

CHAPITRE 6

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

ELEMENTS COMPRIMES

1. Introduction

On utilise en général le terme "éléments comprimés" pour décrire les composants structuraux soumis uniquement à des efforts normaux de compression; ceci peut décrire les poteaux (dans des conditions de chargement particulières) mais fait référence en général aux barres comprimées et à extrémités articulées que l'on trouve dans les fermes, les poutres à treillis ou les éléments de contreventement. S'ils sont soumis à des moments fléchissants significatifs en plus des charges axiales, ces éléments sont appelés poutres-poteaux.

Ce cours a pour sujet les éléments comprimés et, par conséquent, concerne très peu de poteaux réels car les excentricités d'efforts normaux et les efforts transversaux ne sont en général pas négligeables.

Le fait que la plupart des éléments comprimés en acier sont assez élancés, un flambement peut se produire. Ce phénomène n'affecte pas, généralement, les poteaux courts dits "trapus", dont le calcul est conduit en ne tenant compte que de la résistance de ces poteaux à l'effort de compression sans tenir compte du flambement.

2. Poteaux courts

Les poteaux courts, donc trapus, ont un élanement très faible, de telle sorte qu'ils ne sont pas affectés par un flambement global. Dans ce cas, la résistance à la compression de l'élément est dictée par la résistance à la compression de la section transversale, qui est fonction de la classification de la section. Les sections transversales de Classes 1, 2, 3 sont toutes insensibles au voilement local à ce niveau de la charge axiale et donc la résistance à la compression de calcul est prise égale à la résistance plastique de calcul de la section:

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \dots\dots\dots (1)$$

Pour les sections transversales de Classe 4, le voilement local dans une ou plusieurs parois de la section transversale empêche d'atteindre la charge d'écoulement plastique, et donc la résistance à la compression de calcul est limitée à la résistance au voilement local :

$$N_{c,Rd} = N_{o,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \dots\dots\dots (2)$$

où A_{eff} représente l'aire de la section transversale efficace déterminée selon l'article 5.3.5. (cf également Voilement Local).

3. Poteaux élancés en acier

3.1. Origine des phénomènes d'instabilité élastique

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

Il s'agit donc, 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 figure se présentent :

- ✚ **Le cas des petites déformations** : Tant que l'on reste dans le domaine des petites déformations, on admet que les sollicitations ne varient pas (ou peu) sous l'effet des déformations, ce qui conduit simplement à vérifier que les contraintes restent inférieures à la contrainte de ruine.
- ✚ **Le cas des 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 efforts/déformations n'est plus vérifiée, les déformations augmentant 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 caractéristiques, dénommés phénomènes d'instabilité, qui sont :

- le flambement, qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimées et fléchies (flambement flexion), qui est très dangereux,
- le déversement, qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.
- le voilement, qui affecte les âmes des pièces fléchies.

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

Nous nous proposons donc d'examiner dans ce chapitre un de ces phénomènes d'instabilité, qui est le flambement, sous son aspect théorique, expérimental et réglementaire.

3.2. Le flambement

3.2.1. Aspect théorique du flambement simple

A. Poutre bi-articulée

Le flambement simple affecte les pièces soumises à la compression simple. Son étude est due à *Euler*.

La théorie d'*Euler* est fondée :

- ▶ sur une poutre droite, bi-articulée à ses extrémités,
- ▶ soumise à un effort normal de compression centré N , appliqué dans l'axe ox ,
- ▶ dont les dimensions transversales sont faibles en regard de la longueur (grand élancement),
- ▶ dont les inerties sont maximale dans le plan (zox) et minimale dans le plan (yox) (voir figure 1).

