

Figure 1.15. Diagramme du moment et de l'effort tranchant

La vérification de ces cas consiste à réduire le moment résistant plastique $M_{pl,Rd}$ si :

$$V_{sd} > 0,5.V_{pl,Rd} \dots\dots\dots (1.8)$$

En dépassant la moitié de $V_{pl,Rd}$ d'une section quelque soit sa classe, l'effort tranchant prend pour lui une quantité p de la résistance de l'âme (paroi y résistante).

Réduction de $M_{pl,Rd}$ à cause de V_{sd}

$$M_{pl,Rd} \longrightarrow M_{v,Rd} \leq M_{c,Rd}$$

(Pour $V_{sd} > 0,5.V_{pl,Rd}$)

Il faut donc vérifier l'influence de la réduction « p » sur la résistance plastique de calcul, car dans ce cas pour toutes les classes de section (classe 1 ...classe 4), le moment résistant plastique est calculé avec la limite d'élasticité réduite $(1-p).f_y$ de l'acier constituant l'aire de cisaillement A_v .

$$p = \left(\frac{2.V_{sd}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

La vérification d'une section de n'importe quelle classe (de 1 à 4) devient :

$$M_{sd} \leq M_{v,Rd} = M_{f,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{f,Rd}) (1-p) \quad (\text{avec } M_{v,Rd} \leq M_{C,Rd})$$

$M_{f,Rd}$: le moment résistant plastique des semelles seules.

- Pour les sections transversales à **semelles égales** (de 1 à 4), fléchies suivant l'axe de la forte inertie, on utilise directement :

$$M_{sd} \leq M_{v,Rd} = W_{pl} - \frac{p \cdot A_v^2}{4 \cdot t_w} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec $M_{sd} \leq M_{v,Rd}$ (Pour toutes les classes de sections).

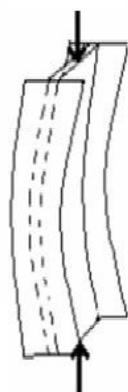
2.2 Vérification de la stabilité au déversement des poutres métalliques

2.2.1- Phénomènes d'instabilité des pièces métalliques

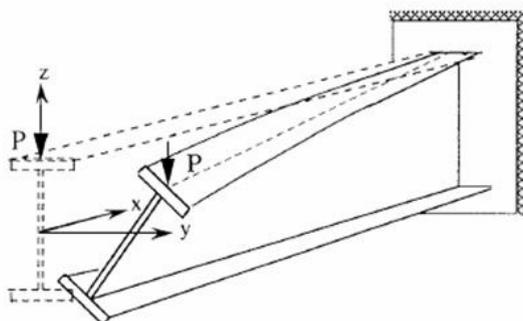
L'étude des phénomènes d'instabilité est particulièrement importante en construction métallique, car ils sont très fréquents du fait de l'utilisation des profilés minces et de grand élancement.

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

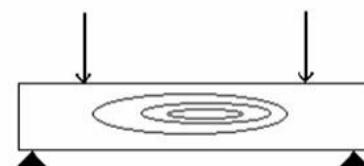
- Le flambement : phénomène très dangereux, il affecte les poteaux simplement comprimés ainsi que les poteaux comprimés et fléchis,
- Le déversement : moins dangereux, il affecte les semelles comprimées des poutres fléchies,



FLAMBEMENT



DEVERSEMENT



VOILEMENT

-

Le voilement : de moindre importance, il affecte les âmes des poutres fléchies.

Figure 2.1. Phénomènes d'instabilité

Les poutres fléchies n'ayant aucune liaison qui s'oppose aux déformations latérales risquent de se déverser (Figure 2.2), bien que la flexion n'a pas atteint sa limite d'élasticité.

Le déversement est un phénomène d'instabilité latérale (une distorsion) qui se manifeste par le flambement des parties comprimées d'une section fléchie par rapport à son axe de forte inertie y-y. Cette instabilité latérale (par rapport à l'axe z-z) fait que, les sections dont l'inertie faible par rapport à l'axe z-z s'éloigne de celle de l'axe y-y (axe de flexion), tels que les profils en IPE, sont plus sensibles au déversement que celles dont ces inerties se rapprochent (comme les profils en HE ou les sections tubulaires).

