

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Ahmad Zabana de Relizane  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie Civil et Travaux Publics



# Cours Constructions Métalliques II (Phénomènes d'Instabilité)

---

Présenté pour les étudiants de 3 Licence GC

Elaboré par : Dr ABDELHAK Zohra

Mai 2026

*Le succès n'est pas final,  
L'échec n'est pas fatal,  
C'est le courage de continuer qui compte.*

*Winston Churchill*

## *Table des Matières*

---

Tables de la matière.....	i
Liste des figures.....	ii
Liste des tableaux.....	iii
Avant-Propos.....	iv
Introduction Générale.....	02

### **Chapitre 01 : Phénomènes d'Instabilité Elastiques**

1.1 Introduction.....	05
1.2 Origines des phénomènes .....	06
1.2.1 Le flambement.....	07
1.2.2 Le déversement.....	07
1.2.3 Le voilement .....	08
1.3 Notions de sécurité.....	09
1.3.1 La conception.....	10
1.3.2 La fabrication des éléments.....	10
1.3.3 La transformation des pièces.....	10
1.3.4 Le montage sur site.....	11
1.3.5 L'exploitation par le maître d'ouvrage peut s'avérer néfaste .....	11
1.3.7 Etats limites.....	12
1.3.7 Classification des sections transversales.....	13
1.3.8 Caractéristiques des sections transversales.....	17

### **Chapitre 02 : Calcul des pièces sollicitées en compression simple**

2.1 Introduction.....	20
2.2 Flambement simple d'Euler.....	22
2.3 Aspects réglementaires du flambement simple.....	25
2.4 Applications.....	30
2.4.1 Application 01.....	30
2.4.2 Application 02.....	32
2.4.3 Application 03.....	34
2.4.4 Application 04.....	36

### **Chapitre 03 : Calcul des pièces sollicitées en flambement composée**

3.1 Introduction .....	38
3.2 Aspects réglementaires du flambement avec flexion.....	39
3.2.1 Sections de classe 1 et 2.....	39
3.2.2 Sections de classe 3.....	42
3.2.3 Sections de classe 4.....	42
3.3 Flambement des éléments triangulé.....	43
3.3.1 Longueur de flambement.....	43
3.3.2 Moments d'inertie.....	43
3.4 Applications.....	43
3.4.1 Application 01.....	43
3.4.2 Application 02.....	45

### **Chapitre 04 : Déversement des pièces métalliques**

4.1 Introduction.....	49
4.2 Paramètres influençant le déversement .....	52
4.2.1 Forme de la section.....	52
4.2.2 Conditions d'appuis retenues.....	52
4.3 Théorie linéaires de déversement élastique.....	53
4.3.1 Principe de déversement.....	53

## *Table des matières*

4.3.2	Déversement d'une poutre simple en flexion pure.....	54
4.4	Aspect réglementaire du déversement.....	55
4.4.1	Vérification de déversement des poutres selon l'E3 .....	56
4.4.2	Cas particulier de pièces fléchies comprimées.....	64
4.4.3	Vérification de la stabilité au déversement en flexion déviée.....	65
4.5	Applications .....	66
	<b>Conclusion Générale</b> .....	70
	<b>Bibliographie</b> .....	73
	<b>Annexe</b> .....	75

## Liste des figures

---

<b>Chapitre 01 : Phénomènes d'instabilité</b>		
Figure 1.01	Comportement d'une tige d'acier soumise à des efforts de compression croissants.....	07
Figure 1.02	Déversement des poutres .....	08
Figure 1.03	Sections stabilisées au déversement.....	08
Figure 1.04	Le voilement des plaques et des âmes.....	09
Figure 1.05	Renforcement d'une âme par des raidisseurs pour empêcher le voilement.....	09
Figure 1.06	Courbe de comportement des Sections transversales de classe 1.....	13
Figure 1.07	Courbe de comportement des Sections transversales de classe 2.....	14
Figure 1.08	Courbe de comportement des Sections transversales de classe 3.....	14
Figure 1.09	Courbe de comportement des Sections transversales de classe 4.....	15
<b>Chapitre 02 : Calcul des pièces sollicitées en compression simple</b>		
Figure 2.01	Phénomène de flambage .....	20
Figure 2.02	Mode de flambement.....	22
Figure 2.03	Valeurs de la longueur libre de flambement pour diverses situations .....	24
Figure 2.04	Variation de la contrainte d'Euler en fonction de l'élançement et de type hyperbolique      Fonctionnement      d'un      boulons HR.....	25
Figure 2.05	Courbes d'imperfections des profils dans le C.C.M.97.....	27
<b>Chapitre 03 : Calcul des pièces sollicitées en flambement composé</b>		
Figure 3.01	Elément comprimé et fléchi.....	38
Figure 3.02	Poteau soumis à la compression avec flexion .....	39
<b>Chapitre 04 : Déversement des pièces métalliques</b>		
Figure 4.01	Déversement d'une poutre en console élancée.....	50
Figure 4.02	Poutre sous un plancher en béton .....	51
Figure 4.03	Poutre sous une Tôle nervurée .....	51
Figure 4.04	Poutre tenues latéralement par des pannes et des bracons.....	51
Figure 4.05	Influence du point d'application de la charge sur le déversement d'une poutre.....	52
Figure 4.06	Comportement d'un élément fléchi.....	53
Figure 4.07	Translation et rotation d'une section d'un élément de poutre sujet au déversement.....	54
Figure 4.08	Moments d'extrémités et charge uniformément répartie – Coefficient $C_1$	62
Figure 4.09	Moments d'extrémités et charge uniformément répartie – Coefficient $C_1$	63

**Chapitre 01 : Phénomènes d'instabilité élastiques**

Tableau 1.01	Rapports largeur-épaisseur maximaux pour les parois comprimées (parois comprimées internes).....	16
Tableau 1.02	Rapports largeur-épaisseur maximaux pour les parois comprimées (semelles en console).....	17

**Chapitre 02 : Calcul des pièces sollicitées en compression simple**

Tableau 2.01	Différentes configurations pour le calcul de la longueur libre.....	23
Tableau 2.02	Facteur d'imperfection $\alpha$ .....	27
Tableau 2.03	Choix de la courbe de flambement selon les sections transversales.....	28

**Chapitre 03 : Calcul des pièces sollicitées en flambement composé**

Tableau 3.01	Facteurs de moment uniforme équivalent.....	41
--------------	---	----

**Chapitre 04 : Déversement des pièces métalliques**

Tableau 4.01	Valeurs de $C_1$ , $C_2$ et $C_3$ dans le cas de moments d'extrémités.....	60
Tableau 4.02	Valeurs de $C_1$ , $C_2$ et $C_3$ dans le cas de chargements transversales.....	61

**Annexe**

Tableau A.01	Caractéristiques des profils H européens HEA.....	75
Tableau A.02	Caractéristiques des profils I européens IPE.....	76

## *Avant-propos*

---

Ce polycopié extrait de cours de constructions métalliques enseigné au département de Génie Civil et Travaux Publics de l'université Ahmad Zabana de Relizane, ce travail constitue un support d'initiation et de familiarisation avec le vocabulaire et les techniques de calcul dans cette discipline, est destiné aux étudiants de troisième année licence en Génie Civil ayant les constructions métalliques dans leur programme d'études, désireux d'acquérir les bases de calcul pratiquées dans le domaine des constructions métalliques.

Les méthodes données dans ce polycopié sont basées sur les règles Algériennes de calcul des ouvrages en acier le CCM97 ainsi que sur l'Eurocode 3.

Le premier chapitre de ce fascicule est consacré aux phénomènes d'instabilité élastiques, tel que le flambement, le déversement et le voilement.

Le deuxième est consacré aux éléments flambés sollicités à la compression simple.

Le troisième chapitre est consacré aux pièces sollicitées en flambement composé.

Enfin une quatrième partie est consacrée à la vérification de la résistance et la stabilité des pièces fléchies susceptibles au déversement.

On achève ce document par une conclusion générale, une annexe et une liste des références bibliographiques.

# Introduction



## *Introduction Générale*

---

Dans le domaine du génie civil, les structures métalliques sont largement utilisées dans la réalisation des bâtiments, des ponts et des ouvrages industriels en raison de leurs excellentes propriétés mécaniques, notamment leur résistance élevée, leur ductilité et leur légèreté. Toutefois, malgré ces avantages, les éléments métalliques élancés peuvent être sensibles à des phénomènes d'instabilité qui peuvent entraîner une perte de capacité portante avant même que la résistance du matériau ne soit atteinte.

L'un des phénomènes d'instabilité les plus importants dans les structures métalliques est le **flambement**, qui apparaît généralement dans les éléments soumis à des efforts de compression. Ce phénomène correspond à une perte de stabilité de l'équilibre initial de l'élément, se traduisant par une déformation latérale brusque lorsque la charge critique est atteinte. Le flambement dépend de plusieurs paramètres, notamment la longueur de la pièce, les conditions d'appui, les caractéristiques géométriques de la section et les propriétés mécaniques du matériau.

Selon la nature du chargement appliqué, différents types de flambement peuvent être observés. Le **flambement simple** concerne principalement les barres comprimées soumises à un effort axial centré. Lorsque l'élément est soumis simultanément à une compression et à un moment fléchissant, le phénomène devient plus complexe et conduit à ce que l'on appelle le **flambement composé**, résultant de l'interaction entre les effets de compression et de flexion.

Outre ces phénomènes, les poutres métalliques élancées soumises à la flexion peuvent également être affectées par un autre mode d'instabilité

appelé **déversement**. Ce phénomène se caractérise par un déplacement latéral de la poutre accompagné d'une rotation de la section autour de son axe longitudinal, ce qui correspond à un flambement latéral-torsionnel. Le déversement peut réduire considérablement la résistance en flexion des poutres si aucune disposition constructive ou vérification de stabilité n'est prise en compte lors du dimensionnement.

La maîtrise de ces phénomènes d'instabilité constitue donc un aspect fondamental dans la conception et le dimensionnement des structures métalliques. Une compréhension approfondie de leurs mécanismes permet d'anticiper les modes de ruine potentiels et d'adopter des solutions de conception appropriées afin de garantir la sécurité et la fiabilité des ouvrages.

# Phénomènes d'instabilité élastiques



# *Chapitre 01*

## *Phénomènes d'instabilité élastiques*

---

### **1.1 Introduction**

Lors de chaque projet de construction, les buts à atteindre sont de fournir un ouvrage qui répond aux attentes des utilisateurs et de garantir un niveau de sécurité adéquat.

En comparaison avec les structures en béton, les constructions métalliques présentent de nombreux avantages mais, exigent qu'une attention toute particulière soit portée sur certains points en particulier :

- Les assemblages (boulonnage, soudage) pour se protéger contre le risque de rupture inattendue ;
- Les phénomènes d'instabilité élastique (flambement, déversement, voilement) qui augmentent de manière très importante les contraintes dans les pièces.

## 1.2 Origine des phénomènes

Le calcul d'une structure exige que sous toutes les combinaisons d'actions possibles définies réglementairement la stabilité soit assurée.

Tant globalement au niveau de la structure qu'individuellement au niveau de chaque élément. Les actions développent diverses sollicitations qui génèrent des contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments. Afin de garantir le degré de sécurité souhaité de vérifier que les contraintes et les déformations restent en dessous des limites admissibles.

Deux cas de figures se présentent :

### a) Le cas petits déformations :

Tant que l'on reste dans ce domaine des petites déformations on admet que les sollicitations ne varient pas (ou varie peu) sous l'effet des déformations, ce qui conduit simplement à vérifier que les contraintes restent inférieures à la contrainte admissible.

### b) Le cas de grandes déformations :

Dans ce cas, les déformations modifient considérablement les sollicitations qui les ont initiées et nécessitent des calculs spécifiques.

L'apparition de déformations importantes dans certaines pièces peut survenir :

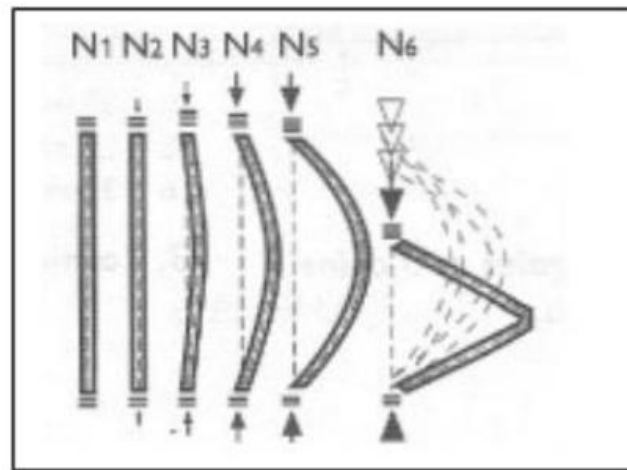
- Dans le domaine élastique, lorsque la corrélation linéaire (Effort/Déformations) n'est plus vérifiée, les déformations augmentent plus vite que les efforts appliqués.
- Dans le domaine élasto-plastique, lorsqu'il y'a écoulement plastique.

Les grandes déformations affectent les zones comprimées des pièces qui peuvent présenter trois types de comportements caractéristique, dénommés phénomènes d'instabilité qui sont :

### 1.2.1 Le Flambement :

Qui affecte les barres simplement comprimées (Flambement simple) ou comprimées et fléchies (Flambement en flexion composée).

La figure permet de suivre jusqu'au point de rupture, le comportement d'une tige d'acier soumise à des efforts de compression croissants ( $N_1$ ,  $N_2$ ,  $N_3$ ,  $N_4$ ,  $N_5$ ). Sous l'action de la force  $N_5$  le flambement s'effondre. A cause de ces risques d'effondrement, il est indispensable de vérifier l'état des éléments comprimés d'une structure métallique.



**Figure (1.1)** Comportement d'une tige d'acier soumise à des efforts de compression croissants

En pratique, la solution la plus courante pour éviter ce phénomène consiste à limiter la longueur de l'élément susceptible de flamber, en disposant des pièces transverses ou lisses horizontales, qui vont bloquer des déplacements latéraux.

### 1.2.2 Le déversement :

Ce phénomène d'instabilité (déversement) se produit lorsqu'une poutre fléchie transversale présente une faible inertie à la flexion transversale et à la torsion.

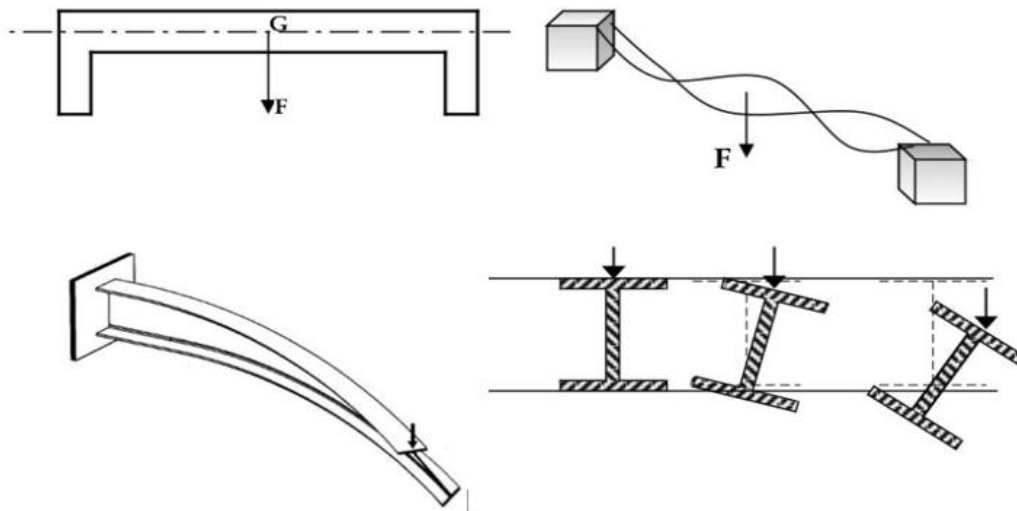


Figure (1.2) Déversement des poutres

Pour s'opposer au déversement d'une poutre, les dispositifs les plus couramment employées consistent à augmenter l'inertie transversale de la membrure comprimée en élargissant la semelle (fig 1.3.a) en la bordant par des cornières (fig 1.3.b) ou en la constituant par une poutrelle horizontale (fig 1.3.c)

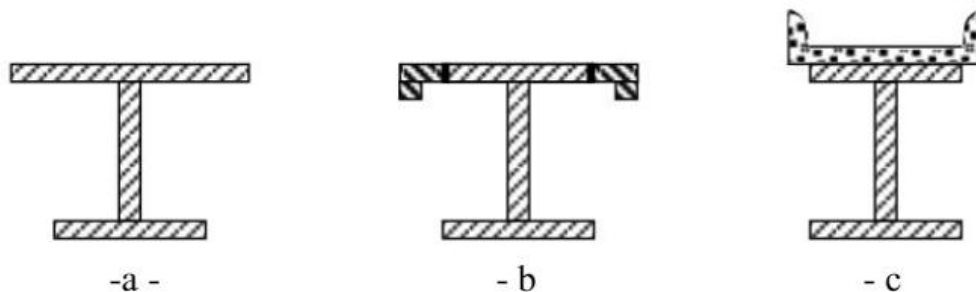
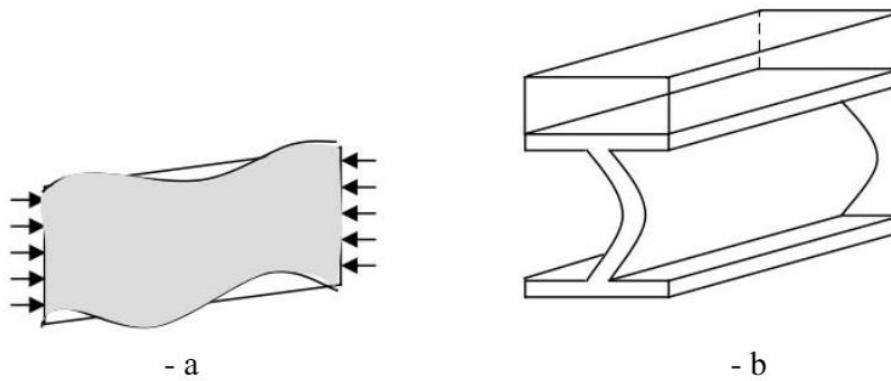


Figure (1.3) Sections stabilisées au déversement

### 1.2.3 Le voilement :

Lorsqu'une plaque est soumise à un effort de compression sur ses cotés parallèles ; elle peut subir des ondulations, déformations transversales (fig 1.4 a) : c'est *le voilement*.