Lorsque N croît, à partir de zéro, l'état d'équilibre rectiligne initial 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 : $M = -EI_z \cdot \frac{d^2 y}{dx^2}$

Or, $M = N \cdot y$, donc : $EI_z \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} + N \cdot y = 0$

En posant : $\alpha = \sqrt{\frac{N}{EI_z}}$, on obtient l'équation de la ligne élastique : $\frac{d^2 y}{dx^2} + \alpha^2 y = 0$: qui est une équation

différentielle du second ordre, dont la solution générale est de la forme : $y = A \sin \alpha x + B \cos \alpha x$

La résolution de cette équation s'opère grâce aux conditions aux limites :

- pour $x = 0$, $y(0) = 0$, $B = 0$
- pour $x = \ell_0$, $y(\ell_0) = 0$, $A \sin \alpha \ell_0 = 0$

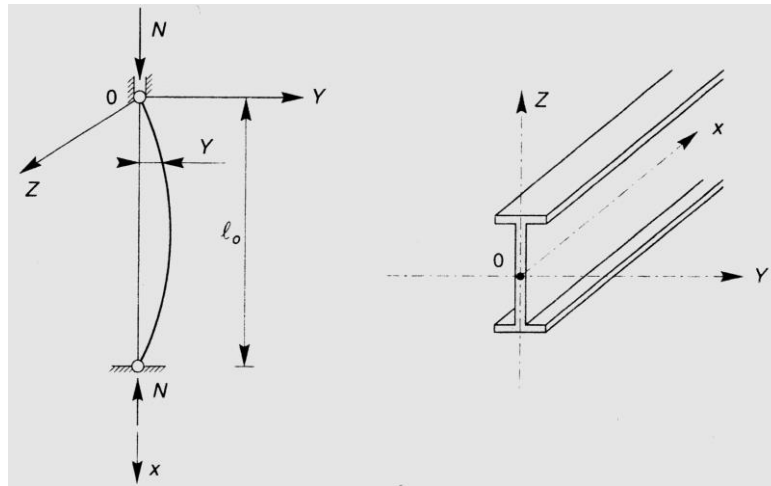


Figure 1. Poteau bi-articulé

Deux cas sont alors possibles :

- si $\sin \alpha l_0 \neq 0$, $A = 0$ et $y(x) = 0$ quel que soit x . Dans ce cas, seul l'équilibre rectiligne est possible.
- si $\sin \alpha l_0 = 0$, $\alpha l_0 = k\pi$:

soit $\alpha = \frac{k\pi}{l_0} = \sqrt{\frac{N}{EI_z}}$ d'où : $N = \frac{k^2 \pi^2 EI_z}{l_0^2}$

- si $k = 0$, $N = 0$ et la poutre est rectiligne. Pour qu'elle reste fléchie, il faut que k soit au moins égal à 1, ce qui conduit à la valeur minimale de N , correspondant à un équilibre fléchi de la poutre, qui vaut :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{l_0^2}$$

N_{cr} = force critique d'Euler.

A la force critique d'Euler N_{cr} correspond une contrainte critique $\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A}$, A étant la section droite de la poutre, qui s'écrit encore :

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{l_0^2} \cdot \frac{I_z}{A} = \frac{\pi^2 E}{l_0^2} \cdot i_z^2$$

Avec : $i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}}$, rayon de giration minimal, correspondant à l'inertie I_z minimale et à

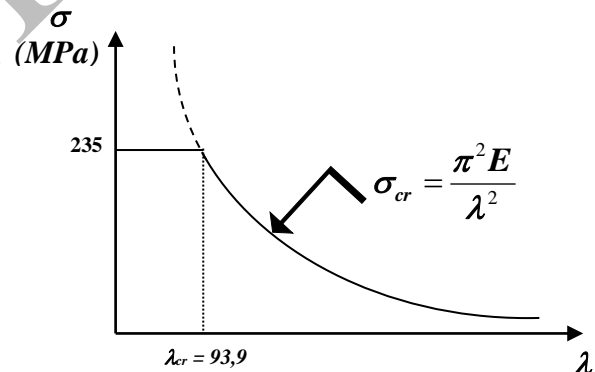
l'élancement maximal $\lambda = \frac{l_0}{i}$, d'où finalement : $\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$

- Lorsque $\sigma_{cr} > \sigma_e$: aucun risque de flambement n'est à craindre et la ruine survient pour $\sigma = \sigma_e$ (limite d'élasticité).

- Lorsque $\sigma_{cr} < \sigma_e$: il y a ruine par flambement dès lors que $\sigma = \sigma_{cr}$.

