



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique.
Université Abderrahmane Mira – Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Cours Construction Métallique

Préparé et présenté par

Brahim BANOUNE

*Docteur en Sciences de l'université A. Mira, Bejaia, Algérie
Docteur en Génie Civil de l'université Picardie Jules Verne, Amiens, France*

Table des matières :

Chapitre 1 Généralités sur la construction métallique

1. Acier dans la construction.....	5
1.1. Historique :.....	5
1.2. Charpente métallique et chaudronnerie :.....	5
1.3. Quelques exemples d'éléments en CM :.....	5
2. Les avantages des constructions métalliques :.....	10
3. Inconvénients :.....	11
4. Matériaux acier.....	11
4.1. Fabrication de l'acier :.....	11
4.2. Produit sidérurgique :.....	12
4.3. Classification des aciers :.....	13
4.4. Caractéristiques des aciers de construction métallique :.....	13
4.5. Les nuances normalisées des aciers :.....	15

Chapitre 2 Conception et notion de sécurité

1. Réglementation actuelle et précédente :.....	16
2. La sécurité :.....	16
2.1. Problématique posée :.....	16
2.2. Résistance à un moment de flexion :.....	17
2.3. Processus de dimensionnement.....	18
3. Etats limites :.....	19
3.1. Etat limite ultime (ELU) :.....	19
3.2. Etat limite de service (ELS) :.....	19
4. Sollicitation et combinaisons :.....	19
4.1. Actions élémentaires :.....	19
4.2. Combinaison d'actions :.....	19
5. Valeurs limites des déformations :.....	20
6. Classification des sections transversales :.....	21

Chapitre 3 Les Assemblages

1. Définition.....	25
2. Modes d'assemblage.....	25
3. Assemblage boulonné.....	25
3.1. Les boulons.....	26
3.2. Dispositions constructives.....	27
4. Les assemblages soudés :.....	28
4.1. Dispositions constructives :.....	28

Chapitre 4 Calcul des pièces sollicitées en traction simple

1. Eléments sollicité en traction simple.....	31
2. Calcul selon le règlement Eurocode 03.....	31
3. Calcul de la section nette :.....	33
4. Cas particulier de disposition des pièces.....	33

5. Dispositions réglementaires	34
6. disposition en quinconce	

Chapitre 5 Calcul des pièces fléchies

1. Calcul à la flexion pure (Sous M_{seul})	35
2. Calcul du moment résistant plastique M_{pl}	35
3. Calcul sous effort tranchant V	37
3.1. Principe de la section réduite	37
3.2. Effort tranchant de plastification	38
4. Calcul en présence de $(M+V)$	39
5. Résistance à la flexion composée $(M+N)$	41
6. Flexion bi-axial (déviée)	43
7. Condition de fleche	44

Chapitre 6 Flambement simple

1. Résistance des sections à la compression simple	45
2. Aspect théorique du flambement	45
2.1. Théorie d'Euler	45
2.2. Poutre encastree en pied articulé en tête	47
2.3. Poutre bi-encastree	48
2.4. Terminologie du flambement	48
3. Aspect expérimental du flambement	49
4. Aspect réglementaire du flambement	50
5. Longueur de flambement	52

Chapitre 7 Flambement flexion

1. Introduction	56
2. Aspect réglementaire du flambement flexion	56
2.1. Calcul selon l'euro code 03	56

Chapitre 8 Déversement

1. Définition	59
2. Aspect expérimental du déversement	59
3. Aspect réglementaire du déversement	61
3.1. Résistance au déversement	61
3.2. Calcul de X_{LT}	61
3.3. Calcul du moment critique	62
4. Poutre à section transversale constante mono symétrique (à semelle inégales)	64
5. Poutre à section transversale constante et doublement symétrique	64

Chapitre 9 Voilement

1. Introduction	67
2. Aspect phénoménologique	67
3. Modes de voilement :	69

4. Aspect réglementaire du voilement	69
4.1. Sous contrainte normale	69
4.2. Vérification selon l'Euro code 03 du voilement de l'âme sous la poussée des semelles	70
4.3. Vérification sous cisaillement	70
4.4. Vérification au voilement sous interaction (M, N et V) :	73

Chapitre I :

Généralités sur la Construction Métallique

1. Acier dans la construction

1.1. Historique :

Le développement des fours a permis l'évolution du métal, ou l'acier a remplacé le fer forgé.

Les progrès réalisés dans la connaissance du comportement et de la RDM générale ont permis l'avancé remarquable et l'intégration du mode de construction en acier dans le domaine de la construction.

1.2. Charpente métallique et chaudronnerie :

Suivant la destination des constructions métalliques on peut adopter les deux (02) grandes divisions suivantes :

La chaudronnerie :

Consiste en la recherche de l'étanchéité vis-à-vis d'un fluide ou gaz. Ce sont des bacs, réservoirs, grandes sphères et silos.

Charpente métallique :

Est un domaine où la question de résistance est la plus prépondérante. Les constructions métalliques constituent un domaine important d'utilisation des produits laminés sortis de la forge. Elles emploient, en particulier, les tôles et les profilés.

1.3. Quelques exemples d'éléments en CM :

Les poteaux :

En CM on utilise généralement 02 types de poteaux ; les poteaux continus et les poteaux en treillis.

- *Poteaux continus :*

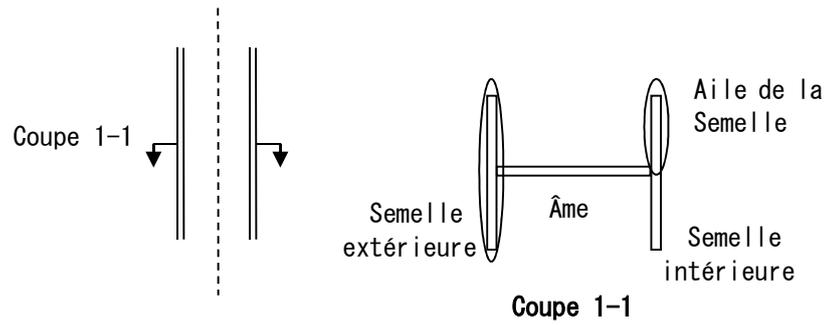


Fig.1.1 Poteau continu

- *Poteaux en treillis :*

On utilise les poteaux en treillis généralement pour les grands chargements.

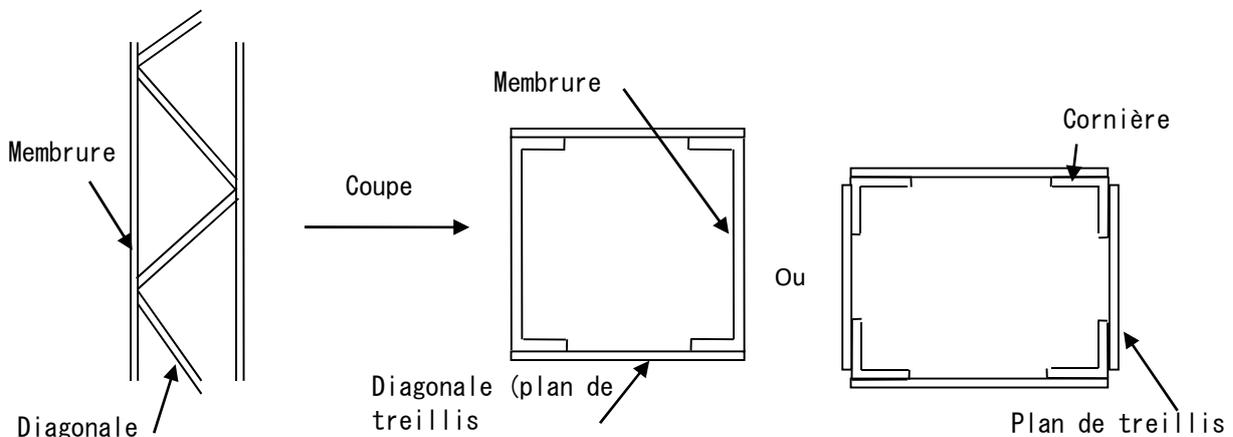


Fig.1.2 Poteau à treillis

- *Poteaux mixte acier-béton :*

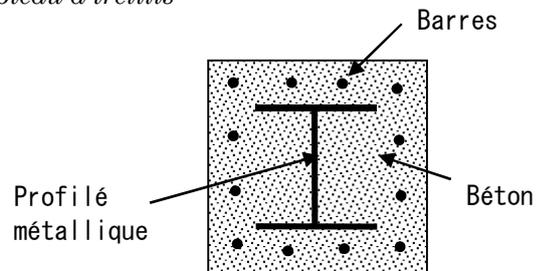


Fig.1.3 Poteau mixte

Les poutres :

Les profilés utilisés généralement sont les profilés en I.

Selon leur technologie de fabrication, il existe 03 sortes de poutres ;

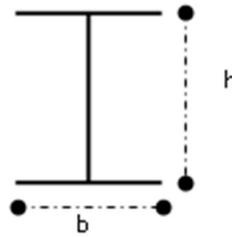
Poutre laminées ; les poutres à profilés reconstitués soudés (PRS) et les poutres ajourées ou alvéolaires.

- *Les poutres laminées :*

Leurs portées sont comprise entre 3 m et 12 m, elle sont issues de laminage et présente une très bonne homogénéité.

Profilés en I : Ce sont des profils dont la longueur de la semelle = 1/2 de la hauteur, cette hauteur détermine la désignation nominale.

$$h = 2b$$



Il existe deux profils en I (IPN et IPE).

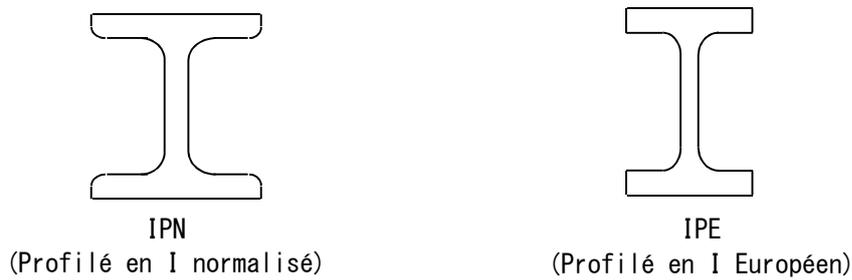


Fig.1.4 Profilé en I

Profilés en U :

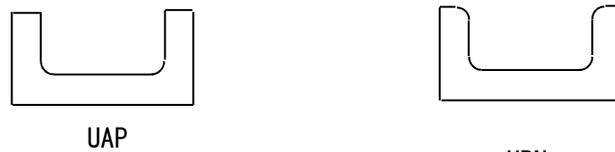


Fig.1.5 Profilé en U

Profilés en HE : Issus des normes Européen les HE comportent 03 séries fabriquées avec les mêmes trains de laminage : HEA, HEB et HEM.

Ex :

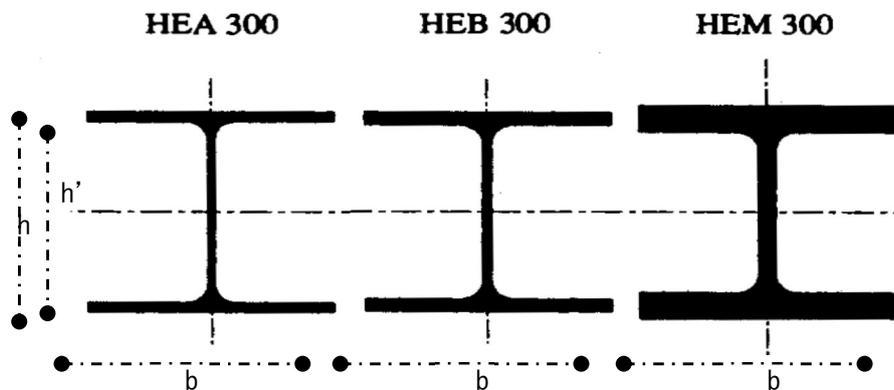


Fig.1.6 Profil en HE

Les profilés de même hauteur nominale présentent la même dimension intérieure entre ailes ; avec une épaisseur différente.

- *Poutres reconstituées soudées : (PRS)*

Leur portées sont comprise entre $12 < l < 25$ m, donc il est recommandé d'utiliser les poutres PRS pour les portées > 12 m.

Il existe deux sortes de PRS :

- Mono symétrique
- Bi symétrique.

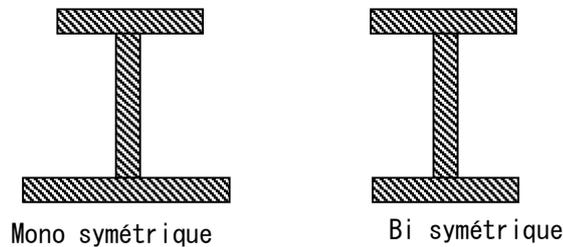


Fig.1.7 Poutre reconstituée soudée PRS

- *Poutres ajourées (alvéolaires)*

Elles présentent un caractère économique, ces poutres sont caractérisées par une grande inertie et permettent le passage des gaines technique.

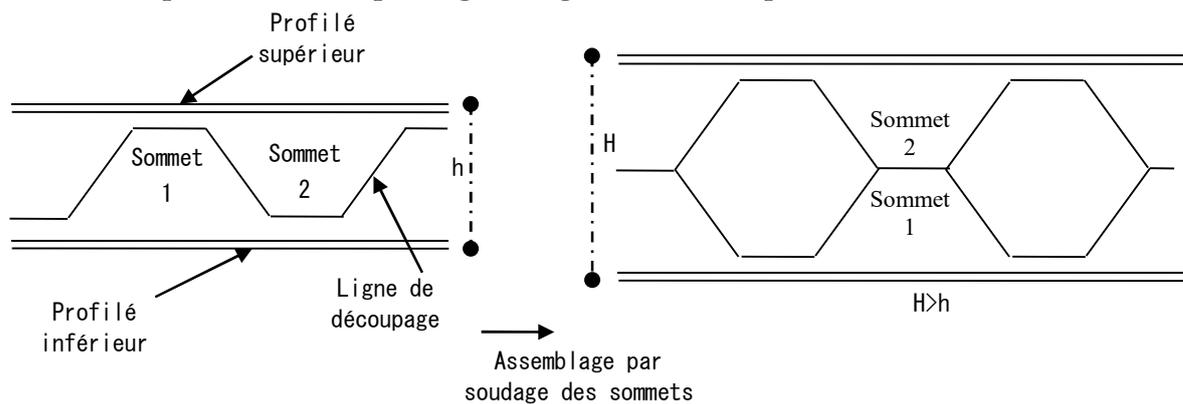


Fig.1.8 Poutre alvéolaire (ajourée)

Les fermes : C'est un système de barres liées au niveau des nœuds qu'on considère comme articulé, ce système appelé ferme est une construction horizontale qui supporte des charges verticales il remplit donc les mêmes fonctions que les poutres.