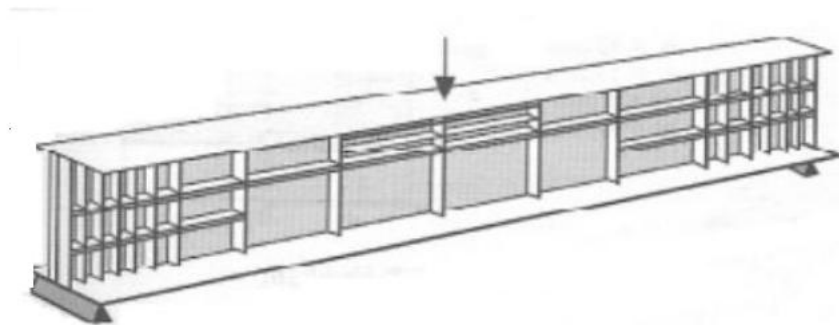
Les âmes des poutres peuvent également se voiler en compression ou en cisaillement (fig 1.4 b)



**Figure (1.4)** *Le voilement des plaques et des âmes*

Pour éviter le voilement des âmes des poutres, deux moyens sont possibles :

- Soit augmenter l'épaisseur de l'âme ;
- Soit disposer des raidisseurs d'âme, longitudinalement (dans la partie de forte flexion) et en les croisant transversalement et longitudinalement dans la partie des appuis (là où l'effort tranchant est maximal).



**Figure (1.5)** *Renforcement d'une âme par des raidisseurs pour empêcher le voilement*

L'étude des phénomènes d'instabilité élastique est particulièrement importante en construction métallique, car ils sont très fréquents du fait de l'utilisation des éléments minces et de grand élancement.

### 1.3 Notions de sécurité :

Le calcul des structures repose sur beaucoup d'hypothèses théoriques, mathématiques ou physiques. Ces hypothèses diffèrent de la réalité. Cette

différence tient son origine au nombre impressionnant d'imprécisions, d'imperfections et d'erreurs qui affectent l'ensemble des phases de la construction. Depuis la conception, le calcul, la fabrication, le montage et l'utilisation de ces structures.

Ces d'imprécisions, d'imperfections et d'erreurs ont un caractère très variable et parfaitement aléatoire. Ces imprécisions, imperfections et erreurs affectent principalement :

### **1.3.1 La Conception**

- Sous-estimation des charges (permanentes et variables).
- Conditions de noeuds ou d'appuis erronées (Articulation, encastrement, ...).
- Assemblage mal conçu (Les notions de rigidité et de capacité de rotation sont mal perçues).
- Effets de dilatation non pris en compte.
- Déformations excessives.

### **1.3.2 La fabrication des éléments**

- La limite élastique  $f_y$  d'un acier n'est pas précisément déterminée.
- Les contraintes résiduelles de laminage, mal connues, altèrent les calculs des contraintes résultantes.
- Le module d'élasticité de l'acier  $E$  n'est pas constant dans une section.
- L'acier n'est pas parfaitement élastique, homogène et isotrope.
- Les tolérances de laminage sont importantes. Elles perturbent les calculs d'inerties et de contraintes de 15%, très facilement

### **1.3.3 La transformation des pièces**

Le travail des pièces en usine induisent beaucoup d'erreurs du fait des erreurs dans les plans d'exécution, ou en atelier, d'oubli des pièces secondaires

(raidisseurs, etc), d'exécution erronée (diamètres de perçage plus importants, etc), soudures défectueuses, etc.

#### **1.3.4 Le montage sur site**

- Les modes de calculs prennent en compte les structures en phase définitive, et rarement en phase de montage, ce qui peut conduire à des problèmes divers : déversement de poutres aux levages, effondrement du fait de contreventements provisoires oubliés...
- Serrage de boulons incorrect (notamment de boulons HR), diamètre et nuance d'acier des boulons non conformes, coefficient de frottement des platines  $\mu$  insuffisant, etc

#### **1.3.5 L'exploitation par le maître d'ouvrage peut s'avérer néfaste**

- Modification de destination des locaux, d'où charges bien supérieures sur les planchers,
- Adjonction de charges initialement non prévues : palans, etc.
- Absence de maintenance et d'entretien (corrosion des aciers, oxydation, perte de section résistance).

Considérant enfin, contrairement aux hypothèses de la R.D.M., que les charges ne sont jamais centrées, que les poteaux ne sont que rarement verticaux, que les poutres sont également rarement rectilignes, que les sollicitations ne sont pas nécessairement confinées dans les plans principaux d'inertie, nous pouvons être certains, que pendant sa durée de vie, un ouvrage sera soumis à des sollicitations supérieures à celles prises en compte dans les calculs.

De ce fait, pour assurer la sécurité d'une construction, deux démarches sont possibles :

- la première, qui est un calcul aux « contraintes admissibles », dans lequel il s'agit de vérifier que la contrainte en service reste inférieure à une fraction de la contrainte ultime du matériau.

Il s'agit d'une méthode de calcul de type « Déterministe », qui suppose les paramètres de calculs connus, donc non aléatoires.

- la seconde, qui est un calcul aux « états-limites », dans lequel il faut vérifier que la contrainte en service, majorée (ou pondérée), reste inférieure à la contrainte ultime du matériau.

Il s'agit cette fois d'une méthode de calcul de type « probabiliste », qui introduit des coefficients de pondération variables, donc aléatoires.

Il semble, que la tendance actuelle et à venir des règlements et normes en cours d'élaboration, aille vers des méthodes de calculs « semi- probabilistes », ce qui est le cas pour l'Eurocode 3.

### 1.3.6 Etats limites

Un état-limite est un état particulier, au-delà duquel une structure ne satisfait plus aux exigences pour lesquelles elle a été conçue et dimensionnée.

On distingue deux types d'états-limites :

- *L'état- limite de Service* (E.L.S.), qui correspond à l'utilisation courante et quotidienne de l'ouvrage et qui limite la déformation de la structure, afin d'éviter des désordres secondaires et garantir la pérennité de l'ouvrage (limitation des flèches, de la fissuration ...)
- *L'état-limite ultime* (E.L.U.), qui correspond à un cas de charge exceptionnel, ultime (par exemple : neige trentenaire, crue centenaire...), pour lequel la stabilité de l'ouvrage doit être garantie, bien qu'étant à la limite de la ruine. Un E.L.U. est atteint lorsque l'on constate :

- Une perte d'équilibre ;
- Une instabilité de forme ;
- Une rupture d'élément ;
- Une déformation plastique exagérée, etc.

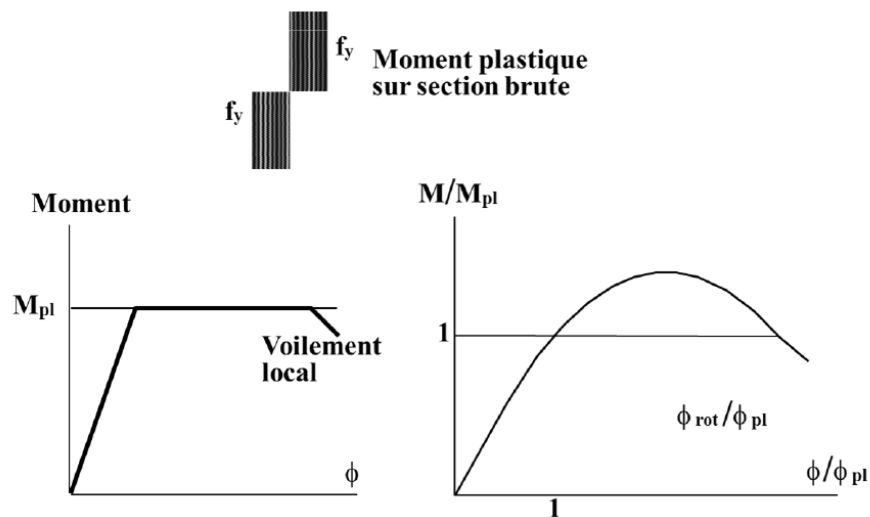
### 1.3.7 Classification des sections transversales :

L'Eurocode 3 a instauré une classification des sections transversales, en fonction de critères divers :

- Élancement des parois.
- Résistance de calcul.
- Capacité de rotation plastique.
- Risque de voilement local...etc.

Quatre classes de sections ont été définies, allant de la section 1 (la plus performante) à la section 4 (la plus fragile), soit :

- **Classe 1** : sections transversales pouvant atteindre leur résistance plastique, sans risque de voilement locale, et possédant une capacité de rotation importante pour former une rotule plastique.



**Figure (1.6)** Courbe de comportement des Sections transversales de classe 1

• **Classe 2** : sections transversales pouvant atteindre leur résistance plastique, sans risque de voilement local, mais avec une capacité de rotation limitée.

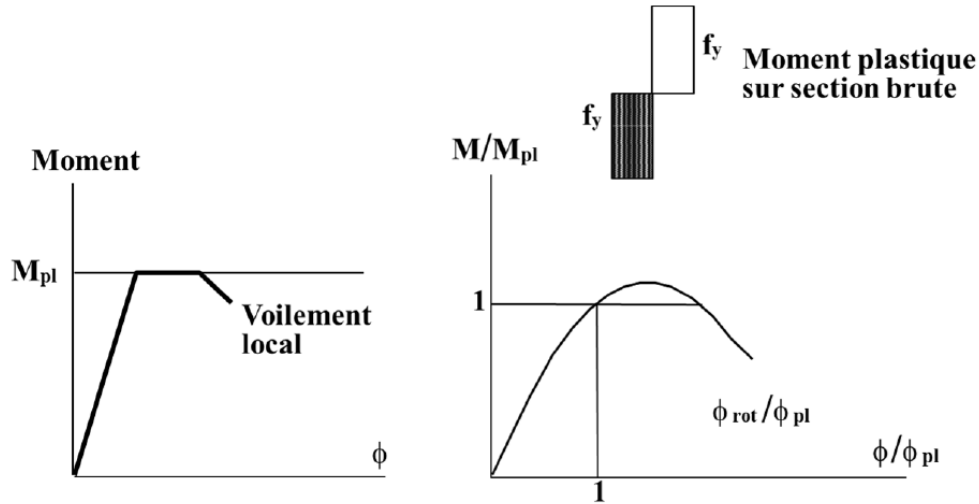


Figure (1.7) Courbe de comportement des Sections transversales de classe 2

• **Classe 3** : sections transversales pouvant atteindre leur résistance élastique en fibre extrême, mais non leur résistance plastique, du fait des risques de voilement local.

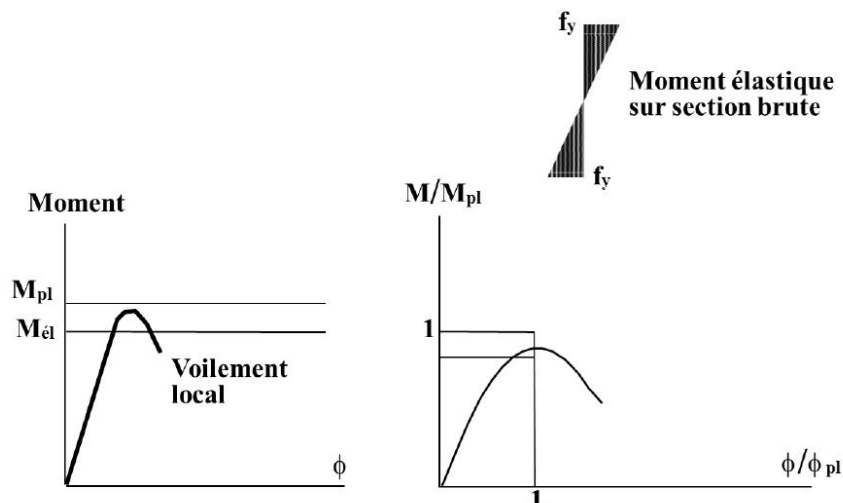
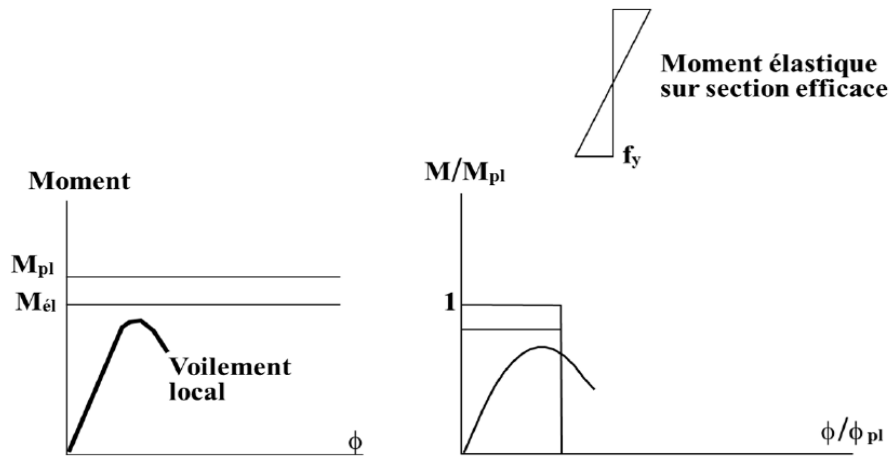


Figure (1.8) Courbe de comportement des Sections transversales de classe 3

• **Classe 4** : sections transversales ne pouvant atteindre leur résistance élastique, du fait des risques de voilement local.



**Figure (1.9)** Courbe de comportement des Sections transversales de classe 4

Les différentes parois comprimées d'une section transversale (âme ou semelle) sont souvent de classes différentes.

La classe de la section sera, en ce cas, la classe la plus haute (la plus défavorable).

La détermination de la classe d'une section permet de choisir la méthode de calculs (analyse plastique ou élastique).

La classification peut être établie en fonction des élancements limites des parois.

Les tableaux 1.1 et 1.2 de l'eurocode 3, qui suivent, définissent les classes 1, 2 et 3.

Les parois présentant un élancement supérieur à l'élancement limite de la classe 3 sont naturellement de classe 4.

Tableau (1.1) *Rapports largeur-épaisseur maximaux pour les parois comprimées (parois comprimées internes)*

Parois comprimées internes						
				Axe de flexion		
Classe	Paroi fléchie	Paroi comprimée	Paroi fléchie et comprimée			
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	lorsque $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ lorsque $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	lorsque $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ lorsque $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	lorsque $\psi > -1$ : $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ lorsque $\psi \leq -1^{(1)}$ : $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355	420	460
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Tableau (1.2) *Rapports largeur-épaisseur maximaux pour les parois comprimées (semelles en console)*

Semelles en console						
		Sections laminées		Sections soudées		
Classe	Paroi comprimée	Paroi fléchie et comprimée				
		Extrémité comprimée		Extrémité tendue		
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
3	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$				
Pour $k_\sigma$ , voir l'EN 1993-1-5						
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355	420	460
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

### 1.3.8 Caractéristiques des sections transversales

#### 1 / Section Brute

Les caractéristiques de la section brute sont déterminées en utilisant la dimension nominale sans déduction des trous éventuels.

#### 2 / Aire Nette

L'aire nette  $A_{net}$  d'une section transversale est égale à son aire brute diminuée des aires des trous.

#### 3/ Facteurs Partiels De Sécurité

Les résistances de calcul sont affectées d'un facteur partiel de sécurité  $\gamma_M$  dont les valeurs sont les suivantes :

#### a/ Calcul Des Sections Transversales

- Sections brute de classe 1,2 ou 3 :  $\gamma_{M0} = 1$  (ou 1.1 s'il s'agit d'aciers non agréés)

- Sections brutes de classe 4 :  $\gamma_{M1} = 1,1$
- Section nettes au droit des trous :  $\gamma_{M2} = 1,25$

***b / Calcul Des Pièces à l'instabilité Elastique***

- Flambement
- Déversement  $\gamma_{M1} = 1,1$
- Voilement

***c / Calcul Des Assemblages***

- Assemblages par boulons non précontraints :
  - Sollicités au cisaillement :  $\gamma_{MB} = 1,25$
  - Sollicités à la traction :  $\gamma_{MB} = 1,50$
- Assemblages par boulons précontraints :
  - à l'E.L.U :  
Trous à la tolérance normale :  $\gamma_{MS} = 1,25$   
Trous oblongs :  $\gamma_{MS} = 1,40$
  - à l'E.L.S :  
Trous à la tolérance normale :  $\gamma_{MS} = 1,10$
- Assemblages par soudures :
  - acier S.235 :  $\gamma_{MW} = 1,25$  ;
  - acier S.275 :  $\gamma_{MW} = 1,30$  ;
  - acier S.355 :  $\gamma_{MW} = 1,35$ .

## Calcul des pièces sollicitées en compression simple



# Chapitre 2. Calcul des Pièces sollicitées en Compression Simple

---

## 2.1 Introduction

Les déformations dues à la compression ne jouent pas toujours un rôle déterminant sur les éléments de structure verticaux. En revanche, un phénomène d'instabilité appelé flambement apparaît à partir d'une certaine charge et en fonction du rapport existant entre la section et la hauteur de l'élément considéré. Le flambement est une forme d'instabilité propre aux éléments comprimés élancés tel que les poteaux, colonnes et barres comprimées.