A la limite de bifurcation d'équilibre, pour laquelle $\sigma_{cr} = \sigma_e$, correspond un élancement critique λ_{cr} . Dans le cas d'un poteau bi-articulé en acier S.235, l'élancement critique vaut :

$$\lambda_{cr} = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_{cr}}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{235}} = 93,9$$



B. Poteau encastré en pied et articulé en tête :

La ligne d'action de N tend à se déplacer dans la section d'encastrement et génère une réaction transversale P , la ligne d'action passe par A, point d'inflexion de la déformée.

L'équation de la déformée s'écrit : $EI_z \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} = -M = -N \cdot y + P \cdot x$

Et a pour solution, en posant $\alpha = \sqrt{\frac{N}{EI_z}}$: $y = A \sin \alpha x + B \cos \alpha x + \frac{P}{N} \cdot x$

La résolution s'effectue grâce aux conditions aux limites :

- $y(0) = 0$, soit : $B = 0$
- $y(\ell_0) = 0$, soit : $A \sin \alpha \ell_0 + \frac{P}{N} \cdot \ell_0 = 0$
- $y'(\ell_0) = 0$, soit : $A \alpha \cos \alpha \ell_0 + \frac{P}{N} = 0$

D'où on tire l'équation transcendante $\tan \alpha \ell_0 = \alpha \ell_0$, qui a pour plus petite racine $\alpha \ell_0 = 4,5$.

Soit : $\alpha = \frac{4,5}{\ell_0} = \sqrt{\frac{N}{EI_z}}$ d'où : $N_{cr} = 2 \frac{\pi^2 EI_z}{\ell_0^2}$. Ce qui montre, en se référant à

la formule d'Euler pour un poteau bi-articulé, que : $\frac{2}{\ell_0^2} = \frac{1}{\ell_{cr}^2}$, soit : $\ell_{cr} = \frac{\ell_0 \sqrt{2}}{2} = 0,7 \ell_0$

Nous avons montré dans ces cas étudiés (poteau bi-articulé et poteau encasturé et articulés) que la contrainte critique d'Euler a pratiquement la même forme, ce n'est que la longueur qui change (ℓ_{cr}) qui est connue sous le nom de la longueur critique de flambement.

Si ℓ_{cr} représente la longueur critique de flambement, la charge critique d'Euler N_{cr} est égale à :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{\ell_{cr}^2} = m \cdot \frac{\pi^2 EI}{\ell_0^2} \dots \dots \dots (3)$$

ℓ_0 étant la longueur réelle de la barre. Donc, on peut écrire que : $\ell_{cr} = \frac{\ell_0}{\sqrt{m}}$

Les valeurs de m et de ℓ_{cr} sont récapitulées dans le tableau (1).

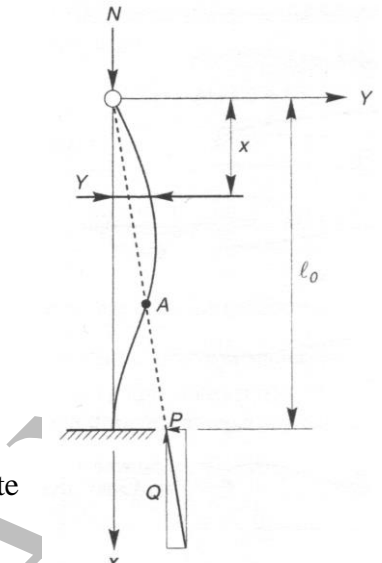
Et il est possible de définir la contrainte critique d'Euler σ_{cr} comme :

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{\ell_{cr}^2 A} \dots \dots \dots (4)$$

En introduisant le rayon de giration, $i = \sqrt{I/A}$, et l'élancement, $\lambda = \ell_{cr}/i$, pour le mode de flambement approprié, l'équation (4) devient:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \dots \dots \dots (5)$$

En traçant la courbe σ_{cr} en fonction de λ sur un graphique (Figure 2), et en faisant apparaître la ligne horizontale représentant la plasticité parfaite, $\sigma = f_y$, il est intéressant de remarquer les zones idéalisées représentant la ruine par flambement, la ruine par plastification et la zone de sécurité.