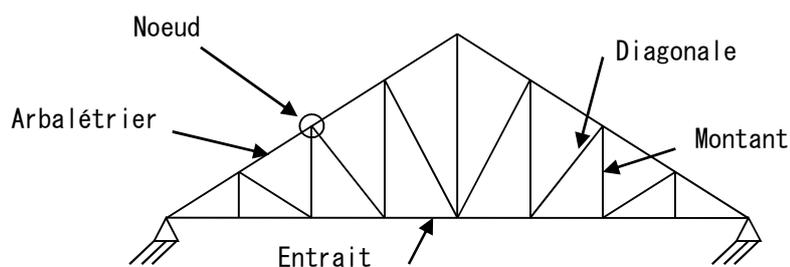


Fig.1.9 Ferme triangulaire

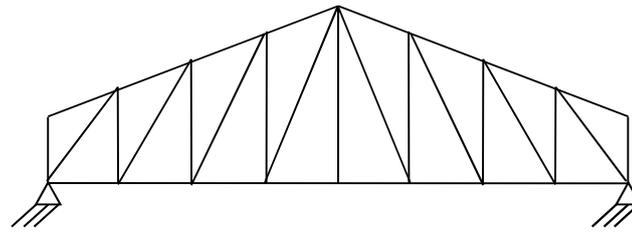


Fig.1.10 Ferme trapézoïdale

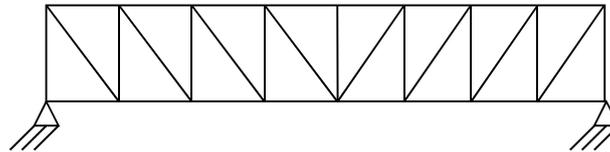


Fig.1.11 Ferme rectangulaire

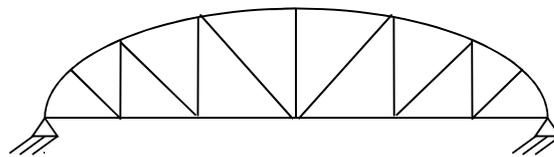


Fig.1.12 Ferme à arc

e. Les arcs :

Utilisés pour les portées ≥ 40 m, ils ont donc un caractère très économique.

Ex :

- Poutre arc

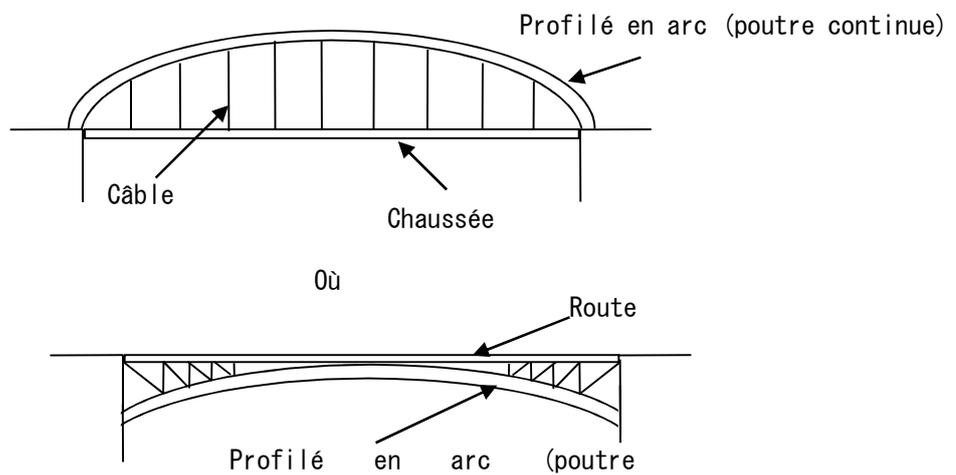


Fig.1.13 Poutres à arcs

f. Les portiques :

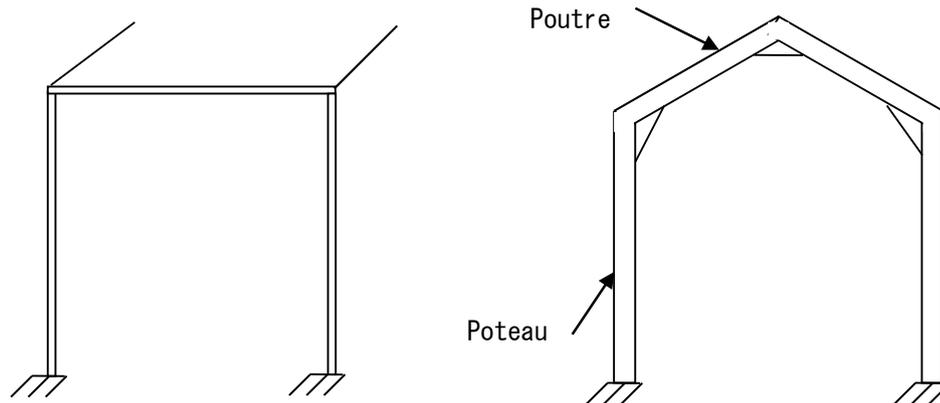


Fig.1.14 Portique continus

g. Portique en treillis :

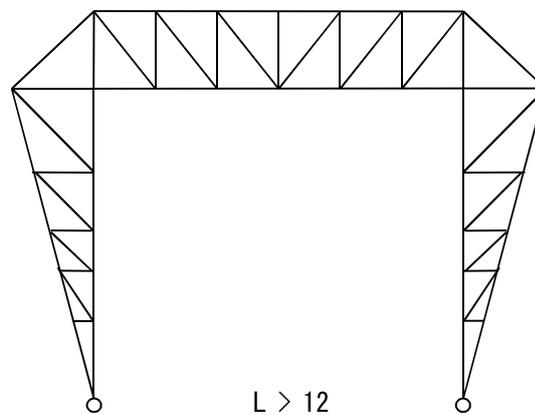


Fig.1.15 Portiques a treillis

2. Les avantages des constructions métalliques :

Fiabilité : Les constructions métalliques sont fabriquées le plus souvent en acier, l'acier étant un matériau très homogène, ce qui nous permet de garantir la composition chimique et les qualités mécaniques ; les contraintes réelles et celles calculées sont voisines.

Ductilité : Une ossature métallique peut subir des surcharges de fortes intensité sans aller jusqu'à la ruine (ex : séisme, vent ...) ; ceci est dû à la formation de rotule plastique.

Transformation : On peut modifier un bâtiment par simple démontage de certains éléments, comme on peut renforcer certains éléments sur place.

Légèreté : On peut apprécier la légèreté de l'acier /béton par la relation suivantes :

$$C = \frac{\rho}{R} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \rho : \text{masse volumique} \\ R : \text{Resistance} \end{cases}$$

Plus la valeur de C est petite plus la construction faite par le matériau est légère.

Ex : * acier à base de carbone : $C = 3,5 \cdot 10^{-4}/m$

* acier à base d'alliage : $C = 1,7 \cdot 10^{-4}/m$

- * Alliage à aluminium : $C = 1,1 \cdot 10^{-4}/m$
- * Béton : $C = 18,5 \cdot 10^{-4}/m$
- * Bois : $C = 5,4 \cdot 10^{-4}/m$.

Préfabrication et rapidité d'exécution : On peut pré fabriquer l'ensemble du bâtiment (construction) en atelier avec une grande précision et une grande rapidité, le montage sur site, par boulonnage est d'une grande simplicité.

3. Inconvénients :

Faible résistance au feu : L'acier perd 50 % de la valeur de sa résistance limite lorsque (T° avoisine $500^\circ C$) ; la température de fusion de l'acier $T_{\text{fusion acier}} = 1550^\circ C$
 $T_{\text{fusion alliage}} = 660^\circ C$

Susceptibilité aux phénomènes d'instabilité :

Notamment (Flambement, Déversement et Voilement) en raison de la minceur des profils.

La corrosion : Nécessite un entretien permanent (peinture antirouille).

Résistance en compression moindre que le béton.

Imperfections de laminage

Les calculs de résistance sont établis sur la base de sections théoriques parfaites de poutrelles, qui sont différentes des sections réelles obtenues après laminage.

- Les sections réelles présentent cinq types de défaut :

Défaut de dimension, défauts d'équerrage, défaut de symétrie, défaut d'incurvation et défaut de dressage.

- Ces différents défauts peuvent contribuer à diminuer l'inertie du profilé, à provoquer des moments de torsion, des phénomènes de voilement ...etc

- Pour en tenir compte dans les calculs, plutôt que de minorer les sections et d'entreprendre des calculs difficiles et aléatoires, on majore en fait les charges par des coefficients de pondération. Le coefficient 1,35 appliqué aux poids propres se justifie notamment, entre autres, pour cette raison.

4. Matériaux acier

4.1. Fabrication de l'acier :

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extrait de matières premières naturelles.

→ Le carbone (généralement $<1\%$). L'acier est généralement obtenu par une opération en deux (2) phases.

1^{er} phase : Obtention de la fonte à plus de 1 % de carbone.

2^{eme} phase : Conversion de la fonte liquide en acier à une

- ↪ Température de $1500^\circ C$ sous insufflation d'oxygène.
- ↪ Obtention d'acier avec un taux de carbone réduit.

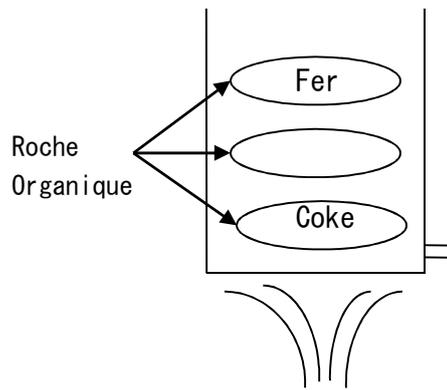


Fig.1.16 Haut fourneau

4.2. Produit sidérurgique :

Les produits sidérurgiques utilisés en construction métallique sont obtenus par laminage à chaud. Leurs dimensions et caractéristiques sont normalisées.

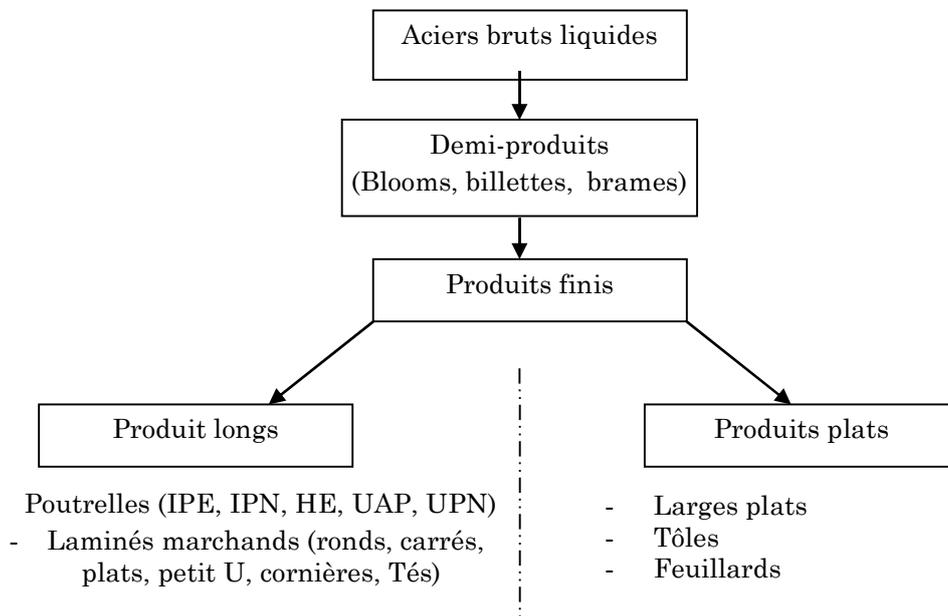


Fig.1.17 Phase de fabrication des profilés métallique

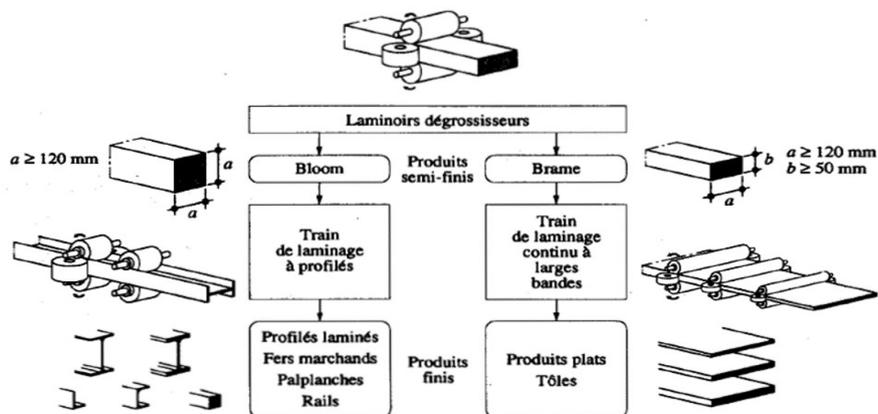


Fig.1.18 Procédés de laminage

4.3. Classification des aciers :

➤ *Classification des aciers selon leur teneur en carbone.*

Tableau 1.1 Acier et teneur en carbone

	Matériau	Teneur en carbone	Utilisation
Fonte	Fonte	$C > 1,7 \%$	Culasse moteurs
Acier	- Aciers doux	$0,05 < C < 0,3 \%$	- Charpente, boulons
	- Aciers mi durs	$0,3 < C < 0,6 \%$	- Construction mécanique
	- Aciers durs	$0,6 < C < 0,75 \%$	- Rails, ressorts
	- Aciers extra durs	$0,75 < C < 1,2 \%$	- Outillage industrielle
	- Aciers sauvage	$1,2 < C < 1,7 \%$	- Aciers non utilisés.