Le flambement simple est une déformation de flexion latérale due à la géométrie de la barre : la longueur est importante devant l'une des dimensions de la section. La déformée de flambement s'inscrit dans le plan de flambement qui est orthogonal à l'axe d'inertie la plus faible.

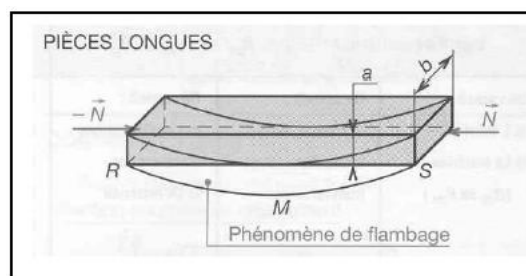
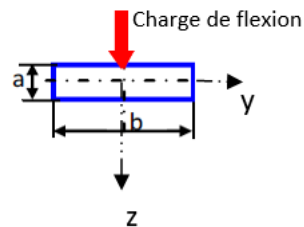


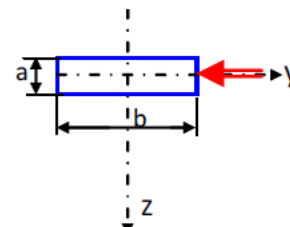
Figure (2.1) *Phénomène de flambage*

Le flambage élastique se manifeste pour des contraintes de compression faibles et le comportement du matériau reste élastique. Le flambement simple est dû à une action normale de compression. Le flambement avec flexion est le résultat de l'application d'un effort normal de compression et d'un moment fléchissant. On distingue deux cas :

- Déformée de flambement et déformée de flexion s'ajoutent (elles sont dans le même plan) ;
- Déformée de flambement et la déformée de flexion sont deux plans orthogonaux.



Cas 1 : flambement et flexion  
dans un même plan



Cas 2 : flambement dans un  
plan et flexion dans l'autre  
plan

Il serait indispensable de déterminer la charge critique de flambement dans ces cas de chargement. La charge critique dépend du matériau, de l'élançement de la pièce et des conditions de liaisons aux extrémités. En effet, Euler a étudié le flambement des barres élancées et il a montré qu'il y'a plusieurs modes de flambement.

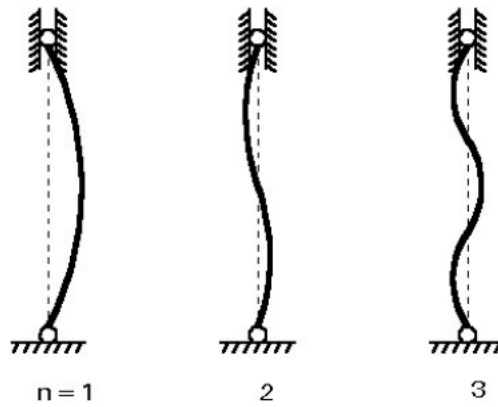


Figure (2.2) Mode de flambement

### 2.2 Flambement simple d'Euler

Le flambement simple affecte les pièces soumises à la compression simple. Son étude est due à EULER. Sa théorie est fondée sur une poutre bi-articulée à ses extrémités, soumise à un effort. Lorsque N croît, à partir de 0, l'état d'équilibre rectal évolue vers un état curviligne fléchi. D'après la loi fondamentale de la flexion, issue de la résistance des matériaux, le moment fléchissant s'écrit :

$$M = -EI \frac{d^2y}{dz^2}$$

Or :  $M = N \cdot y$

Donc :  $EI \frac{d^2y}{dz^2} + N \cdot y$

On posant :  $\alpha = \sqrt{\frac{N}{EI}} \rightarrow \alpha^2 = \frac{N}{EI}$

On obtient l'équation :  $\frac{\alpha^2 y}{dz^2} + \alpha^2 y = 0 \dots \dots \dots (1)$

Equilibre différentielles de second ordre, dont la solution générale est :

$$y = A \sin \alpha z + B \cos \alpha z$$

La résolution de l'équation selon les conditions aux limites :

- Pour :  $z=0 \rightarrow y(0) = 0, \quad B = 0$
- Pour :  $z=l_0 \rightarrow y(l_0) = 0, \quad A \sin \alpha l_0 = 0$   
 $A \sin \alpha l_0 = 0 \rightarrow \alpha l_0 = k \cdot \pi$

Alors : 
$$\alpha = \frac{k \cdot \pi}{l_0}$$

D'où : 
$$N = \frac{k^2 \pi^2 \cdot E \cdot I}{l_0^2}$$

Si :  $k=0$ , alors  $N=0$ , donc pas de déformation et la poutre reste rectiligne, donc au minimum  $k=1$  ce qui conduit à une valeur minimale de  $N_k$  (c'est la charge critique d'Euler  $N_{cr}$ )

$$N_{cr} = F_c = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2}$$

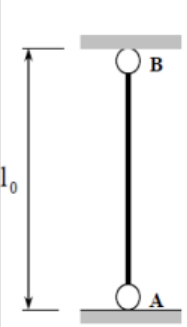
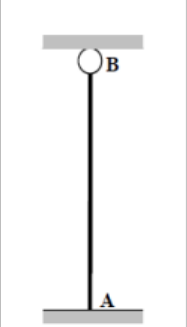
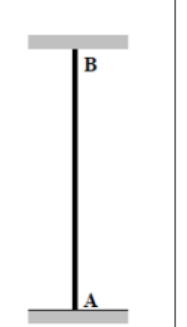

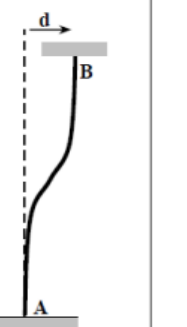
$F_c (N_{cr})$  : force critique qui produit l'instabilité.

$E$  : module d'élasticité longitudinale, caractéristique du matériau.

$I$  : moment d'inertie minimal de la section de la pièce.

$L_{cr} (L_f)$  : longueur libre de flambement dépendant de la longueur réelle de la pièce et du mode de fixation des extrémités. C'est la longueur sur laquelle se produit le flambement.

Tableau (2.1) Différentes configurations pour le calcul de la longueur libre

Longueur de flambement $l_f$ en fonction des liaisons aux appuis			Déplacement de B en tête de poteau	
A et B sont sur la même verticale				
				
$l_f = l_0$	$l_f = \frac{\sqrt{2}}{2} l_0$	$l_f = \frac{l_0}{2}$	$l_f = 2 l_0$	$l_f = l_0$

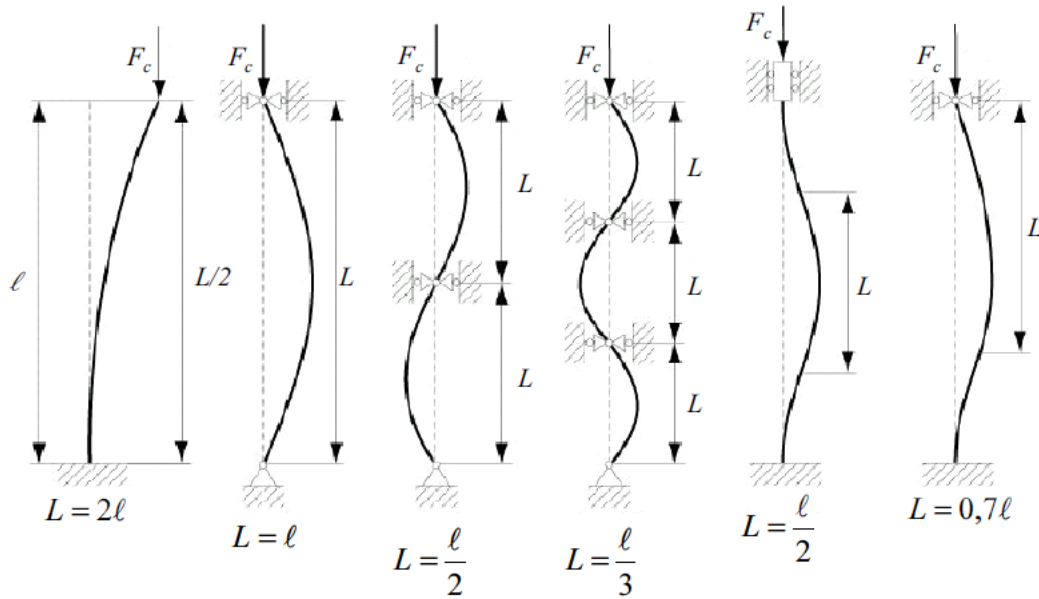


Figure (2.3) Valeurs de la longueur libre de flambement pour diverses situations

**Cas particulier :** Pour les barres à treillis, la longueur de flambement est égale

a :

- Montants et diagonales :  $l_f = 0.8 l_0$
- Membrures supérieures et inférieures :  $l_f = 0.9 l_0$

On remarquera que la force critique dépend de :

- la géométrie de la section à travers le moment d'inertie ;
- la longueur de la pièce (longueur réelle et du mode de fixation des extrémités) ;
- du matériau à travers son module d'élasticité

La contrainte critique d'Euler s'écrit alors :

$$\sigma_c = \frac{F_c}{A} = \frac{\pi^2 E I_{min}}{A L_c^2} = \frac{\pi^2 E}{\frac{L_c^2}{\frac{I_{min}}{A}}} = \frac{\pi^2 E}{\frac{L_c^2}{i_{min}^2}} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

Où :  $i_{min}$  : le rayon de giration minimal  $i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{A}}$

$\lambda$  : l'élanement défini par :  $\lambda = \frac{L_c}{i_{min}}$

La variation de la contrainte d'Euler en fonction de l'élançement est de type hyperbolique. Pour un acier S235 la limite élastique est de **235 MPa** ce qui donne un élançement de l'ordre **92**. Ainsi le flambage est de type élastique si l'élançement est supérieur à **100**.

Expérimentalement il a été montré que le flambement n'apparaît pas pour des élançements faibles de l'ordre de 20 dans ce cas la ruine est plutôt plastique et le comportement est celui des pièces courtes soumises à la compression.

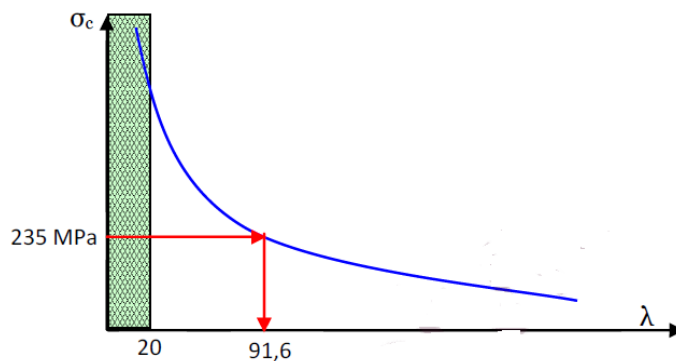


Figure (2.4) Variation de la contrainte d'Euler en fonction de l'élançement et de type hyperbolique

### 2.3 Aspects réglementaires du flambement simple

La théorie d'Euler, établie pour des structures idéales, est très insuffisante, en regard des imperfections de centrage, de rectitude, de verticalité et de la présence de contraintes résiduelles. Il est donc nécessaire de prendre en compte ces imperfections ou leurs effets. Les règlements ont notamment défini un facteur d'imperfection  $\alpha$ .

Le risque de flambement n'est à considérer que si :  $\lambda > 0.2$  (ou  $\lambda$  de l'ordre de 20) ; dans ce cas, l'effort normal à l'ELU de compression doit satisfaire à :

$$N_{sd} \leq N_{c,Rd}$$

$N_{sd}$  : l'effort normal de compression à l'ELU ;

$N_{c,Rd}$  : L'effort résistant selon EC3 vis-à-vis du phénomène de flambement.

- **1<sup>er</sup> Cas** :  $\bar{\lambda} \leq 0.2$  et section transversale de classe **1, 2** ou **3**

Il n'y a ni risque de flambement, ni risque de voilement local.

$$N_{c,Rd} = A \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \quad (\text{Résistance plastique de la section brute})$$

$\gamma_{m0}$  : Facteur partiel de sécurité de matériau ( $\gamma_{m0} = \begin{cases} 1 & \text{si l'acier utilisé est agréé} \\ 1.1 & \text{si non} \end{cases}$ )

- **2<sup>eme</sup> Cas** :  $\bar{\lambda} \leq 0.2$  et section transversale de classe **4**

Il n'y a pas de risque de flambement mais il y a risque de voilement local.

$$N_{c,Rd} = A_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$\gamma_{m1}$  : Facteur partiel de sécurité de résistance des éléments aux instabilités ( $\gamma_{m1} = 1.1$ )

- **3<sup>eme</sup> Cas** :  $\bar{\lambda} > 0.2$  et section transversale de classe **1, 2** ou **3**

Il n'y a pas de risque de voilement local mais il y a risque de flambement.

$$N_{c,Rd} = \chi A \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

- **4<sup>eme</sup> Cas** :  $\bar{\lambda} > 0.2$  et section transversale de classe **4**

Il y a à la fois risque de voilement local et risque de flambement.

$$N_{c,Rd} = \chi \beta_A A_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$\chi$  : Le coefficient de réduction pour le mode de flambement à considérer et fonction de l'élanement réduit  $\bar{\lambda}$ .

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

$$\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

On prendra la valeur minimale du coefficient de réduction :  $\chi = \min(\chi_y, \chi_z, 1)$

L'élanement réduit  $\bar{\lambda}$  est le rapport de l'élanement géométrique  $\lambda$  (calculé avec la section brute de l'élément) sur l'élanement élastique  $\lambda_l$  :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\beta_A \frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{\lambda}{\lambda_l} \cdot \sqrt{\beta_A}$$

L'élanement critique « élastique » est calculé avec :  $\lambda_l = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon$

$\beta_A = 1$  : Pour les sections transversales de classe 1, 2 ou 3 ;

$\beta_A = \frac{A_{eff}}{A}$  : Pour les sections transversales de classe 4

$\alpha$  : Facteur d'imperfection donné dans le tableau 2.1

Tableau (2.2) Facteur d'imperfection  $\alpha$

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection $\alpha$	0.21	0.34	0.49	0.76

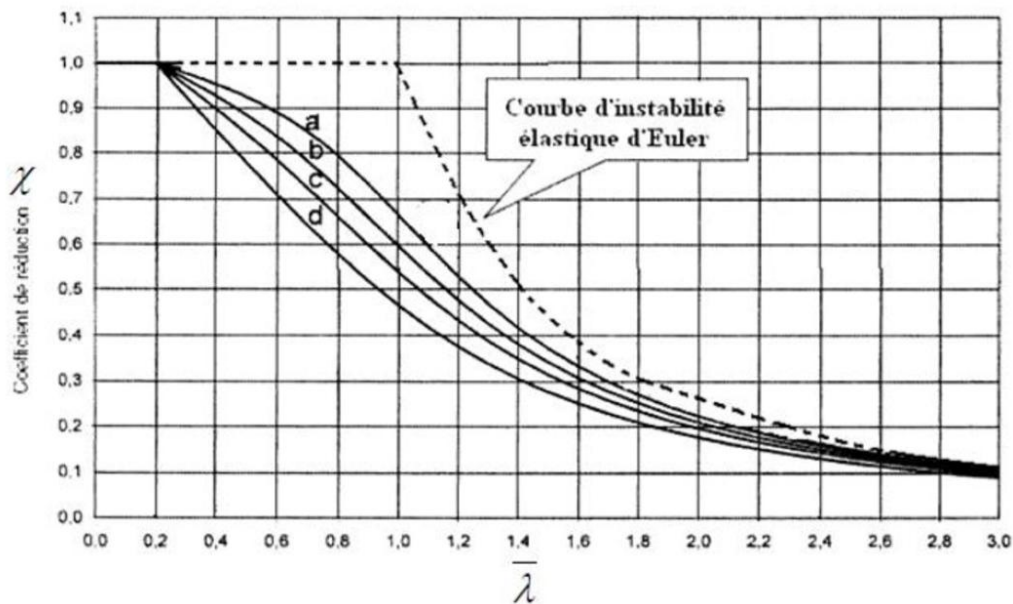
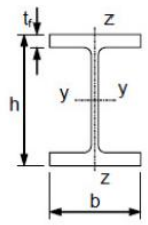
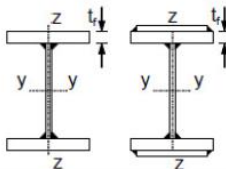
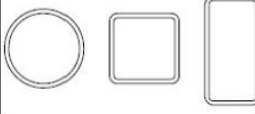
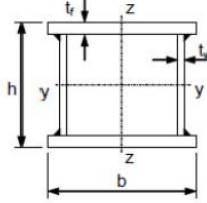


Figure (2.5) Courbes d'imperfections des profils dans le C.C.M.97

• **Choix de la courbe de flambement :**

Tableau (2.3) *Choix de la courbe de flambement selon les sections transversales*