Conditions d'appuis	m	ℓ_K
• Sans déplacements des extrémités		
	1	ℓ_0
	2	$0,7 \ell_0$
	4	$0,5 \ell_0$
	$1 < m < 2$	$> 0,7 \ell_0$
• Avec liberté de déplacements aux extrémités		
	$\frac{1}{4}$	$2 \ell_0$
	1	ℓ_0
	$m < \frac{1}{4}$	$> 2 \ell_0$

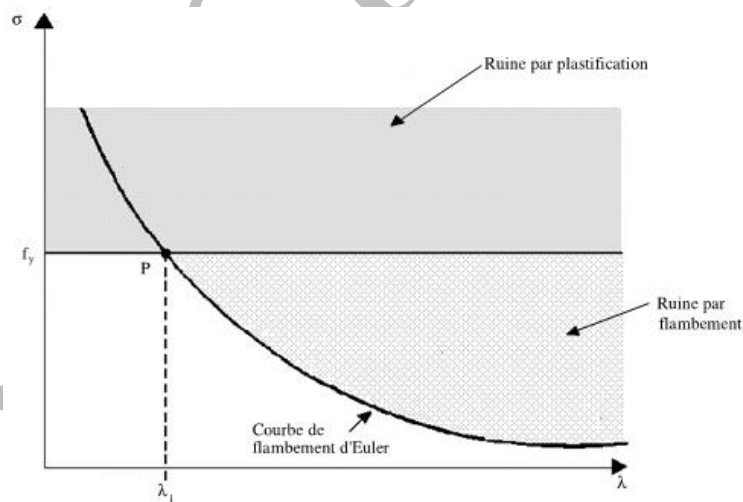
Tableau 1. Valeurs de m et de ℓ_K suivant les différents types de liaisons aux extrémités

Figure 2. Courbe de flambement d'Euler et modes de ruine

Le point d'intersection P des deux courbes représente la valeur théorique maximale de l'élancement d'un poteau comprimé jusqu'à la limite d'élasticité. Cet élancement limite, où σ_{cr} est égal à la limite d'élasticité de l'acier, est donné par l'expression :

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon \quad (6)$$

$$\text{où : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (7)$$

Comme on l'a déjà λ_1 est égal à 93,9 pour la nuance d'acier S.235, à 86,8 pour la nuance d'acier S.275 et à 76,4 pour la nuance d'acier S.355.

La Figure 2 peut être redessinée sous une forme adimensionnelle, cf. figure 3, en divisant la contrainte critique d'Euler par la limite d'élasticité (σ_{cr} / f_y) et l'élancement par l'élancement limite (λ / λ_1). Ceci est utile car le même tracé peut alors être appliqué à des éléments comprimés possédant différents élancements et différentes résistances de matériau.

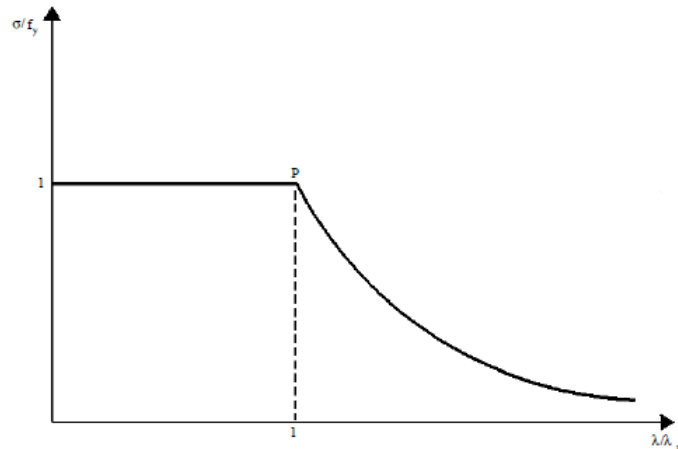


Figure 3. Courbe de flambement adimensionnelle

3.2.3. Aspect expérimental du flambement simple

Le comportement réel des poteaux en acier est assez différent du comportement idéalisé décrit ci-dessus. En général, les poteaux subissent une ruine par flambement inélastique avant d'atteindre la charge de flambement d'Euler en raison de diverses imperfections de l'élément "réel": défaut de rectitude initial, contraintes résiduelles, excentricité des efforts normaux appliqués et écrouissage. Toutes ces imperfections affectent le flambement et, par conséquent, la résistance ultime du poteau. Les études expérimentales de poteaux réels donnent les résultats illustrés par la Figure 4.