* Suivant la teneur en carbone les métaux ferreux se subdivisent en fonte et en acier ; le carbone influe directement et de manière proportionnelle sur les valeurs des limites d'élasticité et de dureté. Tandis que la plasticité lui est inversement proportionnelle.

* Il influe également sur la soudabilité du matériau ; plus celle-ci est élevée moins le matériau est soudable.

➤ *Classification selon la teneur en éléments d'alliage :*

Selon les quantités additionnées d'éléments d'alliage on distingue

- Les aciers à faible alliage contenant jusqu'à 2 % d'éléments d'alliage
- Les aciers moyennement allié : - 10 % d'éléments d'alliage
- Les aciers fortement allié : + 10 % d'éléments d'alliage.

4.4. Caractéristiques des aciers de construction métallique :

a. Propriétés physiques : Sont caractérisés par :

- La couleur
- La masse volumique
- Température de fusion
- Le coefficient de dilatation thermique
- La conductivité thermique, électronique.
- La masse volumique : $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
- Le coefficient de dilatation : $\lambda = 11.10^{-6}$ (à 20°C).
- La température de fusion : $1300^\circ\text{C} < T_f < 1550^\circ\text{C}$

b. Propriétés mécanique : Les propriétés mécaniques de l'acier sont :

- La résistance (essai de traction)
- La ductilité (essai de résilience)
- Soudabilité
- Dureté (essai de dureté).

Essai de traction : Il est pratiqué sur une éprouvette cylindrique, soumise à un effort de traction progressif, de 0 à la rupture.

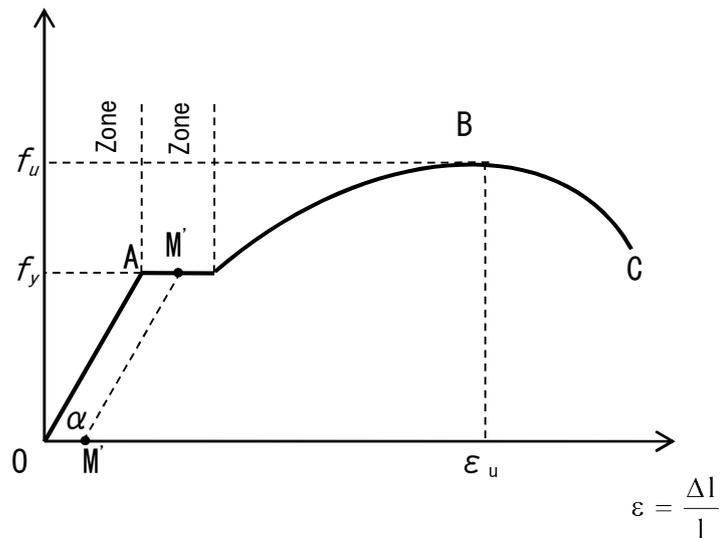


Fig.1.19 Diagramme contrainte-déformation pour l'essai de traction

Le diagramme se décompose en 04 phases :

- OA : Rectiligne : c'est la zone élastique qui est réversible, si on supprime l'effort de traction \rightarrow ($\frac{\Delta l}{l} = 0$).
- AA' : Palier horizontal, qui traduit un allongement sous charges constante (zone plastique).
- A'B : La charge croît à nouveau avec un allongement jusqu'à B.
- BC : L'allongement continu, bien que la charge soit croissante, jusqu'au point C qui correspond à la rupture.

Ce diagramme permet de mesurer :

- La limite d'élasticité f_y (point A).
- La contrainte de rupture f_u (point B).
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier E.

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} = 210\,000 \text{ Mpa.}$$

Essai de Résilience : Qui permet de mesurer l'aptitude d'un acier à repartir par choc.



Matériau résilient \Rightarrow moins fragile.

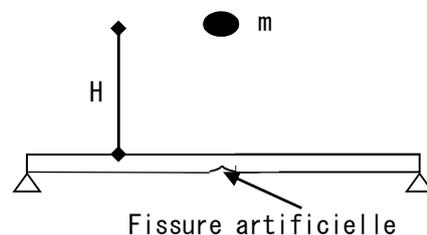
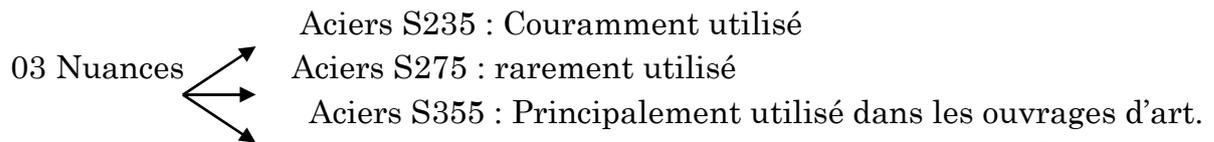


Fig.1.20 Essai de résilience

Mesure de H \rightarrow énergie potentielle.

Donc $H_{\max} \rightarrow E_{P\max} = m g H_{\max}$

4.5. Les nuances normalisées des aciers :



Ces trois nuances d'acier sont utilisées car elles répondent aux exigences de calcul de plasticité qui sont :

1. $f_u \geq 1,2 f_y$
2. $\varepsilon_u \geq 0,15$ (15%)
3. $\varepsilon_u \geq 20 \varepsilon_y$

Tableau 1.2 Nuances d'aciers normalisés

Caractéristique mécanique des aciers en fonction de leur épaisseur	Nuances d'aciers		
	S235	S275	S355
* Limite élastique f_y (Mpa)			
$t \leq 16$ mm	235	275	355
$16 < t \leq 40$ mm	225	265	345
$40 < t \leq 63$ mm	215	255	335
* Contrainte de rupture f_u (Mpa)			
$t \leq 3$ mm	360/510	430/580	510/680
$3 < t \leq 100$ mm	340/470	410/560	490/630
* Allongement minimal moyen ε_u			
$t \leq 3$ mm	18 %	15 %	15 %
$3 < t \leq 150$ mm	23 %	19 %	19 %

Chapitre II :

Conception et notion de sécurité

1. Réglementation actuelle et précédente :

Jusqu'au 1993 la construction et le calcul des constructions métalliques étaient régit par différentes réglementations :

- Les règles CM66 : (état élastique) ;
- Le titre V du fascicule 61 du cahier des prescriptions communes qui réglemente les ponts et ouvrages d'art en CM.
- L'additif 80 qui introduit les notions de plasticité de l'acier et d'état limites (dont les règles CM66 ne tenait pas compte), ce qui permet de tirer parti des propriétés elasto-plastiques de l'acier et d'alléger ainsi les structures ; Il autorise ainsi le dépassement du seuil d'élasticité et définit des méthodes de vérification prenant en compte la plasticité de l'acier.

Depuis 1993, une nouvelle réglementation est entrée en vigueur et impose, en remplacement de ces divers textes un code unique : EUROCODE 03 devenu obligatoire à partir de janvier 1996.

2. La sécurité :

Les ossatures métalliques doivent être établies pour supporter les efforts maximaux des forces qui peuvent leur être appliquées en construction ou en service.

2.1. Problématique posée :

Tout calcul repose sur des hypothèses, ces hypothèses sont théoriques et correspondent mal à la réalité qui représente un grand nombre d'imprécision, d'imperfections et d'erreur susceptibles d'affecter les calculs.

Ces imprécisions peuvent découler de défauts liés à :

La conception d'une structure :

- Sous-estimation des charges ;
- Assemblages mal conçus ;
- Conditions de liaison aux nœuds erronées ;
- Effet de la dilatation thermique non prise en compte ;
- Déformation excessive à l'état limite de service (ELS).

La fabrication des éléments :

- f_u non précise
- E non constant dans une section ;
- L'acier n'est pas parfaitement homogène, ni élastique comme on le prétend ;

- Les tolérances de laminage sont importantes et faussent les calculs.

Exploitation par le maître de l'ouvrage :

- Changement des destinations des locaux ;
- Adjonction de charge non initialement prévues ;
- Absence de maintenance et d'entretien.

2.2. Résistance à un moment de flexion :

Examinons le cas de flexion simple :

$$M_A = M_B = \frac{ql^2}{12}$$

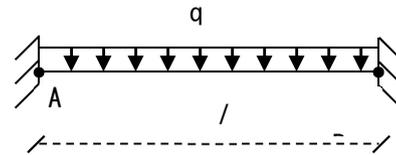


Fig. 2.1 Poutre en flexion

- Dans le domaine élastique, la répartition des contraintes est proportionnelle aux déformations spécifiques, lorsque la première plastification de la section se produit à la fibre extrême le moment de flexion est défini comme *moment élastique* M_{el} de la section avec :

$$M_{el} = f_y \cdot W_{el} \quad \text{Avec } W_{el} : \text{moment de résistance élastique.}$$

- Domaine elastoplastique : ($\epsilon > \epsilon_y$) contraintes non proportionnelles aux déformations ; jusqu'à plastification totale de toute les fibres.

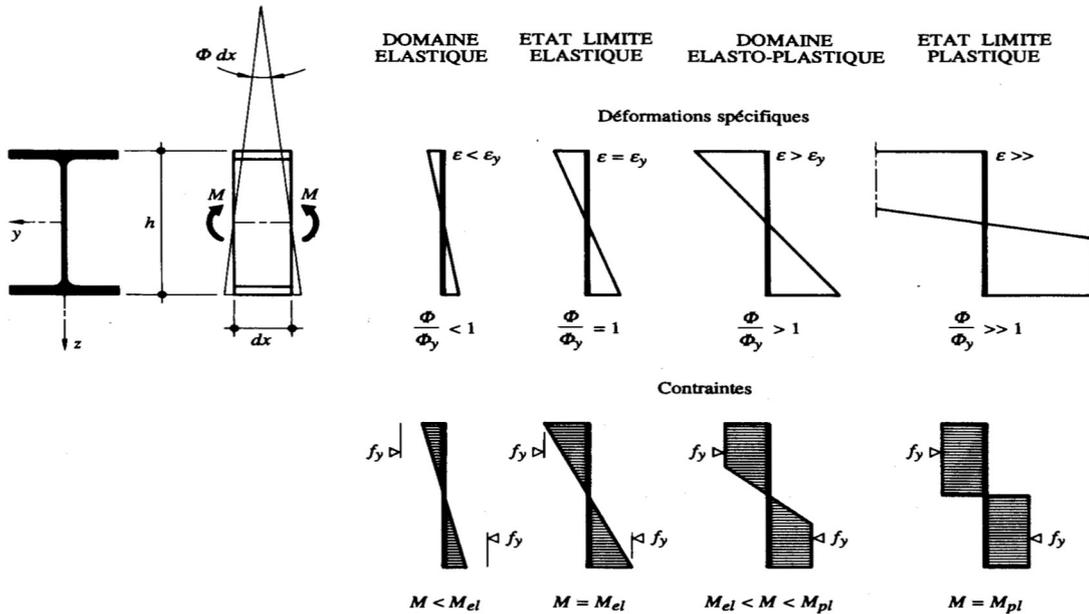
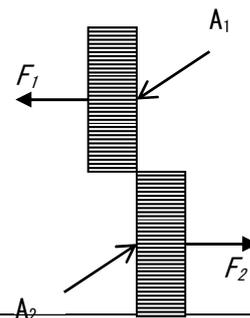


Fig.2.2 Evolution des déformations spécifiques et des contraintes dans une section fléchie.

Calcul de M_{pl} :



$$\vec{\Sigma F} = \vec{0} \Rightarrow F_1 = F_2$$

$$\left. \begin{aligned} F_1 &= \int_{A_1} f_y dA_1 = f_y \cdot A_1 \\ F_2 &= \int_{A_2} f_y dA_2 = f_y \cdot A_2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow A_1 = A_2$$

Donc l'axe neutre plastique partage la section en deux parties égales.