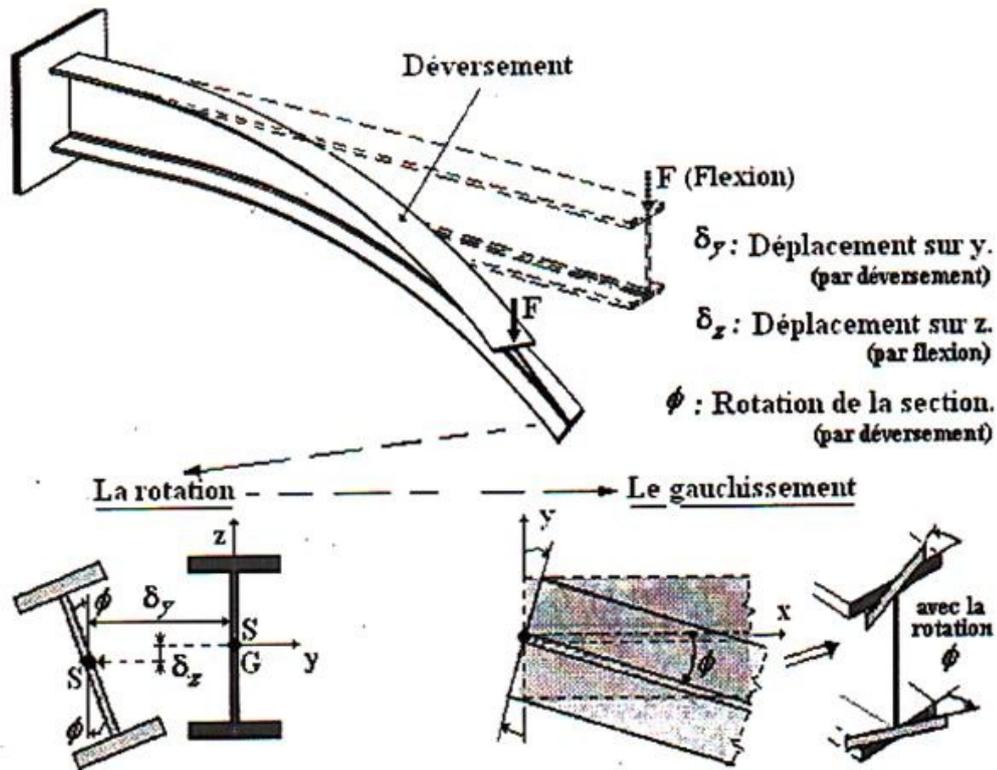


Figure 2.2. Déversement d'une poutre console fléchie

Pour ce phénomène, le règlement Algérien CCM97 (ou l'Eurocode3) a gardé la même forme de vérification que pour le flambement (utilisation de l'élançement réduit $\bar{\lambda}$). Les poutres dont l'élançement réduit du déversement dépasse ($\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$) sont susceptibles de se déverser et suscitent de vérifier à ce que leur limite d'élasticité n'est pas dépassée sous l'effet de la distorsion engendrée par leur instabilité latérale.

2.2.2- Vérification de la stabilité au déversement en flexion simple

L'élançement réduit du déversement $\bar{\lambda}_{LT}$ est le rapport de l'élançement géométrique de la poutre au déversement λ_{LT} sur L'élançement élastique [3] :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W} = \sqrt{\frac{\beta_W \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} \dots\dots\dots (2.1)$$

M_{cr} : est le moment critique élastique de déversement (Voir Paragraphe 2.2.1).

Le risque de déversement est à considérer si :

$$\bar{\lambda}_{LT} > 0,4 \dots\dots\dots (2.2)$$

Dans ce cas on doit vérifier que :

$$M_{Sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_W \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \dots\dots\dots (2.3)$$

Où :

χ_{LT} est le coefficient réducteur de déversement.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1 \dots\dots\dots (2.4)$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \dots\dots (2.5)$$

α_{LT} : Facteur d'imperfection (Tableau 2.1)

Tableau 2.1: Facteur d'imperfection α_{LT} et courbe de flambement

Type du profilé	Laminé	Soudé
α_{LT}	0.21	0.49
Courbe de flambement	a	c

$\beta_w = 1$: Pour les sections transversales de classe 1, 2

$\beta_w = \frac{w_{el.y}}{w_{pl.y}}$: Pour les sections transversales de classe 3

$\beta_w = \frac{w_{eff.y}}{w_{pl.y}}$: Pour les sections transversales de classe 4.

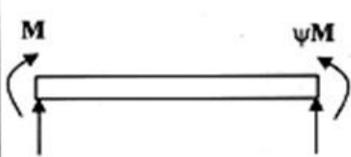
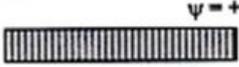
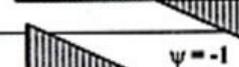
2.2.2.1- Calcul du moment critique élastique de déversement

Pour une section transversale constante, le moment critique élastique de déversement est calculé pour la section brute (y compris celle de classe 4). Il est essentiellement régi par le moment d'inertie latéral de la section I_z relativement combiné avec ceux de la torsion I_w et I_t . Il est comme suit :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(K \cdot L)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \right\} \quad (2.6)$$

C_1 , C_2 et C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement donnés dans les tableaux (Tableau 2.2) et (Tableau 2.3) :

Tableau 2.2 Coefficients C1, C2 et C3 dans le cas de moments d'extrémité

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	k	Coefficients		
			C ₁	C ₂	C ₃
 <p> Pour les cas où k = 1,0 : C₁ peut être donné par : $C_1 = 1,88 - 1,40 \cdot \psi^2$ </p>	 <p>ψ = +1</p>	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	-	1,000 1,113 1,144
	 <p>ψ = +3/4</p>	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-	0,998 1,565 2,283
	 <p>ψ = +1/2</p>	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	-	0,992 1,556 2,271
	 <p>ψ = +1/4</p>	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	-	0,977 1,531 2,235
	 <p>ψ = +0</p>	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	-	0,939 1,473 2,150
	 <p>ψ = -1/4</p>	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	-	0,855 1,340 1,957
	 <p>ψ = -1/2</p>	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	-	0,676 1,059 1,546
	 <p>ψ = -3/4</p>	1,0 0,7 0,5	2,927 3,258 3,348	-	0,366 0,575 0,837
	 <p>ψ = -1</p>	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	-	0,000 0,000 0,000

K : concerne la rotation de l'extrémité en plan (Figure 2.2). Il est analogue au rapport ℓ_f/L du flambement latéral de la semelle comprimée. **K** est pris **0,5** lorsqu'il y a un blocage de la rotation par maintien latéral aux deux extrémités (Figure 2.3). **K=0,7** pour un blocage latéral à une extrémité. En absence de maintiens latéraux (Figure 2.3) qui empêchent la rotation des extrémités de la poutre, on prend **K= 1**. Dans le cas d'une poutre console, il est évident que le rapport **K = 2**.

