

Chapitre 6 :

Analyse statique des portiques transversaux et dimensionnement des éléments principaux

1- Calcul des poteaux métalliques

Les poteaux sont des éléments structuraux qui forment avec les poutres l'ossature des bâtiments métalliques. Ils sont chargés de transférer aux fondations les efforts provenant des actions agissant sur les poutres. Ils sont essentiellement comprimés sous l'action d'un effort axial de compression. Parfois ils peuvent être comprimés et fléchis, sollicités en flexion composée.

Les poteaux sont réalisés habituellement à partir de profilés laminés ou en profilés reconstitués soudés, ils peuvent avoir une section à âme pleine en I, en H, tubulaire, en caisson ou une section composée avec des profilés laminés jumelés et reliés par des plans en treillis. Le choix de la section dépend de l'importance de l'effort appliquée et du domaine d'utilisation.

1.1- Résistance des sections des poteaux métalliques (supposés stables au flambement)

1.1.1- Effort axial de compression (N)

L'effort de compression N_{sd} doit rester inférieur ou égal à l'effort résistant N_{Rd} de la section:

- Pour les sections de classe 1, 2 et 3 :

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad ; \quad \gamma_{M0} = 1$$

$N_{pl.Rd}$: L'effort résistant plastique de la section transversale à la compression,

A : La section transversale brute même avec la présence de trous de boulonnage.

- Pour les sections de classe 4 :

$$N_{sd} \leq N_{eff.Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad ; \quad \gamma_{M1} = 1,1$$

$N_{eff.Rd}$: L'effort résistant élastique de la section efficace à la compression,

A_{eff} : La section transversale efficace de la section de classe 4.

1.1.2- Moment fléchissant (M)

En l'absence d'effort tranchant, le moment fléchissant sollicitant M_{sd} dans chaque section transversale doit rester inférieur au moment résistant $M_{c,Rd}$, soit :

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

- **Pour les sections de classe 1 ou 2 :** (Exploitation plastique de la section)

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{Moment résistant plastique})$$

W_{pl} : Module de résistance plastique de la section brute.

- **Pour les sections de classe 3 :** (Exploitation élastique de la section)

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{Moment résistant élastique})$$

W_{el} : Module de résistance élastique de la section brute.

- **Pour les sections de classe 4 :** (Exploitation élastique de la section efficace)

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} = M_{eff,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} ; \quad \gamma_{M1} = 1.1$$

W_{eff} : Module de résistance élastique de la section efficace de la section de classe 4.

1.1.3- Moment fléchissant + effort axial de compression (M+N)

Pour un poteau soumis à la flexion composée, la flexion peut être appliquée suivant un seul axe ou simultanément suivant les deux axes principaux y-y et z-z de sa section transversale.


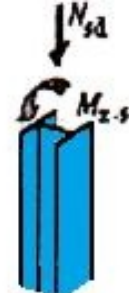
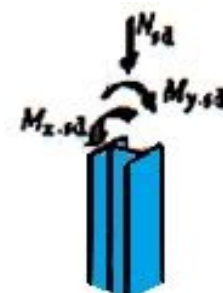
Cas de flexions composées	Effort de compression (N_{sd}) plus		
	Une flexion mono axiale		Une flexion bi axiale ($M_{y,sd}$ et $M_{z,sd}$)
	Autour de y – y ($M_{y,sd}$)	Autour de z – z ($M_{z,sd}$)	
Illustration graphique			

Tableau 1.6 : Les cas de la flexion composée.

Sections de classe 1 et 2

En plasticité, la présence d'un effort axial de compression va augmenter la contrainte de la partie comprimée dans une section fléchiée. Cette accumulation des contraintes de compression risque de dépasser la capacité de la résistance plastique de l'acier. Le **CCM97** recommande de retrancher une partie de la résistance plastique pour la consacrer à l'effort normal. Ceci étant fait, le moment résistant plastique $M_{pl,Rd}$ diminue et devient moment résistant plastique réduit $M_{N,Rd}$, avec lequel suffira une vérification avec des moments seulement.

$$\begin{array}{ccc}
 & \text{Réduction à cause de } N_{sd} & \\
 M_{pl,Rd} & \xrightarrow{\hspace{10em}} & M_{N,Rd} \\
 & \text{(Prélever } W_{pl} \text{ pour } N_{sd} \text{)} &
 \end{array}$$

Ainsi pour les sections de classe 1 et 2, la vérification n'est effectuée que pour la flexion, où, le moment fléchissant sollicitant M_{sd} doit rester inférieur à la valeur du moment plastique résistant réduit $M_{N,Rd}$. Ce dernier est obtenu après une éventuelle diminution qui dépend de la grandeur de l'effort normal par rapport à la résistance de la section et de la direction du moment appliqué.

$$M_{sd} \leq M_{N,Rd}$$

- Pour une section comportant des semelles (Sections en **I** et en **H**) le **CCM97** considère qu'elles peuvent reprendre l'effort N_{sd} par écrouissage de l'acier de l'âme et ne subissent aucune réduction de leur moment de résistance plastique (alors $M_{N,Rd} = M_{pl,Rd}$) si :
 - La flexion est autour de $y - y$: $N_{sd} \leq \min[0,25 N_{pl,Rd} ; 0,5 N_{pl,w,Rd}]$
 - La flexion est autour de $z - z$: $N_{sd} \leq N_{pl,w,Rd}$

$$\text{Avec } N_{pl,w,Rd} = a \cdot N_{pl,Rd} \quad \text{où} \quad a = \min \left[\frac{(A-2 \cdot b \cdot t_f)}{A}; 0,5 \right]$$

- Dans le cas contraire, c'est à dire si $N_{sd} > \min[0,25 N_{pl,Rd} ; 0,5 N_{pl,w,Rd}]$ la réduction de leur moment résistant est faite comme suit en distinguant 3 cas :

a) Flexion autour de l'axe $y - y$:

$$M_{Ny,Rd} = M_{ply} \frac{1 - \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}}}{1 - 0,5a} \quad \text{Avec} \quad a = \min \left[\frac{(A-2 \cdot b \cdot t_f)}{A}; 0,5 \right]$$

b) Flexion autour de l'axe $z - z$:

$$M_{Nz,Rd} = M_{plz} \left[1 - \left(\frac{\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} - a}{1 - a} \right)^2 \right] \quad \text{Avec} \quad a = \min \left[\frac{(A-2 \cdot b \cdot t_f)}{A}; 0,5 \right]$$

c) Flexion bi-axiale :

La vérification d'une section de classes 1 ou 2 en flexions bi-axial composées oblige le passage par sa vérification en flexion mono-axiale composée dans l'axe y-y et dans l'axe z-z. D'où, la détermination de $M_{Ny,Rd}$ et $M_{Nz,Rd}$ qui sont calculés indépendamment sous l'influence de N_{Sd} selon un des cas précédemment cités a) et b).

La vérification en flexion déviée composée est faite comme suit :

$$\left[\frac{M_{y,Sd}}{M_{Ny,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Sd}}{M_{Nz,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Pour les sections en I et en H : $\alpha = 2$ et $\beta = 5 \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}}$ avec $\beta \geq 1$

Sections de classe 3

En absence l'effort tranchant ($V_{Sd} \leq 0,5 V_{pl,Rd}$), le critère limite d'une compression plus une flexion mono-axiale ou bi-axiale s'écrit :

$$\left[\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{y,Sd}}{M_{el,y,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,Sd}}{M_{el,z,Rd}} \right] \leq 1$$

C'est à dire : Les sections de classe 3 sont considérées comme satisfaisantes, si la contrainte longitudinale maximale σ_x vérifie la condition :

$$\sigma_x \leq f_y / \gamma_{M0}$$

Ce qui s'écrit encore :

$$\sigma_x = \frac{N_{Sd}}{A} + \frac{M_{y,Sd}}{W_{ely}} + \frac{M_{z,Sd}}{W_{elz}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Sections de classe 4

En absence de l'effort tranchant, la vérification de la flexion composée mono-axiale ou bi-axiale pour cette classe est faite avec l'inégalité suivante. Il faut penser éventuellement aux moments additionnels dus à la présence de l'effort normal et du décalage de l'axe neutre de la section efficace.

$$\left[\frac{N_{Sd}}{N_{eff,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{y,Sd} + e_{Ny} \cdot N_{Sd}}{M_{eff,y,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,Sd} + e_{Nz} \cdot N_{Sd}}{M_{eff,z,Rd}} \right] \leq 1$$

C'est à dire : Les sections de classe 4 sont considérées comme satisfaisantes, si la contrainte longitudinale maximale σ_x calculée en utilisant les largeurs efficaces des parois comprimées, vérifie la condition :

$$\sigma_x \leq f_y / \gamma_{M1}$$

Ce qui s'écrit encore :

$$\sigma_x = \frac{N_{sd}}{A_{eff}} + \frac{M_{y,sd} + N_{sd} \cdot e_y}{W_{eff y}} + \frac{M_{z,sd} + N_{sd} \cdot e_z}{W_{eff z}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

A_{eff} = Aire de la section transversale supposée soumise à une compression uniforme (M=0);

W_{eff} = Module de résistance de la section efficace, la section transversale étant supposée soumise uniquement à un moment fléchissant suivant l'axe concerné (N=0) ;

e = décalage de l'axe neutre concerné, la section transversale étant supposée soumise à une compression uniforme (M=0).