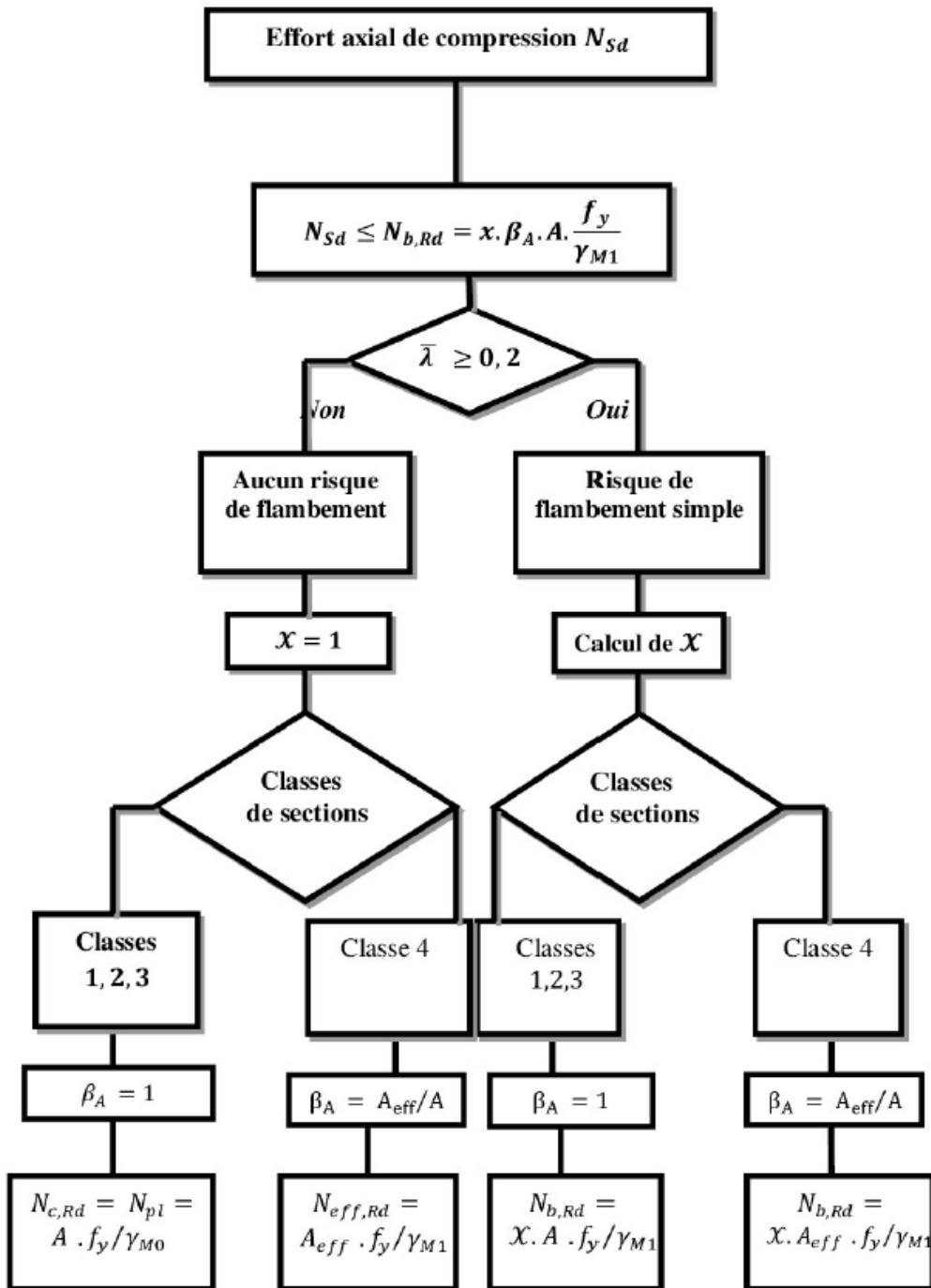
Section transversale	Limites	Flambement selon l'axe (ou autour de l'axe)	Courbes de flambement	
Sections laminées en I ou en H 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	a b
		$40 \text{ mm} \leq t_f \leq 100$	y-y z-z	b c
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100$	y-y z-z	b c
		$t_f > 100$	y-y z-z	d d
Sections I ou H soudées 	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	b c	
	$t_f > 40$ mm	y-y z-z	c d	
Sections creuses 	Finies à chaud	Quelconque	a	
	Formées à froid	Quelconque	c	
Sections en caisson soudées 	En général	Quelconque	b	
	Soudures épaisses $a > 0,5 t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Quelconque	c	
Sections en U, T et pleines		Quelconque	c	
Sections en L		Quelconque	b	

– **Sections en U, L, T et Sections Pleines :**

Quel que soit l'axe → on utilise la courbe de flambement **c**

**ORGANIGRAMME**

**Vérification de stabilité au flambement simple selon CCM 997**



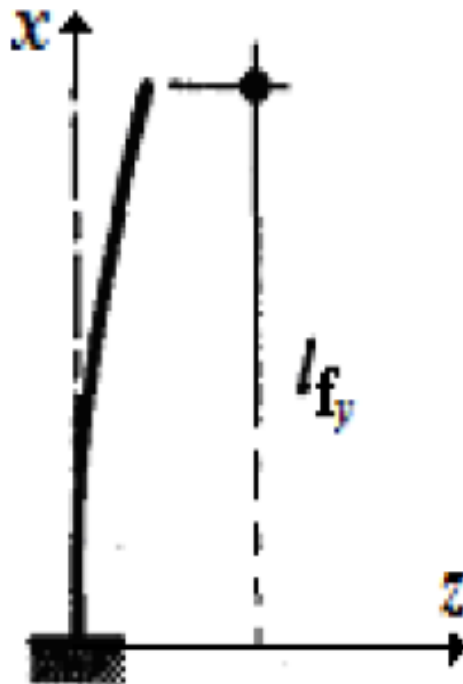
## 2.4 Applications

### 2.4.1 Application 01

Vérifiez la résistance d'un élément poteau en **HEA200 (S235 de classe 1)** encastré au sol dans les deux directions et libre en tête dans les deux directions, soumis à une charge axiale de compression pondérée  $N_{sd} = 140 \text{ KN}$ . La hauteur libre du poteau est  $L = 6 \text{ m}$ .

#### Valeurs caractéristiques de calcul :

- L'acier est de nuance S235  $\rightarrow \epsilon = 1$
- La section du HEA200 (S235) est de classe 1 en compression  $\rightarrow \beta_A = 1$ .
- L'aire de la section :  $A = 53,3 \text{ cm}^2$ .
- Les rayons de girations :  $i_y = 8,28 \text{ cm}$  ;  $i_z = 4,98 \text{ cm}$
- La hauteur de la section :  $h = 190 \text{ mm}$
- La largeur de la semelle :  $b = 200 \text{ mm}$
- L'épaisseur de la semelle :  $t_f = 10 \text{ mm}$
- Les moments d'inertie :  $I_y = 3692 \text{ cm}^4$  ;  $I_z = 1336 \text{ cm}^4$



**Solution :**

→ La condition de résistance au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{Rd}$$

→ La longueur de flambement : le poteau est encasturé-libre suivant les deux directions :  $L_{cr} = 2.L_0 = 12 \text{ m}$

→ La résistance ultime de la section nette :  $N_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{l_{cr}^2} \left[ \begin{array}{l} N_{cry} = 531,396 \text{ KN} \\ N_{crz} = 192,293 \text{ KN} \end{array} \right.$

→ L'élanement :  $\bar{\lambda} = \sqrt{\beta_A \frac{A f_y}{N_{cr}}} \left[ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = 1,535 > 0.2 \\ \bar{\lambda}_z = 2,552 > 0.2 \end{array} \right.$

→ Les courbe de flambement :

Suivant Y-Y  $\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{190}{200} = 0.95 < 1.2 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Courbe b} \rightarrow \alpha_y = 0.34$

Suivant Z-Z  $\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{190}{200} = 0.95 < 1.2 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Courbe c} \rightarrow \alpha_z = 0.49$

→ Le facteur :  $\Phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \rightarrow \left[ \begin{array}{l} \Phi_y = 1,905 \\ \Phi_z = 4,332 \end{array} \right.$

→ Le coefficient de réduction :  $\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \rightarrow \left[ \begin{array}{l} \chi_y = 0.330 < 1 \\ \chi_z = 0,128 < 1 \end{array} \right.$

D'où :  $\chi = \min(\chi_y, \chi_z, 1) = 0,128$

→ La résistance au flambement :

Le profilé de classe 1  $\left. \begin{array}{l} \bar{\lambda} > 0.2 \end{array} \right\} \rightarrow N_R = N_{pl,Rd} = \chi \frac{A f_y}{\gamma_{m1}}$

$$N_R = N_{pl,Rd} = 143,891 \text{ KN}$$

Donc :

$$N_{sd} = 140 \text{ KN} < N_{pl,Rd} = 143.891 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Ce poteau résiste au flambement.

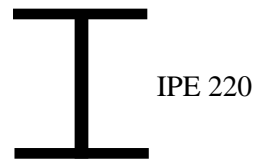
### 2.4.1 Application 02

Soit le poteau bi-articulé avec maintiens latéraux intermédiaires. Le poteau est un profilé laminé IPE220 de nuance S235, soumis à un effort maximal de compression de 250 kN. La section transversal de profilé de classe 1 et les coefficients partiels  $\gamma_{m0} = \gamma_{m1} = 1.1$ .

Faire une vérification du poteau à la sécurité au flambement.



$$\left\{ \begin{array}{l} A = 33.4 \text{ cm}^2, h = 220 \text{ mm}, t_w = 5.9 \text{ mm} \\ I_y = 2772 \text{ cm}^4, b = 110 \text{ mm}, G = 81 \times 10^3 \text{ Mpa} \\ I_z = 204.9 \text{ cm}^4, t_w = 5.9 \text{ mm}, E = 21 \times 10^4 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$



**Solution :**

→ La condition de stabilité au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{Rd}$$

→ La longueur de flambement : le poteau est bi-articulé suivant les deux directions :  $L_{cry} = L_0 = 3.50 \text{ m}$

$$L_{crz} = 0.7 L_0 = 2.45 \text{ m}$$

→ La résistance ultime de la section nette :  $N_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{l_{cr}^2} \left[ \begin{array}{l} N_{cry} = 4685.282 \text{ KN} \\ N_{crz} = 707,504 \text{ KN} \end{array} \right.$

→ L'élanement :  $\bar{\lambda} = \sqrt{\beta_A \frac{A f_y}{N_{cr}}} \left[ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = 0.409 > 0.2 \\ \bar{\lambda}_z = 1.053 > 0.2 \end{array} \right.$

→ Les courbe de flambement :

Suivant Y-Y  $\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{220}{110} = 2 > 1.2 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Courbe a} \rightarrow \alpha_y = 0.21$

Suivant Z-Z  $\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{220}{110} = 2 > 1.2 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Courbe b} \rightarrow \alpha_z = 0.34$

→ Le facteur :  $\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \rightarrow \left[ \begin{array}{l} \Phi_y = 0.606 \\ \Phi_z = 1.199 \end{array} \right.$

→ Le coefficient de réduction :  $\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \rightarrow \left[ \begin{array}{l} \chi_y = 0.748 < 1 \\ \chi_z = 0.564 < 1 \end{array} \right.$

D'où :  $\chi = \min(\chi_y, \chi_z, 1) = 0.564$

→ La résistance au flambement :

Le profilé de classe 1  $\left. \begin{array}{l} \bar{\lambda} > 0.2 \end{array} \right\} \rightarrow N_R = N_{pl,Rd} = \chi \frac{A f_y}{\gamma_{m1}}$

$$N_R = N_{pl,Rd} = 402,440 \text{ KN}$$

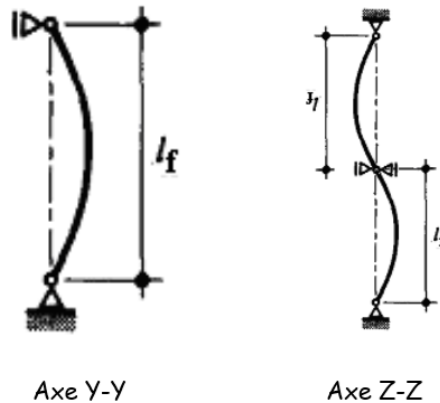
Donc,

$$N_{sd} = 250 \text{ KN} < N_{pl,Rd} = 402.440 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Le profilé choisi est convenable pour supporter la charge de compression appliquée.

### 2.4.1 Application 03

Calculez l'effort normal ultime que peut supporter un poteau en **IPE500 (S235)**, (**classe 3**) articulé dans les deux directions à ses deux extrémités. La hauteur libre du poteau est **L = 7 m**. Au milieu ce poteau ne peut pas se déplacer dans le plan x-y, mais sa rotation est libre.



- La section du IPE500 (S235) est de classe 3 en compression  $\beta_A = 1$ .
- L'aire de la section :  $A = 115,5 \text{ cm}^2$ .
- La hauteur de la section :  $h = 500 \text{ mm}$
- La largeur de la semelle :  $b = 200 \text{ mm}$
- L'épaisseur de la semelle :  $t_f = 16 \text{ mm}$
- L'épaisseur de l'âme :  $t_w = 11,1 \text{ mm}$
- Les inerties :  $I_y = 67120 \text{ cm}^4$  ;  $I_z = 2668 \text{ cm}^4$
- Le coefficient partiel de sécurité :  $\gamma_{m1} = 1,1$
- Les modules d'élasticité :  $E = 21 \times 10^4 \text{ Mpa}$ ,  $G = 81 \times 10^3 \text{ Mpa}$

#### Solution :

→ La condition de résistance au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{Rd}$$

→ La longueur de flambement :

Suivant Y-Y (le poteau est Articulé-Articulé) :  $L_{cr} = L_0 = 7.00 \text{ m}$

Suivant Z-Z (le poteau est Articulé-Articulé au milieu) :  $L_{cr} = L_0/2 = 3.50 \text{ m}$

→ La résistance ultime de la section nette :  $N_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{l_{cr}^2} \left[ \begin{array}{l} N_{cry} = 28361,844 \text{ KN} \\ N_{crz} = 4509,499 \text{ KN} \end{array} \right.$

→ L'élanement :  $\bar{\lambda} = \sqrt{\beta_A \frac{A f_y}{N_{cr}}} \left[ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = 0,309 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z = 0,776 > 0,2 \end{array} \right. \rightarrow \text{Il y a un risque de flambement qu'il faut le vérifier}$

→ Les courbe de flambement :

Suivant Y-Y  $\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2,5 > 1,2 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Courbe a} \rightarrow \alpha_y = 0,21$

Suivant Z-Z  $\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2,5 > 1,2 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Courbe b} \rightarrow \alpha_z = 0,34$

→ Le facteur :  $\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \rightarrow \left[ \begin{array}{l} \Phi_y = 0,559 \\ \Phi_z = 1,089 \end{array} \right.$

→ Le coefficient de réduction :  $\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \rightarrow \left[ \begin{array}{l} \chi_y = 0,976 < 1 \\ \chi_z = 0,540 < 1 \end{array} \right.$

$$\text{D'où : } \chi = \min(\chi_y, \chi_z, 1) = 0,540$$

→ La résistance au flambement :

Le profilé de classe 1  $\left. \begin{array}{l} \bar{\lambda} > 0,2 \end{array} \right\} \rightarrow N_R = N_{pl,Rd} = \chi \frac{A f_y}{\gamma_{m1}} = 1332,45 \text{ KN}$

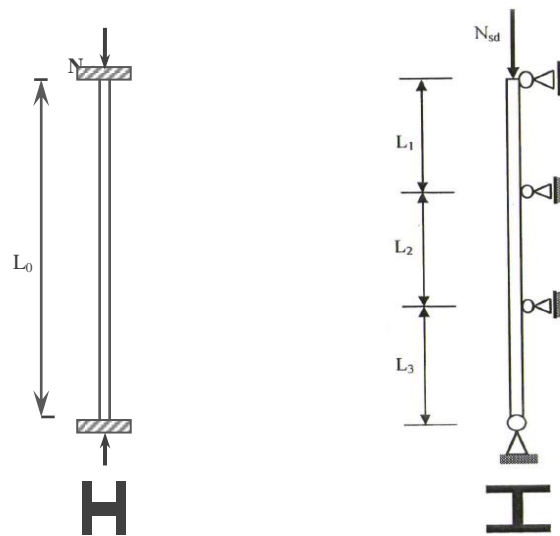
Donc :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = 1332,45 \text{ KN}$$

Soit  $N_{sd} = 1332,40 \text{ KN}$

### 2.4.1 Application 04

On se propose de vérifier la résistance au flambement d'un poteau constitué d'un profilé **HEB240** en acier **S275** de hauteur **9m** bi-encasté suivant l'axe fort et articulé avec maintiens latéraux suivant l'autre axe, soumis à une charge de compression axiale égal **990 KN**. Le profilé du poteau classé en **classe 1** et les coefficients partiels de sécurité :  $\gamma_{m0} = \gamma_{m1} = 1.1$ .



HEB 240

$$\begin{cases} A = 106 \text{ cm}^2, h = 240 \text{ mm}, t_f = 17 \text{ mm} \\ I_y = 11260 \text{ cm}^4, b = 240 \text{ mm}, r = 21 \text{ mm} \\ I_z = 3923 \text{ cm}^4, t_w = 10 \text{ mm}, E = 21 \times 10^4 \text{ Mpa} \end{cases}$$

## Calcul des pièces sollicitées en flambement composé



# Chapitre 3. Calcul des pièces sollicitées en flambement composé

---

## 3.1 Introduction

Dans les ossatures métalliques, c'est fréquent que les éléments comprimés (poteaux) se trouvent sollicités simultanément par des moments de flexion dus soit à des couples d'extrémités développés par des liaisons hyperstatiques avec d'autres éléments soit à des charges transversales soit à la combinaison des deux.