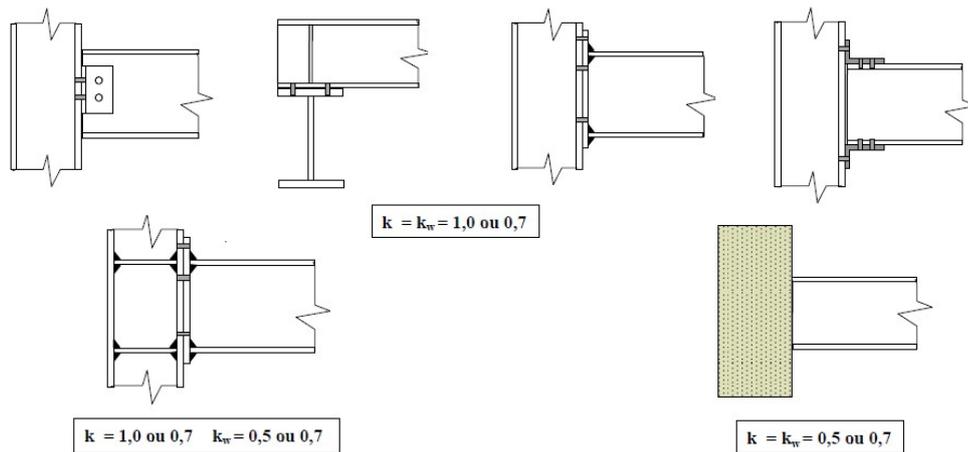


Figure 2.3. Poutres à extrémités non maintenues latéralement

K_w : concerne le gauchissement de l'extrémité (Figure 2.2).

$K_w = 0,5$: pour un encastrement vis-à-vis le gauchissement (empêchement de la déformation) aux deux extrémités de la poutre,

$K_w = 1$: pour des appuis simples (aucune mesure n'est prise vis-à-vis le gauchissement dans les deux appuis de la poutre),

$K_w = 0,7$: pour un seul coté encasté vis-à-vis le gauchissement,

L : est la portée entre deux appuis de la poutre ou la distance entre deux maintiens latéraux consécutifs de la semelle de la poutre s'ils existent (Figure 2.4).

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

Tableau 2.3 Coefficients C₁, C₂ et C₃ dans le cas de chargement transversal

$Z_g = Z_a - Z_s$ (Pour une charge qui favorise le déversement ; $Z_g > 0$ (Figure 3.3).

Z_a : Coordonnée du point d'application de la charge.

Z_s : Coordonnée du centre de cisaillement (Figure 2.5) ;

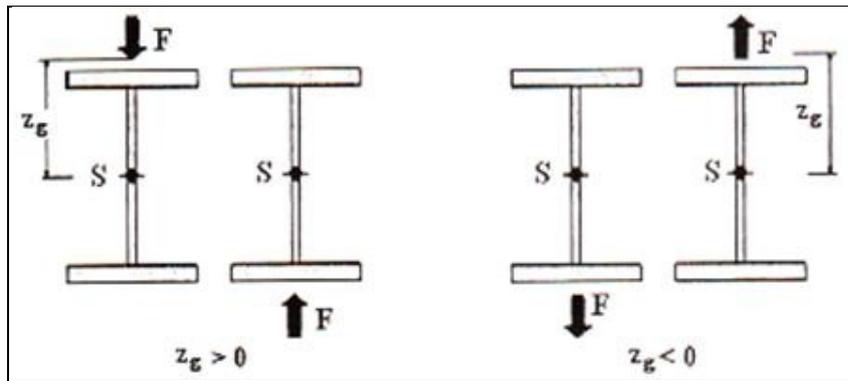


Figure 2.4. Signe de Z_g en fonction du point et du sens d'application de la charge

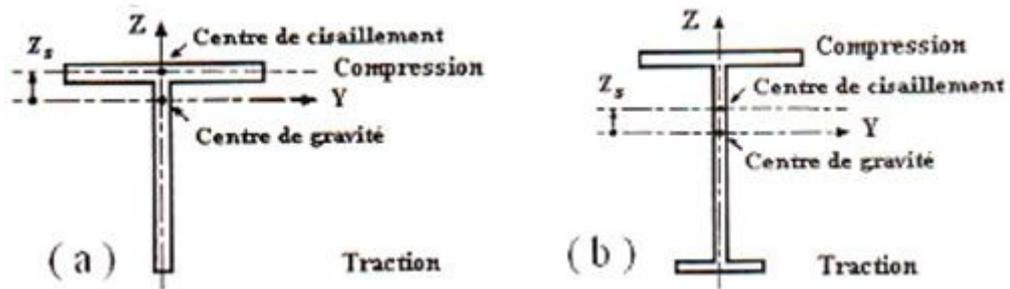


Figure 2.5. Signe de Z_j et Z_s en fonction de la position du centre de gravité

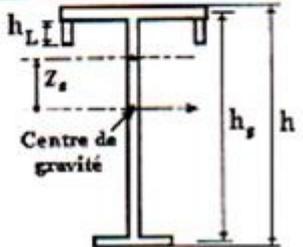
$$Z_j = Z_s - \frac{\int_A Z \cdot (Y^2 + Z^2) \cdot dA}{2 \cdot I_y} \quad \text{pour les sections doublement symétriques} \quad Z_j = 0.$$

Pour les sections **mono symétriques** en I à semelles inégales (Figure 2.5 (b)), on peut utiliser les approximations du Tableau 3.4 pour calculer Z_j