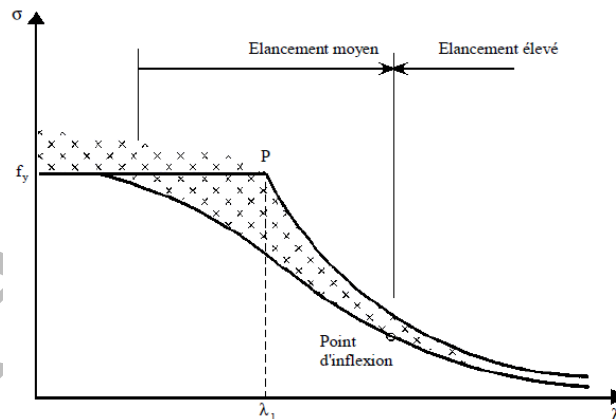


Figure 4. Résultats d'essais de poteaux réels et courbes de flambement

Comparé aux courbes théoriques, le comportement réel montre de plus grandes différences dans le domaine d'élancement moyen que dans le domaine d'élancement élevé. Dans la zone des valeurs moyennes de λ (représentant les éléments comprimés les plus couramment utilisés), l'effet des imperfections structurales est significatif et doit être soigneusement étudié. La réduction la plus importante de la valeur théorique se situe dans la région de l'élancement limite λ_1 . La courbe limite inférieure est obtenue par une analyse statistique de résultats d'essais et représente la limite de sécurité pour le chargement.

3.2.3. Aspect réglementaire du flambement simple

La théorie d'Euler, établie pour les 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 α .

La sollicitation N_{sd} de compression simple doit satisfaire :
$$N_{sd} \leq N_{c,Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

3.2.3.1. Elancement réduit $\bar{\lambda}$

L'EC3 définit l'élancement réduit (élancement normalisé) $\bar{\lambda}$ de la façon suivante :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\beta_A A \frac{f_y}{N_{cr}}} \dots\dots\dots(8)$$

ce qui peut s'écrire (au moyen des expressions 5 et 6) et s'utiliser sous la forme plus pratique suivante :

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A} \dots\dots\dots(9)$$

où :

$\beta_A = 1$ pour les sections transversales de classes 1, 2, 3 et $\beta_A = A_{eff} / A$ pour la classe 4.

Le risque de flambement n'est à considérer que si $\bar{\lambda} > 0,2$

3.2.3.2. Coefficient de réduction χ

L'EC3 définit le coefficient de réduction χ de la façon suivante :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \dots\dots\dots(10)$$

mais $\chi \leq 1$ où : $\phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$

La section d'un profilé ayant deux plans de flambement possibles, χ doit être déterminé pour chacun des deux plans et la valeur la plus faible des deux sera retenue pour le dimensionnement de l'élément.

3.2.3.3. Facteur d'imperfection α

Les nombreux essais réalisés sous l'égide du CECM (Convention européenne de la construction métallique) ont été rassemblés par l'Eurocode 3 sous la forme de quatre courbes différentes a, b, c et d (figure 5). Ces courbes montrent très clairement que la contrainte critique d'Euler prend assez bien compte de la réalité pour des élancements réduits supérieurs à 1,6. En dessous de cette valeur, dans le domaine d'utilisation courant des profils, la contrainte critique réelle est nettement plus faible que celle donnée par Euler.

La résistance caractéristique d'un profilé à l'état limite ultime de flambement est complètement définie par le coefficient de réduction χ à appliquer à la limite élastique.

Le tableau 2 permet de choisir la courbe de flambement appropriée.