1.2 Vérification de la stabilité au flambement des poteaux métalliques

1.2.1- Phénomènes d'instabilité des pièces métalliques

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

Les zones comprimées des pièces métalliques (affectées par les grandes déformations) peuvent présenter trois types de phénomènes d'instabilité qui sont :

- Le flambement : phénomène très dangereux, il affecte les poteaux simplement comprimés ainsi que les poteaux comprimés et fléchis,
- Le déversement : moins dangereux, il affecte les semelles comprimées des poutres fléchies,
- Le voilement : de moindre importance, il affecte les âmes des poutres fléchies.

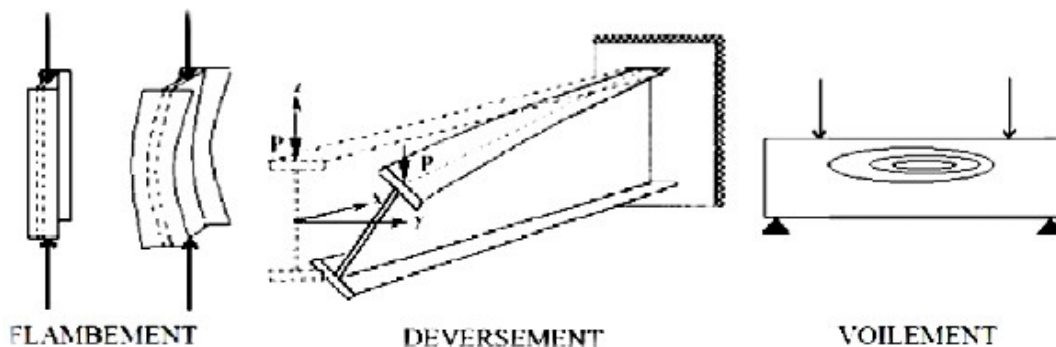


Figure 2.1 : Phénomènes d'instabilité.

1.2.2- Flambement simple des poteaux idéals

Le flambement simple affecte les poteaux soumis à la compression simple. Le premier qui a étudié ce phénomène est l'ingénieur et mathématicien **Euler** en **1880**. La théorie d'Euler est fondée sur :

- ✓ un poteau de grand élancement dont ses dimensions transversales sont faibles par rapport à sa longueur,
- ✓ un poteau droit (parfaitement rectiligne), bi-articulé à ses extrémités et
- ✓ soumis à un effort normal de compression N centré et appliqué suivant l'axe ox .

Lorsque N croît, à partir de zéro, l'état initial d'équilibre rectiligne du poteau évolue vers un état d'équilibre curviligne fléchi. Dès que N atteint la valeur de N_{cr} , l'équilibre curviligne devient instable et le poteau va se rompre par flambement.

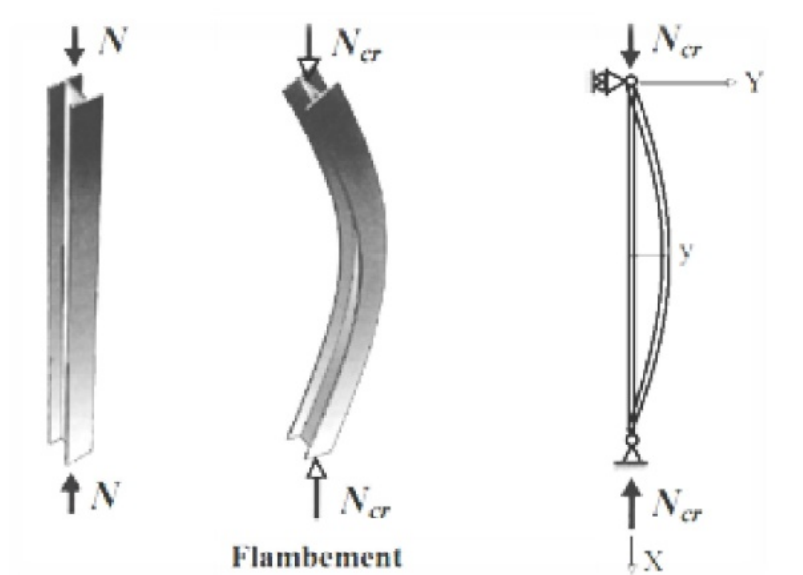


Figure 2.2 : Flambement simple.

L'effort critique de compression N_{cr} à partir duquel apparaît le phénomène de flambement a été défini par **Euler** par l'expression suivante :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_f^2} \dots\dots\dots (2.1)$$

Avec

E : Module d'élasticité longitudinal de l'acier du poteau, $E = 210000 \text{ N/mm}^2$,

I : Moment d'inertie minimal de la section transversale du poteau,

l_f : La longueur de flambement du poteau.

A la force critique d'Euler N_{cr} correspond une contrainte critique σ_{cr} :

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A}$$

Avec

A : Aire de la section transversale du poteau.

En remplaçant N_{cr} par son expression, on aura : $\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{l_f^2} \cdot \frac{I}{A}$

Notant que :

➤ le rayon de giration minimal de la section transversale, $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ et

➤ l'élancement maximal du poteau comprimé, $\lambda = \frac{l_f}{i}$

On obtient finalement l'expression de la contrainte critique d'Euler σ_{cr} en fonction de

l'élancement maximal λ : $\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$ (2.2)

A la limite de l'équilibre curviligne (pour lequel $\sigma_{cr} = f_y$) correspond un élancement critique λ_l . Dans le cas d'un poteau bi-articulé en acier de nuance S235 ($f_y = 235 \text{ N/mm}^2$), l'élancement critique d'Euler vaut :

$$\lambda_l = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{235}} = 93,9$$

Pour les différents aciers :

$$\lambda_l = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon \text{ (2.3)}$$

$$\text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Nuance d'acier	S235 ($f_y = 235 \text{ N/mm}^2$)	S275 ($f_y = 275 \text{ N/mm}^2$)	S355 ($f_y = 355 \text{ N/mm}^2$)
λ_l	93,9	86,80	76,4

Tableau 2.1: λ_l pour les différentes nuances d'acier.

1.2.3 - Longueurs de flambement (l_f)

La longueur de flambement définit la distance qui sépare les deux points d'inflexion de la ligne moyenne d'un poteau comprimé et flambé (déformé).

1.2.3.1- Longueur de flambement des poteaux isolés

La longueur de flambement d'un poteau articulé à ses extrémités est égale à sa longueur réelle (l_0). Pour d'autres modes d'attache des extrémités, on examine la déformation possible de la ligne moyenne du poteau et on prend comme longueur de flambement (l_f) la plus grande distance séparant deux points d'articulation ou d'inflexion réels ou fictifs. Le Tableau suivant illustre pour quelques cas courants la longueur de flambement en fonction des conditions d'appuis.

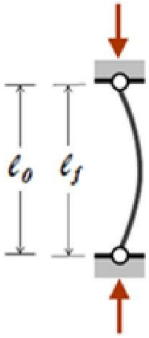
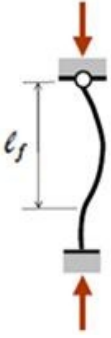
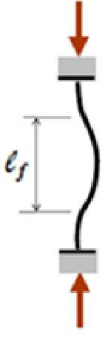
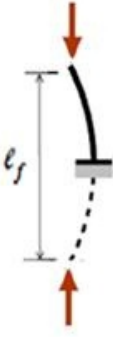
Conditions D'appuis				
Longueur de flambement l_f	l_0	$l_0/\sqrt{2}$	$0.5l_0$	$2l_0$

Tableau 2.2: Longueur de flambement.

1.2.3.2- Longueur de flambement des poteaux de bâtiments à étages multiples

Pour les poteaux de bâtiment à plusieurs étages, les longueurs de flambement sont conditionnées par le mode de déplacement des nœuds. Suivant ce mode on distingue deux types de structures ;

- Structure à nœuds fixes,
- Structure à nœuds déplaçables.