Tableau 2.4. Calcul de Z_j pour les sections mono-symétriques en I

Profils à	$\beta_f = \frac{I_{fc}}{I_{fc} + I_{ft}} < 0,5$	$\beta_f = \frac{I_{fc}}{I_{fc} + I_{ft}} \geq 0,5$
Semelles inégales	$z_j = 1 \cdot (2 \cdot \beta_f - 1) \cdot \frac{h_s}{2}$	$z_j = 0,8 \cdot (2 \cdot \beta_f - 1) \cdot \frac{h_s}{2}$
Semelle comprimée avec bords tombés	$z_j = 1 \cdot (2 \cdot \beta_f - 1) \cdot (1 + \frac{h_L}{h}) \cdot \frac{h_s}{2}$	$z_j = 0,8 \cdot (2 \cdot \beta_f - 1) \cdot (1 + \frac{h_L}{h}) \cdot \frac{h_s}{2}$

h : la hauteur de la section transversale du profil.
 h_s : distance entre les centres de cisaillement des semelles.
 h_L : la hauteur des bords tombés (Voir figure).
 I_{fc} : moment d'inertie de flexion de la semelle comprimée suivant l'axe de faible inertie de la section.
 I_{ft} : moment d'inertie de flexion de la semelle tendue suivant l'axe de faible inertie de la section.



G : module d'élasticité transversal, $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 80770 \text{ N/mm}^2$

I_t : module d'inertie de torsion.

Rappelons que, pour les parois où : $t_i < \frac{b_i}{5} \Rightarrow I_t = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^n b_i t_i^3$

Donc pour un profilé reconstitué en **I, H** dont les épaisseurs des parois respectent la condition

précédente : $I_t = \frac{1}{3} (d \cdot t_w^3 + 2 \cdot b \cdot t_f^3)$

Pour les sections de **classe 4**, l'inertie de torsion est à considérer nulle ($I_t = 0$)

I_w : module de gauchissement :

- Pour les sections **doublement symétriques en I** :

$$I_w = I_z \cdot \left(\frac{h - t_f}{2} \right)^2$$

- Pour les sections **mono symétriques en I** à semelles inégales on peut utiliser :

$$I_w = \beta_f \cdot (1 - \beta_f) \cdot I_z \cdot h_s^2$$

I_z : module d'inertie dans le sens le plus faible.

$h_s, I_{fc}, I_{ft}, \beta_f$: (Voir Tableau 2.4).

2.2.2.2- Cas particuliers du moment critique élastique du déversement :

Pour une poutre constante et doublement symétrique, l'équation du moment critique élastique de déversement peut se réduire dans les cas suivants :

- Pour une section transversale constante et doublement symétrique, puisque $z_j = 0$ ou pour une poutre console $C_3 = 0$:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(K \cdot L)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} + (C_2 \cdot z_g)^2 - C_2 \cdot z_g \right\}$$

- Si en plus des cas précédents, on a un chargement par moments d'extrémités $C_2 = 0$, ou un chargement appliqué au centre de cisaillement $z_g = 0$:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(K \cdot L)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} \right\}$$

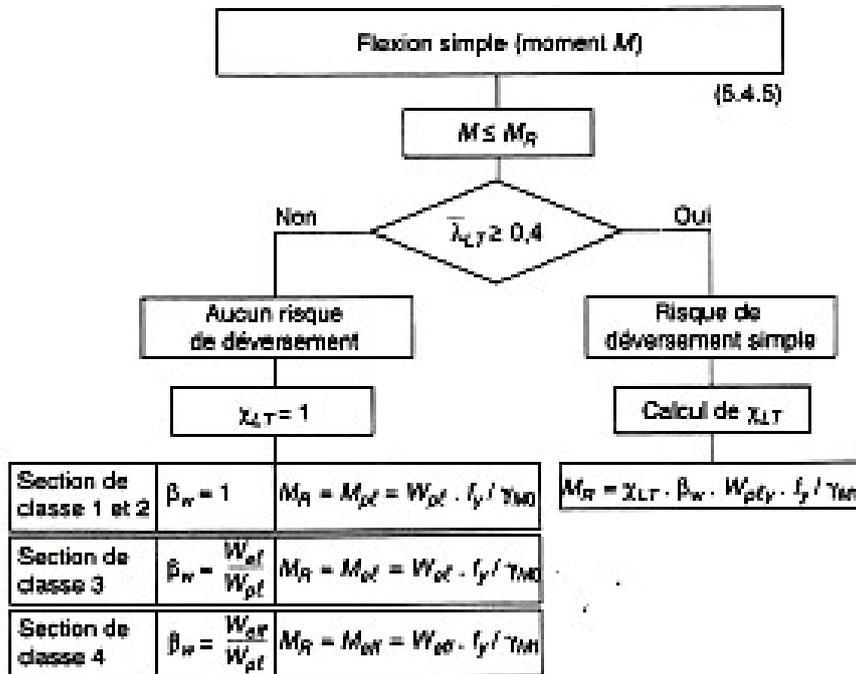
- Sous les cas précédents, s'il n'y a pas d'encastrement aux extrémités vis-à-vis le déversement $K_w = K = 1$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \left\{ \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} \right\}$$

2.2.2.3- Calcul pratique du déversement

- Selon le cas d'encastrement et de chargement prendre les valeurs des coefficients C_1 , C_2 et C_3 du Tableau 2.2 ou du Tableau 2.3.
- Selon la position de chargement dans la section transversale, calculer la coordonnée z_g (Figure 2.4).
- Déterminer la coordonnée z_j (En tenant compte de la géométrie de la section transversale (Figure 2.5)
- On détermine les valeurs de L , K et K_w . (L : est la longueur du déversement désignée par « L_{LT} » dans la Figure 2.6.
- Calcul du moment élastique critique M_{cr}
- On calcule l'élançement réduit de déversement $\overline{\lambda}_{LT}$
- On désigne la courbe d'imperfection qu'on doit utiliser.
 - Les profils laminés \Leftrightarrow Courbe de flambement **a**.
 - Les profils soudés \Leftrightarrow Courbe de flambement **c**.
- χ_{LT} est calculé. Il peut, également, être obtenu par interpolation à partir du tableau, qui donne le coefficient de réduction du flambement, en fonction de l'élançement réduit du déversement $\overline{\lambda}_{LT}$.
- Calcul du moment ultime de déversement $M_{b,Rd}$ pour la vérification avec M_{Sd}