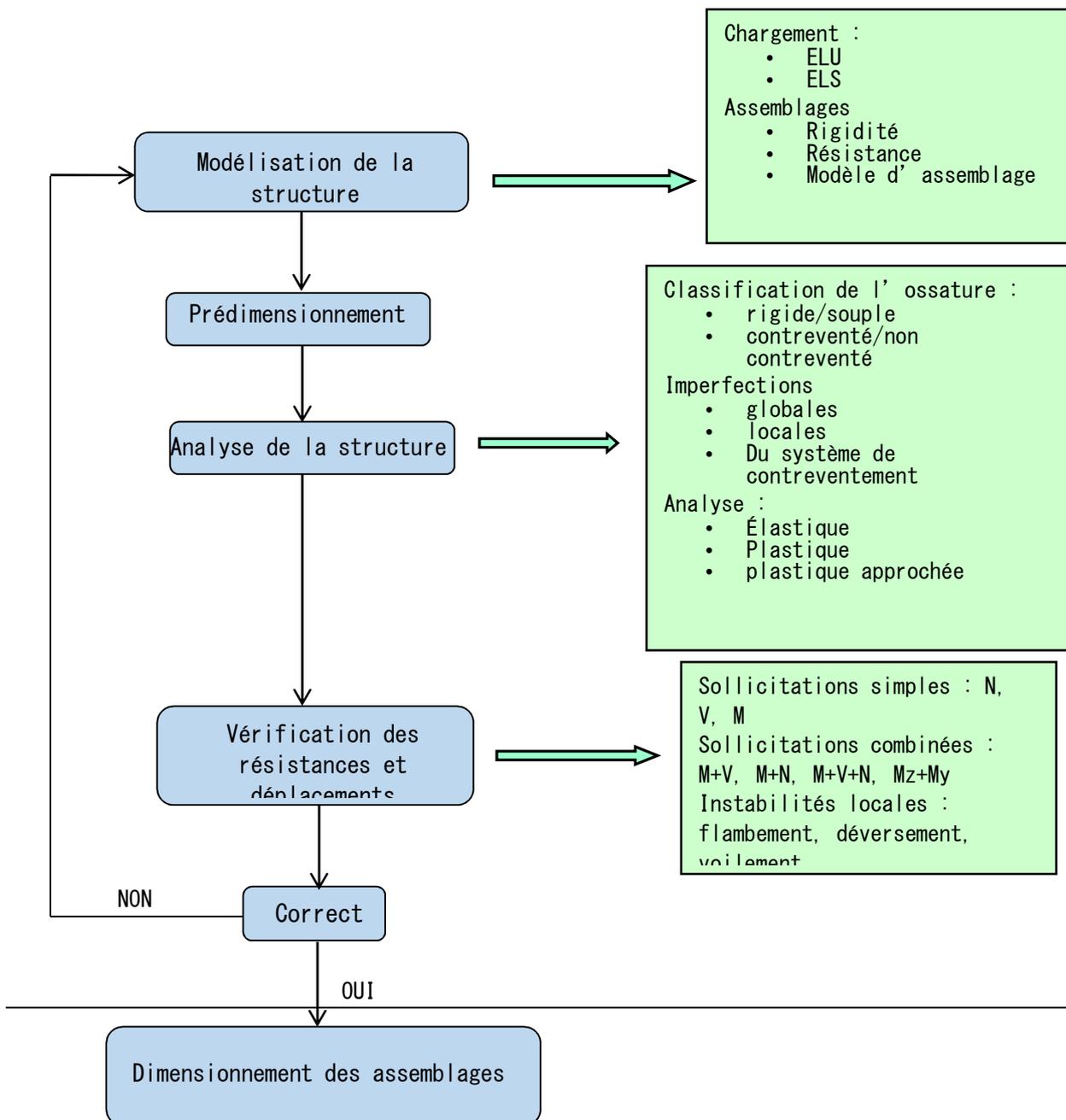
$$M_{pl} = F_1 \cdot d \quad \text{avec } d = \frac{h}{2}$$

$$F_1 = f_y \cdot A_1 \Rightarrow M_{pl} = f_y \cdot A_1 \cdot d$$

Dans le cas d'une section rectangulaire

$$F_1 = f_y \cdot \frac{bh}{2} \Rightarrow M_{pl} = f_y \cdot \frac{bh^2}{4}$$

2.3. Processus de dimensionnement



*Fig.2.3 Organigramme du processus de dimensionnement***3. Etats limites :**

C'est un état au-delà duquel la structure ne satisfait plus aux exigences pour lesquelles elle était conçue.

3.1. Etat limite ultime (ELU) :

C'est un cas de charge exceptionnelle ultime, un état limite ultime est atteint lorsqu'on constate une perte d'équilibre ; une instabilité de forme, la rupture d'éléments et une déformation plastique exagérée.

3.2. Etat limite de service (ELS) :

Il limite les déformations afin d'éviter les désordres secondaires, et il garantit la pérennité de l'ouvrage (c'est la limitation des flèches et la fissuration du béton).

4. Sollicitation et combinaisons :**4.1. Actions élémentaires :**

Les actions agissant sur une structure sont de trois (03) types :

a. Actions permanentes G :

- Poids propre
- Action de précontraintes

b. Les actions variables :

- Les charges d'exploitation
- L'action du vent
- L'action de la neige,
- Actions des gradients thermiques.

c. Les actions accentuelles :

- Séisme
- Explosions
- Charge de véhicules.....etc.

4.2. Combinaison d'actions :*a. Combinaisons aux ELU :*

- Avec une seule action variable : $1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,5 Q$
 G_{\max} : Action permanente défavorable,
 G_{\min} : Action permanente favorable,
- Avec plusieurs actions variables : $1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,35 \sum_i Q_i$

b. combinaisons aux ELS :

Elles servent uniquement pour le calcul ou la vérification des déformations (flèche et déplacement).

- Avec une seule action variable : $G + Q$
- Avec plusieurs actions variables : $G + 0,9 \sum_i Q_i$

5. Valeurs limites des déformations :

L'EUROCODE 03 recommande les limites suivantes :

a. Verticalement

- Toiture en général : $f \leq \frac{l}{200}$ avec $\delta_2 \leq \frac{l}{250}$;
- Planchers en général : $f \leq \frac{l}{250}$ avec $\delta_2 \leq \frac{l}{300}$;
- Planchers supportant des poteaux : $f \leq \frac{l}{400}$ avec $\delta_2 \leq \frac{l}{500}$

$$f = \delta_0 + \delta_1 + \delta_2$$

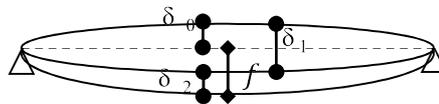


Fig.2.4 Représentation de la flèche verticale

- f : Flèche dans l'état final / à la droite reliant les appuis ;
- δ_0 : Pré cintrages (contre flèche) de la poutre non chargée ;
- δ_1 : Variation de flèche due aux charges permanentes initialement après la mise en charge ;
- δ_2 : Variation de la flèche due aux charges variables.

$$\begin{cases} \delta_1 = \frac{5}{384} \frac{g l^4}{EI} \\ \delta_2 = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{EI} \end{cases}$$

b. Horizontalement :

- Poteaux de portique en général : $\Delta \leq \frac{h}{300}$
- Poteaux de portique avec ponts roulants : $\Delta \leq \frac{h}{400}$

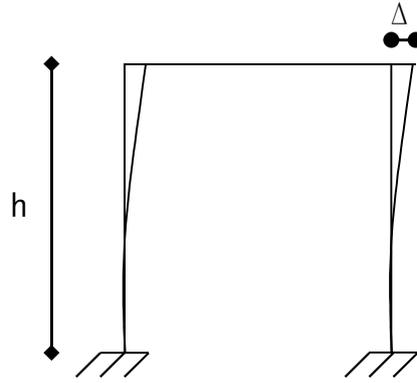


Fig.2.5 Déplacement horizontal

Nota :

- A l'état limite ultime on opte pour la vérification à la résistance.
- A l'état limite de service on opte pour la vérification de la déformation.

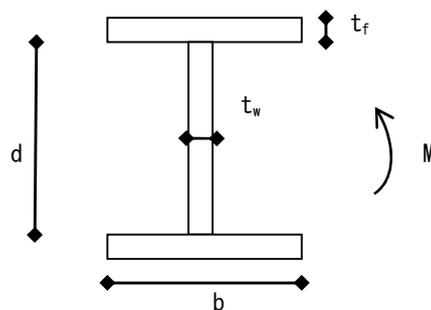
6. Classification des sections transversales :

L'EUROCODE 03 a instauré une classification des sections transversales en fonction des critères suivants :

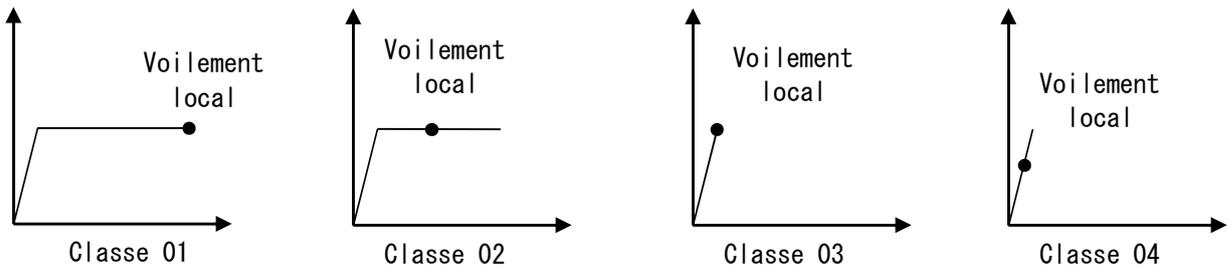
- ✓ Elancement de pièces ;
- ✓ La résistance de calcul ;
- ✓ La capacité de rotation plastique de la section ;
- ✓ Le risque de voilement local.

Quatre (04) classes de section ont été définis de la section 01 (la plus performante) à la section 04 (la plus fragile).

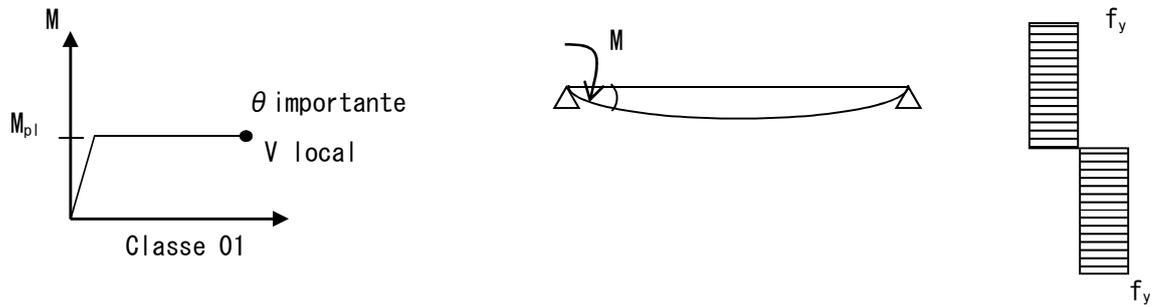
$\frac{d}{t_w}$ Elancement ↗ si d ↗



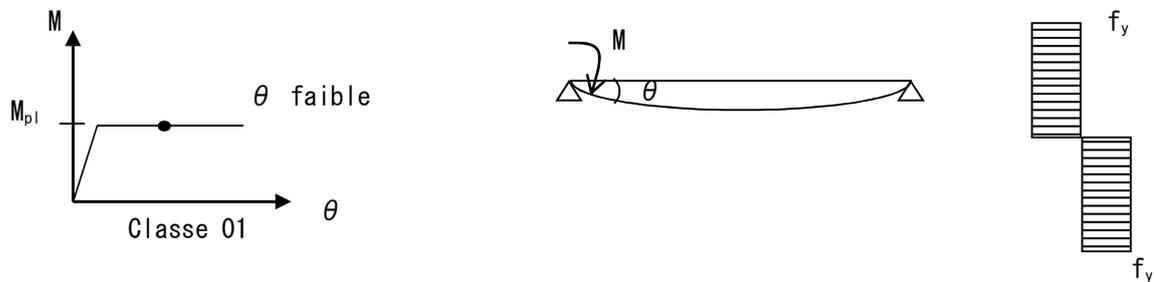
- L'apparition de voilement local nous permet de classer les sections par ordre de (01 à 04).



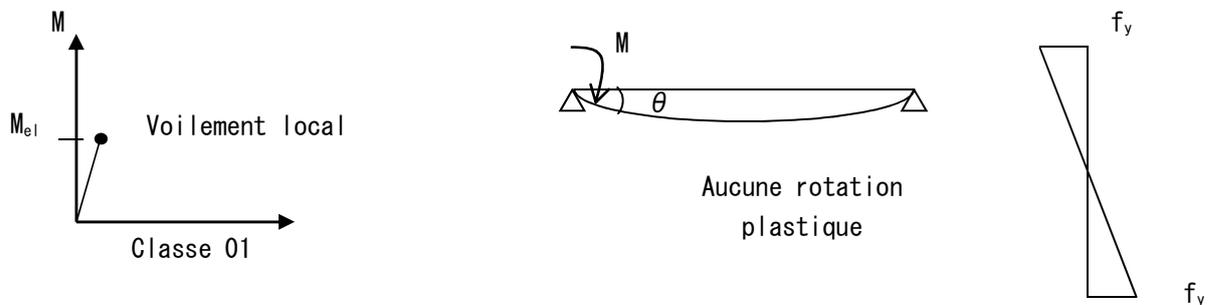
- Classe 01 : Les sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique



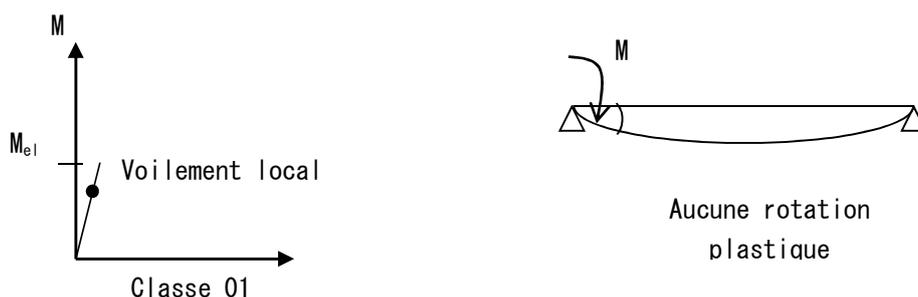
- Classe 02 : Les sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée à cause d'un voilement local.



- Classe 03 : Les sections transversales peuvent atteindre la résistance élastique en fibre extrême mais non la résistance plastique du fait du risque de voilement local.



- Classe 04 : Le voilement se produit avant d'atteindre M_{el} (dans la partie élastique). Pour ces sections transversales, la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.



Pour déterminer la classe d'une section on doit déterminer :

- La classe de l'âme ;
- La classe de la semelle.