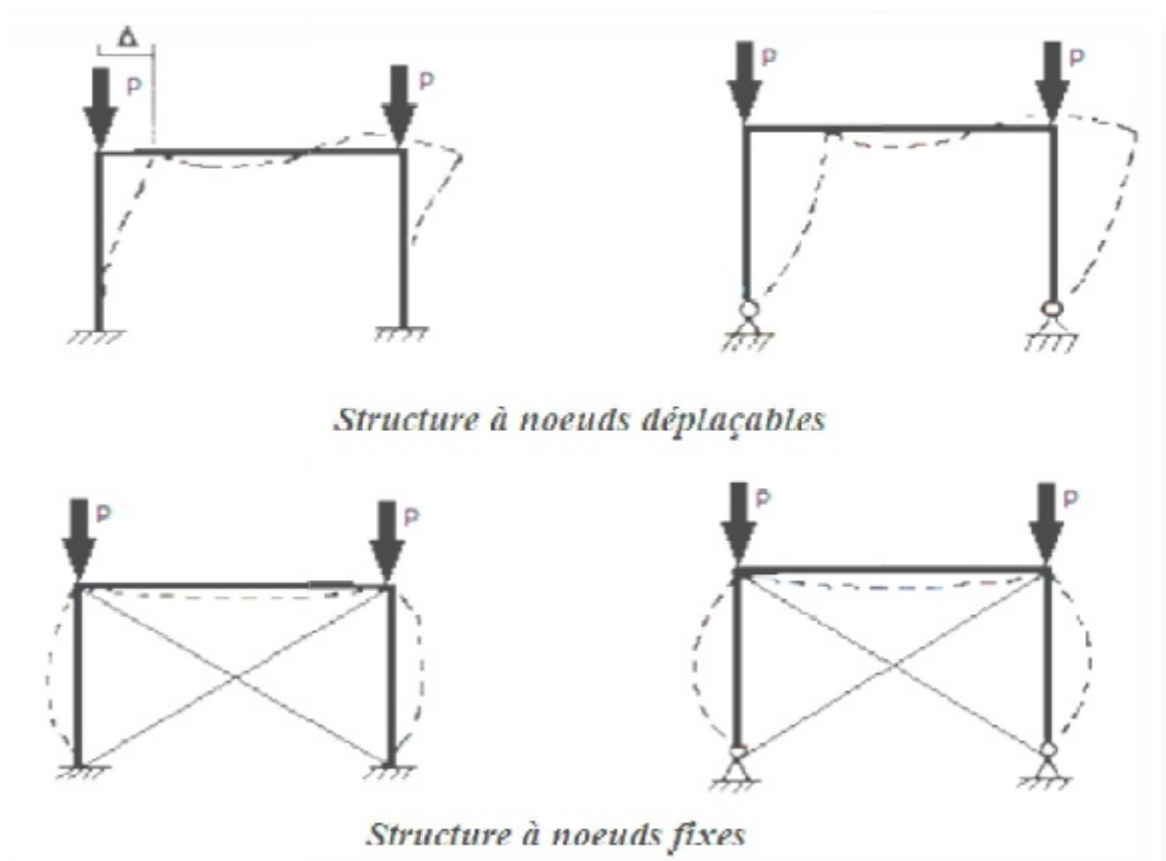


Figure 2.3 : Modes d'instabilités des structures à nœuds fixes et déplaçables.

Une structure est dite à nœuds fixes si elle est rigide ou contreventée. Dans le cas contraire, elle est considérée comme une structure à nœuds déplaçables.

Une structure est considérée contreventée si les déplacements horizontaux de ces nœuds sont réduits de 80% par un système de contreventement (noyau central, voile en béton armé, diagonales en profils métalliques).

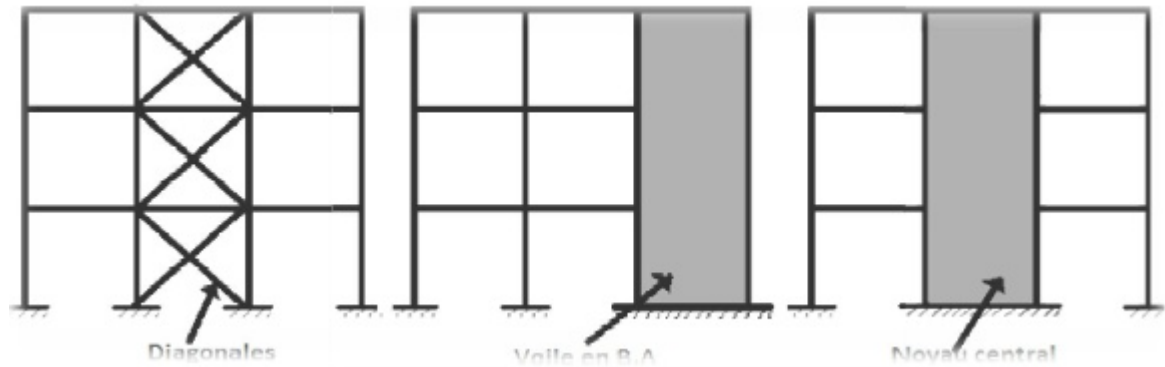


Figure 2.4 : Structures de bâtiments avec systèmes de contreventements.

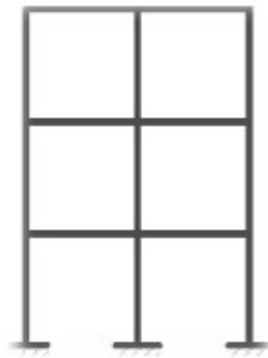


Figure 2.5 : Structures de bâtiments non contreventements.

a-Calcul de la distribution des rigidités dans les nœuds

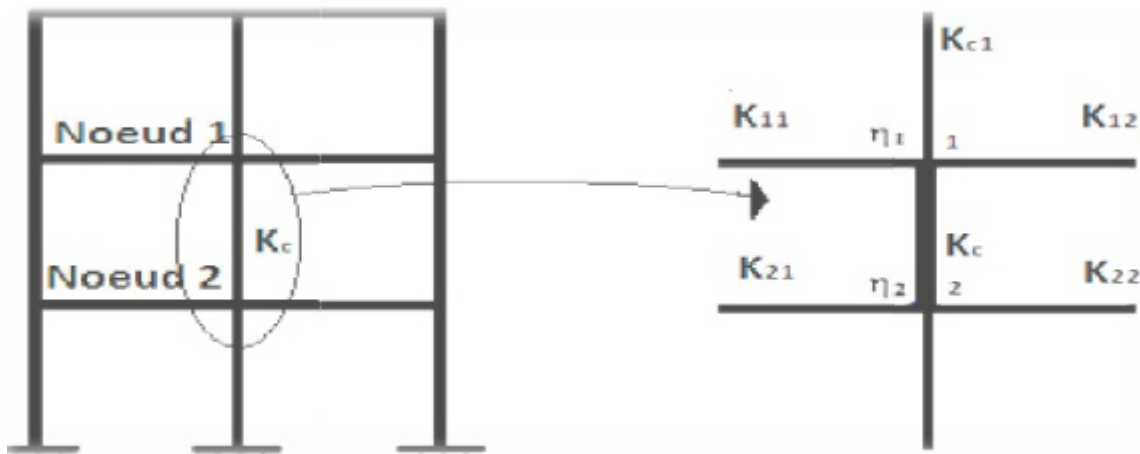


Figure 2.6 : Facteur de distribution aux nœuds d'un poteau.

K_c, k_{c1}, k_{c2} Sont les rigidités I/L des poteaux (poteau concerné, celui du dessus et celui du dessous)

$k_{11}, k_{12}, k_{21}, k_{22}$ Sont les rigidités effectives des poutres droite et gauche pour chaque nœud (Tableau 2.3).

Condition de maintien en rotation à l'extrémité opposée de la poutre	Rigidité effective de la poutre (à condition qu'elle reste élastique)
Encastré	$1,0.I/L$
Articulée	$0,75.I/L$
Rotation égale à celle de l'extrémité adjacente (double courbure)	$1,5.I/L$
Rotation égale et opposée à celle de l'extrémité adjacente (simple courbure)	$0,5.I/L$
Cas général : rotation θ_a de l'extrémité adjacente et θ_b de l'extrémité opposée	$\left(1 + 0,5 \frac{\theta_b}{\theta_a}\right).I/L$

Tableau 2.3: Rigidité effective K_c , d'une poutre.

Les facteurs de distribution de rigidité η_1 et η_2 sont calculés comme suit :

$$\text{Le nœud 1 : } \eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{11} + K_{12}}$$

$$\text{Le nœud 2 : } \eta_2 = \frac{K_c + K_{c2}}{K_c + K_{c2} + K_{21} + K_{22}}$$

$\eta = 0$: Pour un encastrement, $\eta = 1$: Pour une articulation.

b. Longueurs de flambement d'un poteau dans un mode à nœuds fixes

$$\frac{l_f}{l} = \frac{1 + 0,145(\eta_1 + \eta_2) - 0,265\eta_1\eta_2}{2 - 0,364(\eta_1 + \eta_2) - 0,247\eta_1\eta_2}$$

Alternativement on peut utiliser :

$$\frac{l_f}{l} = 0,5 + 0,14(\eta_1 + \eta_2) + 0,055(\eta_1 + \eta_2)^2$$

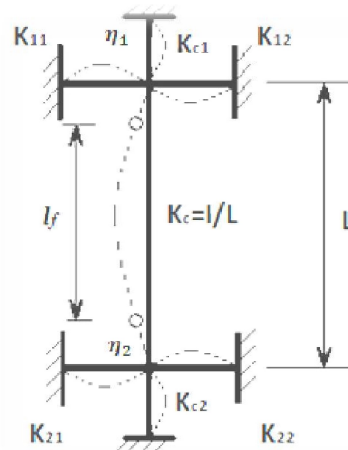


Figure 2.7 : Longueur de flambement pour mode fixe.

c. Longueurs de flambement d'un poteau dans un mode à nœuds déplaçables

$$\frac{l_f}{l} = \sqrt{\frac{1 - 0,2(\eta_1 + \eta_2) - 0,12\eta_1\eta_2}{1 - 0,8(\eta_1 + \eta_2) - 0,6\eta_1\eta_2}}$$

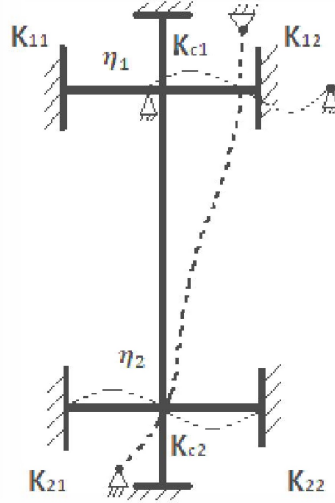


Figure 2.8 : Longueur flambement pour mode déplaçable.