Organigramme 2.1: Vérification de la stabilité au déversement en flexion simple



2.2.3- Vérification de la stabilité au déversement en flexion déviée

En flexion bi-axiale (comme dans le cas d'une panne ou une lisse), on calcule 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 faite avec $M_{b,Rd}$:

2.2.3.1- Pour les sections de classe 1 et 2 : (Si $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,1$ on obtient $M_{pl,z,Rd}$)

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

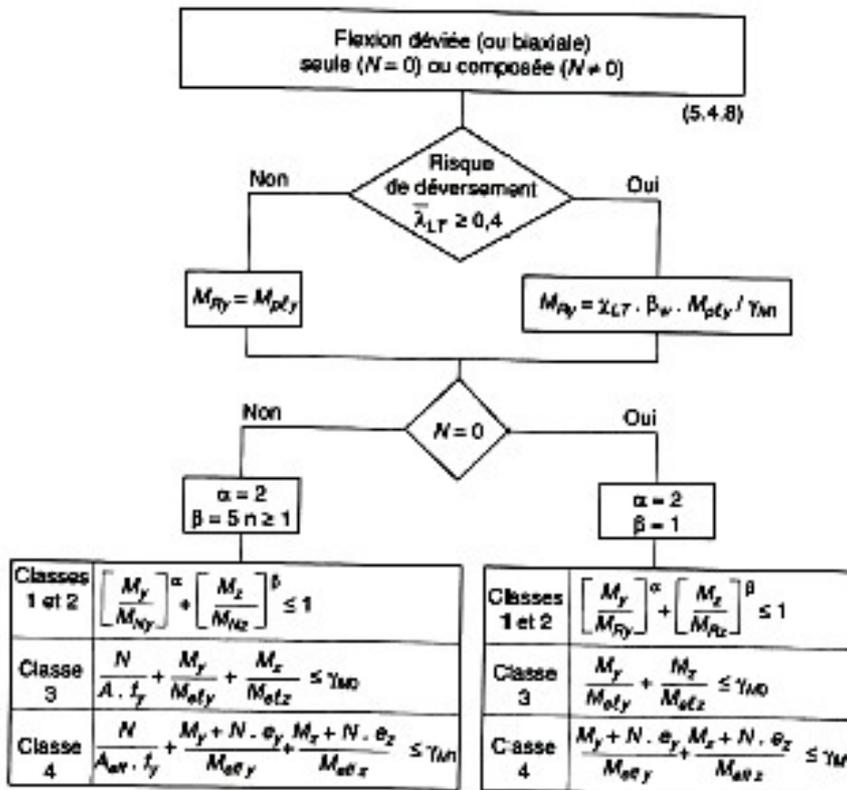
2.2.3.2- Pour les sections de classe 3 : (Si $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,1$ on obtient $M_{el,z,Rd}$)

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

2.2.3.3- Pour les sections de classe 4 : (Si $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,1$ on obtient $M_{eff,z,Rd}$)

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

Organigramme 2.2: Vérification de la stabilité au déversement en flexion déviée



2.4- Disposition constructives pour empêcher le déversement

Le maintien latéral de la semelle comprimée d'une poutre (Figure 2.6) rend cette dernière peu sensible au déversement ; du fait qu'il constitue un **blocage de la rotation** et qu'il réduit la longueur de déversement (entre 2 maintiens successifs) (Figure 2.7).