L'expression analytique des courbes de flambement de la figure 5 permet alors de calculer le coefficient de réduction χ :

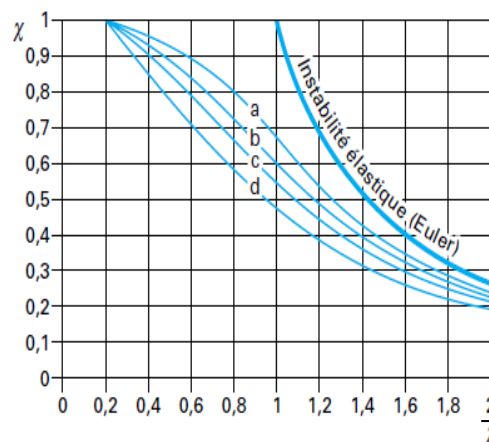


Figure 5. Coefficient de réduction χ en fonction de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$

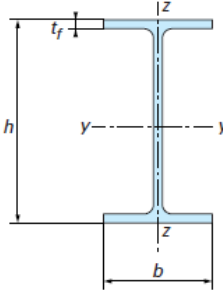
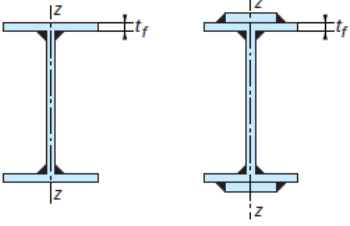
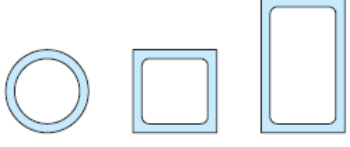
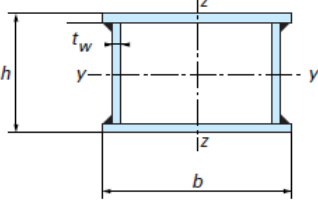
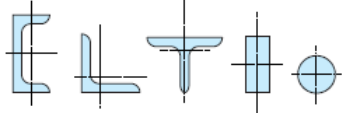
Type de section	Limites	Axe de flambement	Courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2$: $t_f \leq 40$ mm $40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ mm	$y-y$ $z-z$	a b b c
	$h/b \leq 1,2$: $t_f \leq 100$ mm $t_f > 100$ mm	$y-y$ $z-z$ $y-y$ $z-z$	b c d d
Section en I soudées 	$t_f \leq 40$ mm $t_f > 40$ mm	$y-y$ $z-z$ $y-y$ $z-z$	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid en utilisant f_{yb} (1)	quel qu'il soit	b
	formées à froid en utilisant f_{ys} (1)	quel qu'il soit	c
Caissons soudées 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	$y-y$ $z-z$	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

Tableau 2. Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

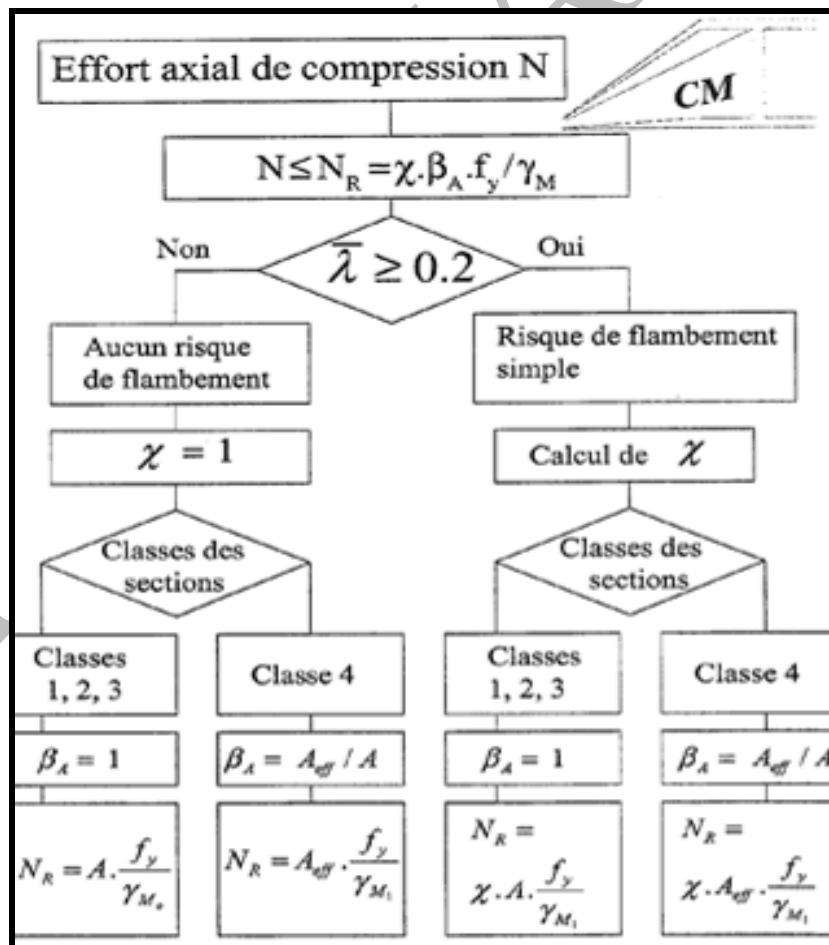
Le tableau 3 donne la valeur du facteur d'imperfection α correspondant à la courbe de flambement retenue ;