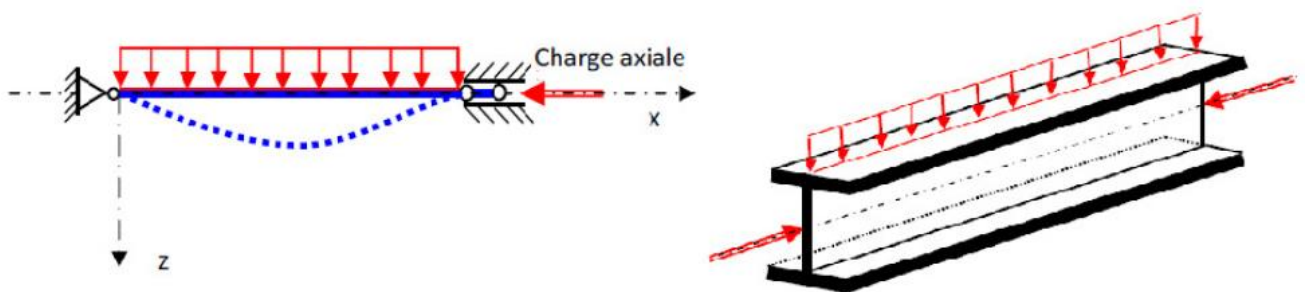


Figure (3.1) *Elément comprimé et fléchi*

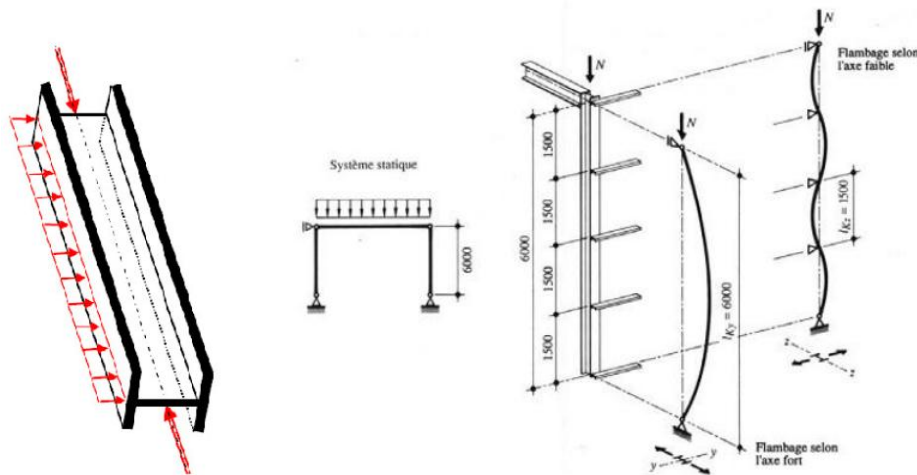


Figure (3.2) Poteau soumis à la compression avec flexion

Sous ces sollicitations combinées, les éléments comprimés montrent par leur comportement une interaction entre la flexion et le flambement simple. La vérification de leur stabilité selon l'Eurocode 3 associe le flambement et la flexion dans des expressions qui sont fonction aussi de la classe de section.

### 3.2 Aspects réglementaires du flambement avec flexion

Pour un élément uniforme comprimé ( $N_{sd}$ ) et fléchi ( $M_{y,sd}$  et/ou  $M_{z,sd}$ ) dont la section est de classe 1, 2 ou 3 et pour lequel le risque de déversement est écarté, le phénomène d'instabilité par flambement combiné n'est à prendre en compte que dans le cas où les deux critères suivants sont satisfaits simultanément :

$$\bar{\lambda}_{max} > 0.2 \quad \text{et} \quad \frac{N_{sd}}{N_{b,Rd}} > 0.1$$

$$\text{Avec : } \bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) \quad \text{et} \quad \chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z); \quad N_{b,Rd} = \frac{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

#### 3.2.1. Sections de classe 1 et 2

Les éléments, dont la section transversale est de classe 1 ou 2, sollicités à la compression et à la flexion doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y M_{ysd}}{W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z M_{zsd}}{W_{plz} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Où :  $k_y = 1 - \left( \frac{\mu_y}{\chi_y} \cdot \frac{N_{sd}}{A \cdot f_y} \right) \leq 1.5$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0.9$$

$$k_z = 1 - \left( \frac{\mu_z}{\chi_z} \cdot \frac{N_{sd}}{A \cdot f_y} \right) \leq 1.5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \leq 0.9$$

Où

$W_{pl}$  et  $W_{el}$  : Modules de flexion plastique et élastique de la section considérée.

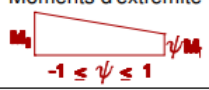
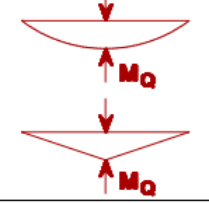
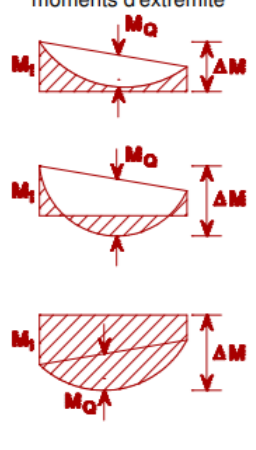
$k_y$  : Coefficient d'amplification des contraintes de flexion

$\beta_{My}, \beta_{Mz}$  : facteurs de moment uniforme équivalent ;

Les valeurs de  $\mu_y$  et  $\mu_z$  peuvent être négatives.

Les valeurs des facteurs  $\beta_{My}$  et  $\beta_{Mz}$  dépendent de l'allure du diagramme du moment fléchissant et sont déterminées sur le tableau ci-après.

Tableau (3.1) Facteurs de moment uniforme équivalent

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_M$
<p>Moments d'extrémité</p>  <p><math>-1 \leq \psi \leq 1</math></p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$  $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ <p><math>M_Q =  \text{Max}M </math> dû aux charges transversales seulement</p> $\Delta M = \begin{cases}  \max M  \text{ pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\  \max M  +  \min M  \text{ pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Exemple : Cas d'une poutre bi-encastée chargée par une charge uniformément répartie «q» :  $\psi = 1 \Rightarrow \beta_{M,\psi} = 1,1; \beta_{M,Q} = 1,3; M_Q = \Delta M = \frac{q.l^2}{8}$ , d'où:  $\beta_M = \beta_{M,Q} = 1,3$

Dans le cas où le déversement représente un mode potentiel de ruine, la vérification devra être menée en utilisant la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} M_{y, sd}}{\chi_{LT} W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z M_{z, sd}}{W_{plz} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \dots\dots\dots (*)$$

Où :

$\chi_z$  fait référence à la direction du flambement par déversement

$\chi_{LT}$  est le coefficient de réduction pour le déversement.

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{sd}}{\chi_z \cdot A f_y} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \lambda_z \beta_{MLT} - 0.15 \leq 0.90$$

$\beta_{MLT}$  est donné sur le tableau (3.1)

### 3.2.2. Sections de classe 3

Les éléments dont la section transversale est de classe 3, sollicités à la compression et à la flexion doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \frac{A f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y M_{ysd}}{\frac{W_{ely} f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z M_{zsd}}{\frac{W_{elz} f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Où :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) \leq 0.9$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) \leq 0.9$$

Les expressions de  $k_y$  et  $k_z$  et les valeurs des facteurs  $\beta_{My}$  et  $\beta_{Mz}$  sont données au § (3.2.1).

### 3.2.3. Sections de classe 4

Les éléments dont la section transversale est de classe 4, sollicités à la compression et à la flexion doivent satisfaire à la même condition précédente sauf que :  $\bar{W}_{eff}$  est utilisé au lieu de  $\bar{W}_{pl}$  pour les classes 01 et 02 et  $\bar{W}_{el}$  pour la classe 03.

**Remarque 1 :** Quand l'élanement réduit est tel que  $\lambda_{LT} \leq 4,0$ , le coefficient de réduction  $\chi_{LT}$  n'a pas besoin d'être utilisé.

**Remarque 2 :** Dans le cas des barres soumises à compression et flexion biaxiale ( $M_y$  et  $M_z$ ), la formule (\*) est valable.

### 3.3 Flambement des éléments triangulés

La démarche de calcul adoptée par l'Eurocode 3 peut être résumée comme suit :

#### 3.3.1 Longueur de flambement

La longueur de flambement à adopter est la distance entre nœuds du treillis :  $l_f = a_0$  (tableau 3.2).

Le flambement du poteau composé, sur sa hauteur totale, tout comme un poteau classique de section pleine.

#### 3.3.2 Moments d'inertie

Les treillis ne sont pas pris en compte dans la détermination des inerties.  
Inertie principale :

$$I_{eff,y} = 2I_z$$

$$\text{Inertie minimale : } I_{eff,z} = \frac{1}{2}h_0^2 \cdot A_f + 2I_z$$

Où :  $h_0$  : distance entre centres de gravité de membrures ;

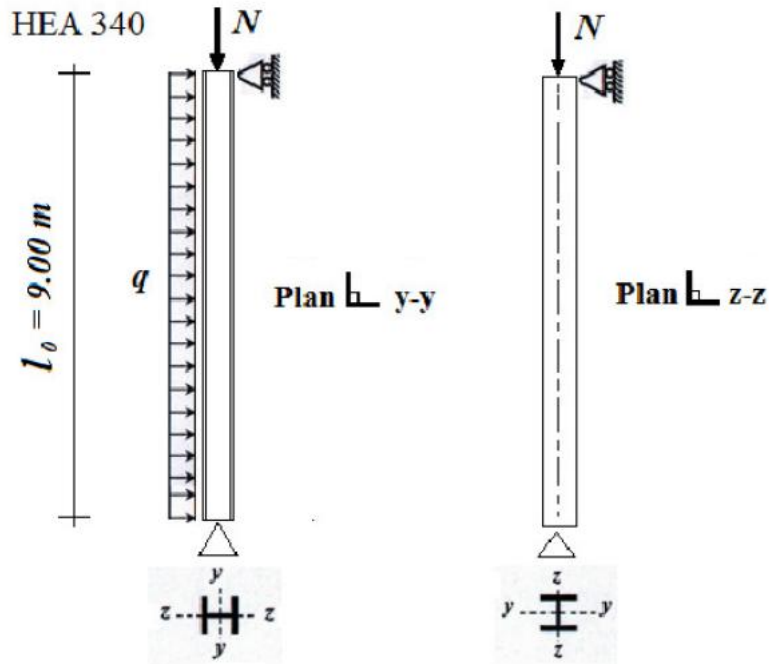
$A_f$  : aire de la section transversale d'une membrure.

### 3.4 Applications

#### 3.4.1 Application 01

Soit un poteau de profilé **HEA340** en acier de nuance S235 de **classe 1**, simplement appuyé (dans les deux plans) ayant une portée **L=9.00 m**. Il est soumis à un effort axial de compression, **N<sub>sd</sub>=400 KN** et une charge transversale de flexion appliquée dans le plan y-y, **q<sub>u</sub>=20 KN/m**.

Vérifier la résistance de cette poutre au flambement par flexion.



$$\text{HEA340} \left\{ \begin{array}{l} A = 133,5 \text{ cm}^2 \\ W_{pl,y} = 1850,5 \text{ cm}^3 \\ W_{el,y} = 1678,4 \text{ cm}^3 \end{array} \right.$$

### Solution

#### 1. Longueur de flambement

Le poteau est bi-articulé suivant les deux plans  $\rightarrow l_f = l_{fy} = l_{fz} = l_0 = 9.00 \text{ m}$

#### 2. Les élancements réduits

$$\bar{\lambda}_y = 0.665 \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_z = 1.284 \rightarrow \bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 1.284$$

#### 3. Les coefficients de réductions

$$\chi_y = 0.802 \quad \text{et} \quad \chi_z = 0.395 \rightarrow \chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.395$$

#### 4. Vérification de la stabilité au flambement par flexion

$$\bar{\lambda}_{max} = 1.284 > 0.2$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} = \frac{400 \cdot 10^3}{0,395 \times \frac{13350 \times 235}{1,1}} = 0,355 > 0,1$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} = \frac{400 \cdot 10^3}{0,395 \times \frac{13350 \times 235}{1,1}} = 0,355 > 0,1$$

}  $\rightarrow$  La vérification de stabilité au flambement par flexion est nécessaire.

flexion est nécessaire.

Pour les éléments d'une section de classe 1, la condition de stabilité est :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y M_{ysd}}{W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z M_{zsd}}{W_{plz} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Poteau bi-articulé chargé par une charge uniformément répartie  $\rightarrow \beta_{M,y} = 1.3$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0,665(2 \times 1,3 - 4) + \frac{1850,50 - 1678,40}{1678,40} = -0,828 < 0.9$$

$$k_y = 1 - \left( \frac{\mu_y}{\chi_y} \cdot \frac{N_{sd}}{A \cdot f_y} \right) \leq 1.5$$

$$k_y = 1 - \left( \frac{-0,828}{0,802} \cdot \frac{400 \times 10^3}{13350 \times 235} \right) = 1,131 < 1.5$$

La charge transversale de flexion appliquée dans le plan y-y, donc il faut vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y M_{ysd}}{W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

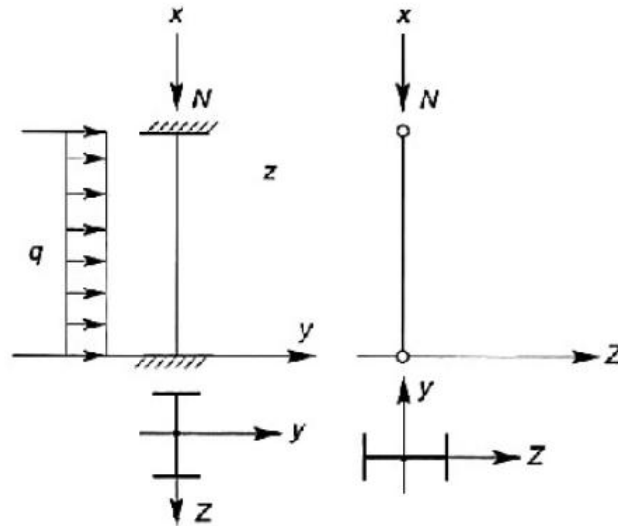
$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y M_{ysd}}{W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} = \frac{400 \times 10^3}{0,395 \times 13350 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{1,131 \times 202500}{1850 \times \frac{235}{1,1}} = 0,934 < 1$$

Ce poteau résiste bien au flambement par flexion.

### 3.4.2 Application 02

Vérifier la stabilité d'un poteau de profilé IPE220 de classe 1 en acier de nuance S235, de 6m de hauteur, soumis à une force normale de compression  $N_{sd}=100$  KN et à une charge transversale linéique de flexion  $q=2$  KN/ml appliquée dans le plan  $\perp$  à z-z. Le poteau est bi-articulé dans le plan  $\perp$  à y-y et bi-encasté dans le plan  $\perp$  à z-z.

$$\text{IPE220} \left\{ \begin{array}{l} A = 33,4 \text{ cm}^2 \\ W_{pl,z} = 57,4 \text{ cm}^3 \\ W_{el,z} = 37,3 \text{ cm}^3 \end{array} \right.$$



## Solution

### 1. Longueur de flambement

Le poteau est bi-articulé suivant  $y$ - $y \rightarrow l_{fy} = l_0 = 6.00$  m

Le poteau est bi-articulé suivant  $z$ - $z \rightarrow l_{fz} = 0,5.l_0 = 3.00$  m

### 2. Les élancements réduits

$$\bar{\lambda}_y = 0.71 \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_z = 1.30 \rightarrow \bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 1.30$$

### 3. Les coefficients de réduction

$$\chi_y = 0.84 \quad \text{et} \quad \chi_z = 0.427 \rightarrow \chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.427$$

### 4. Le moment de flexion de calcul

$$M_{zsd} = \frac{qL^2}{12} = 6 \text{ KN.m}$$

### 5. Vérification de la stabilité au flambement par flexion

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\lambda}_{max} = 1.30 > 0.2 \\ \frac{N_{sd}}{\chi_{min} \frac{A f_y}{\gamma_{M1}}} = \frac{100.10^3}{0,425 \times \frac{3340 \times 235}{1,1}} = 0,330 > 0,1 \end{array} \right\} \rightarrow \text{La vérification de stabilité au flambement par}$$

flexion est nécessaire.

Pour les éléments d'une section de classe 1, la condition de stabilité est :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y M_{ysd}}{W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z M_{zsd}}{W_{plz} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Poteau bi-articulé (ou bi-encastéré) chargé par une charge uniformément répartie →

$$\beta_{M,y} = 1.3$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2\beta_M - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} = 1,30(2 \times 1,3 - 4) + \frac{57,4, -37,30}{37,30} = -1,28 < 0,9$$

$$k_z = 1 - \left( \frac{\mu_z}{\chi_z} \cdot \frac{N_{sd}}{A \cdot f_y} \right) \leq 1,5$$

$$k_z = 1 - \left( \frac{-1,28}{0,427} \cdot \frac{100 \times 10^3}{3340 \times 235} \right) = 1,35 < 1,5$$

La charge transversale de flexion appliquée dans le plan z-z, donc il faut vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z M_{zsd}}{W_{plz} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z M_{zsd}}{W_{plz} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} = \frac{100 \times 10^3}{0,427 \times 3340 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{1,35 \times 6 \times 10^6}{57,4 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} = 0,99 < 1$$

Ce poteau est stable vis-à-vis le flambement par flexion.

# Déversement des pièces métalliques



## *Chapitre 4. Déversement des pièces métalliques*

---

### **4.1 Introduction**

Les poutres fléchies sont en général constituées de profilés en double T, profilés en I et H. Comme leur inertie à l'axe faible ( $y-y$ ) est de beaucoup inférieure à celle relative à l'axe fort ( $x-x$ ) cela peut être la cause d'un phénomène d'instabilité appelé déversement.

Pour illustrer ce phénomène, prenons le cas de la poutre en porte à faux (encastré d'un côté et libre de l'autre) sollicitée à son extrémité par une charge concentrée verticale (Fig 4.1). Si pour une faible charge elle se déforme (verticalement) que perpendiculairement à son axe de forte inertie, la partie comprimée du profilé va se déformer latéralement pour échapper à la compression si l'on augmente la charge : la poutre déverse, ce qui fait subir à chaque section en plus de la déformation verticale un mouvement de translation horizontal accompagné d'une rotation autour de son centre de cisaillement.