2.2.4 Vérification de la stabilité au flambement des poteaux réels

La théorie d'Euler, établie pour des poteaux idéals, est 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 (**Eurocode 3** et CCM97) ont notamment défini un facteur d'imperfection

α .

a. Vérification de la stabilité au flambement simple

L'**élancement réduit** $\bar{\lambda}$ est le rapport de l'élancement géométrique λ (calculé avec la section brute de l'élément) sur l'élancement critique d'Euler λ_l donné par l'équation (2.3) :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta_A \cdot A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{\lambda}{\lambda_l} \cdot \sqrt{\beta_A} \dots\dots\dots (2.4)$$

- Expérimentalement, il a été montré que le flambement n'apparaît pas pour des élancements faibles de l'ordre de $\lambda \leq 20$.
- Le risque de flambement n'est à considérer dans une direction que si $\bar{\lambda} > 0,2$; dans ce cas, en doit vérifier que :

$$N_{Sd} \leq N_{b,Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \dots\dots\dots (2.5)$$

Avec :

$N_{b,Rd}$: L'effort résistant vis-à-vis du phénomène de flambement qui est fonction de coefficient de réduction de flambement χ , de la classe de la section β_A , de la section du poteau A , de la limite élastique de l'acier du poteau f_y .

- $\beta_A = 1$: pour les sections transversales de classe 1, 2 ou 3
- $\beta_A = \frac{A_{eff}}{A}$: pour les sections transversales de classe 4.

χ : est le coefficient de réduction pour le mode de flambement à considérer et fonction de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$.

Pour les poteaux à section transversale constante, sollicités en compression axiale constante, la valeur de χ pour l'élancement réduit $\bar{\lambda}$, peut être déterminée par la formule :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \dots\dots\dots (2.6)$$

Avec :

$$\chi \leq 1; \text{ Et la fonction } \phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

α : est le facteur d'imperfection correspondant à la courbe appropriée du flambement envisagé. Le tableau 1.4 définit la courbe à retenir (**a** ou **b**, **c**, **d**) selon le type de la section et l'axe de flambement et il vaut :

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0.21	0.34	0.49	0.76

Tableau 2.4: Facteur d'imperfection α .

Les courbes de flambement utilisées par les Règles **CCM97 (Eurocode3)** dépendent du facteur d'imperfection α .

Suivant les types de sections des profilés métalliques et leurs axes de flambement, ces courbes d'imperfection correspondent à quatre familles de comportement à l'instabilité (Figure 2.9).

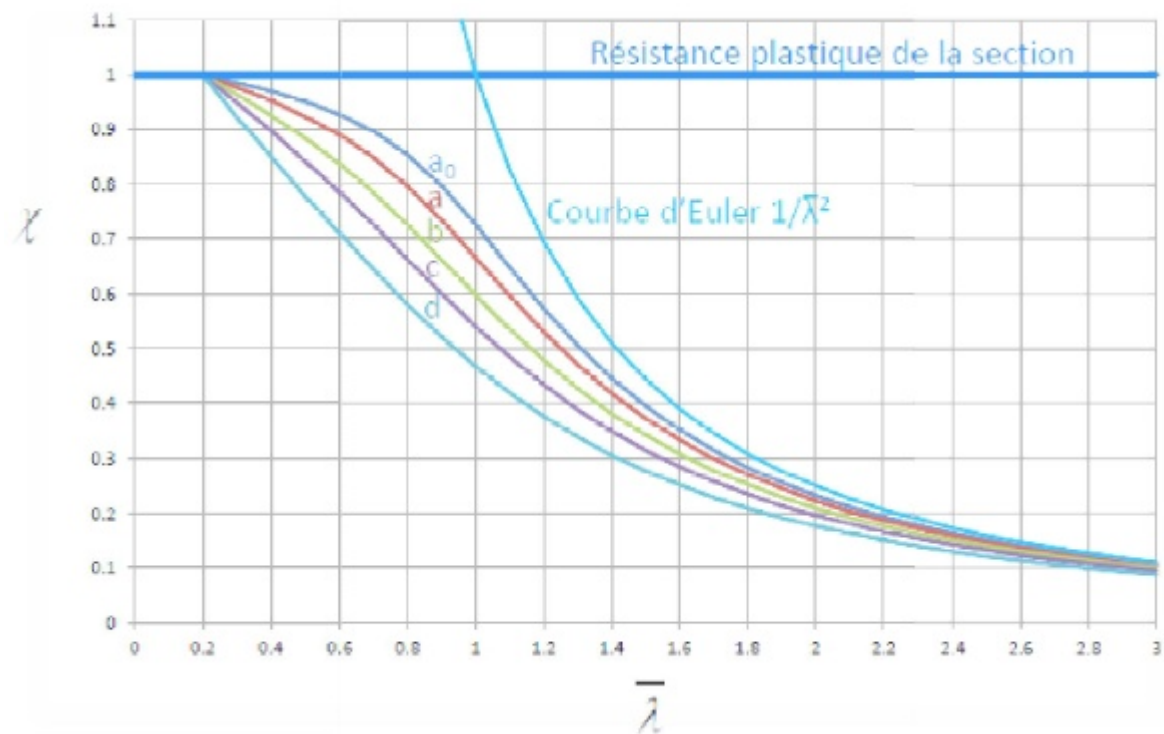
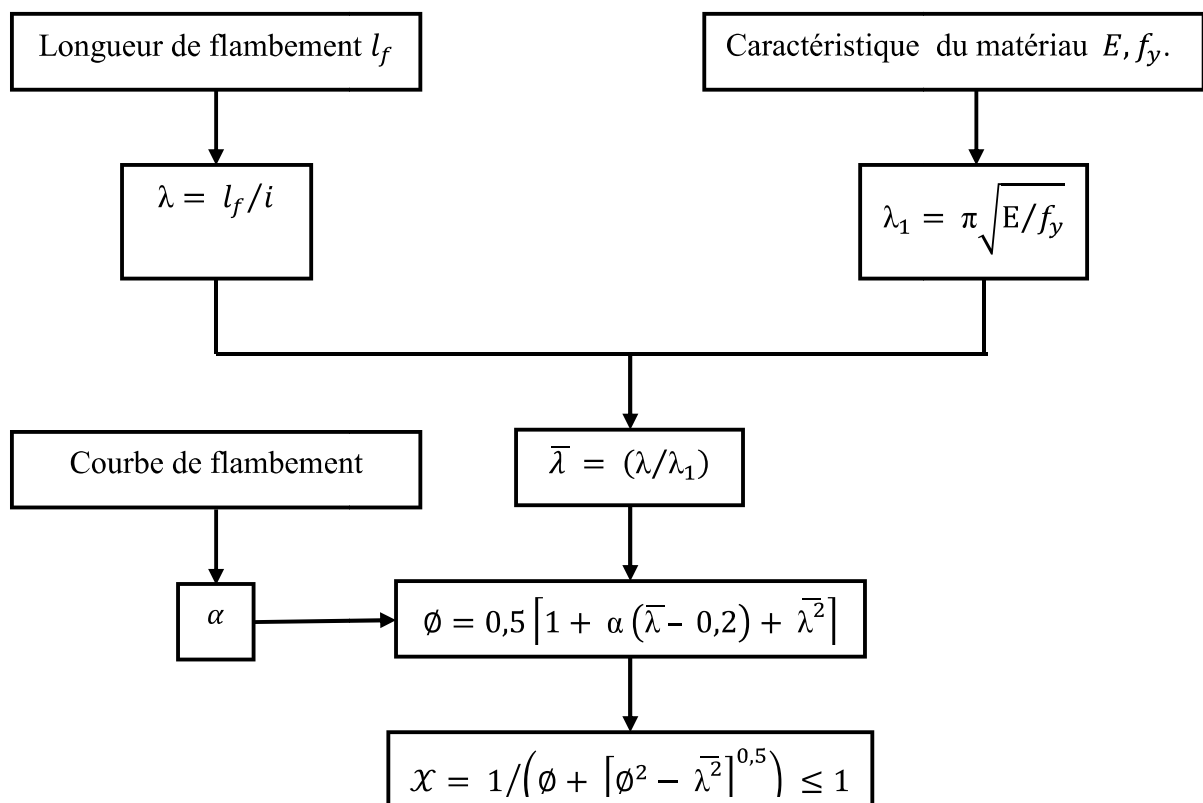


Figure 2.9 : Courbes de flambement.