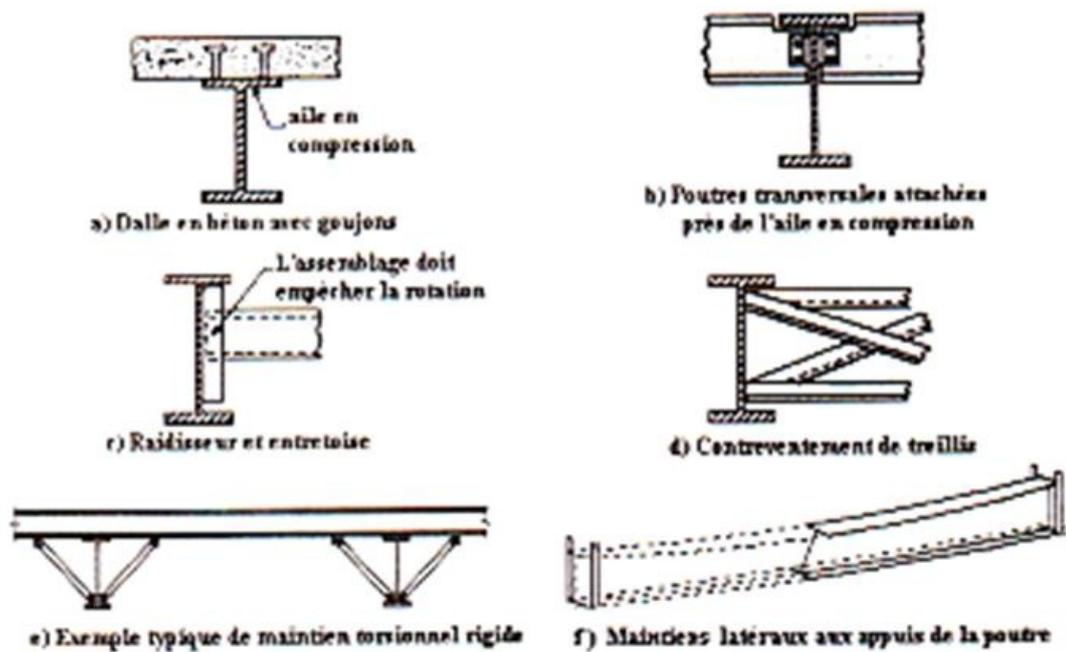


Figure 2.6. Exemples de maintien latéral d'une poutre fléchie

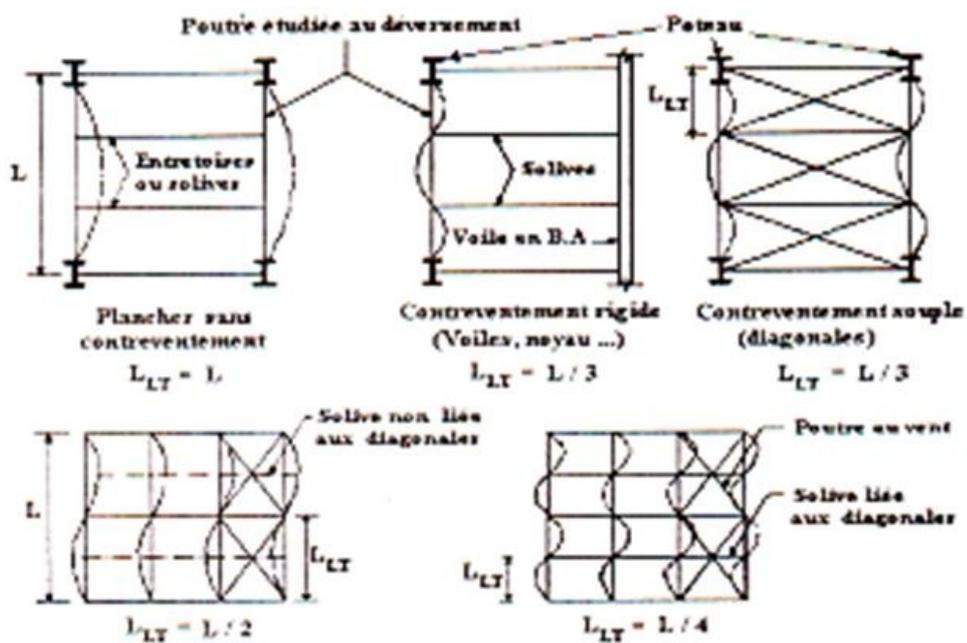


Figure 2.7. Longueurs de déversement L_{LT} d'une poutre comportant des solives

En outre, les profils creux circulaires ou carrés, laminés ou soudés, ne sont également pas sensibles au déversement (leurs I_z , I_t sont élevés $\Rightarrow M_{cr}$ élevés).

3. Calcul des fermes

3.1- Introduction :

Les fermes sont les poutres maîtresses d'un comble. Elles sont constituées le plus souvent, par un système triangulé dont la membrure supérieure appelée arbalétrier, est située sous la surface extérieure du comble. Les extrémités de cette membrure sont reliées à la membrure inférieure, appelée entrait, par les goussets de retombée.

Les deux membrures sont réunies par un système à treillis comprenant montants et diagonales. Les fermes prennent appui, soit sur des poteaux, soit sur des murs, et parfois sur des sablières.

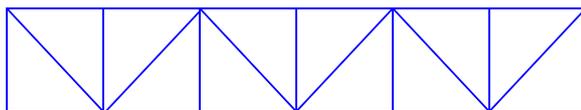
On considère dans le présent chapitre les fermes légères à âme simple destinées à supporter la couverture, dites de toiture.

3.2- Types de fermes de toiture :

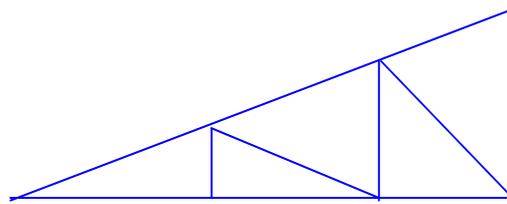
Les fermes de toiture servent à supporter les éléments de la couverture et à encaisser les charges et surcharges exercées sur celle-ci. Le rôle fondamental de la toiture consiste à protéger le local contre les intempéries (neige, vent, pluie, etc.). Dans la plupart des cas les fermes prennent appui sur des poteaux en acier ou en béton armé.

Les fermes les plus courantes sont les suivantes :

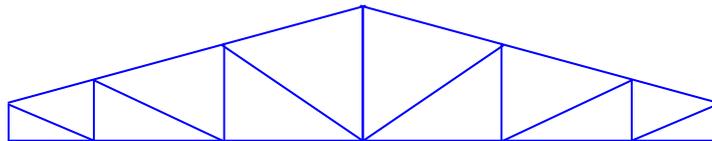
- Fermes à membrures parallèles ou «poutre à treillis »



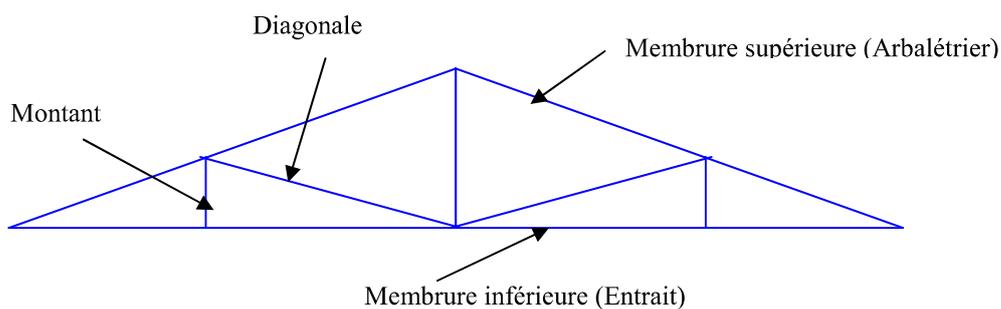
- Fermes à simple versant :