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0,21	0,34	0,49	0,76

Tableau 3. Valeur du facteur d'imperfection α

Plus simplement et plus rapidement, χ peut être obtenu en fonction de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$, au moyen du tableau 4.

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Tableau 4. Valeur du coefficient de réduction χ selon la courbe de flambement retenue

2.4. Flambement des pièces triangulées

2.4.1. Introduction : Nous nous limitons ici au cas (le plus courant) du poteau constitué de deux membrures parallèles identiques (*IPE*, *UAP*, cornières ou éventuellement treillis), reliées transversalement par deux plans triangulés de treillis uniformes, attachés par boulonnage ou soudage.

2.4.2. Longueurs de flambement : il convient de vérifier :

- ✚ d'abord, le flambement d'un tronçon de membrure, dans le plan du treillis. La longueur de flambement à adopter est la distance entre nœud du treillis : $l_{cr} = a$.
- ✚ ensuite, le flambement du poteau composé, sur sa hauteur totale, tout comme un poteau classique de section pleine.

2.4.3. Moments d'inertie de flexion :

Les treillis ne sont pas pris en compte dans la détermination des inertie, qui se réduisent aux inerties de membrures.

$$I_{eff,y} = 2 \cdot I_{ym}$$

$$I_{eff,z} = 1/2 h_0^2 \cdot A_f + 2 I_{zm}$$

Avec :

A_f = aire de la section transversale d'une membrure

h_0 = distance entre centres de gravité des membrures.

I_{ym} et I_{zm} = inerties propres d'une membrure par rapport à son centre de gravité.

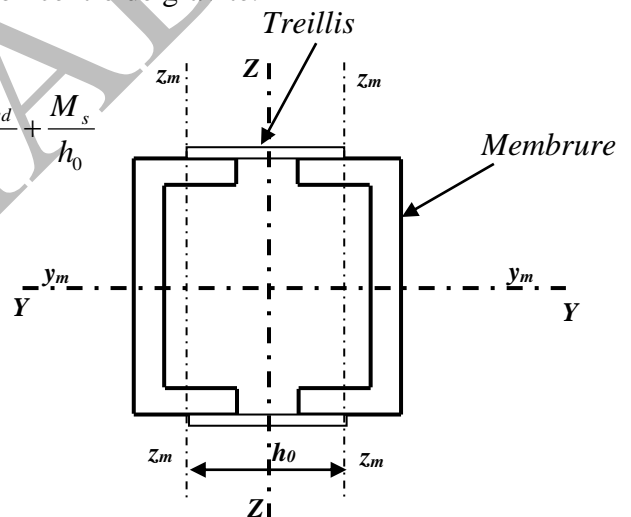
2.4.4. Efforts dans les membrures à mi-hauteur

L'effort axial N_f dans chaque membrure vaut : $N_{fc, sd} = \frac{N_{c, sd}}{2} + \frac{M_s}{h_0}$

$$\text{Avec : } M_s = N_{c, sd} \cdot e_0 \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{c, sd}}{N_{cr}} - \frac{N_{c, sd}}{S_v}}$$

$$e_0 = \frac{\ell_0}{500}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I_{eff, z}}{\ell_{cr}^2}$$



S_v = rigidité au cisaillement du treillis (effort tranchant requis pour produire une déformation unitaire de cisaillement). Voir valeurs dans le tableau suivant.