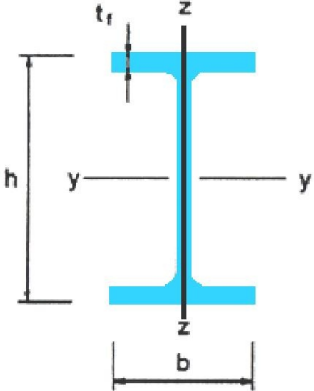
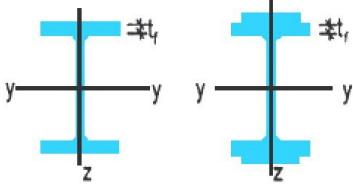

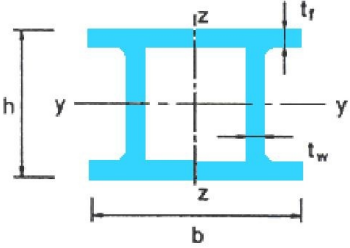
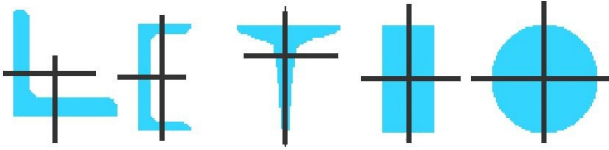
Organigramme 2.1 : de calcul du coefficient de réduction χ .



Le coefficient χ peut être également obtenu en fonction de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$, au moyen du tableau suivant :

$\bar{\lambda}$	Courbes de flambement « Courbes d'imperfection »			
	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 2.5. Coefficient χ en fonction de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$.

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

L'axe de flambement est perpendiculaire au plan de flexion (plan de déformation)

Tableau 2.6 : Choix de la courbe de flambement selon les sections transversales.

❖ Calcul pratique de la stabilité au flambement simple

Après la classification de la section transversale du poteau pour déterminer la valeur de β_A dans chacun des deux plans de flambement (plan \perp y-y et plan \perp z-z) on procède au :

➤ Calcul de la longueur du flambement l_f en fonction des conditions aux limites,

➤ Calcul de l'élancement du poteau $\lambda = \frac{l_f}{i}$; $(i = \sqrt{\frac{I}{A}}$: le rayon de giration),

➤ L'élancement critique d'Euler est calculé par l'équation (2.3) : $\lambda_l = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon$

➤ Calcul de l'élancement réduit par l'équation (2.4) : $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A}$

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

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

- Si $\bar{\lambda} \leq 0,2$: le poteau est protégé contre le risque de flambement (poteau massif) dans ce plan (c'est à dire x_y ou $x_z = 1$),

➤ Sinon $\bar{\lambda} > 0,2$: il y a un risque de flambement dans ce plan.

➤ Choix de la courbe de flambement selon la forme de la section transversale en utilisant le Tableau 2.6 et détermination du facteur d'imperfection correspondant α en utilisant le Tableau 2.4.

➤ Calcul du coefficient de réduction (x) dans chaque plan (x_y ou x_z) par l'équation (2.6)

➤ et il peut également être déduit (par Interpolation) à partir du Tableau 2.5 en fonction de $\bar{\lambda}$

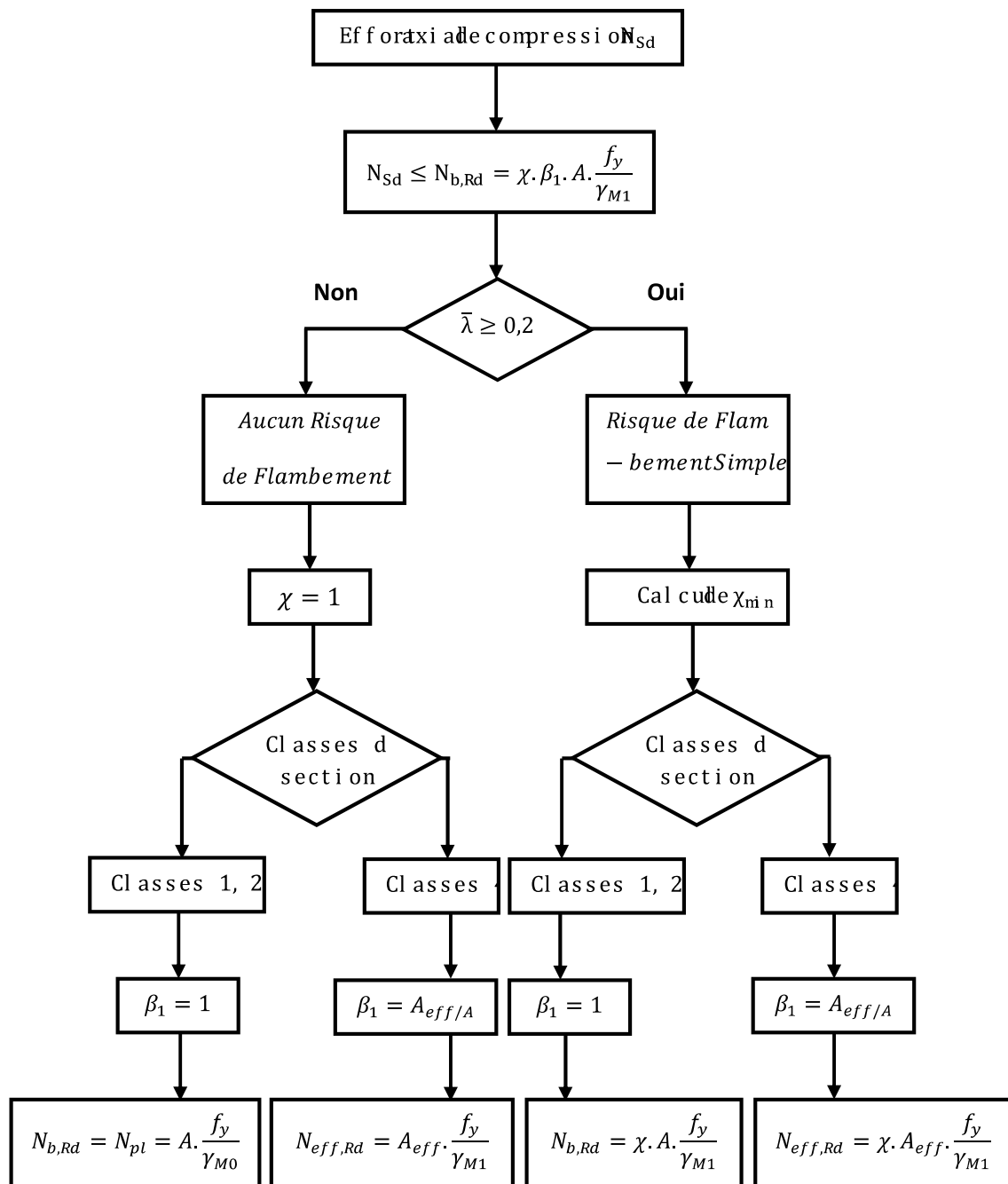
$$x = \min(x_y ; x_z)$$

➤ Calcul de l'effort résistant réduit : $N_{b,Rd} = x \cdot \beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

➤ Finalement, il faut vérifier la stabilité du poteau au flambement à l'aide de l'équation (2.5):

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

Organigramme 2.2: Vérification de la stabilité au flambement simple selon C.C.M.97.



b. Vérification de la stabilité au flambement combiné (flambement avec flexion)

Les poteaux d'un bâtiment métallique peuvent être soumis à des charges axiales pouvant induire la compression et à des charges transversales produisant la flexion.

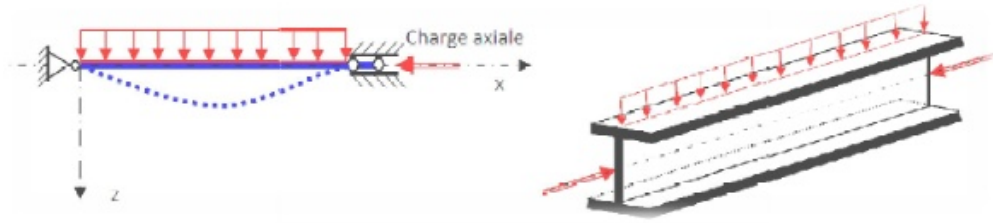


Figure 2.10 : Poteau soumis à la compression avec flexion.