- Fermes trapézoïdales :



- Fermes triangulées :



3.3- Les assemblages dans les fermes :

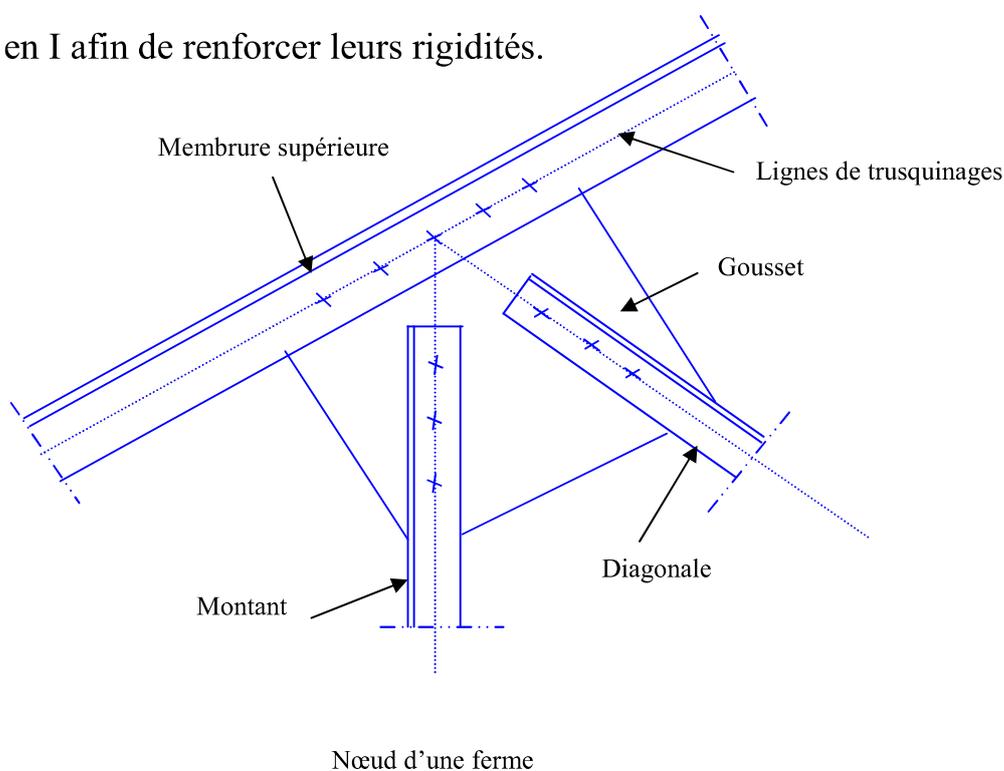
Les fermes sont généralement constituées par des cornières assemblées par des goussets. Les barres de triangulation doivent, autant que possible, concourir à l'axe neutre des profils constitutifs. Il est cependant d'usage courant, dans la construction rivée, de faire concourir les lignes de trusquinages (c'est à dire les lignes des rivées d'attache). Cette méthode facilite le traçage en atelier. On n'a pas les mêmes raisons d'opérer ainsi dans les fermes soudées, où il est préférable de faire concourir les axes neutres. On diminue ainsi les efforts secondaires.

Les barres sont donc reliées entre elles par les extrémités : ces joints de liaison sont appelés nœuds.

Remarque :

Généralement les membrures de fermes sont élancées et supportent très mal les charges latérales : pour cette raison, les charges doivent être appliquées aux nœuds seulement et non aux membrures elles-mêmes.

Dans le cas où il existe de charges entre les nœuds des membrures (présence de monorail etc.), les barres travaillent à la flexion composée, et seront réalisées en II ou en I afin de renforcer leurs rigidités.



3.4- Calcul des charges et surcharges agissantes sur la ferme :

a- Charge permanentes :

La ferme supporte en plus de son poids propre, le poids de la couverture, des accessoires de pose, des pannes et celui des contreventements de toiture.

b- Surcharges climatiques :

b1- Surcharge du vent : (perpendiculaire au versant)

La surcharge du vent est généralement perpendiculaire au versant. Elle est déterminée par les règlements en vigueur tels que : NV65 (voir CHI), et RNV99.

Remarque :

- Le vent pouvant tourner autour de la construction, il est possible dans de nombreux cas de se limiter pour les toitures aux seules valeurs maximales des actions sur les versants.
- Mais les deux valeurs (versant au vent, versant sous le vent) doivent être envisagées dans les structures (par exemple : fermes triangulées, etc.) pour lesquelles la combinaison d'actions différentes sur les deux versants de la toiture conduirait à des résultats plus défavorables dans certains éléments (treillis de ferme...).

b2- Surcharge de neige :

La surcharge de neige est donnée par projection horizontale. Elle est calculée par les règlements en vigueur NV65 , N84, RNV99.

3.5- Choix de la section à donner aux éléments d'une ferme :

Les barres de fermes sont considérées comme articulées à leurs extrémités et de ce fait elles travaillent soit à la compression simple, soit à la traction.