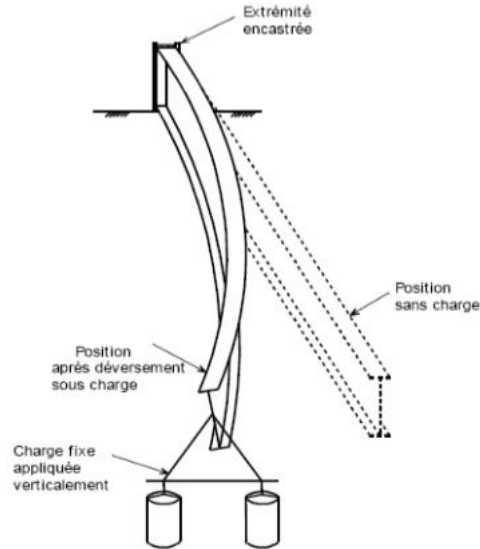


Figure (4.1) Déversement d'une poutre en console élançée

Ce phénomène se produit, d'une façon générale, lorsqu'une poutre fléchit présente une faible inertie à la flexion transversale et à la torsion. La partie comprimée flambe latéralement et il existe une valeur critique du moment de flexion (selon le plan de grande raideur), comme il existe un effort normal critique provoquant le flambement pour une barre comprimée, pour lequel la poutre fléchit dans le plan de sa plus faible inertie et en torsion.

La flexion n'est alors plus plane mais déviée et s'accompagne d'une torsion et d'un gauchissement de la section (*un déplacement par flexion latéral et de torsion*).

Le déversement est très important lorsque  $\frac{I_x}{I_y} \uparrow$

Il n'y a pas de risque de déversement dans le cas où la zone comprimée est empêchée et maintenue dans le sens latéral. Les poutres empêchées de se déplacer latéralement sont dites « maintenues latéralement ». Ces poutres ne sont pas affectées par le flambement hors du plan de leur semelle comprimée appelé « phénomène de déversement ».

Les poutres peuvent être considérées comme maintenues latéralement si :

- Un blocage latéral de la semelle comprimée est assuré exemple un plancher en béton ou des tôles nervurées.

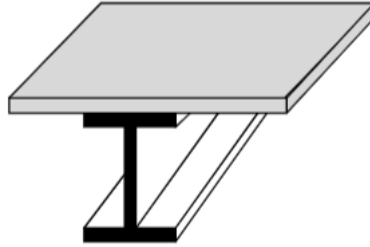


Figure (4.2) Poutre sous un plancher en béton

Un blocage continu contre la torsion de la section est réalisé, théoriquement à n'importe quel niveau (mais de préférences contre la semelle comprimée) exemple par des tôles nervurées fixées efficacement sur des profilés de faible hauteur  $\leq 200\text{mm}$ .

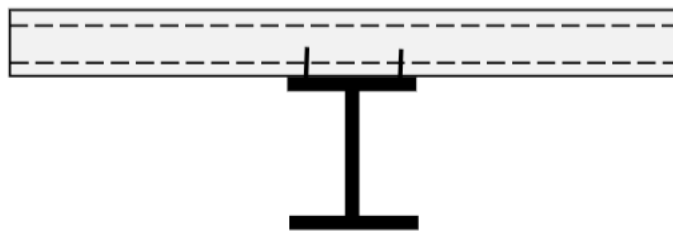


Figure (4.3) Poutre sous une Tôle nervurée

Il existe des éléments ou dispositifs de contreventement latéral de la membrure comprimée ou de maintien de la section contre la torsion, « suffisamment rapprochés » (pannes, poutres transversales). Dans ce cas l'élanement selon l'axe faible de la poutre fléchie sera suffisamment petit.

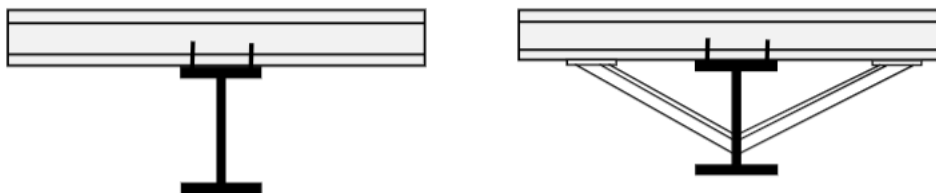


Figure (4.4) Poutre tenues latéralement par des pannes et des bracons

## 4.2 Paramètres influençant le déversement

### 4.2.1 Forme de la section

- Augmenter le moment d'inertie en flexion transversale et/ou le moment d'inertie de gauchissement ;
- Choisir ou créer une section fermée (grande raideur en torsion).

### 4.2.2 Conditions d'appuis et retenues

- Créés des éléments d'entretoisement pour stabiliser la poutre (bracon) ;
- Les éléments fixés ponctuellement sur la semelle comprimée réduisent le risque de déversement :
  - ✓ Solives sur poutre principale ;
  - ✓ Pannes sur traverse de portique.
- Les éléments fixés en continu sur la semelle comprimée réduisent le risque de déversement (dalle béton fixée sur une poutre de plancher par des goujons) ;
- Distribution des moments de flexion, faisant varier les lieux des semelles comprimées ;
- Niveau d'application des charges.

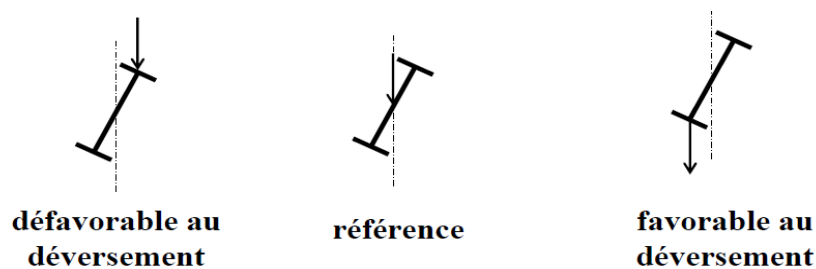


Figure (4.5) Influence du point d'application de la charge sur le déversement d'une poutre

### 4.3 Théorie linéaires de déversement élastique

#### 4.3.1 Principe de déversement

D'une façon générale, on peut dire que la résistance ultime d'une poutre montre un comportement instable similaire à celui correspondant au flambement par divergence (fig4.7).

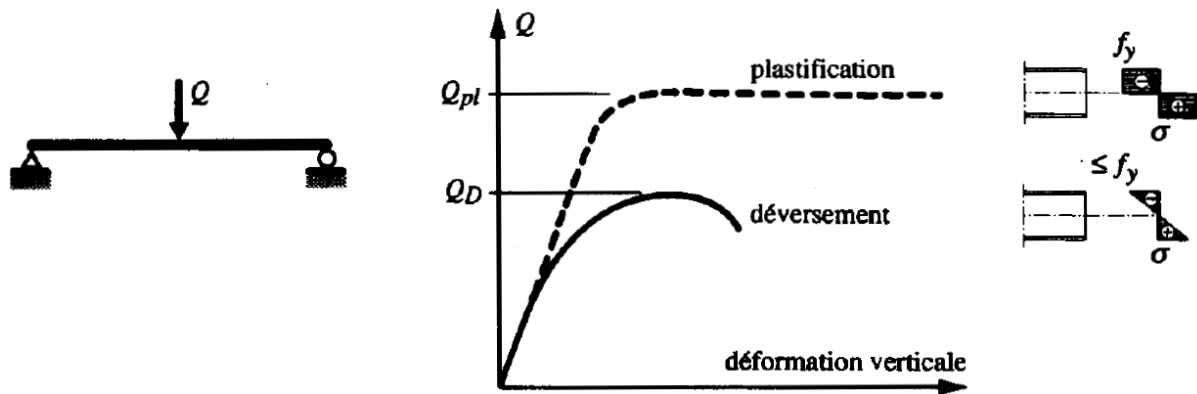


Figure (4.6) Comportement d'un élément fléchi

On pourrait considérer le déversement comme un flambage latéral de la membrure comprimée de la poutre dans le plan horizontal. Cette conception, est cependant simpliste et conservatrice. En effet, supposons que la moitié comprimée de la poutre montrée à la figure 4.8 flambe latéralement et qu'elle subisse de ce fait un déplacement latéral  $v$ ; on voit que cette partie ne peut flamber seule. La continuité avec la moitié tendue du profilé exige que les deux parties de la section subissent une rotation d'un même angle  $\varphi$ . Ce raisonnement simple montre que l'on doit tenir compte, dans l'étude du déversement, non seulement de la rigidité de flexion latérale, mais aussi de la rigidité torsionnelle de la section.

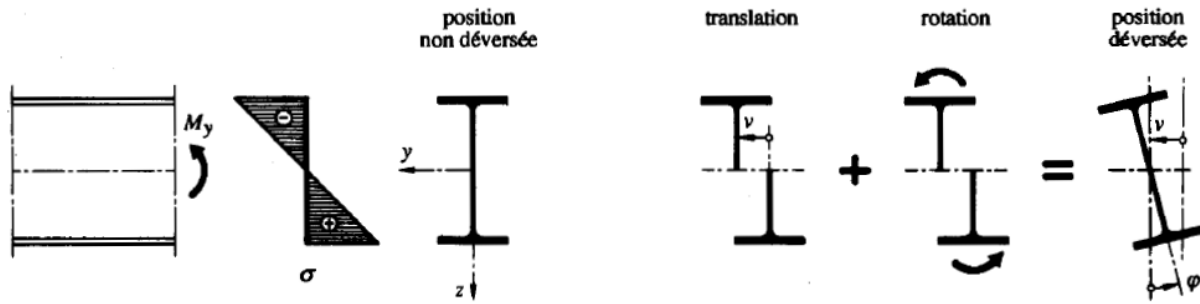


Figure (4.7) Translation et rotation d'une section d'un élément de poutre sujet au déversement

### 4.3.2 Déversement d'une poutre simple en flexion pure

L'étude théorique du déversement de poutre fléchie a été développée par TIMOSHENKO dans la « théorie de stabilité élastique », il a déterminé analytiquement l'expression du moment critique de déversement pour une poutre simplement appuyée vis-à-vis de la flexion en admettant les hypothèses suivantes :

- Rotation de torsion et déplacement latéral empêchés ;
- Poutre soumise à la flexion ;
- Poutre sans imperfection et sans contraintes résiduelles ;
- Section doublement symétrique, constante sur toute la longueur, matériau élastique linéaire
- $I_z$  très faible comparativement avec  $I_y$  ;
- Les déformations sont petites.

D'après TIMOSHENKO, le moment de déversement est défini par la relation suivante :

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L_D} \sqrt{GI_t EI_z \left( 1 + \frac{\pi^2 \cdot EI_w}{L_D^2 \cdot G \cdot I_t} \right)}$$

Cette expression de base doit être modifiée pour prendre en compte plusieurs facteurs rencontrés dans la pratique et qui influent directement sur la valeur critique du moment comme :

- Les conditions de liaisons aux extrémités ;
- La variation du moment fléchissant le long de la poutre ;
- Le point d'application des charges transversales par rapport au centre de gravité du profilé.

Avec :

$L_D$  : Longueur de déversement ou longueur entre point de maintiens latéraux ;

$G$  : Module d'élasticité transversal ( $G= 81\ 000\ \text{Mpa}$ ) ;

$I_t$  : Moment d'inertie de torsion ( $I_t = \frac{1}{3} [2bt_f^3 + (h - 2t_f)t_w^3]$ ) ;

$E$  : Module d'élasticité longitudinal ( $E=210\ 000\ \text{Mpa}$ ) ;

$I_z$  : Moment d'inertie suivant l'axe z-z de faible inertie ;

$I_w$  : Facteur de gauchissement ou inertie sectoriel de torsion :

$$I_w = \frac{b^3(h - t_f)^2 \cdot t_f}{12} \left[ \frac{2F + 3}{F + 6} \right]$$

$$\text{Avec } F = \frac{(h - t_f) \cdot t_w}{b \cdot t_f}$$

#### 4.4 Aspect réglementaire du déversement

Pour couvrir tous les cas rencontrés en pratique, l'Eurocode 3 propose une expression empirique du moment critique basée sur l'expression théorique du moment critique  $M_{cr}$  et calibrée à partir des résultats expérimentaux sur des poutres réelles.

L'approche de la condition de stabilité au déversement des éléments fléchis selon l'Eurocode 3 est totalement calquée sur la condition de stabilité au flambement des barres soumises à la compression simple.

### 4.4.1 Vérification de déversement des poutres selon l'E3

Dans le cas d'un élément fléchi non maintenu latéralement, la résistance au déversement doit être prise égale à :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$\beta_w = 1$  : Pour les sections de classe 1 et 2 ;

$\beta_w = \frac{W_{ely}}{W_{ply}}$  : Pour les sections de classe 3 ;

$\beta_w = \frac{W_{effy}}{W_{ply}}$  : Pour les sections de classe 4 ;

$\gamma_{m1}$  : Facteur partiel de sécurité pour la vérification aux instabilités ( $\gamma_{m1} = 1.1$ ) ;

$\chi_{LT}$  : Coefficient de réduction pour le déversement, il est en fonction de l'élanement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$  de l'élément vis-à-vis du déversement et qui a pour valeur :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

Où :  $\Phi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$

$\alpha_{LT}$  : Facteur d'imperfection

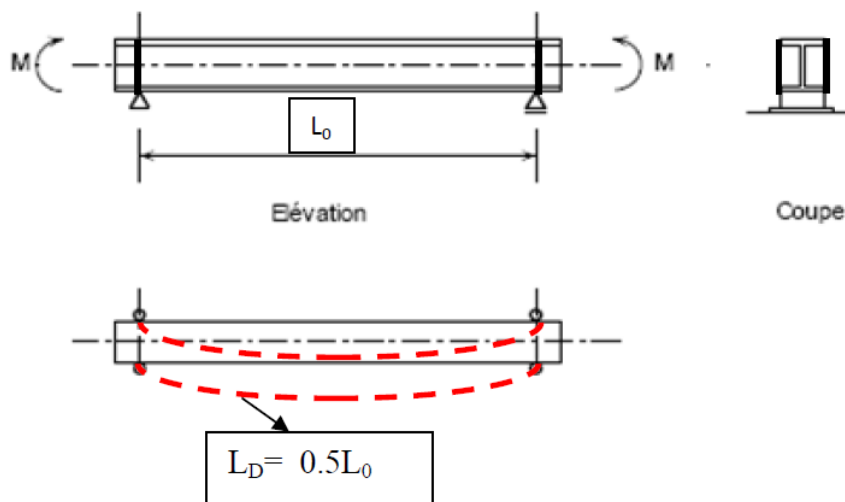
$\alpha_{LT} = 0.21$  : Pour les profilés laminés PL ;

$\alpha_{LT} = 0.49$  : Pour les profilés reconstitués soudés P.R.S.

#### • Longueur de déversement $L_D$

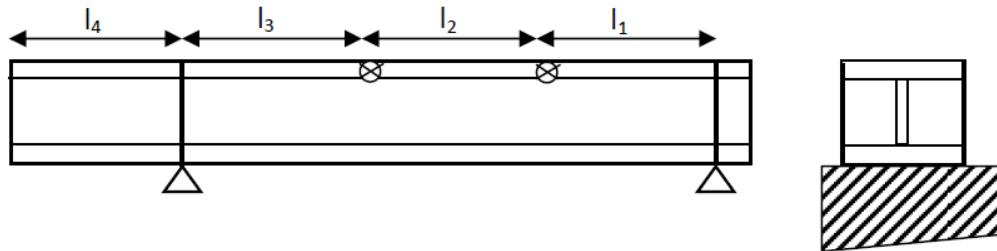
- Si les semelles sont empêchées de tourner/y-y aux niveaux des appuis :

$$L_D = 0.5 L_0$$



- Si les semelles sont libres à tourner/y-y aux niveaux des appuis :  $L_D=L_0$
- S'il existe des appuis latéraux :  $L_D = \max (l_{D1}, l_{D2}, l_{D3}, l_{D4})$

$$\begin{aligned} \text{Avec : } l_{D1} &= 0.7l_1 \\ l_{D2} &= l_2 \\ l_{D3} &= 0.7l_3 \\ l_{D4} &= 2.l_4 \end{aligned}$$



- **Calcul de l'élancement réduit  $\overline{\lambda}_{LT}$**

L'élancement réduit est lui-même calqué sur l'élancement réduit des éléments comprimés, en faisant intervenir l'effort intérieur de réduction qui gouverne la flexion (un moment critique), il a pour valeur :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w \frac{W_{ply} f_y}{M_{cr}}}$$

L'élancement réduit est le rapport de l'élancement géométrique sur l'élancement élastique :

$$\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_l} \cdot \sqrt{\beta_w}$$

Si la valeur de  $\lambda_{LT} \leq 0.4 \rightarrow$  il est inutile de prendre en compte le déversement.

Avec :  $M_{cr}$  : Moment critique élastique de déversement, qui doit être calculé avec les caractéristiques de la section brute.

- **Le moment critique élastique de déversement  $M_{cr}$**

Pour déterminer la stabilité au moment d'une poutre non maintenue latéralement, le facteur de réduction de déversement doit être déterminé. Le

calcul suivant détermine ce facteur par le calcul du moment critique élastique de déversement :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(k \cdot L_D)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L_D)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right\}$$

Avec :

**C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub>, C<sub>3</sub>** : Facteurs dépendant des conditions de charges et d'encastrement ;

**K, K<sub>w</sub>** : Facteurs de longueur effective ;

**K** : Pour tenir compte de toute possibilité de rotation de la poutre au niveau des appuis :

**K=1** → Poutre appuyée aux deux extrémités ;

**K=0.5** → Poutre encastree aux deux extrémités ;

**K=0.7** → Poutre encastree à une extrémité et appuyée à l'autre.

**K<sub>w</sub>** : Pour tenir compte du gauchissement d'extrémités si aucune mesure n'existe pour s'opposer :

**K<sub>w</sub>=1** → Gauchissement libre (Absence des mesures anti-gauchissement) ;

**K<sub>w</sub>=0.5** → Gauchissement empêché aux deux extrémités ;

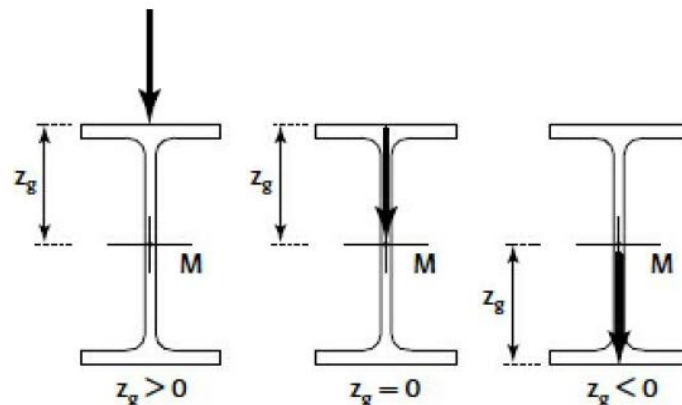
**K<sub>w</sub>=0.7** → Gauchissement empêché à une extrémité.