Les poteaux comprimés et fléchis en même temps doivent être vérifiés à la stabilité au flambement combiné si :

$$\bar{\lambda}_{max} > 0,2 \quad \text{et} \quad \frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} > 0,1$$

$$\text{Avec : } \bar{\lambda}_{max} = \text{Max}(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z),$$

$$N_{b,Rd} = \chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}; \quad \chi_{min} = \text{Min}(\chi_y; \chi_z)$$

❖ Sections de classe 1 et 2

- Pour un poteau soumis à N_{Sd} et $M_{y,Sd}$ il faut vérifier que :

$$\left[\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} \right] + \left[\frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{\frac{M_{pl,y}}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

C'est à dire (2.7)

$$\left[\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[\frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

- Pour un poteau soumis à N_{Sd} et $M_{z,Sd}$ il faut vérifier que :

$$\left[\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} \right] + \left[\frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{\frac{M_{pl,z}}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

C'est à dire (2.8)

$$\left[\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[\frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{\frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

- Pour un poteau soumis à N_{Sd} , $M_{y,Sd}$ et $M_{z,Sd}$ il faut vérifier que :

$$\left[\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} \right] + \left[\frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{\frac{M_{pl,y}}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[\frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{\frac{M_{pl,z}}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

C'est à dire (2.9)

$$\left[\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[\frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[\frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{\frac{W_{pl,z} \cdot f_z}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

Où

$N_{b,Rd}$: Représente l'effort résistant réduit par le flambement, $N_{b,Rd} = \chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$

$M_{pl,y}$: Le moment résistant plastique par rapport à l'axe y-y, $M_{pl,y} = W_{pl,y} \cdot f_y$

$M_{pl,z}$: Le moment résistant plastique par rapport à l'axe z-z, $M_{pl,z} = W_{pl,z} \cdot f_z$

Le coefficient de réduction χ_{min} est la valeur minimale de χ_y et χ_z

$$\chi_{min} = \text{Min}(\chi_y ; \chi_z)$$

Les coefficients d'amplification de la flexion k_y ou k_z du à l'effort normal appliqué qui produit une déformée latérale de flexion valent :

$$k_y = 1 - \left(\frac{\mu_y}{\chi_y} \cdot \frac{N_{Sd}}{A \cdot f_y} \right) \quad \text{Avec } k_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) \quad \text{Avec } \mu_y \leq 0,9$$

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

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \cdot (2 \cdot \beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) \quad \text{Avec } \mu_z \leq 0,9$$

Remarque: les valeurs de μ_y et μ_z peuvent être négatives.

β_{My} et β_{Mz} : sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion. Ils doivent être calculés à partir du Tableau 2.7 en fonction de l'allure du diagramme des moments fléchissant entre les points de maintien.

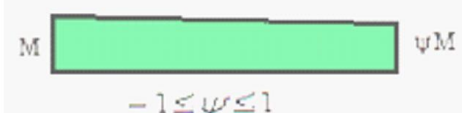


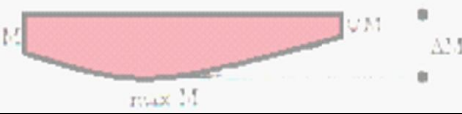
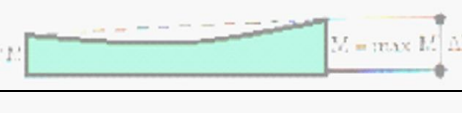





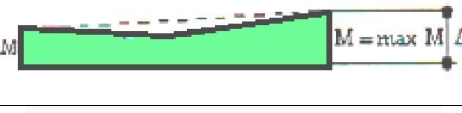

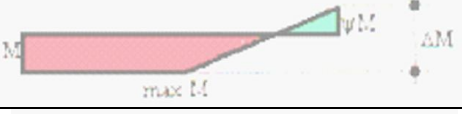
Diagramme de moment	facteur de moment uniforme équivalent β_M
	Diagramme du moment dû $\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$ Aux moments d'extrémités
	Diagramme du moment dû $\beta_{M,Q} = 1,3$ à une charge transversale uniforme répartie
	Diagramme du moment dû $\beta_{M,Q} = 1,4$ à une charge transversale concentrée
Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités	
	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ <p>M_Q = la valeur maximale du moment fléchissant dû aux charges transversale seulement. Elle est prise en valeur absolue.</p> <p><u>ΔM: suivant le signe du rapport des moments, il prend une des valeurs suivantes:</u></p> <p>-Si : $\frac{M}{\max M} > 0$ et $\frac{\psi M}{\max M} > 0$:</p> $\Delta M = \max M \text{ (en valeur absolues)}$ <p>-Si : $\frac{M}{\max M} < 0$ et $\frac{\psi M}{\max M} > 0$:</p> $\Delta M = \max M + M \text{ (en valeur absolues)}$ <p>-Si : $\frac{M}{\max M} > 0$ et $\frac{\psi M}{\max M} < 0$:</p> $\Delta M = \max M + \psi M \text{ (en valeur absolues)}$ <p>-Si : $\frac{M}{\max M} < 0$ et $\frac{\psi M}{\max M} < 0$:</p> $\Delta M = \max M + M \text{ (en valeur absolues)}$
	
	
	
	
	
	
	
	
	

Tableau 2.7: Choix du facteur de moment uniforme et axe de flexion.

Par exemple : Pour une poutre **bi encastree et uniformement chargée** par «q»,

$$\Psi=1 \Rightarrow \beta_{M,\psi}=1,1 ; \beta_{M,Q}=1,3 ; M_Q=\Delta M=\frac{q.l^2}{8} ; \text{ d'où } \beta_M = \beta_{M,Q}=1,3$$

facteur	Axe de flexion	Point maintenu suivant l'axe
β_{My}	y-y	z-z
β_{Mz}	z-z	y-y
β_{MLT}	y-y	y-y

Tableau 2.8 : Choix du facteur de moment uniforme et axe de flexion.

❖ Sections de classe 3

Les formules établies pour les sections de classes 1 et 2 restent valables à la condition de

Remplacer $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$, par $M_{el} = W_{el} \cdot f_y$, c'est à dire :

- Pour un poteau soumis à N_{sd} et $M_{y,sd}$ il faut vérifier que :

$$\left[\frac{N_{sd}}{N_{b,Rd}} \right] + \left[\frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{\frac{M_{el,y}}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

C'est à dire (2.10)

$$\left[\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[\frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{\frac{W_{el,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

- Pour un poteau soumis à N_{sd} , et $M_{z,sd}$ il faut vérifier que :

$$\left[\frac{N_{sd}}{N_{b,Rd}} \right] + \left[\frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{\frac{M_{el,z}}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

C'est à dire (2.11)

$$\left[\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[\frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{\frac{W_{el,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

- Pour un poteau soumis à N_{sd} , $M_{y,sd}$ et $M_{z,sd}$ il faut vérifier que :

$$\left[\frac{N_{sd}}{N_{b,Rd}} \right] + \left[\frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{\frac{M_{el,y}}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[\frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{\frac{M_{el,z}}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

C'est à dire (2.12)

$$\left[\frac{N_{sd}}{x_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[\frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{\frac{W_{el,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \right] + \left[\frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{\frac{W_{el,z} \cdot f_z}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

Remarque :

Pour les sections dissymétriques les valeurs minimales de $W_{el,y}$ et $W_{el,z}$ sont utilisées.

❖ Sections de classe 4

Les formules deviennent, en introduisant les sections et modules efficaces, c'est à dire :

- Pour un poteau soumis à N_{sd} et $M_{y,sd}$ il faut vérifier que :

$$\left[\frac{N_{sd}}{x_{min} A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right] + \left[\frac{k_y (M_{y,sd} + e_{Ny} \cdot N_{sd})}{W_{eff,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right] \leq 1 \quad \dots\dots\dots (2.13)$$

- Pour un poteau soumis à N_{sd} et $M_{z,sd}$ il faut vérifier que :

$$\left[\frac{N_{sd}}{x_{min} A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right] + \left[\frac{k_z (M_{y,sd} + e_{Nz} \cdot N_{sd})}{W_{eff,z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right] \leq 1 \quad \dots\dots\dots (2.14)$$

- Pour un poteau soumis à N_{sd} , $M_{y,sd}$ et $M_{z,sd}$ il faut vérifier que :

$$\left[\frac{N_{sd}}{x_{min} A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right] + \left[\frac{k_y (M_{y,sd} + e_{Ny} \cdot N_{sd})}{W_{eff,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right] + \left[\frac{k_z (M_{y,sd} + e_{Nz} \cdot N_{sd})}{W_{eff,z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right] \leq 1 \quad \dots\dots\dots (2.15)$$