3.5.1- Etapes de dimensionnement des éléments comprimés

1. Calcul des longueurs de flambements l_y et l_z et déduire $l_{\max} = \max(l_y, l_z)$
2. Calcul du moment d'inertie nécessaire pour résister à la charge critique d'Euler :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(l_{\max}^2)} \geq N_{Sd} \quad ; \quad I_{nec} \geq \frac{N_{Sd} \cdot (l_{\max}^2)}{\pi^2 E}$$

3. Trouver dans le tableau des profilés la section minimale nécessaire ayant $I \geq I_{nec}$
4. Faire la vérification de la section choisie à la résistance et au flambement.

$$N_{Sd} \leq N_{c.Rd}$$

$$N_{c.Rd} = \min(N_{pl.Rd}; N_{b.Rd})$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{b.Rd} = \frac{\chi_{\min} \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

3.5.2- Etape de dimensionnement des éléments tendus:

1. Calcul de la section brute A

$$N_{Sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{Sd} \gamma_{M0}}{f_y}$$

2. Faire la vérification de la section choisie à la résistance.

$$N_{Sd} \leq N_{t.Rd}$$

$$N_{t.Rd} = \min(N_{pl.Rd}; N_{u.Rd})$$

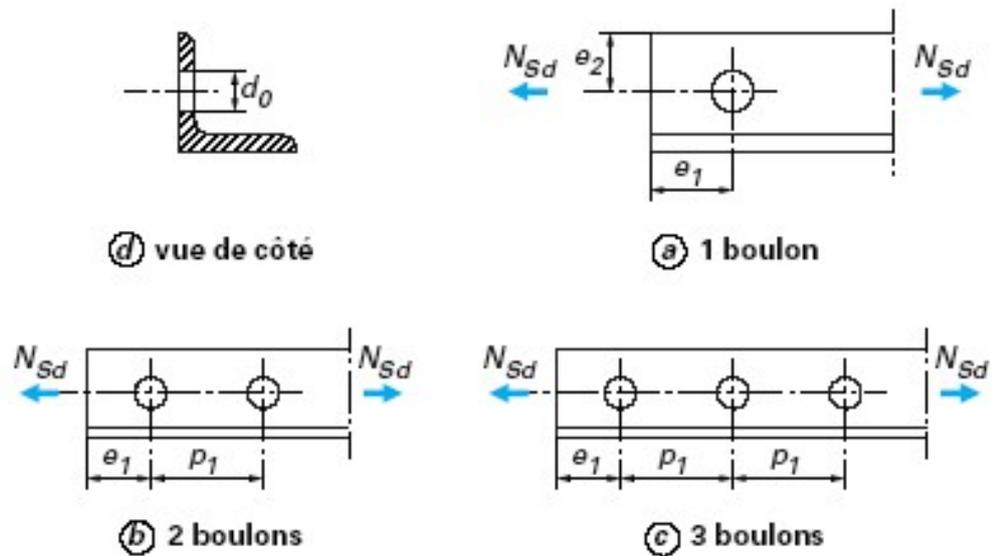
Avec :

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Résistance plastique de la section brute.}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M2}}$$

Résistance ultime de la section nette au droit des trous de fixations.

Cas de cornières assemblées par une seule aile.



Pour une attache avec un seul boulon,

$$N_{u,Rd} = \frac{2(e_2 - 0.5d_0)tf_u}{\gamma_{M2}}$$

Pour une attache avec deux boulons,

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

Pour une attache avec trois boulons ou plus,

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

Où β_2 β_3 sont des coefficients minorateurs donnés dans le tableau 1 en fonction de l'entraxe p_1 des trous. Une interpolation linéaire est à effectuer pour des valeurs intermédiaires de p_1 .

Tableau 1 – Coefficients minorateurs β_2 et β_3		
Entraxe p_1	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5,0 d_0$
(2 boulons) β_2	0,4	0,7
(3 boulons ou plus) β_3	0,5	0,7

Pour les autres sections assemblées par des parties en consoles comme les T ou les U, une approche similaire à celle définie pour les cornières peut être utilisée.

3.6- Calcul des longueurs de flambement :

3.6.1- Longueur de flambement des barres comprimées :

- **Flambement dans le plan de la ferme :**

Les barres à treillis (montants et diagonales) : $l_x = l_c = 0.8l_0$

Les membrures (membrures supérieures et inférieures) : $l_x = l_c = 0.9l_0$

- **Flambement dans le plan \perp au plan de la ferme :**

Pour toute les barres de la ferme : $l_y = l_c = l_0$

3.6.2- Longueur de flambement des barres tendues :

Pour toute les barres tendues : $l_x = l_y = l_0$

Avec l_0 : longueur théorique de la barre (distance entre axe des nœuds)

3.6.3- Elancement limite λ_{lim} des éléments comprimés et tendus :

Eléments	Barres comprimées	Barres tendues
Membrue des fermes : (supérieures et inférieures)	120	400
Montants et diagonales	150	450
Barres de contreventements	200	450

3.6.4- Les plus petites dimensions des cornières utilisées dans la ferme sont :

- 45×45×5 mm pour les fermes soudées.

3.6.5- Poids spécifique approximatifs des éléments de la charpente d'un bâtiment industriel :

En kg d'acier pour 1.0 m² horizontal du bâtiment.

Eléments de charpente	Halle		
	Légère	Moyenne	Lourdes
Ferme	16 à 25	18 à 30	20 à 40
Sablière	0 à 6	4 à 7	8 à 20
Panne	10 à 12	12 à 18	12 à 18
Lanterneau	0 à 10	8 à 12	8 à 12
Contreventement	3 à 4	3 à 5	8 à 15
Total	26 à 40	45 à 70	50 à 80
Poteaux avec contreventements et passerelles	10 à 18	18 à 40	70 à 120
Poutre de roulement avec poutre - freins et passerelle de visite	0 à 14	14 à 40	50 à 150
Pan de fer	0 à 3	5 à 14	12 à 20
Total	35 à 80	75 à 170	200 à 400