**Z<sub>g</sub>** : Distance du point d'application de la charge au centre de torsion :

**Z<sub>g</sub> = + $\frac{h}{2}$**  → Si la charge est appliquée sur la semelle supérieure ;

**Z<sub>g</sub> = - $\frac{h}{2}$**  → Si la charge est appliquée sur la semelle inférieure ;

**Z<sub>g</sub> = 0** → Si la charge est appliquée au CDG.



$$\mathbf{Z}_g = \mathbf{Z}_a - \mathbf{Z}_s$$

Avec :  $\mathbf{Z}_a$  : Coordonnée du point d'application de la charge [cm].

$\mathbf{Z}_s$  : Coordonnée du centre de cisaillement [cm].

$\mathbf{Z}_j$  : Introduit la différence de géométrie entre la semelle comprimée et la semelle tendue pour les sections à semelles inégales.







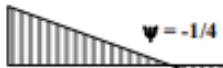



$$Z_j = Z_s - \frac{\int_A z(y^2 + z^2); dA}{2I_y}$$

Pour les sections doublement symétrique :  $\mathbf{Z}_j = \mathbf{0}$ .

$\mathbf{G}$  : Module d'élasticité transversal ( $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 80\,770 \text{ N/mm}^2$ )

$\mathbf{E}$  : Module d'élasticité longitudinal ( $E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$ )



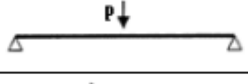
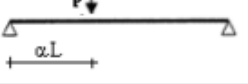
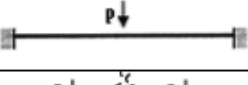
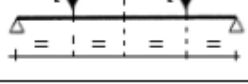
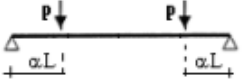
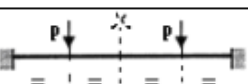
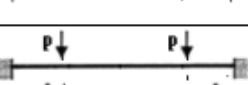

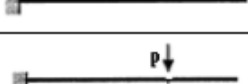
Tableau (4.1) Valeurs de  $C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$  dans le cas de moments d'extrémités

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	k	Coefficients		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
 <p> <b>Pour les cas où <math>k = 1,0</math> :</b>  <math>C_1</math> peut être donné par :  <math>C_1 = 1,88 - 1,40 \cdot \psi^2</math> </p>	 $\psi = +1$	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	-	1,000 1,113 1,144
	 $\psi = +3/4$	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-	0,998 1,565 2,283
	 $\psi = +1/2$	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	-	0,992 1,556 2,271
	 $\psi = +1/4$	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	-	0,977 1,531 2,235
	 $\psi = +0$	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	-	0,939 1,473 2,150
	 $\psi = -1/4$	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	-	0,855 1,340 1,957
	 $\psi = -1/2$	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	-	0,676 1,059 1,546
	 $\psi = -3/4$	1,0 0,7 0,5	2,927 3,258 3,348	-	0,366 0,575 0,837
	 $\psi = -1$	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	-	0,000 0,000 0,000

**Remarque**

Quelle que soit le cas, et si le chargement est appliqué au centre de cisaillement, on prend :  $C_2=C_3=0$

Tableau (4.2) Valeurs de  $C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$  dans le cas de chargements transversales

Chargement et conditions d'appuis	k	Coefficients		
		$C_1$	$C_2$	$C_3$
	1,0	1,132	0,459	0,525
	0,5	0,972	0,304	0,980
	1,0	1,285	1,562	0,753
	0,5	0,712	0,652	1,070
	1,0	1,365	0,553	1,730
	0,5	1,070	0,432	3,050
	1,0	$1,36 + 2 \cdot (\alpha - 0,5)^2$	$\alpha(1,72 - 1,81 \cdot \alpha)C_1$	1,730
	0,5	$1,07 + 2,56 \cdot (\alpha - 0,5)^2$	$\alpha(1,76 - 1,9 \cdot \alpha)C_1$	3,050
	1,0	1,565	1,267	2,640
	0,5	0,938	0,715	4,800
	1,0	1,046	0,430	1,120
	0,5	1,010	0,410	1,890
	1,0	$1 + 2,92 \cdot \alpha^3$	$\alpha(2,44 - 3,24 \cdot \alpha)C_1$	1,120
	0,5	$1 + (1,06 - \alpha) \cdot \alpha^3$	$2\alpha^2(1,3 - \alpha)C_1$	1,890
	1,0	1,385	0,877	-
	0,5	0,992	0,411	-
	1,0	$1 + \alpha(1,68 - 2,24 \cdot \alpha^2)$	$\alpha(3,44 - 3,62 \cdot \alpha)C_1$	-
	0,5	$1 - 0,48 \cdot \alpha^3$	$14,4 \cdot \alpha^2 \cdot (0,71 - \alpha)C_1$	-
	2	2,05	0,83	-
	2	$\frac{1,28}{\alpha}$	0,43	-

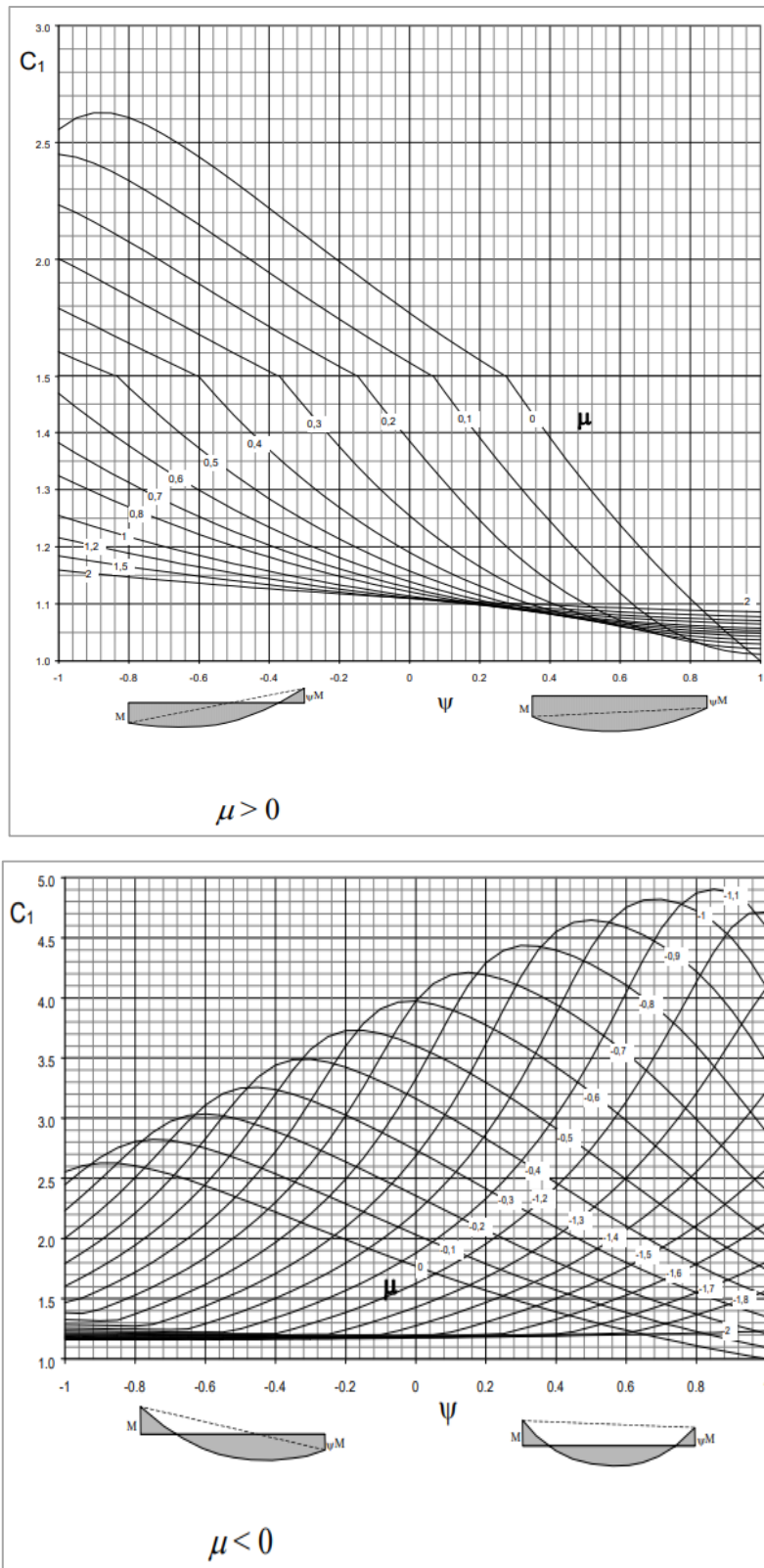


Figure (4.8) Moments d'extrémités et charge uniformément répartie – Coefficient  $C_1$

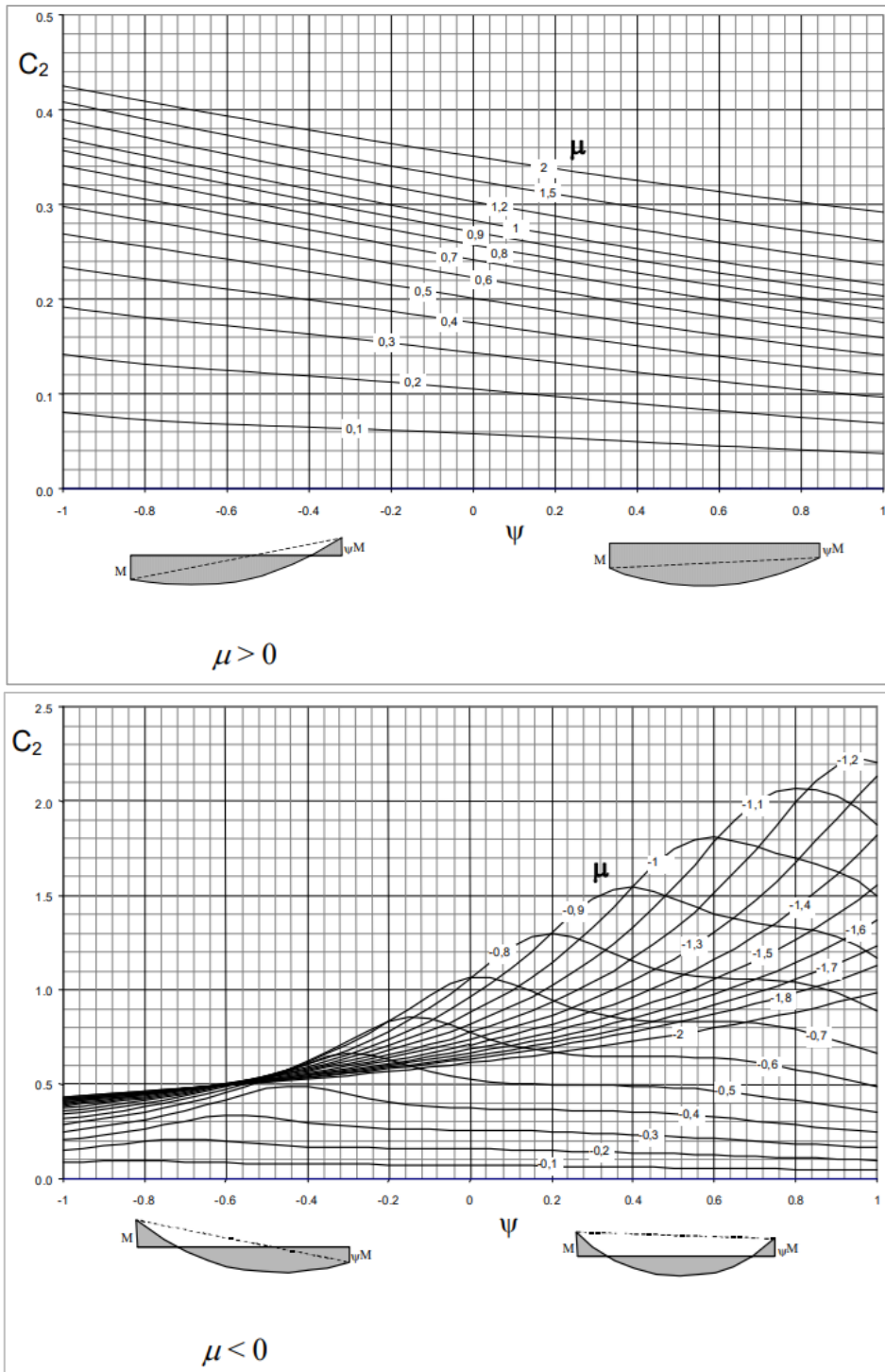


Figure (4.9) Moments d'extrémités et charge uniformément répartie – Coefficient  $C_2$

– **Poutre à section transversale doublement symétrique**

Pour ce type de poutre  $\mathbf{Z}_j = \mathbf{0}$ , la formule générale du moment de déversement se simplifie et devient :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_Z}{(k \cdot L_D)^2} \left\{ \sqrt{\left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_Z} + \frac{(k \cdot L_D)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 E I_Z}} + (C_2 Z_g)^2 - (C_2 Z_g) \right\}$$

#### 4.4.2 Cas particulier de pièces fléchies comprimées

Le déversement est un phénomène d'instabilité géométrique des poutres fléchies qui survient lorsque la partie comprimée de la section droite se dérobe latéralement, entraînant la section dans un mouvement de translation horizontale orthogonale à l'âme et de rotation autour du centre de cisaillement. Lorsqu'un élément est comprimé et fléchi en même temps doit être vérifié au flambement combiné si :

$$\bar{\lambda}_{max} > 0.2 \quad \text{et} \quad \frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} > 0.1$$

Avec :

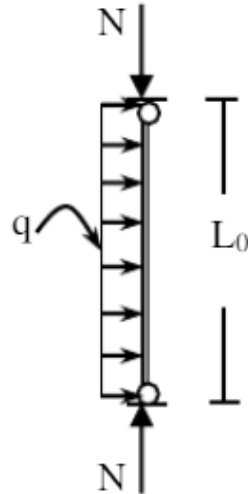
$$\bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z); \chi_{min} = (\chi_y; \chi_z)$$

- Pour les éléments à section transversale de classes 1 et 2 doivent satisfaire la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + k_{LT} \cdot \frac{M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{\beta_y \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + k_z \cdot \frac{M_{z,sd}}{\frac{\beta_z \cdot W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

- Pour les éléments à section transversale de classe 3 :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + k_{LT} \cdot \frac{M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{\beta_y \cdot W_{el,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + k_z \cdot \frac{M_{z,sd}}{\frac{\beta_z \cdot W_{el,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$



#### 4.4.3 Vérification de la stabilité au déversement en flexion déviée

En flexion bi axiale ; comme dans le cas d'une panne ou une lisse, on calcul l'élanement réduit du déversement  $\bar{\lambda}_{LT}$  de la même manière précédente. Si le risque de déversement est à considérer ( $\bar{\lambda}_{LT} > 0.4$ ) la vérification sera fait avec  $M_{b,Rd}$  :

**a) Pour les sections de classe 1 et 2 : (Si  $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1.1$  on obtient  $M_{plz,Rd}$ )**

$$\left[ \frac{M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} \right] + \left[ \frac{M_{z,Sd}}{\frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1 \Leftrightarrow \left[ \frac{M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[ \frac{M_{z,Sd}}{\frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

**b) Pour les sections de classe 3 : (Si  $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1.1$  on obtient  $M_{elz,Rd}$ )**

$$\left[ \frac{M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} \right] + \left[ \frac{M_{z,Sd}}{\frac{W_{el,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1 \Leftrightarrow \left[ \frac{M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \frac{W_{ely} f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[ \frac{M_{z,Sd}}{\frac{W_{el,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

**c) Pour les sections de classe 4 : (Si  $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1.1$  on obtient  $M_{effz,Rd}$ )**

$$\left[ \frac{M_{y,Sd} + e_{NY} \cdot N_{Sd}}{M_{b,Rd}} \right] + \left[ \frac{M_{z,Sd} + e_{NZ} \cdot N_{Sd}}{\frac{W_{eff,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

$$\Leftrightarrow \left[ \frac{M_{y,Sd} + e_{NY} \cdot N_{Sd}}{\chi_{LT} \frac{W_{effy} f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[ \frac{M_{z,Sd} + e_{NZ} \cdot N_{Sd}}{\frac{W_{eff,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

## 4.5 Applications

### 4.5.1 Application 01

Soit une poutre de longueur 6.50 m en IPE450 (profilé laminé classé en classe 1) simplement appuyée sans mesures d'anti-gauchissement chargée par une charge uniformément répartie  $q = 65 \text{ KN/ml}$ , la poutre est en Acier S235 avec un facteur de sécurité :  $\gamma_{m0} = 1.1$ ,  $\gamma_{m1} = 1.1$ .