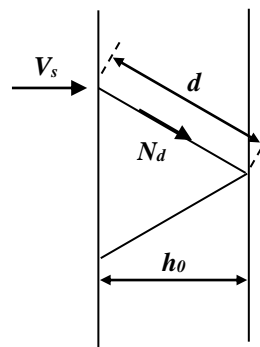
2.4.5. Efforts dans les treillis :

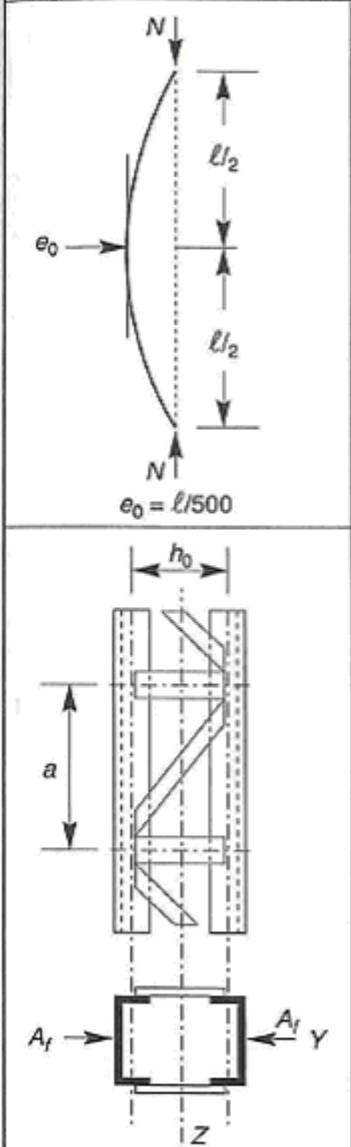
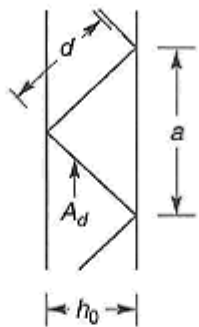
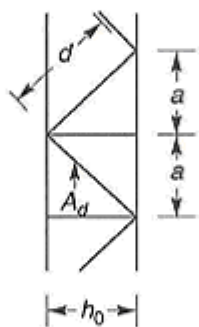
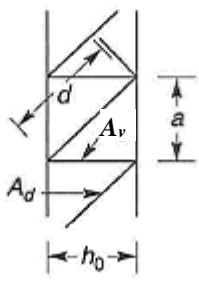
Ils sont maximaux aux extrémités du poteau. L'effort N_d dans une diagonale de treillis vaut :

$$N_d = \frac{V_s}{n} \frac{d}{h_0}$$

$$\text{Avec : } V_s = \frac{\pi \cdot M_s}{\ell_0}$$

d , n et h_0 étant donnés sur le tableau suivant.



Éléments comprimés à treillis		
	Treillis	S_v
		$\frac{n.E.A_d.a.h_0^2}{2.d^3}$
		$\frac{n.E.A_d.a.h_0^2}{d^3}$
		$\frac{n.E.A_d.a.h_0^2}{d^3 \left[1 + \frac{A_d.h_0^3}{A_v.d^3} \right]}$
n est le nombre de plans de treillis A_d et A_v sont données pour un seul plan		

Exercice d'application :

Vérifiez la stabilité d'un poteau constitué de deux membrures parallèles identiques (UAP 200), reliées transversalement par deux plans triangulés (cornières L 40×40×4), soumis une charge de compression $N_{csd} = 1000kN$. Ce poteau de 6 m de hauteur est considéré comme articulé en tête et en pied. Acier S.235 $a = 1m$, $h_0 = 0,50m$

Membrures : UAP 200 :

$A = 32 \text{ cm}^2$, $I_{zm} = 169,7 \text{ cm}^4$, $I_{ym} = 1946 \text{ cm}^4$,
 $t_w = 8 \text{ mm}$, $t_f = 11,5 \text{ mm}$, $b = 75 \text{ mm}$, $d = 154 \text{ mm}$
 $r = 11,5 \text{ mm}$

Treillis : L 40×40×4 :

$A_d = 3,08 \text{ cm}^2$, $i_u = 1,52 \text{ cm}$, $i_v = 0,77 \text{ cm}$.