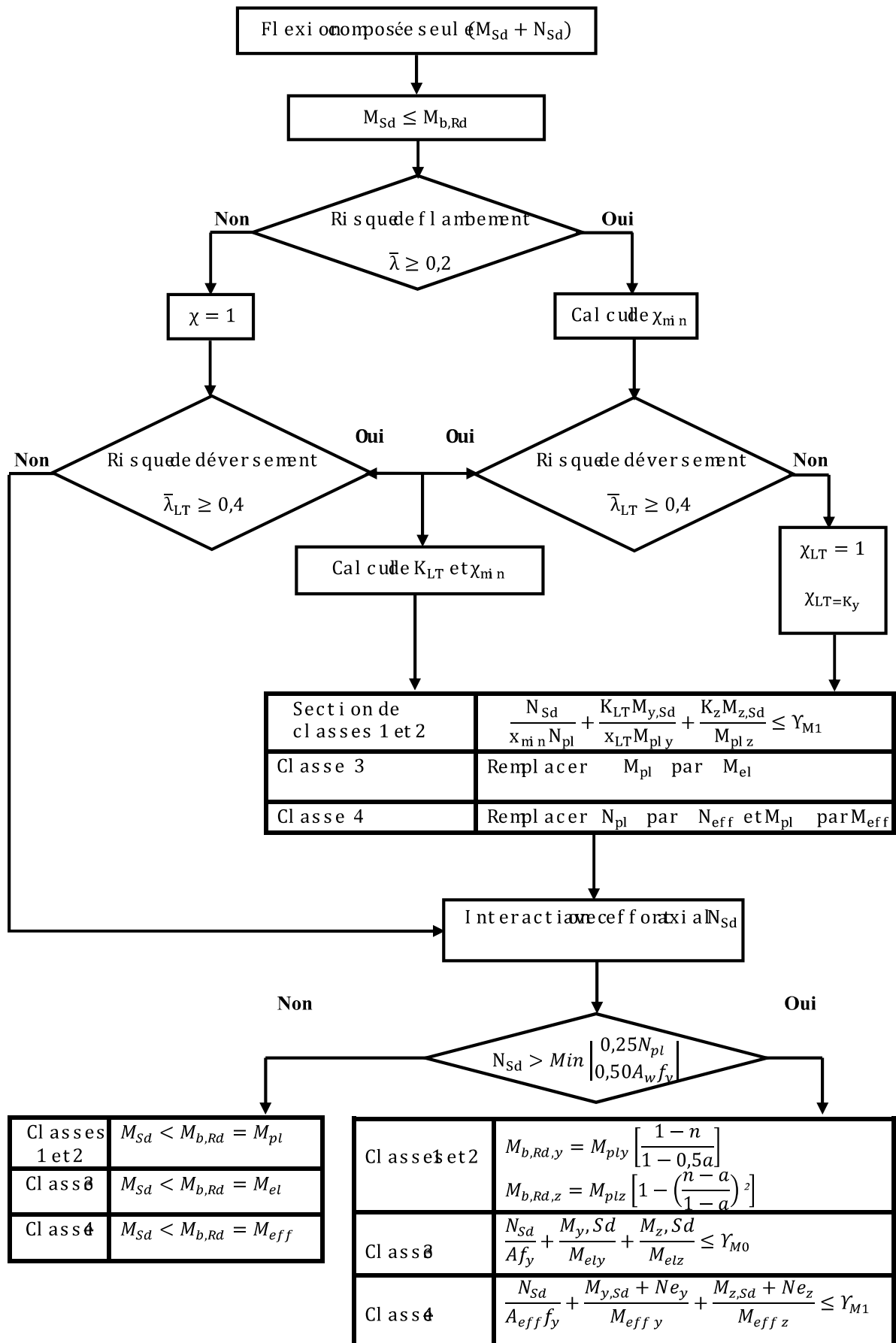
Sachant que : $x_{min} = \min(x_y; x_z)$ et que $(x_{min} \cdot A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}) = N_{b,Rd}$

Remarque :

Dans le cas courant d'un poteau de profilé en **IPE** ou **HE** bi-symétrique fléchi dans le plan de l'âme, autour de l'axe y-y, le critère se ramène à :

$$\left[\frac{N_{sd}}{x_{min} \cdot A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right] + \left[\frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{eff,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right] \leq 1$$

Organigramme 2.2: Vérification de la stabilité au flambement combiné selon C.C.M.97.



2- Calcul des poutres métalliques

Les poutres sont des éléments structuraux qui forment avec les poteaux l'ossature des bâtiments métalliques. Ils sont chargés de transférer aux poteaux les efforts provenant des actions agissant sur les dalles en béton. Ils sont essentiellement fléchies sous l'action des charges transversales. Parfois ils peuvent être sollicités en flexion déviée.

Les poutres fléchies sont les éléments les plus fondamentaux et les plus courants en construction métallique. Toute une variété de formes de profilés et de type de poutres peut être utilisée selon la portée de l'élément et l'importance de son chargement.

La poutraison est un réseau de poutres métalliques horizontales qui transmet aux poteaux les forces qui sollicitent la dalle. Ce réseau, le plus souvent orthogonal, est constitué des *solives*, en général parallèles entre elles, qui reçoivent directement les charges verticales de la dalle et les transmettent aux *poutres* perpendiculaires qui s'appuient sur les poteaux. La conception de la poutraison détermine la disposition et l'espacement entre les éléments fléchis en fonction de la position des poteaux. Elle permet ainsi de définir les types les plus courants de planchers à poutres métalliques [7].

2.1- Résistance des sections des poutres métalliques (supposés stables au déversement)

2.1.1- Moment résistant élastique $M_{el,Rd}$

La condition de résistance à la flexion dans la phase élastique est donnée par l'équation suivante :

$$\sigma_f = \frac{M_{sd}}{I_y} \cdot v = \frac{M_{sd}}{\left(\frac{I_y}{v}\right)} = \frac{M_{sd}}{W_{el}} \leq \sigma_e \dots\dots\dots(1.1)$$

Avec

$$\sigma_e = f_y / \gamma_{M_0}$$

M_{sd} : moment fléchissant sollicitant,

v : la distance entre l'axe neutre et la fibre la plus éloignée $v = z_{max}$

I_y : moment d'inertie de la section transversale par rapport à l'axe y-y,

W_{el} : module de résistance élastique, $W_{el} = \frac{I_y}{v}$

σ_e : résistance limite élastique de l'acier constituant la poutre fléchie

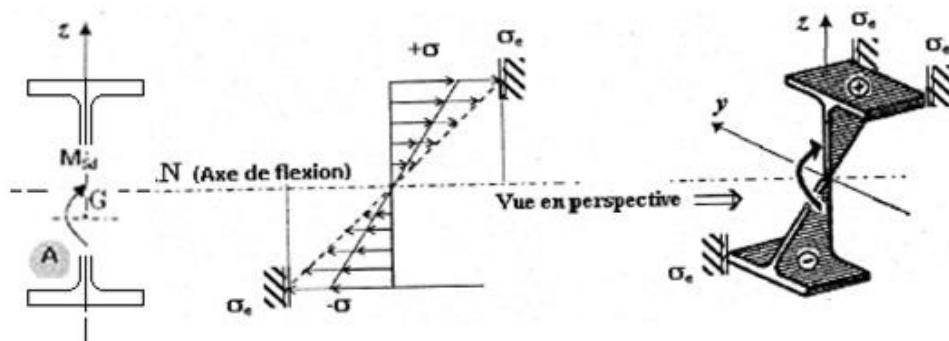


Figure 1.11. Distribution des contraintes de flexion dans la phase élastique

La distribution des contraintes est linéairement croissante à partir de l'axe neutre (distribution triangulaire des deux cotés de l'axe de flexion). *Le moment résistant élastique* est obtenu dans les fibres extrêmes (à z_{\max}) :

$$M_{el,Rd} = w_{el} \cdot \sigma_e = W_{el} \cdot (f_y / \gamma_{M_0}) \dots\dots\dots (1.2)$$

2.1.2- Moment résistant plastique :

Pour l'acier, le début de la plastification s'annonce par l'atteinte de sa limite élastique σ_e , avec une augmentation de la déformation sans augmentation de la résistance.

Dans une section fléchie, l'exploitation élastique des fibres intérieures provoque une plastification progressive (écoulement plastique des fibres extrêmes). La résistance plastique est calculée comme suit:

- Prenons comme exemple le cas d'une poutre à section rectangulaire chargée à la mi-travée par une charge ponctuelle. Les étapes de déformation jusqu'à la rupture se présentent comme suit :

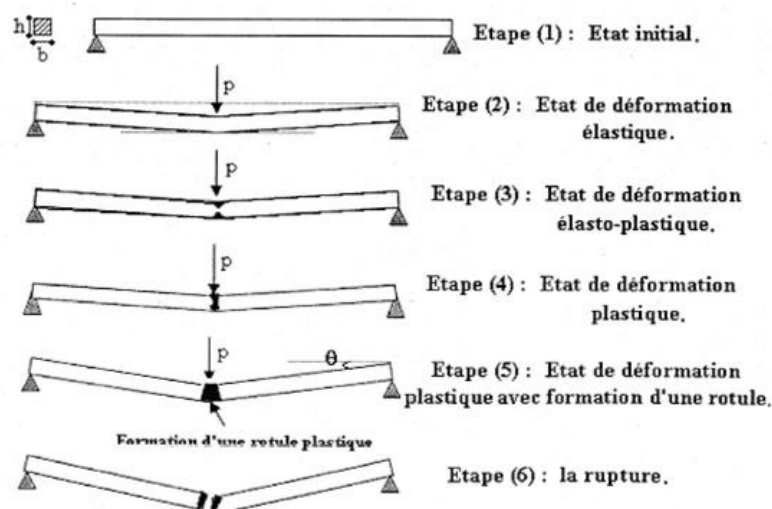


Figure 1.12. Exemple de l'évolution des déformations dans une poutre

L'évolution des contraintes dans la mi- travée de la poutre (Figure 1.12) va se présenter comme suit (Figure 1.13):