1° Calculer le moment critique élastique de déversement dans le cas où les charges sont appliquées au niveau de la semelle inférieure.

2° Vérifier la stabilité de la poutre au déversement.

#### Solution

1° Calcul de moment critique élastique de déversement :

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_Z}{(k \cdot L_D)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_Z} + \frac{(k \cdot L_D)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 E I_Z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right\}$$

La poutre simplement appuyée	}	→	$C_1 = 1.132 ; C_2 = 0.459 ; C_3 = 0.525$
La charge uniformément répartie			$L_D = L_0 = 6.50 \text{ m}$
Absence des mesures anti-gauchissement			$K_1 = K_w = 1$

Les charges sont appliquées au niveau de la semelle inférieure →  $Z_g = -\frac{h}{2} = -225 \text{ mm}$

Le profilé est doublement symétrique →  $Z_j = 0$

IPE450 :  $I_Z = 1676 \text{ cm}^4$

$I_t = 66.9 \text{ cm}^4$

$I_w = 791 \text{ cm}^6$

$W_{pl,y} = 1702 \text{ cm}^3$

$g = 77.6 \text{ Kg/ml}$

Le module d'élasticité longitudinal  $E = 21 \times 10^4 \text{ MPa}$

Le module d'élasticité transversal  $G = 81 \times 10^3 \text{ MPa}$

D'où :  $M_{cr} = 423.205 \text{ KN.m}$

2° Vérification de la stabilité au déversement de la poutre :

→ La condition de stabilité au déversement :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

→ La charge :  $q_u = q + 1.35g = 66.048 \text{ KN/ml}$

→ Le moment fléchissant sollicité la poutre  $M_{sd} = 348.816 \text{ KN.m}$

→ Le profilé laminé :  $\alpha_{LT} = 0.21$

→ Le profilé de classe 1 :  $\beta_w = 1$

→ L'élançement réduit :  $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w \frac{W_{ply} f_y}{M_{cr}}} = 0.972 > 0.4 \rightarrow$  il y a un risque de déversement qu'il faut le vérifier.

→ Le facteur :  $\Phi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 1.0535$

→ Le coefficient de réduction :  $\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0.685 < 1$

→ Le moment résistant au déversement :  $M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 249.072 \text{ KN.m}$

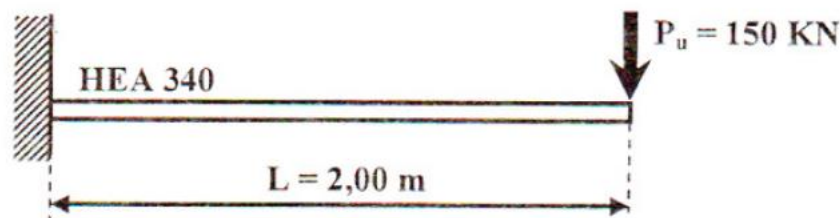
D'où :  $M_{sd} < M_{b,Rd}$  (condition vérifiée)

Donc, le profilé choisi est convenable et la poutre est stable au déversement.

#### 4.5.2 Application 02

Soit une console en profil HEA 340 ayant une portée  $L=2.00 \text{ m}$ , chargée à sa flèche par une charge ultime concentrée au centre de gravité de la section  $P_u=150 \text{ KN}$ . L'acier est de nuance S235. En négligeant le poids propre du profilé.

Vérifier la résistance de cette console au déversement.



#### Solution

1° Calcul de moment critique élastique de déversement :

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_Z}{(k \cdot L_D)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_Z} + \frac{(k \cdot L_D)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 E I_Z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right\}$$

La poutre en console }  $C_1 = 1.28 ; C_2 = 0.43 ; C_3 = 0$   
 La charge uniformément répartie }  $\rightarrow L_D = 2L_0 = 4.00 \text{ m}$   
 Absence des mesures anti-gauchissement et de blocage de rotation }  $K_1 = K_w = 2$   
 Les charges sont appliquées au niveau de la semelle inférieure  $\rightarrow Z_g = -\frac{h}{2} = -225 \text{ mm}$   
 Le profilé est doublement symétrique  $\rightarrow Z_j = 0$

HEA340 :  $I_z = 7436 \text{ cm}^4$ ,  $h = 330 \text{ mm}$ ,  $b = 300 \text{ mm}$

$$I_t = 127,2 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 1824 \times 10^9 \text{ mm}^6$$

$$W_{pl,y} = 1850 \text{ cm}^3$$

$$g = 105 \text{ Kg/ml}$$

Le module d'élasticité longitudinal  $E = 21 \times 10^4 \text{ MPa}$

Le module d'élasticité transversal  $G = 81 \times 10^3 \text{ MPa}$

D'où :  $M_{cr} = 461.8578 \text{ KN.m}$

## 2° Vérification de la stabilité au déversement de la poutre :

$\rightarrow$  La condition de stabilité au déversement :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$\rightarrow$  Le moment fléchissant sollicité la poutre  $M_{sd} = 300 \text{ KN.m}$

$\rightarrow$  Le profilé laminé :  $\alpha_{LT} = 0.21$

$\rightarrow$  Le profilé de classe 1 :  $\beta_w = 1$

$\rightarrow$  L'élançement réduit :  $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w \frac{W_{ply} f_y}{M_{cr}}} = 0.433 > 0.4 \rightarrow$  il y a un risque de déversement qu'il faut le vérifier.

$\rightarrow$  Le facteur :  $\Phi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,6182$

$\rightarrow$  Le coefficient de réduction :  $\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0,9439 < 1$

$\rightarrow$  Le moment résistant au déversement :  $M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 373,0550 \text{ KN.m}$

D'où :  $M_{sd} < M_{b,Rd}$  (condition vérifiée)

Donc, le profilé choisi est convenable et la poutre est stable au déversement.

## Conclusion Générale



## *Conclusion Générale*

---

Les phénomènes d'instabilité élastique constituent un aspect fondamental dans l'analyse et le dimensionnement des structures métalliques. Contrairement aux modes de ruine liés directement à la résistance du matériau, l'instabilité peut apparaître pour des niveaux de charge relativement faibles, notamment dans les éléments élancés soumis à la compression ou à la flexion.

À travers ce polycopié, les principaux phénomènes d'instabilité affectant les pièces métalliques ont été présentés et analysés. Le flambement simple des barres comprimées a permis de mettre en évidence l'influence de paramètres essentiels tels que la longueur de flambement, les conditions d'appui et les caractéristiques géométriques de la section. L'étude du flambement composé a ensuite montré la complexité du comportement des éléments soumis simultanément à la compression et à la flexion, où l'interaction entre ces sollicitations joue un rôle déterminant dans la stabilité de la pièce.

Par ailleurs, le phénomène de déversement des poutres métalliques a illustré un autre mode d'instabilité fréquent dans les éléments soumis à la flexion. Ce phénomène, caractérisé par un déplacement latéral accompagné d'une rotation de la section, souligne l'importance de prendre en compte les effets de torsion et les conditions de maintien latéral lors du dimensionnement des poutres élancées.

La compréhension de ces différents modes d'instabilité est essentielle pour garantir la sécurité et la fiabilité des structures métalliques. Elle permet aux ingénieurs et aux étudiants d'identifier les paramètres influençant la stabilité

des éléments structuraux et d'appliquer les méthodes de vérification appropriées lors de la conception.

Ainsi, la maîtrise des phénomènes de flambement et de déversement constitue une étape indispensable dans l'apprentissage du calcul des structures métalliques et représente un outil fondamental pour la conception d'ouvrages sûrs, économiques et performants.

# Bibliographie





## Bibliographie

---

- [Baraka, 2016] Baraka Abdelhak "*Cours en charpente métallique I selon le règlement algérien C.C.M.97 et l'Eurocode 3*" Offices des publications universitaires, édition 2.03.5438 (2016).
- [Bleich F, 1952] Bleich, F., "*Buckling Strength of Metal Structures*", McGraw Hill, 1952.
- [Dahmani, 2012] Dahmani Lahlou "*Calcul des éléments de construction métallique selon l'Eurocode 3*" Offices des publications universitaires, édition 2.03.5343 (2012).
- [Dowling, 1988] Dowling P.J., Knowles, P. and Owens G.W., "*Structural Steel Design*", The Steel Construction Institute, Butterworths, 1988.
- [Eurocode 3, 1993] Eurocode 3 "*Conception et calcul des structures en acier*" Prénorme européenne ENV-1993-1-1-Partie 1.1 ; Règles générales et règles pour les bâtiments, CEN Bruxelles, 1992.
- [Eurocode 3, 1990] Eurocode 3 - Part 1, "*Design of Steel Structures - General and Building*". Commission of the European Communities, Novembre 1990.
- [European CCS, 1976] European Convention for Constructional Steelwork, "*Manual on Stability of Steel Structures*", June 1976.
- [Jean morel, 1997] Jean morel " *Guide de calcul Structures Métalliques (CM66, Additif 80, Eurocode 3)* ", Editions Eyrolles 2ème tirage (1997);
- [Jean morel, 2005] Jean morel " *Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3*", Editions Eyrolles 6ème tirage (2005);
- [Manfed, 2001] Manfred.A, Hirt, Michel Crisinel «*Charpentes métalliques conception et dimensionnement des halles et batiments*» volume 11, 1ere Editions ISBN 2-88074-359-1 (2001);
- [Manfed, ????] Manfred.A, Hirt Rolf Bez, "*Construction métallique, Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement*" volume 10, Editions ISBN 2-88074-249-8 ( ????);
- [Mimoune, 2015] Mimoune F.Z, Mimoune Mostefa "*Construction Métallique 'regles de calculs et de vérification*" Offices des publications universitaires, 2<sup>ème</sup> édition 2.03.5250 (2015).
- [Narayanan, 1983] Narayanan, R. (ed), "*Plated Structures ; Stability and Strength*" Applied Science Publishers, London 1983.
- [SSRC, 1976] Structural Stability Research Council, "*Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*", Edited by B.G. Johnson, John Wiley & Sons, 1976.
- [Taktak, 2005] Taktak Wissem "*Cours Charpentes métalliques*", Polycopié, Institut Supérieur des Etudes Technologiques de Radés, Tunisie, Editions (2005) ;
- [Trahair, 1988] Trahair, N.S. and Bradford, M.A., "*The Behaviour and Design of Steel Structures*", Chapman and Hall, Second Edition, 1988.

# Annexe



## CARACTERISTIQUES DES PROFILES

Tableau A.1 Caractéristiques des profils H européens HEA

Caractéristiques des profils HEA												
PROFIL	h mm	A cm <sup>2</sup>	S m <sup>2</sup> /m	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl,y</sub> cm <sup>3</sup>	A <sub>vz</sub> cm <sup>2</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>z</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl,z</sub> cm <sup>3</sup>	I <sub>t</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>0</sub> × 10 <sup>-3</sup> cm <sup>6</sup>
HEA 100	96	21,24	0,561	349,2	72,76	83,01	7,56	133,8	26,76	41,14	5,24	2,58
HEA 120	114	25,34	0,677	606,2	106,3	119,5	8,46	230,9	38,48	58,85	5,99	6,47
HEA 140	133	31,42	0,794	1 033	155,4	173,5	10,12	389,3	55,62	84,85	8,13	15,06
HEA 160	152	38,77	0,906	1 673	220,1	245,1	13,21	615,6	76,95	117,6	12,19	31,41
HEA 180	171	45,25	1,024	2 510	293,6	324,9	14,47	924,6	102,7	156,5	14,8	60,21
HEA 200	190	53,83	1,136	3 692	388,6	429,5	18,08	1 336	133,6	203,8	20,98	108
HEA 220	210	64,34	1,255	5 410	515,2	568,5	20,67	1955	177,7	270,6	28,46	193,3
HEA 240	230	76,84	1,369	7 763	675,1	744,6	25,18	2769	230,7	351,7	41,55	328,5
HEA 260	250	86,82	1,484	10 450	836,4	919,8	28,76	3 668	282,1	430,2	52,37	516,4
HEA 280	270	97,26	1,603	13 670	1 013	1 112	31,74	4 763	340,2	518,1	62,1	785,4
HEA 300	290	112,5	1,717	18 260	1 260	1 383	37,28	6 310	420,6	641,2	85,17	1 200
HEA 320	310	124,4	1,756	22 930	1 479	1 628	41,13	6 985	465,7	709,7	108	1 512
HEA 340	330	133,5	1,795	27 690	1 678	1 850	44,95	7 436	495,7	755,9	127,2	1 824
HEA 360	350	142,8	1,834	33 090	1 891	2 088	48,96	7 887	525,8	802,3	148,8	2 177
HEA 400	390	159	1,912	45 070	2 311	2 562	57,33	8 564	570,9	872,9	189	2 942
HEA 450	440	178	2,011	63 720	2 896	3 216	65,78	9 465	631	965,5	243,8	4 148
HEA 500	490	197,5	2,11	86 970	3 550	3 949	74,72	10 370	691,1	1 059	309,3	5 643
HEA 550	540	211,8	2,209	111 900	4 146	4 622	83,72	10 820	721,3	1 107	351,5	7 189
HEA 600	590	226,5	2,308	141 200	4 787	5 350	93,21	11 270	751,4	1 156	397,8	8 978
HEA 650	640	241,6	2,407	175 200	5 474	6 136	103,2	11 720	781,6	1 205	448,3	11 030
HEA 700	690	260,5	2,505	215 300	6 241	7 032	117	12 180	811,9	1 257	513,9	13 350
HEA 800	790	285,8	2,698	303 400	7 682	8 699	138,8	12 640	842,6	1 312	596,9	18 290
HEA 900	890	320,5	2,896	422 100	9 485	10 810	163,3	13 550	903,2	1 414	736,8	24 960
HEA 1000	990	346,8	3,095	553 800	11 190	12 820	184,6	14 000	933,6	1 470	822,4	32 070

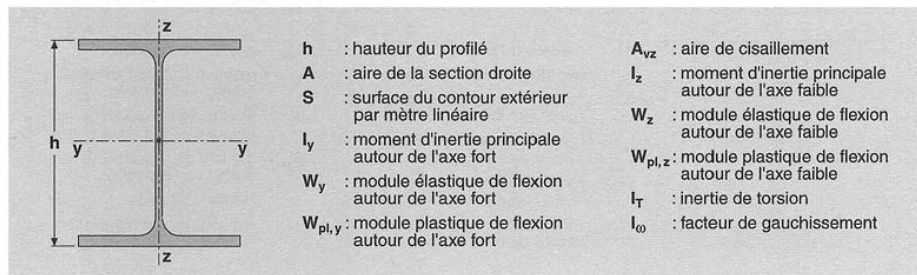


Tableau A.2 Caractéristiques des profils I européens IPE

Caractéristiques des profils I européens												
PROFIL	h mm	A cm <sup>2</sup>	S m <sup>2</sup> /m	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl,y</sub> cm <sup>3</sup>	A <sub>vz</sub> cm <sup>2</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>z</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl,z</sub> cm <sup>3</sup>	I <sub>T</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>ω</sub> × 10 <sup>-3</sup> cm <sup>6</sup>
IPE 80	80	7,64	0,328	80,14	20,03	23,22	3,58	8,49	3,69	5,82	0,70	0,12
IPE 100	100	10,32	0,400	171	34,20	39,41	5,08	15,92	5,79	9,15	1,20	0,35
IPE 120	120	13,21	0,475	317,8	52,96	60,73	6,31	27,67	8,65	13,58	1,74	0,89
IPE 140	140	16,43	0,551	541,2	77,32	88,34	7,64	44,92	12,31	19,25	2,45	1,98
IPE 160	160	20,09	0,623	869,3	108,7	123,9	9,66	68,31	16,66	26,10	3,60	3,96
IPE 180	180	23,95	0,698	1 317	146,3	166,4	11,25	100,9	22,16	34,60	4,79	7,43
IPE 200	200	28,48	0,768	1 943	194,3	220,6	14,00	142,4	28,47	44,61	6,98	12,99
IPE 220	220	33,37	0,848	2 772	252,0	285,4	15,88	204,9	37,25	58,11	9,07	22,67
IPE 240	240	39,12	0,922	3 892	324,3	366,6	19,14	283,6	47,27	73,92	12,88	37,39
IPE 270	270	45,94	1,041	5 790	428,9	484,0	22,14	419,9	62,20	96,95	15,94	70,58
IPE 300	300	53,81	1,160	8 356	557,1	628,4	25,68	603,8	80,50	125,2	20,12	125,9
IPE 330	330	62,61	1,254	11 770	713,1	804,3	30,81	788,1	98,52	153,7	28,15	199,1
IPE 360	360	72,73	1,353	16 270	903,6	1 019	35,14	1 043	122,8	191,1	37,32	313,6
IPE 400	400	84,46	1,467	23 130	1 156	1 307	42,69	1 318	146,4	229,0	51,08	490
IPE 450	450	98,82	1,605	33 740	1 500	1 702	50,85	1 676	176,4	276,4	66,87	791
IPE 500	500	115,5	1,744	48 200	1 928	2 194	59,87	2 142	214,2	335,9	89,29	1 249
IPE 550	550	134,4	1,877	67 120	2 441	2 787	72,34	2 668	254,1	400,5	123,2	1 884
IPE 600	600	156,0	2,015	92 080	3 069	3 512	83,78	3 387	307,9	485,6	165,4	2 846
IPE 750 × 137	753	174,6	2,506	159 900	4 246	4 865	92,90	5 166	392,8	614,1	137,1	6 980
IPE 750 × 147	753	187,5	2,510	166 100	4 411	5 110	105,4	5 289	399,2	630,8	161,5	7 141
IPE 750 × 173	762	221,3	2,534	205 800	5 402	6 218	116,4	6 873	514,9	809,9	273,6	9 391
IPE 750 × 196	770	250,8	2,552	240 300	6 241	7 174	127,3	8 175	610,1	958,8	408,9	11 290

