imputable à une charge axiale excentrique, l’effort tranchant maximal (Mmax) à considérer pour le calcul de la résistance de la pièce est la plus élevée des valeurs données par l’équation (6.94) et l’équation suivante :

$V\_{max}=\frac{5C\_{f}e}{\left(\frac{C\_{e}}{C\_{f}}-1\right)L}$ (6.95)

L’excentricité e est définie sur la figure 6.30 et L est la longueur de la pièce. Cette équation est obtenue en posant $V\_{max}=C\_{f}θ$ ou $θ$ est la rotation à l’extrémité d’une pièce chargée axialement de façon excentrée :

$$θ=\frac{C\_{f}eL}{2EI\left(1-\frac{C\_{f}}{C\_{e}}\right)}$$

Il suffit de remplacer EI dans cette équation par la valeur obtenue de l’équation d’Euler ($C\_{e}={π^{2}EI}/{L^{2}}$) pour obtenir l’équation (6.95).

## Diapositive 119 :

**6.9.2 Panneaux plats à raidisseurs multiples**

Cette sous-section fait en quelque sorte suite à la section 5.8 où l’on traite du flambement des panneaux plats raidis.

Les raidisseurs sont assez rapprochés les uns des autres dans les panneaux raidis et ils sont généralement placés dans la direction la plus courte du panneau. Le flambement causé par le cisaillement prend la forme d’ondulations dans les directions longitudinale et transversale, dont les caractéristiques sont assez bien connues pour les panneaux plats avec raidisseurs simples disposés sur la surface, tels ceux montrés sur la figure 5.36a (voir acétate). Le comportement en flambement des feuilles formées à froid, telles celles présentées à la figure 5.36b, est beaucoup plus difficile à évaluer puisqu’il se produit, entre autres, des distorsions au niveau des attaches sur le contour du panneau.

Une évaluation sécuritaire de la résistance au flambement en cisaillement peut être obtenue de la théorie classique du flambement élastique des panneaux ortho-tropiques, lorsque la constante de torsion est négligée et que les courbes de flambement normalisées des plaques (courbes 3 et 4 de la figure 5.23) sont utilisées pour tenir compte du comportement inélastique du matériau et des imperfections. Toutefois, la résistance des attaches sur le contour doit généralement être évaluée par des essais ou en consultant la littérature sur le sujet.

## Diapositive 120 :

La résistance pondérée en cisaillement (Vr) dans le plan d’un panneau plat à raidisseurs multiples est évaluée à l’aide de l’équation suivante dans laquelle h est la largeur du panneau dans la direction de la force de cisaillement, t est l’épaisseur de la plaque (ou tôle) constituant la section, Fsy = 0,6Fy est la contrainte limite (Fo = Fsy) et $\overbar{F}$ est la contrainte normalisée calculée à l’aide de l’équation (5.10) pour les plaques ou obtenue dans la figure 5.23 en utilisant les courbes 3 ou 4 :

$V\_{r}=Φ\_{y}ht\overbar{F}(0.6F\_{y})$ (6.96)

Pour les panneaux constituée d’une plaque ou d’une feuille raidie (figure 5.36a), l’élancement (λ) à considérer dans l’équation (5.8) pour le calcul de $\overbar{A}$ est :

$λ=0.8b\sqrt[8]{\frac{t}{I^{3}}}$ (6.97)

Pour les feuilles (ou tôle) formées à froid (figure 5.36b), on a :

$λ=\frac{0.8b}{\sqrt[4]{ηr^{3}t}}$ (6.98)

Dans ces équations, b est la dimension du panneau dans la direction des raidisseurs (figures 5.38a (i) et 5.38b (i)), I est le moment d’inertie par unité de largeur du panneau, η est le rapport de la largeur originale de la feuille (dépliée) sur la largeur de la feuille formée à froid et r est le rayon de giration du profilé laminé (voir l’exemple 6.7 à la sous-section 6.11.7[[29]](#footnote-29)).