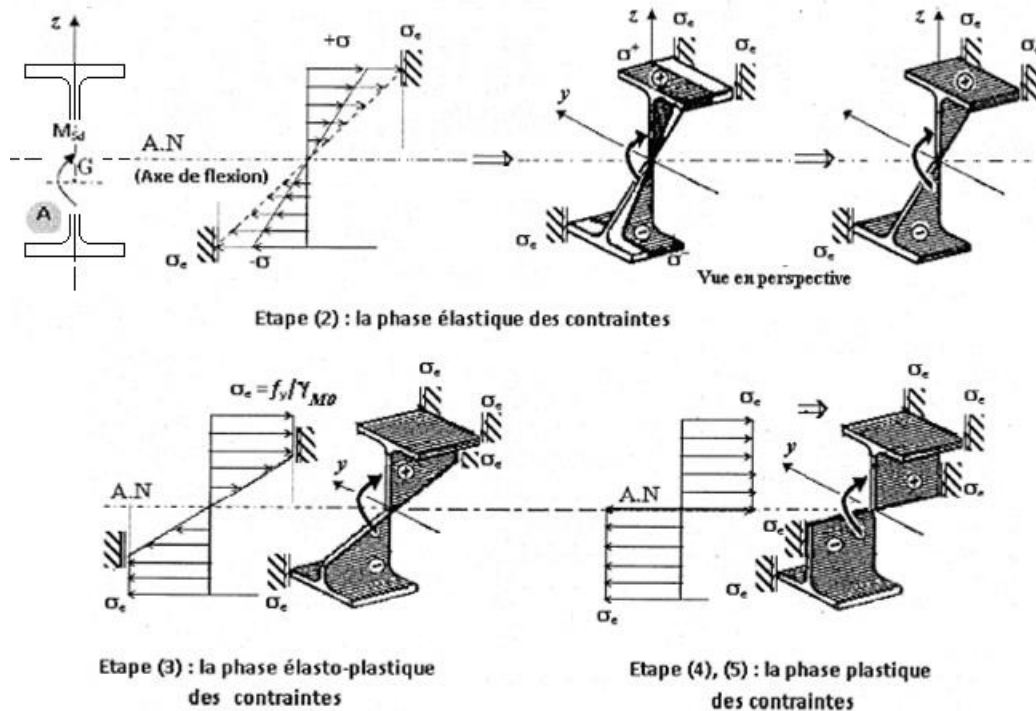


Figure 1.13. Evolution des contraintes de flexion de la phase élastique jusqu'à la phase plastique

Au-delà de la limite élastique, l'augmentation de la sollicitation engendre une plastification progressive des fibres intérieures jusqu'à l'axe neutre de la section (de l'étape (3) jusqu'à l'étape (5)). Alors, théoriquement toutes les fibres sont plastifiées et le moment plastique que peut reprendre la section est égal à :

$$M_{pl,Rd} = \int_A \sigma_e \cdot Z \cdot dA = \sigma_e \cdot W_{pl} = (f_y / \gamma_{M0}) \cdot W_{pl} \dots\dots\dots(1.3)$$

W_{pl} : est le module de résistance plastique de la section.

- **Pour une section rectangulaire :**

$$W_{pl,Rd} = \int_{-\frac{\pi}{2}}^0 z \cdot dA + \int_0^{\frac{\pi}{2}} z \cdot dA = \int_{-\frac{\pi}{2}}^0 z \cdot dz \cdot \int_0^b dy + \int_0^{\frac{\pi}{2}} z \cdot dz \cdot \int_0^b dy$$

$$W_{pl} = \frac{b \cdot h^2}{4}$$

D'autre part, on sait que : $W_{pl} = \int_A z \cdot dA = 2 \cdot M_s$

M_s : le moment statique des deux moitiés de la section rectangulaire.

$$W_{pl} = 2 \cdot M_s = 2 \cdot \frac{b \cdot h}{4} \cdot \frac{h}{4} = \frac{b \cdot h^2}{4}$$

- **Pour une section bi-symétrique soudée en I**

Le module de résistance plastique de la section est écrit de la même manière ;

$$W_{pl} = \int_A^0 z \cdot dA = 2 \cdot M_s$$

M_s : le moment statique des deux moitiés de la section du profil en I.

Si l'élément est fléchi autour de l'axe y-y la distribution des contraintes se présente comme dans (Figure 6.4 : étape (4) ,(5)). Le module de résistance plastique est calculé comme suit :

$$W_{pl,y} = 2 \cdot M_{s,y} = 2 \cdot \left((t_f \cdot b) \cdot \left(\frac{h - t_f}{2} \right) + (h - 2 \cdot t_f) \cdot \frac{t_w^2}{8} \right)$$

Si la flexion est autour de l'axe z-z :

$$W_{pl,z} = 2 \cdot M_{s,z} = 2 \cdot \left((t_f \cdot b) \cdot \left(\frac{b}{4} \right) + (h - 2 \cdot t_f) \cdot \frac{t_w^2}{8} \right)$$

La vérification des moments prend la forme :

$$M_{sd} \leq M_{Rd} \quad \text{avec} \quad M_{Rd} = M_{pl,Rd} = \sigma_e \cdot W_{pl}$$

M_{sd} : moment fléchissant sollicitant.

W_{pl} : module de résistance plastique.

M_{Rd} : moment résistant

$M_{pl,Rd}$: moment de résistance plastique.

2.1.3- Evolution des contraintes dans une section asymétrique :

Dans les sections homogènes asymétriques, l'axe neutre plastique ne coïncide pas avec celui élastique :

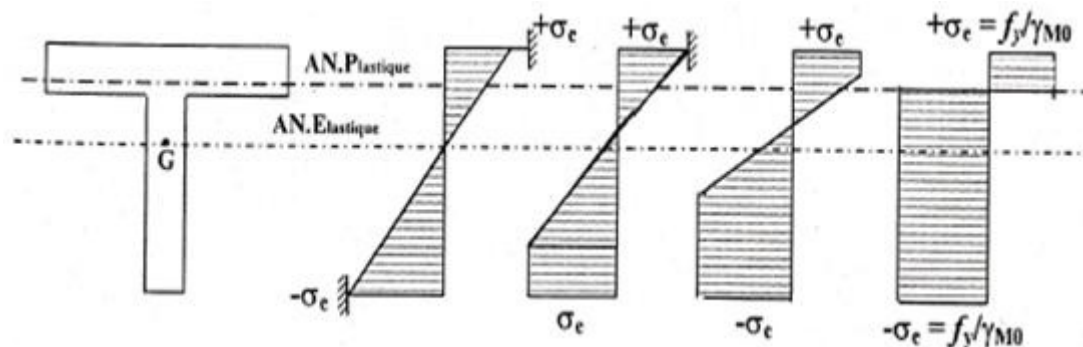


Figure 1.14. Evolution des contraintes dans une section asymétrique

La position de l'axe neutre plastique est telle que les deux aires de (T) de ses cotés sont égales :

$$\sigma_e \cdot (A_1 - A_2) = 0 \Rightarrow A_1 = A_2$$

Le module plastique s'écrit d'une manière générale sous la forme :

$$w_{pl} = \frac{A}{2} (z_1 + z_2)$$

Z_1, Z_2 : sont les distances à l'axe neutre des deux demi sections.

A : la section totale (homogène)

- Vérification des poutres fléchies

Le calcul des poutres fléchies consiste à vérifier :

- Leur résistance à la flexion et au cisaillement sous l'effort tranchant,
- Leur rigidité (condition de flèche) sous charges non pondérées,
- Leur stabilité par rapport au déversement et au voilement.

2.1.4- Dimensionnement de la section transversale en flexion :

Le moment fléchissant sollicitant M_{sd} doit rester inférieur à la valeur du moment résistant $M_{c,Rd}$ dépendant de la classe de la section et qui prend les valeurs :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} \dots\dots\dots (1.4)$$

a)- Pour les sections de classe 1,2 (Exploitation plastique de la section):

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,fy}}{\gamma_{M0}} \dots\dots\dots (1.5)$$

W_{pl} . Module de résistance plastique de la section brute

b)- Pour les sections de classe 3 (Exploitation élastique de la section):

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,fy}}{\gamma_{M0}} \dots\dots\dots (1.6)$$

W_{el} .: Module de résistance élastique de la section brute, $\gamma_{M1} = 1.1$

c)- Pour les sections de classe 4 (Exploitation élastique de la section efficace):

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} = M_{eff,Rd} = \frac{W_{eff,fy}}{\gamma_{M1}} \dots\dots\dots (1.7)$$

W_{eff} . : Module de résistance élastique de la section efficace de la section de classe 4.

2.1.5- Cas d'une section avec trous de fixation :

Pour les sections avec des trous de fixations sur la semelle tendue les expressions précédentes restent valables si la condition suivante est vérifiée :

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

A_f : la section brute de la semelle tendue.

$A_{f,net}$: la section nette de la semelle tendue.

Si cette condition n'est pas vérifiée une aire réduite est adoptée pour le calcul de W :

$$A_{f,net,réduite} = 0,9 \cdot \frac{A_{f,net}}{A_f} \geq \frac{f_u}{f_y} \cdot \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M2}}$$

2.1.6- Moment fléchissant et effort tranchant :

Dans plusieurs cas, on rencontre des poutres qui sont simultanément sollicitées en flexion maximale et en cisaillement dans un même point; on cite par exemple :

- Une poutre console (Figure 1.15).
- Une poutre entièrement ou partiellement encastrée sur un ou deux bords.
- Une poutre chargée par une ou plusieurs forces concentrées.
- Une poutre continue dont parfois les sections d'appuis sont soumises à des extremums d'effort tranchant et de moment fléchissant.