Processus de classification se résume comme suit :

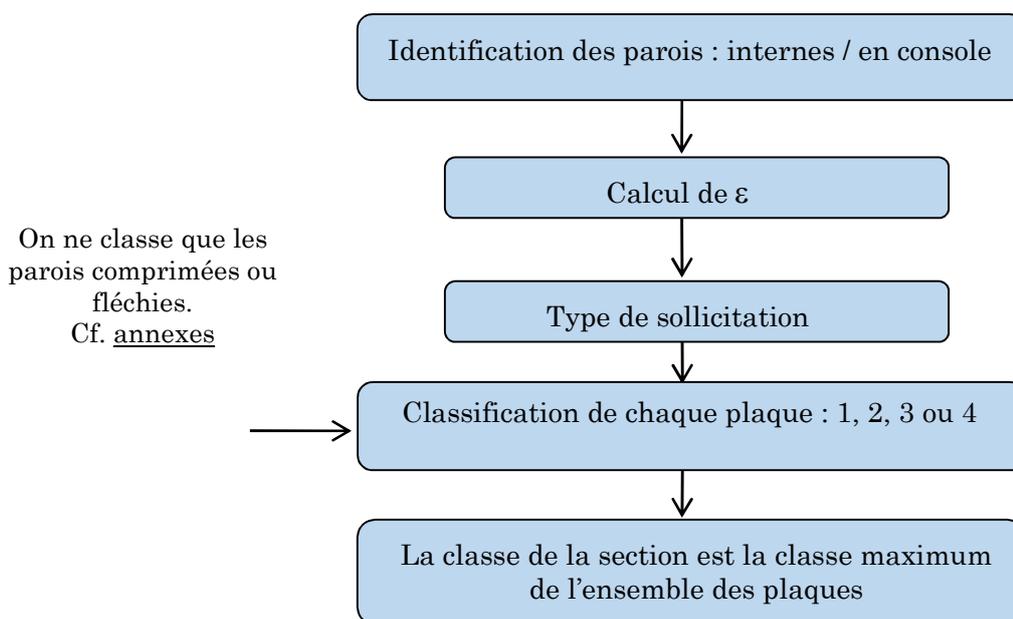


Fig.2.6 Organigramme du processus de classification des sections

Remarque :

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

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

- Le fait de déterminer la classe de la section permet de choisir la méthode de calcul (analyse plastique ou élastique).
- Pour les profils laminés courant (I ou H) sollicité en compression ou en flexion simple, le tableau suivant donne directement les classes pour la nuance d'acier S235.

Tableau 2.1 Classe de quelques sections laminées

Type de laminé	Référence du profilé	Classe de la section	
		Compression seule	Flexion seule
IPE	80 à 240	1	1
	270	2	1
	300	2	1
	330	2	1
	360	2	1
	400	3	1

	450	3	1
	500	3	1
	550	4	1
	600	4	1
HEA	100 à 240	1	1
	260	2	2
	280	2	2
	300	2	2
	320 à 500	1	1
	550	2	1
	600	2	1
HEB	100 à 600	1	1
HEM	100 à 600	1	1

Chapitre III : Les Assemblages

1. Définition

Une ossature métallique est composée de composantes élémentaires (poutre, poteau, barres ...etc.). La liaison entre éléments est assurée par des dispositifs particulier appelés *assemblage*.

Les assemblages sont définis en fonction du mode de liaison retenu (par soudure, par boulon ou par rivets).

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaire d'une structure ou ouvrage.

2. Modes d'assemblage

Les principaux modes d'assemblages sont :

- Le rivetage ;
- Le boulonnage ;
- Le soudage.

Qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts : obstacle et/ou adhérence.

Fonctionnement par obstacle

C'est le cas des boulons ordinaires, non précontraints, dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement.

Fonctionnement par adhérence

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence de surfaces des pièces en contact. Cela concerne de soudage, le collage et le boulonnage par boulons HR (haute adhérence).

Fonctionnement mixte :

C'est le cas des rivetages (et dans le cas extrême, du boulonnage HR), à savoir que les rivets assurent la transmission des efforts par adhérence des pièces jusqu'à une certaine limite, qui lorsqu'elle est dépassée fait intervenir les rivets par obstacle, a cisaillement.

3. Assemblage boulonné

Il existe deux types d'assemblage boulonnés, selon le mode de transmission des efforts :

- Transmission des efforts par frottement (boulons précontraints) ;

- Transmission par résistance des boulons (boulons ordinaires).

3.1. Les boulons

Caractéristique géométriques des boulons :

Tableau.3.1 Désignations et caractéristiques géométriques des boulons

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
D (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d ₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm ²)	50,3	78,5	113	151	201	254	314	380	452	573	707
A _s (mm ²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
Φ _{rendelle} (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
Φ clé	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
Tôle usuelle (mm)	2	3	4	5	6	7	8	10-14	>14	-	-
Corniere usuelle (mm)	30	35	40	50	60	70	80	120	120	-	-
D _m (mm)	14	18,3	20,5	23,7	24,58	29,1	32,4	34,5	38,5	44,8	49,6

d: diamètre de la partie non filetée de la vis ;

d₀ : Φ nominale du trou ;

A : section résistante du boulon

A_s : section résistante de la partie filetée.

d_m : Φ moyen entre le cercle circonscrit et le cercle inscrit à la tête du boulon.

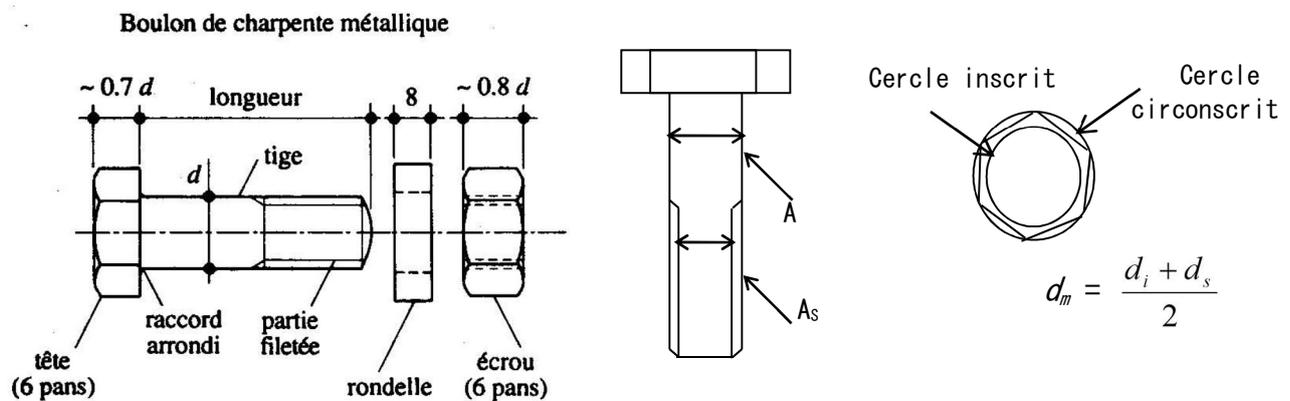


Fig.3.1 Caractéristiques d'un boulon

Caractéristiques mécaniques des boulons :

f_{yb} : limite d'élasticité (MPa).

f_{ub} : limite de résistance à la traction (MPa).

$$\text{Désignation : } \begin{cases} f_{yb} = 10 \cdot X \cdot Y \\ f_{ub} = 100 \cdot X \end{cases}$$

Tableau 3.2 Classes et caractéristiques mécaniques des boulons

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
--------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	------

f_{yb} (Mpa)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (Mpa)	400	400	500	500	600	800	1000

Les boulons des deux dernières colonnes 8.8, 10.9 sont classés de haute résistance.

3.2. Dispositions constructives

Les distances entre axes des boulons ainsi qu'entraxes des boulons et bords des pièces (pinces) sont limités par :

- Des valeurs minimales
 - Pour faciliter la mise en place des boulons ;
 - Pour permettre le passage des clés ;
 - Pour éviter le déchirement des tôles.
- Des valeurs maximales :
 - Pour conserver un bon contact entre les pièces assemblées (ce qui augmente le frottement et limite les risques de corrosion) ;
 - Pour éviter des assemblages trop longs.

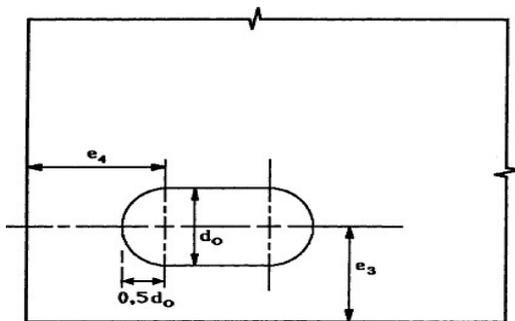


Fig. 3.2 Pinces transversales et longitudinales des trous oblongs

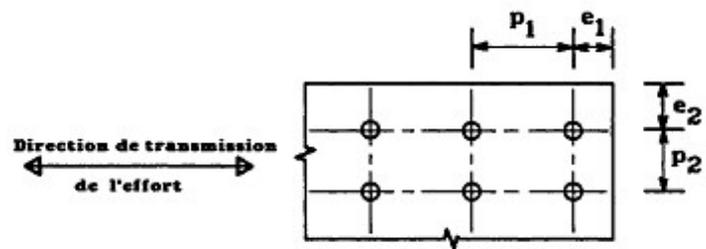


Fig. 3.3 Notation pour l'espace des systèmes de fixations

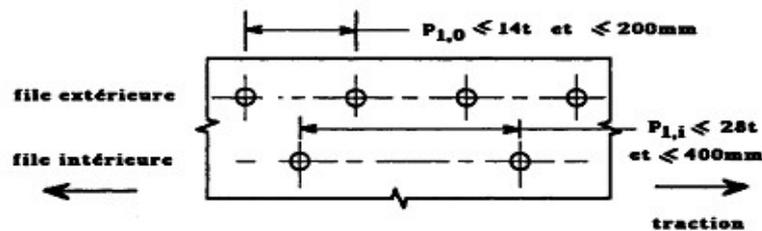


Fig. 3.4 Dispositions en quinconce

$$e_1 \geq 1.2 d_0 \quad ; \quad e_2 \geq 1.5 d_0$$

$$e_3 \geq 1.5 d_0 \quad ; \quad e_4 \geq 1.5 d_0$$

$$p_1 \geq 2.2 d_0 \quad ; \quad p_2 \geq 3 d_0$$

Boulons ordinaires

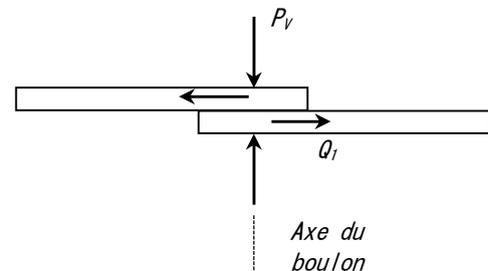
Fonctionnent par butée ; le boulon n'entre en action que lorsqu'il arrive au contact des bords des trous.

Boulons précontraints (HR)

Bien que présentant le même aspect qu'un boulon ordinaire, un bouton HR (Haute résistance) est constitué d'acier à haute limite d'élasticité et comporte une rondelle incorporée à la tête. Lors du boulonnage, il est serré fortement, ce qui a pour effet de lui communiquer un effort de précontrainte, qui agit parallèlement à l'axe du boulon, donc perpendiculairement aux plans de contact des pièces (c'est pourquoi les boulons HR sont aussi appelés boulons précontraints). Cette précontrainte développe, par frottement mutuel des pièces, une forte résistance à leur glissement relatif.

$$Q_1 \leq \mu P_v$$

Fig. 2. 5



μ : coefficient de frottement

P_v : effort de précontrainte dans le boulon.

Q_1 : effort de cisaillement transmis par l'assemblage et sollicitant le boulon.

4. Les assemblages soudés :

Le soudage consiste à assembler les pièces par liaison intime de la matière, obtenue par fusion ou plastification.

Le soudage implique donc :

- L'existence d'une source de chaleur suffisante pour obtenir la fusion du matériau.
- Une aptitude du matériau à être soude, appelée soudabilité.

Le soudage présente, par rapport au boulonnage plusieurs avantages :

- Il assure la continuité de la matière, ce qui garantit une bonne transmission des sollicitations ;
- Il dispense des pièces secondaires (goussets, attaches ...etc) ;
- Il est de moindre encombrement et plus esthétique que le boulonnage.

En revanche, il présente divers inconvénients :

- Le métal de base doit être soudable ;
- Le contrôle des soudures est nécessaire et onéreux ;
- Le soudage exige une main d'œuvre qualifiée et un matériel spécifique.

4.1. Dispositions constructives :

a. Soudure bout à bout

Les pièces d'épaisseur inférieures ou égales à 6mm peuvent être soudées sans être chanfreinées ((figure 4.1).

Au-delà de 6 mm, il faut réaliser des chanfreins sur les rives d'assemblage, le talon C doit être inférieur : $C < \min(3 \text{ mm}, t/5)$.

Les chanfreins en V (figure 4.2) et en U (figure 4.3) permettent de souder sans retourner la pièce, mais donnent lieu, lors du refroidissement, à des déformations angulaires fortes.

Les chanfreins en double V (figure 4.4) ou en double U (figure 4.5) symétrique éliminent les phénomènes de déformations ou de contraintes internes si les cordons sont exécutés simultanément sur les deux faces, par tronçons.

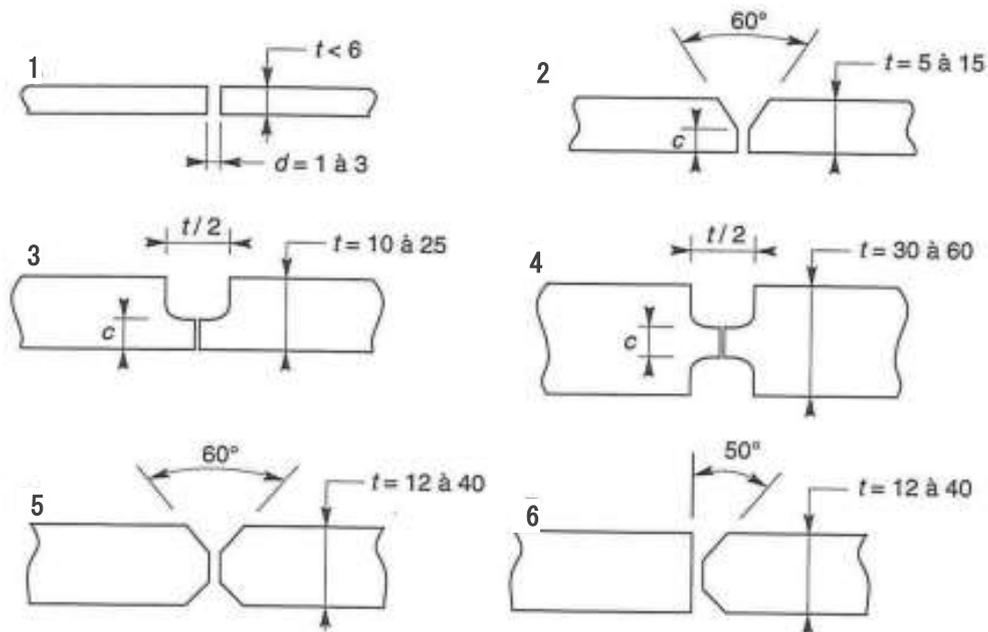


Fig.3.6 Soudure bout à bout

Les chanfreins en K (figure 4.6) constituent une solution intermédiaire.

b. Soudure d'angle

Les cordons peuvent être plats et/ou bombés.