## Diapositive 123 :

**6.9.3 Parois courbes et tubes**

Le flambement des parois courbes et des tubes a été étudié de façon sommaire à la section 5.9. Pour compléter cette étude, on présentera quelques équations générales pour le calcul de la contrainte de flambement en cisaillement (Fsc) de ces éléments particuliers.

La contrainte Fsc est obtenue de l’équation (5.12) ($F\_{sc}=\overbar{F}F\_{o}$) avec $F\_{o}=F\_{sy}=0.6F\_{y}$ et $\overbar{F}$ obtenu de l’équation (5.10) pour les plaques (courbes 3 et 4 de la figure 5.23). Les valeurs de λ à utiliser dans l’équation (5.8) sont les suivantes:

Pour un tube, la plus petite des valeurs obtenues des équations (6.99) et (6.100) :

$λ=4\sqrt[8]{\left(\frac{R}{t}\right)^{5}}\sqrt[4]{\frac{a}{t}}$ (6.99)

$λ=6\sqrt[4]{\left(\frac{R}{t}\right)^{3}}$ (6.100)

Pour une paroi courbe,

$λ=\frac{λ\_{1}}{\sqrt{1+\left(\frac{λ\_{1}}{λ\_{2}}\right)^{2}}}$ (6.101)

Dans ces équations, R est le rayon de courbure et t est l’épaisseur de la paroi, a est la distance entre les raidisseurs périphériques,$ λ\_{1}$ est l’élancement donné par la plus petite des équations (6.99) et (6.100) pour un tube de même rayon de courbure et de même longueur et $λ\_{2}$ est l’élancement donné par l’équation (6.51) pour un panneau plat de même proportion que le panneau courbe.

Il convient de souligner que l’équation (6.101) a la même forme que celle de l’équation (5.74) et qu’elle découle de la formule de base qui permet de combiner deux contributions individuelles à l’élancement ou à la flexibilité d’une pièce (voir l’équation 6.22).

La résistance pondérée en cisaillement (Vr) est obtenue de l’équation (6.96) en considérant Fsc défini plus haut ($F\_{sc}=0.6\overbar{F}F\_{y}$). Un exemple de calcul est présenté à la sous-section 6.11.7.

## Diapositive 125 et 126 :

**6.9.4 Panneaux sandwich plats**

Quelques équations ont été présentées à la section 5.10 pour le calcul de la résistance au flambement des panneaux sandwich. Il ne reste plus qu’à dériver les équations pour le cisaillement.

La première concerne la contrainte de flambement en cisaillement dans le plan du panneau de dimension $L\* b$ et d’épaisseur d (voir la figure 5.41). L’élancement du panneau pour cet état limite est obtenu de la référence (6.12) et s’applique lorsque $L >b$:

$λ=\frac{0.8b}{d\sqrt{1+0.75\left(\frac{b}{L}\right)^{2}}}$ (6.102)

On fait appel à l’équation (5.8) pour le calcul de $\overbar{λ}$ et à l’équation (5.10) pour le calcul de $\overbar{F}$ pour une plaque (courbes 3 et 4 sur la figure 5.23). La contrainte Fsc est ensuite obtenue de l’équation (5.12) avec $\overbar{F}$ et $F\_{o}=F\_{sy}=0.6F\_{y}$. Il convient de rappeler que cette contrainte n’affecte que les tôles constituant la peau du panneau.

Par contre, comme pour la résistance en compression (voir l’équation 5.89), il faut diviser la résistance au flambement en cisaillement (Cs) par le facteur (${1+C\_{s}}/{G\_{c}db}$), afin de tenir compte de la flexibilité en cisaillement du noyau.

Tel que mentionné à la sous-section 5.10.4, le panneau développe des contraintes de cisaillement auxquelles doivent résister, à la fois, le noyau et la colle qui fait le lien entre la peau et le noyau lorsqu’il flambe sous l’effet des charges pondérées. La contrainte de cisaillement pondérée par unité de longueur, perpendiculaire à la peau, étant représentée par vf, et d étant la profondeur du panneau, la résistance pondérée requise en cisaillement ($τ\_{vr}$) est alors évaluée à l’aide de l’équation suivante :

$τ\_{vr}\geq \frac{V\_{f}}{d}$ (6.103)

# Poutres mixtes aluminium-béton (voir section 6.10, livre du Pr. Beaulieu)

## Diapositive 129, 130 et 131 :

**6.10 Poutres mixtes aluminium-béton**

Bien qu’à prime abord l’aluminium ne semble pas être aussi compatible avec le béton que peut l’être l’acier, on est parvenu avec succès à concevoir et à réaliser des structures de ponts mixtes comportant une dalle de béton généralement léger, des poutres et autres éléments structuraux en aluminium, et des connecteurs mécaniques, le plus souvent en alliage d’aluminium de même type que celui des poutres.

L’utilisation des poutres mixtes aluminium-béton est, pour le moment, limitée à la construction de ponts. Le tableau 6.2 (voir acétate 129) présente une liste des principaux ponts d’aluminium construit en Amérique du Nord entre les années 1946 et 1967.

On constate que la majorité de ces ponts sont des ponts mixtes aluminium-béton. La figure 6.35 (voir acétate 130) montre la section transversale du tablier de quelques-uns de ces ponts.

**Tableau 6.2 – Pont majeurs utilisant l’aluminium, en Amérique du Nord**

Plus tard, en France et en Italie, les tabliers de quelques vieux ponts suspendus ont été remplacés par des tabliers plus légers en aluminium et béton. La figure 6.36 (voir acétate 131) montre la nouvelle section transversale du tablier du pont de Groslée, de 174 m de portée, construit en 1912 sur le Rhône, en France. Il y a quelques décennies, le vieux tablier acier-bois a dû être remplacé par un tablier mixte aluminium-béton, lequel s’est avéré la solution la plus économique.

**Figure 6.35 – Section transversale de quelques ponts mixtes béton-aluminium construits aux États-Unis**

**Figure 6.36 – Section transversale du pont de Groslée, France**

La référence (6.1) ne fait aucunement mention des structures mixtes aluminium-béton puisque ce domaine est relativement nouveau, qu’il est encore en développement et, surtout, parce que cette norme ne s’applique pas directement aux ponts. Rappelons qu’il n’existe présentement pas de norme canadienne de calcul des ponts en aluminium. En Amérique, il faut se tourner du côté des États-Unis pour trouver une norme sur l’aluminium adapté aux ponts. La référence (6.34) présente quelques critères à respecter pour le calcul de poutres à section mixte béton-aluminium, mais c’est surtout la référence (6.35) qui présente les règles les plus complètes en Amérique pour le calcul des poutres et caissons mixtes.

## Diapositive 132 :

L’objectif visé par la présente section n’est pas de présenter des règles précises pour le calcul des poutres mixtes aluminium-béton, mais plutôt de souligner l’existence de ce type de construction et d’en présenter les principales caractéristiques. Les calculs s’apparentent à ceux des poutres mixtes acier-béton, mais possèdent plusieurs singularités dont il faut bien tenir compte. Ce qu’il faut surtout retenir, c’est le fait que ce type de construction n’a pas encore vraiment fait ses preuves et que, par conséquent, il nécessite encore beaucoup de recherche.

Dans la littérature, il existe peu d’information sur le sujet, à l’exception de quelques résultats de recherche publiés dans des comptes rendus de conférences ou des journaux spécialisés. L’ouvrage qui sert de référence principale, dans le cas présent, est la référence (6.3). On y présente sommairement l’état de la technologie et on commente, en assez grand détail, certains résultats d’essais effectués sur des poutres mixtes ainsi qu’un modèle de simulation numérique qui semble donner d’assez bons résultats, tel qu’en fait foi la figure 6.37 (voir acétate).