Fig.3.7 Soudure d'angle

c. Soudure en T

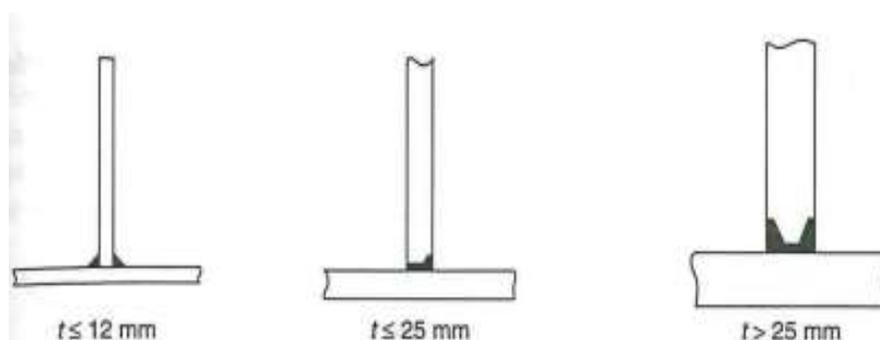


Fig.3.8 Soudure bout à bout

4.2. Précautions constructives

Le soudage des aciers exige des températures élevées qui vont provoquer une dilatation locale des pièces.

Le refroidissement de la zone du cordon de soudure engendre un retrait qui :

- Soit provoqué des déformations dans les pièces si ces dernières sont librement dilatables.
- Soit générer des contraintes internes dans les pièces, si ces dernières sont déridées.

Dans le premier, cas pour remédier aux déformations, il est possible :

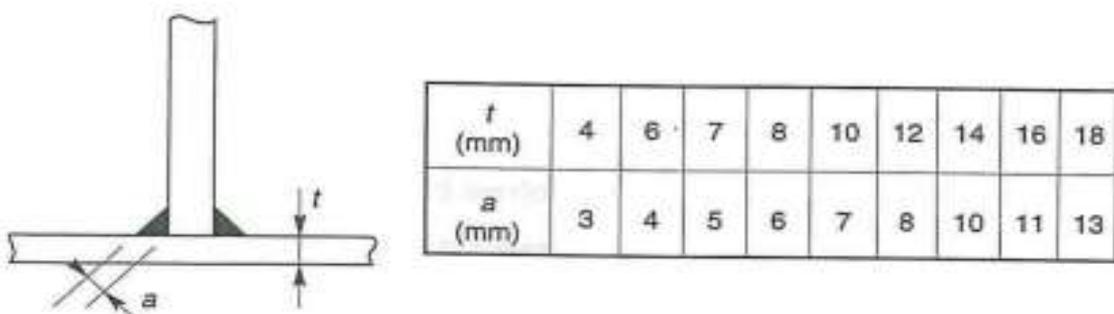
- Soit de donner aux pièces des déformations initiales inverses, qui compenseront les déformations de retrait ;
- Soit de redresser les pièces à froid, sous presse ;
- Soit d'effectuer les cordons par tronçon discontinus et espacés dans le temps ;
- Soit de préchauffer les pièces pour éviter un refroidissement brusque.

Dans le second cas (pièces bridées), pour limiter les contraintes internes, il est possible :

- Soit d'assouplir le bridge, ce qui autorisera des faibles déformations, acceptables ;
- Soit de post chauffer les pièces.

NB : quelques autres précautions élémentaires doivent être prises :

- ✓ Eviter l'assemblage de pièces de trop grandes différences d'épaisseurs, car il y a un risque de déformations de la pièce la plus mince et un risque de fissuration du cordon de soudure au refroidissement ;
- ✓ Eviter les assemblages par soudure pour les pièces d'épaisseur supérieure à 30 mm ;
- ✓ Réaliser des cordons de diamètre supérieur à 40 mm ($a \geq 40$ mm) et de longueur supérieure à 50 mm ($l \geq 50$ mm) ;
- ✓ Veiller à une bonne corrélation entre l'épaisseur du cordon et l'épaisseur de la plus faible pièce à assembler (figure 7).

*Fig.3.9 Epaisseur du cordon de soudure*

Chapitre IV :

Calcul des pièces sollicitées en traction simple

1. Eléments sollicités en traction simple

Sont les éléments destinés à transmettre des charges en supportant uniquement des efforts internes de traction simple.

Exemple :

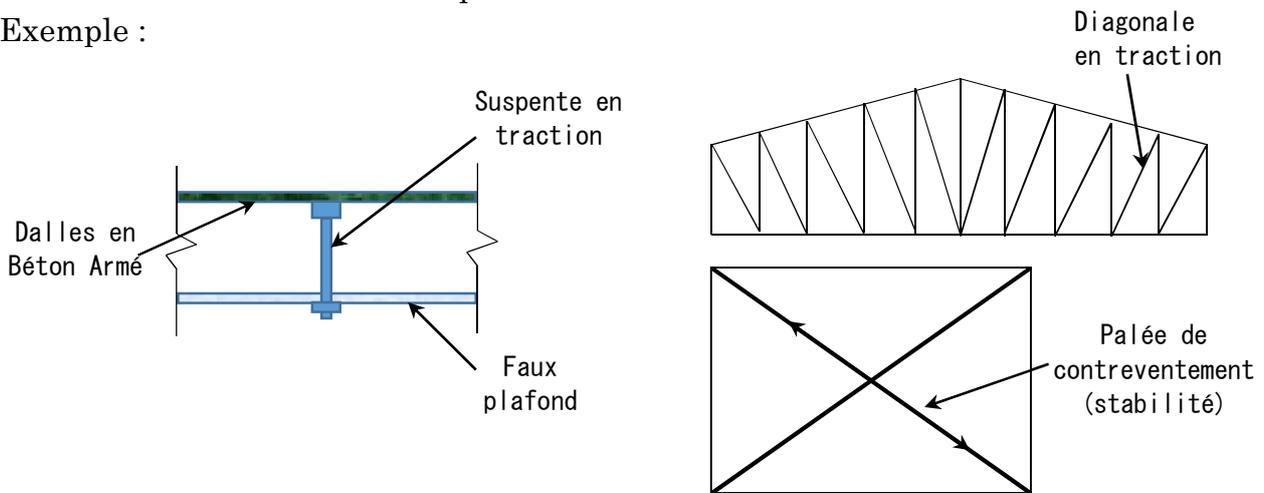


Fig. 4.1 Exemples d' éléments sollicités en traction

2. Calcul selon le règlement Eurocode 03

Lorsqu'un élément est sollicité en traction axiale (simple), l'effort de traction N dans chaque section transversale doit rester inférieur à son effort résistant :

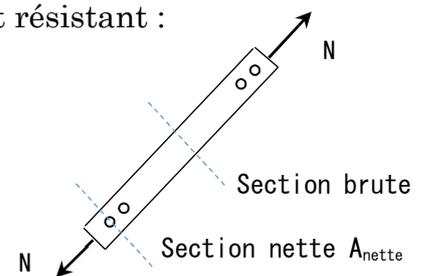


Fig. 4.2 Elément en traction

$$N \leq N_R \tag{4.1}$$

$$\text{Avec } N_R = \min \begin{cases} N_R \text{ sur la section brute} \\ N_R \text{ Sur la section nette} \end{cases} \begin{cases} \rightarrow \text{Cas de boulons ordinaires} \\ \rightarrow \text{Cas de boulons précontraints (HR)} \end{cases}$$

a. Section brute :

$$N_R = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = N_{pl} \quad (4.2)$$

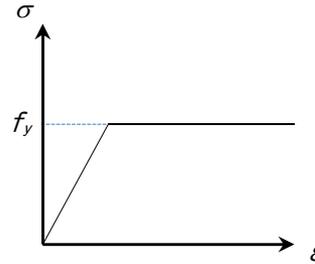


Fig. 4.3 Diagramme linéaire contrainte déformation

b. Section nette :

Deux type d'assemblage sont à distinguer :

- Cas d'un assemblage par butée (boulons ordinaires)

$$N_R = 0.9 A_{nette} \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = N_u \quad (4.3)$$

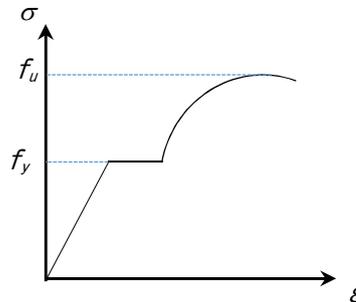


Fig. 4.4 Diagramme non linéaire contrainte déformation

N_u : résistance ultime de la section au droit des trous de fixation (section nette)

- Cas d'un assemblage par frottement (boulons précontraints ou HR)

$$N_R = A_{nette} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = N_{nette} \quad (4.4)$$

N_{nette} : résistance plastique de la section nette pour les assemblages par boulon HR.

Résumé :

$$\begin{cases} N_{Pl} & \text{avec } N_{Pl} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\ N_u & \text{avec } N_u = 0.9 A \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \\ N_{nette} & \text{avec } N_{nette} = A_{nette} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \end{cases}$$

Avec γ_{M0} : Coefficient partiel de sécurité

$$\gamma_{M0} = \begin{cases} 1.0 & \text{s'il s'agit d'un acier agréé} \\ 1.1 & \text{s'il s'agit d'un acier non agréé} \end{cases}$$

γ_{M2} : Coefficient partiel de sécurité à appliquer uniquement aux sections situées au droit des boulons.

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

3. Calcul de la section nette :

La section nette A_{nette} est la section qui présente la plus courte ligne de rupture, elle dépend du nombre qu'elle traverse et de leur disposition. L'aire nette est donc égale à l'aire brute diminuée des aires des trous.

Chemin de rupture (ABH)

$$A_{net1} = t(b - 2\Phi)$$

- Chemin de rupture (ABCF)

$$A_{net2} = t(b - 2\Phi + \frac{l_1^2}{4 t_1})$$

- Chemin de rupture (ABCEG)

$$A_{net2} = t(b - 2\Phi + \frac{l_1^2}{4 t_1} + \frac{(l_2+l_3)^2}{4 t_2})$$

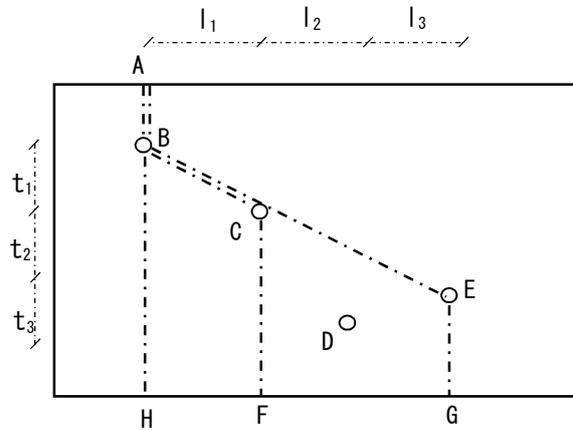


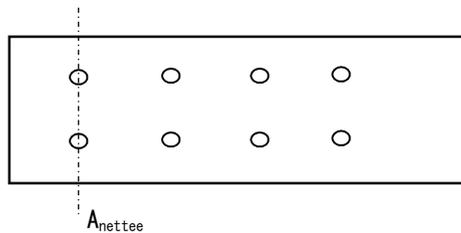
Fig. 4.5 Disposition des chemins de

De manière générale

$$A_{net} = t(b - n \Phi + \sum \frac{l_i^2}{24 t_i})_{min} \tag{4.5}$$

4. Cas particulier de disposition des pièces

Dans le cas de positionnement en série des trous de fixation (fig. 6), il existe un seul chemin de rupture :



$$A_{net} = t (b - 2\Phi)$$

Fig. 4.6 Disposition en série des trous de fixation

- Cas de cornière à ailes inégales

$$A_{net} = A_1 + A_2$$

$$A_1 = t (l_1 - \Phi)$$

$$A_1 = t [(l_2 - t) \cdot \Phi]$$

$$A_{net} = t [(l_1 + l_2 - t) \cdot 2\Phi]$$

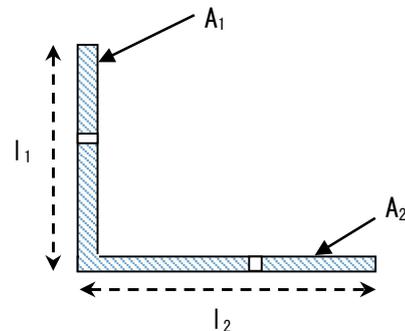


Fig. 4.7 Cornière à ailes inégale

5. Dispositions réglementaires

e_1 : pince longitudinale

e_2 : pince transversale

p_1 : pas longitudinal

p_2 : pas transversal

Selon L'Eurocode 3

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 \geq 1.2 d_0 \\ p_1 \geq 2.2 d_0 \\ e_2 \geq 1.5 d_0 \\ p_2 \geq 3 d_0 \end{array} \right.$$

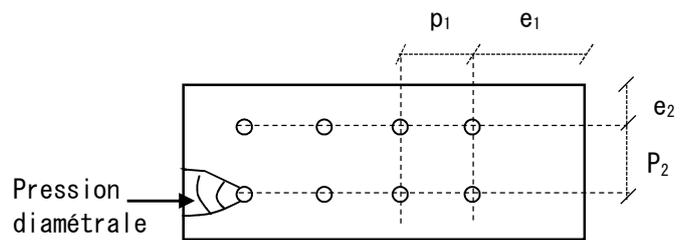


Fig. 4.8 Disposition réglementaire des

6. Disposition en quinconce

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{1.0} \leq 14 t \text{ et } \leq 200 \text{ mm} \\ P_{1.i} \leq 28 t \text{ et } \leq 400 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Avec t : épaisseur de l'élément