**Figure 6.37 – Échantillon des résultats expérimentaux et numériques présentés dans la référence**

## Diapositive 133, 134 et 135 :

Voici donc quelques-unes des principales caractéristiques des poutres mixtes aluminium-béton :

**Méthode de calcul**: La méthode de calcul élastique basée sur la section transformée est recommandée.

**Connecteurs de cisaillement**: Les connecteurs de cisaillement doivent être du même alliage que ceux de la poutre. Leurs caractéristiques de résistance doivent être démontrées par des essais en laboratoire. La figure 6.38 (voir acétate 133) montre quelques exemples de connecteurs utilisés dans les poutres mixtes aluminium-béton. Le concept illustré sur la figure 6.38d semble très prometteur puisqu’il élimine le soudage ou le boulonnage des connecteurs de cisaillement. La référence (6.3) souligne le grand potentiel et les nombreux avantages des liaisons collées par époxy, mais insiste sur les besoins en recherche de cette nouvelle technologie qui ouvrirait la porte à la préfabrication des éléments de béton et d’aluminium et à un assemblage des composantes grandement facilité sur le site.

**Figure 6.38 – Exemples de types de connecteurs de cisaillement utilisés dans les poutres mixtes béton-aluminium**

**Dilatation thermique** : Un des principaux problèmes qui caractérise les poutres mixtes béton-aluminium est le grand écart qui existe entre les coefficients de dilatation thermique des matériaux (voir le tableau 2,6) et l’influence que cela peut avoir sur le comportement global de la poutre. Toutefois, les concepteurs ne semblent pas avoir été importunés outre mesure par cette difficulté additionnelle. La référence (6.3) présente quelques résultats d’études qui démontrent, entre autres, l’influence favorable du couplage de l’effet thermique et du rapport des modules d’élasticité de l’aluminium et du béton (${E\_{a}}/{E\_{c}}$) sur le comportement général des poutres mixtes.

**Corrosion galvanique** : L’aluminium en contact avec le béton doit être protégé convenablement pour éviter tout problème de corrosion galvanique qui risquerait d’affecter les composantes métalliques (voir la section 2.14). Il existe plusieurs techniques reconnues pour protéger le métal (voir la section 2.7 et la sous-section 2.14.21). Entre autres, il est recommandé d’utiliser de l’acier d’armature recouvert d’époxy, de peindre les surfaces en contact (les connecteurs en particulier) et de bien spécifier dans le devis, d’éviter les chlorures dans le béton.

**Soudage** : Il faut tenir compte des réductions de capacité induites par le soudage de l’aluminium (voir le chapitre IV).

**Rapport** ${E\_{a}}/{E\_{c}}$ : Le rapport peu élevé des modules d’élasticité ${E\_{a}}/{E\_{c}}$, pour l’aluminium, comparé à celui de l’acier, influence grandement le comportement de la poutre mixte; positivement, à l’occasion, comme on l’a vu plus tôt, mais aussi négativement.

**Action composite partielle** : L’hypothèse que les sections planes restent planes en flexion n’est pas toujours vérifiée. Elle est grandement fonction de la rigidité relative des connecteurs.

Pour conclure, on constate que les poutres mixtes aluminium-béton constituent un champ très intéressant de recherche pour les années à venir.