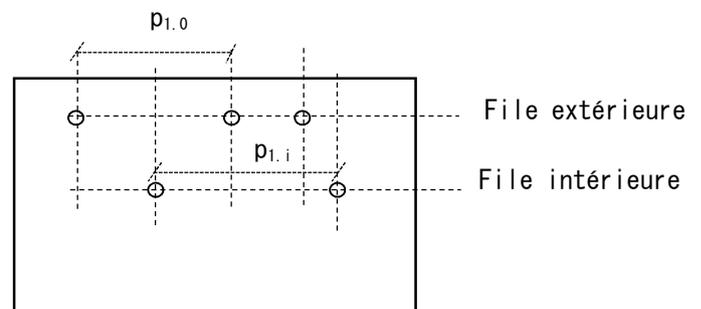


Fig. 4.9 Disposition en quinconce des

Chapitre V :

Calcul des pièces fléchies

1. Calcul à la flexion pure (Sous M_{seul})

En l'absence de l'effort tranchant, le moment fléchissant dans chaque section doit rester inférieur au moment résistant soit :

$$M \leq M_R$$

- Pour les sections de classe 01 et 02, (moment résistant plastique)

$$M_R = M_{pl} = W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.1)$$

- Pour les sections de classe 03, (moment résistant élastique)

$$M_R = M_{el} = W_{el} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.2)$$

- Pour les sections de classe 04, (moment résistant au voilement local)

$$M_R = M_0 = W_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.3)$$

Avec

W_{eff} : module de résistance efficace

W_{el} : module de résistance élastique

W_{pl} : module de résistance plastique

$$W_{eff} = \min \left(\frac{I}{v}, \frac{I}{v'} \right)$$

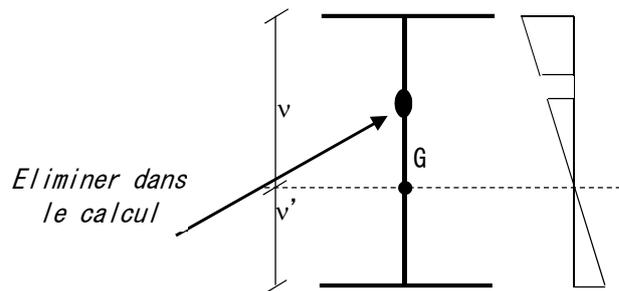


Fig.5.1 Représentation des contraintes dans une section de classe 04

2. Calcul du moment résistant plastique M_{pl}

Pour les classes de section 1 ou 2, on passe dans le domaine plastique ceci implique :

- ✓ Une modification potentielle de la position de l'axe neutre,
- ✓ Un équilibre des contraintes de traction et de compression.

Soit une section en I doublement symétrique sollicitée par un moment de flexion M.

$$N = 0$$

On parle de moment plastique lorsqu'il y a plastification de toutes les fibres de la section transversale :

$$M = M_{pl}$$

Cherchant le moment plastique M_{pl} .

On a

$$F_a = f_y \cdot t_w \cdot \frac{d}{2}$$

$$F_s = f_y \cdot t_f \cdot b$$

$$\Rightarrow M_{pl} = 2 [F_a \left(\frac{d}{4}\right) + F_s \left(\frac{d}{2} + \frac{t_f}{2}\right)]$$

$$M_{pl} = f_y \cdot 2 \left[t_w \frac{d}{2} \left(\frac{d}{4}\right) + t_f b \left(\frac{d}{2} + \frac{t_f}{2}\right) \right]$$

$$M_{pl} = f_y \cdot 2 \left[t_w \left(\frac{d^2}{8}\right) + t_f \frac{b}{2} (d + t_f) \right]$$

$M_{pl} = f_y \cdot 2 \cdot S_{GZ}$ avec S_{GZ} : moment statique.

$$S_{GZ} = \left(t_w \frac{d}{2} \right) \left(\frac{d}{4} \right) + t_f b \left(\frac{d}{2} + \frac{t_f}{2} \right)$$

Donc $M_{pl} = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = f_y \cdot 2 \cdot \frac{S_{GZ}}{\gamma_{M0}}$ (Uniquement dans le cas d'une section doublement symétrique).

Exemple de calcul :

Calculer le moment résistant plastique de la section ci-contre :

Solution :

$$M_{pl} = \sum M_{/ANP} = \sum F_i \cdot d_i$$

$$F_s = f_y \cdot A_s = f_y \cdot t_f \cdot b$$

$$F_a = f_y \cdot A_a = f_y \cdot t_w \cdot \frac{d}{2}$$

$$M_{pl} = [F_s \cdot \left(\frac{d}{2} + \frac{t_f}{2}\right) + F_a \left(\frac{d}{4}\right)] \cdot 2$$

$$= 2 \cdot f_y \left[t_f \cdot b \left(\frac{d}{2} + \frac{t_f}{2}\right) + \frac{d}{2} \cdot \frac{d}{4} \right]$$

$$= f_y \left[t_f \cdot b (d+t_f) + t_w \frac{d^2}{4} \right]$$

AN : $M_{pl} = 23.5 [2,2 \cdot 30 (95,6 + 2,2) + 1,0 \cdot \frac{95,6^2}{4}] = 2053 \text{ kN.m}$

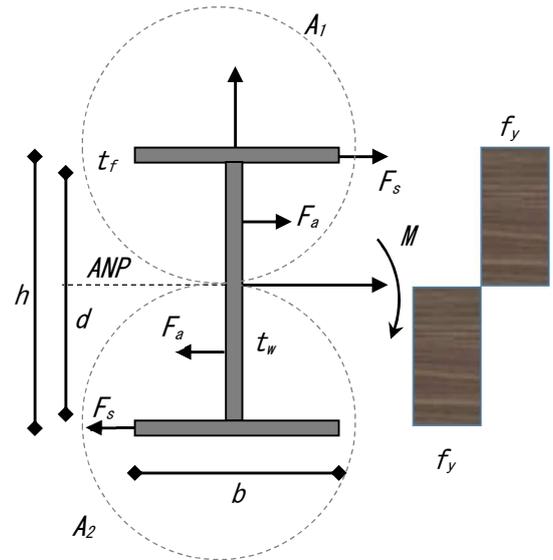


Fig. 5.2 Section plastifiée

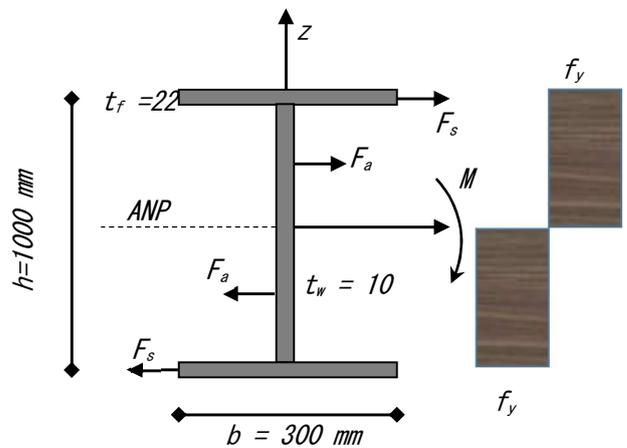


Fig. 5.3 Section en I en flexion simple

3. Calcul sous effort tranchant V

Soit une section quelconque soumise à un effort tranchant V :

$$\tau = \frac{V \cdot S_{Gy}(z)}{I_{Gy} \cdot b(z)} \quad (5.4)$$

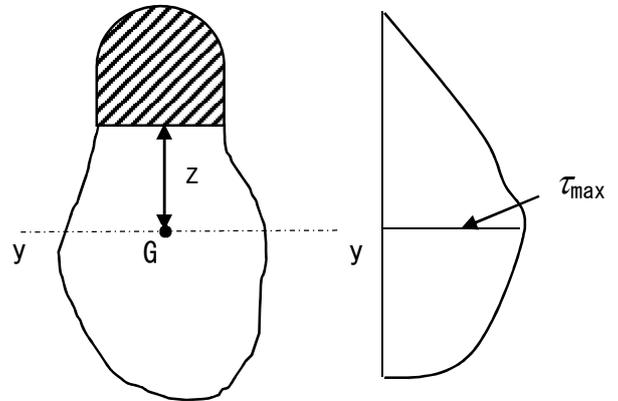
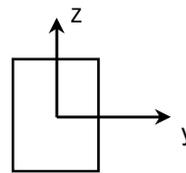


Fig. 5.4 Contrainte de cisaillement dans une section

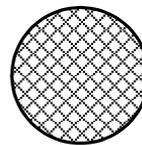
- Pour une section rectangulaire :

$$\tau_{max} = \frac{3}{2} \frac{V}{A}$$



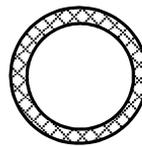
- Pour une section circulaire :

$$\tau_{max} = \frac{4}{3} \frac{V}{A}$$



- Pour une section creuse :

$$\tau_{max} = 2 \frac{V}{A}$$



3.1. Principe de la section réduite

On a donc pour une section rectangulaire :

$$\tau_{max} = \frac{3}{2} \frac{V}{A} = \frac{V}{\frac{2}{3}A} \Rightarrow \tau_{max} = \frac{V}{A_{vc}} \quad (5.5)$$

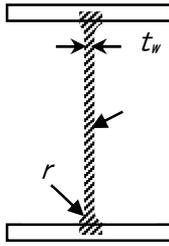
$$A_{vc} = \frac{2}{3}A \rightarrow \text{Section rectangulaire}$$

$$A_{vc} = \frac{3}{4}A \rightarrow \text{Section circulaire pleine}$$

$$A_{vc} = \frac{A}{2} \rightarrow \text{Section tube}$$

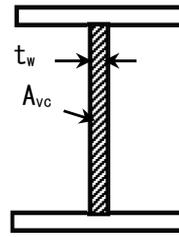
Avec A_{vc} : section réduite (ou cisailée).

- Profils laminé



$$A_{VC} = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f$$

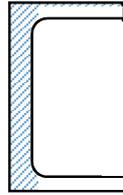
- * PRS



$$A_{VC} = (h - 2 t_f) t_w$$

- Profil en U

$$A_{VC} = A - 2b \cdot t_f + (t_w + r) t_f$$



- Pour les sections laminées en T charge parallèle à l'âme :
- Pour les sections soudées en I, H ou caissons, charge parallèle à l'âme :

$$A_v = \sum dt_w$$

- Pour les tubes d'épaisseur uniforme : $A_v = \frac{2A}{\pi}$

- Pour les sections creuses laminées rectangulaire d'épaisseur uniforme, charge parallèle à la hauteur : $A_v = \frac{Ah}{b+h}$

- pour les sections soudées en I, H, U ou caisson, charge parallèle aux semelles: $A_v = A - \sum dt_w$

3.2. Effort tranchant de plastification

Il y a plastification par cisaillement lorsque τ atteint τ_{limite}

$$\text{Avec } \tau_{limite} = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

$$\text{Nous avons : } \tau = \frac{V}{A_{vc}} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \Rightarrow V \leq \frac{f_y A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

$$V_{pl} = \frac{f_y A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad (5.6)$$

Présence de trous de fixations dans l'âme de la section

Lorsque l'âme de la section présente des trous de fixation, la section cisailée nette

est réduite si : $A_{vc \text{ nette}} \leq \frac{A_{vc} \left(\frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right)}{(f_u / \gamma_{M2})}$

Avec $A_{vc\ reduite} = A_{v\ nette} \frac{f_u/\gamma_{M2}}{f_y/\gamma_{M0}}$

La résistance plastique de la section nette devient alors :

$$V_{pl\ red} = A_{v\ red} \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

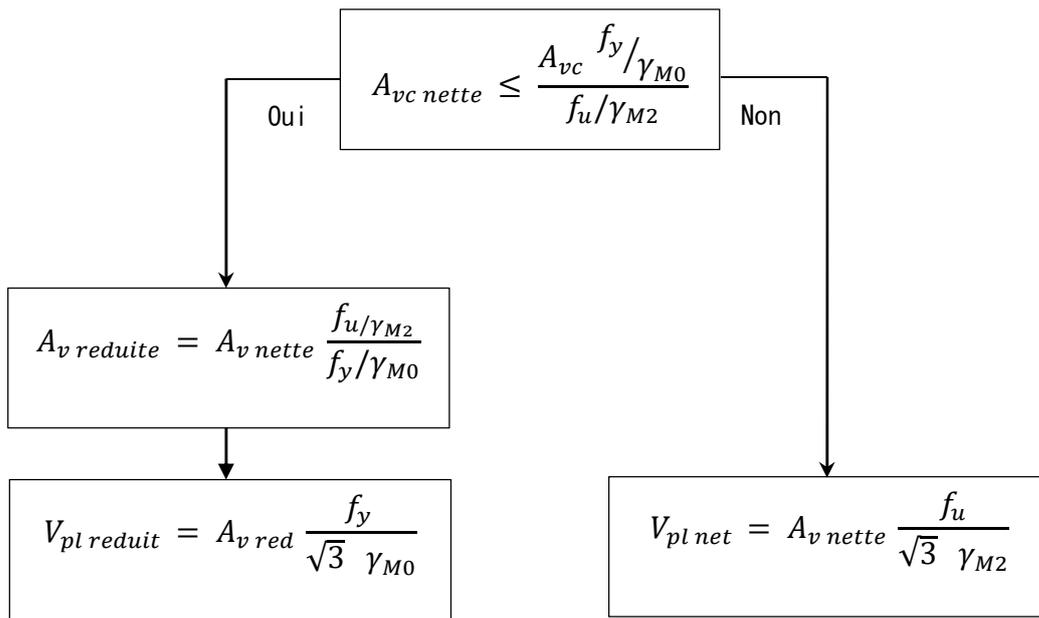
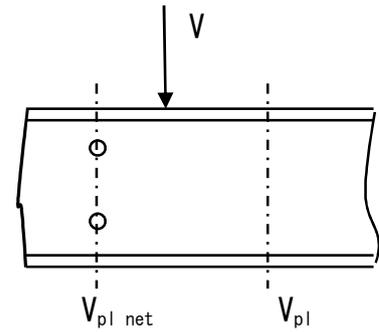


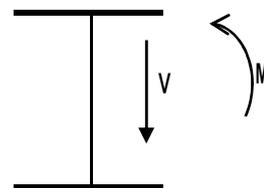
Fig. 5.5 Organigramme de calcul de V_{pl} en présence de trous de fixation

L'effort tranchant résistant est alors égale au minimum entre l'effort calculé sur la section brute V_{pl} et celui calculé sur l'aire nette.