1. Les Presses de l’Aluminium PRAL, *Calcul des charpentes d’aluminium*, Denis Beaulieu, pp235-276 [↑](#footnote-ref-1)
2. Les Presses de l’Aluminium PRAL, *Calcul des charpentes d’aluminium*, Denis Beaulieu, pp277-386 [↑](#footnote-ref-2)
3. Les Presses de l’Aluminium PRAL, *Calcul des charpentes d’aluminium*, Denis Beaulieu, p495 [↑](#footnote-ref-3)
4. Les Presses de l’Aluminium PRAL, *Calcul des charpentes d’aluminium*, Denis Beaulieu, p495 [↑](#footnote-ref-4)
5. Les Presses de l’Aluminium PRAL, *Calcul des charpentes d’aluminium*, Denis Beaulieu, p311 [↑](#footnote-ref-5)
6. Les Presses de l’Aluminium PRAL, *Calcul des charpentes d’aluminium*, Denis Beaulieu, p311 [↑](#footnote-ref-6)
7. Les Presses de l’Aluminium PRAL, *Calcul des charpentes d’aluminium*, Denis Beaulieu, p310 [↑](#footnote-ref-7)
8. Les Presses de l’Aluminium PRAL, *Calcul des charpentes d’aluminium*, Denis Beaulieu, p251 [↑](#footnote-ref-8)
9. Les Presses de l’Aluminium PRAL, *Calcul des charpentes d’aluminium*, Denis Beaulieu, p261 [↑](#footnote-ref-9)
10. Les Presses de l’Aluminium PRAL, *Calcul des charpentes d’aluminium,* Denis Beaulieu, p311 [↑](#footnote-ref-10)
11. Les Presses de l’Aluminium PRAL, *Calcul des charpentes d’aluminium,* Denis Beaulieu, p324 [↑](#footnote-ref-11)
12. Les Presses de l’Aluminium PRAL, *Calcul des charpentes d’aluminium,* Denis Beaulieu, p399 [↑](#footnote-ref-12)
13. Les Presses de l’Aluminium PRAL, *Calcul des charpentes d’aluminium,* Denis Beaulieu, p311 [↑](#footnote-ref-13)
14. Les Presses de l’Aluminium PRAL, *Calcul des charpentes d’aluminium,* Denis Beaulieu, p308 [↑](#footnote-ref-14)
15. Les Presses de l’Aluminium PRAL, *Calcul des charpentes d’aluminium,* Denis Beaulieu, p212 [↑](#footnote-ref-15)
16. Les Presses de l’Aluminium PRAL, *Calcul des charpentes d’aluminium,* Denis Beaulieu, p495 [↑](#footnote-ref-16)
17. Les Presses de l’Aluminium PRAL, *Calcul des charpentes d’aluminium,* Denis Beaulieu, p496 [↑](#footnote-ref-17)
18. Les Presses de l’Aluminium PRAL, *Calcul des charpentes d’aluminium,* Denis Beaulieu, p496 [↑](#footnote-ref-18)
19. Les Presses de l’Aluminium PRAL, *Calcul des charpentes d’aluminium,* Denis Beaulieu, pp495-496 [↑](#footnote-ref-19)
20. Les Presses de l’Aluminium PRAL, *Calcul des charpentes d’aluminium,* Denis Beaulieu, p468 [↑](#footnote-ref-20)
21. Les Presses de l’Aluminium PRAL, *Calcul des charpentes d’aluminium,* Denis Beaulieu, p429 [↑](#footnote-ref-21)
22. Les Presses de l’Aluminium PRAL, *Calcul des charpentes d’aluminium,* Denis Beaulieu, p76 [↑](#footnote-ref-22)
23. Les Presses de l’Aluminium PRAL, *Calcul des charpentes d’aluminium,* Denis Beaulieu, p431 [↑](#footnote-ref-23)
24. Les Presses de l’Aluminium PRAL, *Calcul des charpentes d’aluminium,* Denis Beaulieu, p488 [↑](#footnote-ref-24)
25. Les Presses de l’Aluminium PRAL, *Calcul des charpentes d’aluminium,* Denis Beaulieu, p480 [↑](#footnote-ref-25)
26. Les Presses de l’Aluminium PRAL, *Calcul des charpentes d’aluminium,* Denis Beaulieu, p408 [↑](#footnote-ref-26)
27. Les Presses de l’Aluminium PRAL, *Calcul des charpentes d’aluminium,* Denis Beaulieu, p446 [↑](#footnote-ref-27)
28. Les Presses de l’Aluminium PRAL, *Calcul des charpentes d’aluminium,* Denis Beaulieu, p471 [↑](#footnote-ref-28)
29. Les Presses de l’Aluminium PRAL, *Calcul des charpentes d’aluminium,* Denis Beaulieu, p485 [↑](#footnote-ref-29)