4. Calcul en présence de (M+V)

Le moment résistant d'une section transversale est réduit par la présence d'un effort tranchant V fort (non négligeable), ie :

$$M \leq M_V \tag{5.7}$$



Principe : utiliser une limite d'élasticité réduite pour la partie de la section qui reprend le cisaillement.

Si $V \leq 0.5 V_{PL}$: on considère que le cisaillement n'a pas d'influence et la vérification se fait à la flexion simple, le moment résistant est alors :

$$M \leq M_R = \begin{cases} M_{pl} & \text{Pour les section 01 ou 02} \\ M_{el} & \text{Pour les section 03} \\ M_0 & \text{Pour les section 04} \end{cases}$$

Si $V > 0.5 V_{PL}$: Le cisaillement a une influence et la vérification se fait en réduisant la limite d'élasticité:

$$M \leq M_V \quad \text{avec } M_V: \text{moment résistant plastique réduit.}$$

NB : Pour les sections de classe 04 cette relation reste valable avec $M_V \leq M_R$.

Ce moment résistant réduit est déterminé en utilisant une limite d'élasticité réduite pour l'aire de cisaillement A_v uniquement :

$$f_{red} = (1 - \rho) f_y \quad \text{avec} \quad \rho = \left(\frac{2V}{V_{pl}} - 1\right)^2$$

Pour une section bi symétrique, la répartition des contraintes serait :

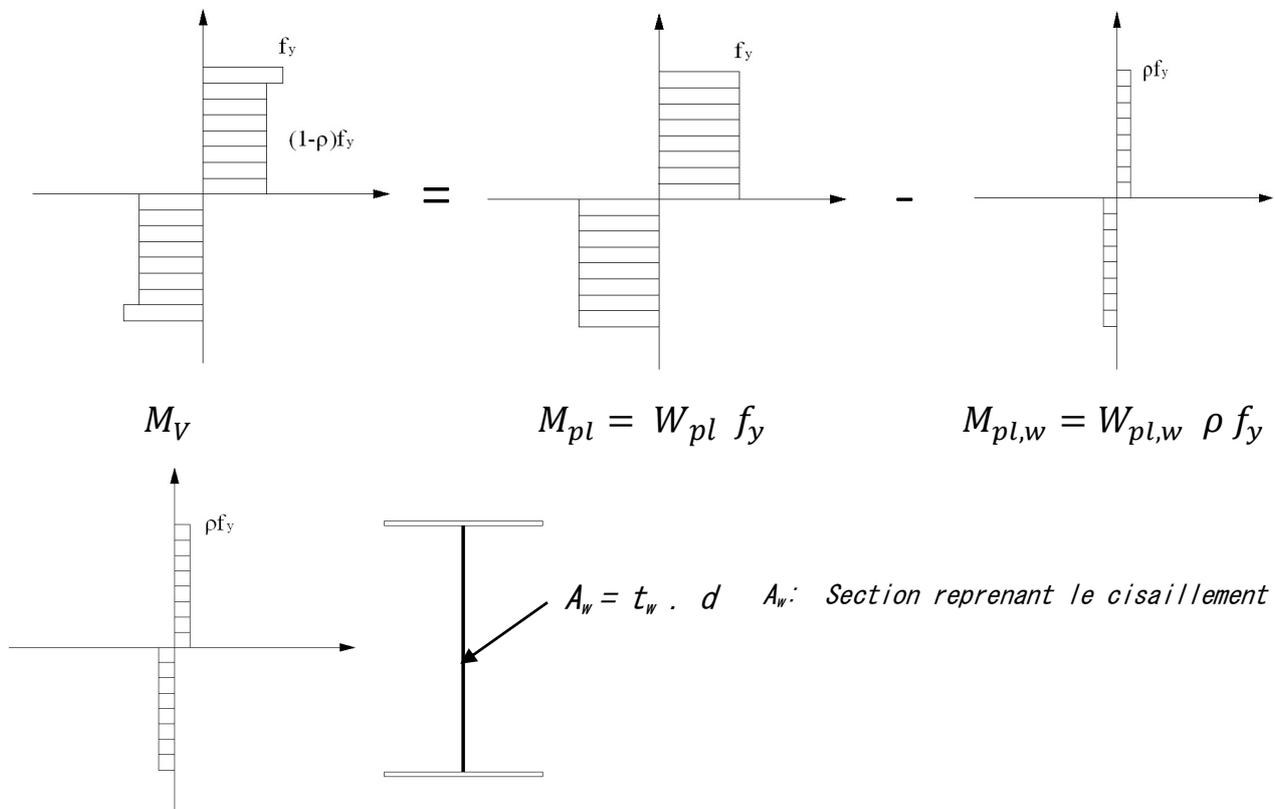


Fig. 5.6 Moment réduit M_V

$$W_{pl,w} = 2\mu_s \frac{d}{2} = 2 \frac{A_w}{2} \times \frac{d}{4} = \frac{A_w^2}{4t_w}$$

Finalement pour une section en I ou H, sollicitée dans le sens de la plus forte inertie, on a :

$$M_V = \frac{1}{\gamma_{M0}} (W_{pl} f_y - W_{pl,w} \rho f_y) = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \left(W_{pl} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right) \tag{5.8}$$

Pour les sections de classe 03 et 04 cette relation reste valable avec $M_V \leq M_R$

5. Résistance à la flexion composée (M+N)

Résistance élastique (section de classe 03)

$$\sigma_x \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.9)$$

$$\Leftrightarrow \frac{N}{A} + \frac{M_z}{W_{elz}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{ou} \quad \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_{ely}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

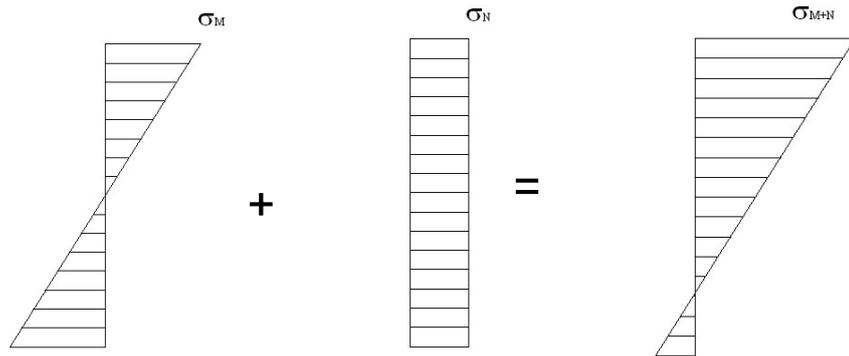


Fig. 5.7 Contraintes normales dans une section en flexion composée

Section de classe 4

Moment dû à l'excentricité de l'axe neutre par rapport à l'effort normal :

$$\sigma_x \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \Leftrightarrow \frac{N}{A_{eff}} + \frac{M_z + N e_{Nz}}{W_{effz}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.10)$$

ou

$$\sigma_x \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \Leftrightarrow \frac{N}{A_{eff}} + \frac{M_y + N e_{Ny}}{W_{effy}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

e_N : représente le décalage de l'axe neutre approprié en supposant la section transversale soumise à la seule compression.

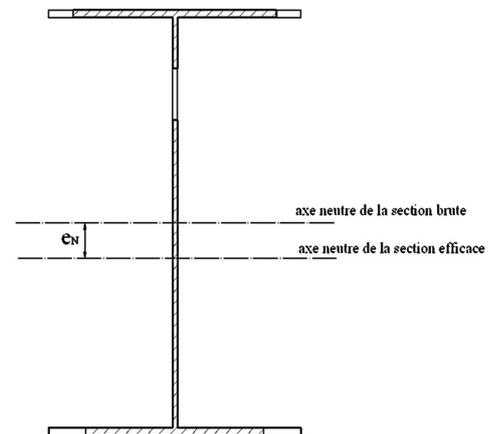


Fig. 5.8 Excentrement dû au voilement local

Résistance plastique

En plasticité la relation à satisfaire est :

$$M \leq M_N$$

L'état de contrainte est la somme d'une contrainte de flexion et d'une contrainte de compression.

M_N : Contrainte réduite de l'effort normal.

L'Eurocode 3 donne des formules qui dépendent du type de section et du sens de sollicitation :

Dans le cas d'une section pleine rectangulaire :

$$M_N = M_{pl} \left[1 - \left(\frac{N}{N_{pl}} \right)^2 \right] \quad (5.11)$$

- Pour une section bi-symétrique à semelle (type I ou H), sollicitée suivant l'axe fort :

La prise en compte de l'effort normal est négligeable si :

$$\begin{cases} N \leq 0.25 N_{pl} \\ N \leq \frac{0.5 dt_w f_y}{\gamma_{M0}} \end{cases}$$

Sinon

$$M_N = M_{pl} \frac{1-n}{1-0.5a} \leq M_{pl} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} n = \frac{N}{N_{pl}} \\ a = \min\left(\frac{A-2bt_f}{A}; 0.5\right) \end{cases} \quad (5.12)$$

- Pour une section bi-symétrique à semelle (type I ou H), sollicitée suivant l'axe faible :

La prise en compte de l'effort normal est négligeable si :

$$N \leq \frac{dt_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{et} \quad N_E \leq N_{pl} \left(\frac{A-2bt_f}{A} \right)$$

Dans le cas où on ne néglige pas l'effort normal, $M_N = M_{pl} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$

(5.13)

- Pour un profil creux rectangulaire d'épaisseur uniforme :

$$\text{Axe fort} \quad M_{N,y} = M_{pl} \left(\frac{1-n}{1-0.5a_w} \right) \leq M_{pl,y} \quad \text{avec} \quad a_w = \min\left(\frac{A-2bt_w}{A}; 0.5\right)$$

(5.14)

$$\text{Axe faible} \quad M_{N,y} = M_{pl} \left(\frac{1-n}{1-0.5a_f} \right) \leq M_{pl,y} \quad \text{avec} \quad a_f = \min\left(\frac{A-2ht_f}{A}; 0.5\right) \quad (5.15)$$

6. Flexion bi-axial (déviée)

La flexion déviée (gauche) est défini comme étant la flexion par rapport à un axe (Δ) autre que les deux axes principaux d'inertie de la section.

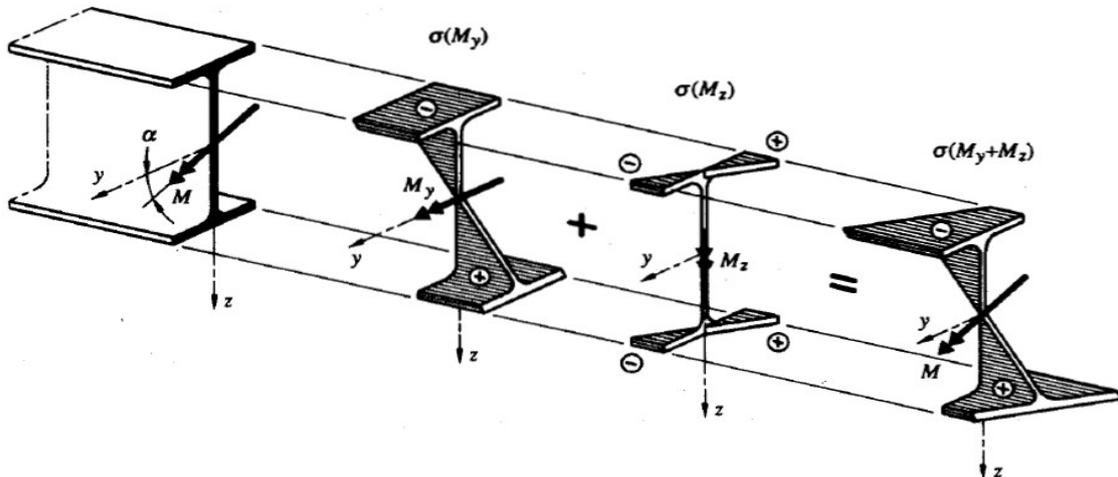


Fig.5.9 Repartition des contraintes dans une section en I soumise à une flexion gauche

Le moment M auquel est soumise la section peut être décomposé selon les axes principaux de la section y et z en deux composantes M_y et M_z

$$M \begin{cases} M_y = M \cos \alpha \\ M_z = M \sin \alpha \end{cases}$$

$$\sigma_M = \sigma_{M,y} + \sigma_{M,z} \begin{cases} \sigma_{M,y} = \frac{M_y}{I_y} z = \frac{M \cdot z}{I_y} \cos \alpha > 0 \text{ (traction)} \\ \sigma_{M,z} = \frac{M_z}{I_z} y = \frac{M \cdot y}{I_z} \sin \alpha < 0 \text{ (compression)} \end{cases}$$

$$\sigma_M = \frac{M \cdot z}{I_y} \cos \alpha - \frac{M \cdot y}{I_z} \sin \alpha$$

Au niveau de l'axe neutre $\sigma_M = 0 \Rightarrow \tan \beta = \frac{z}{y} = \frac{I_y}{I_z} \tan \alpha$: inclinaison de l'axe neutre.

La condition de résistance est:

$$|\sigma| \leq f_y$$

Pour les points dangereux :

$$\sigma = \frac{M_y}{W_{ely}} + \frac{M_z}{W_{elz}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{Mo}} \quad (5.16)$$

$$\sigma = \frac{M_y}{W_{ely} f_y} + \frac{M_z}{W_{elz} f_y} \leq 1 : \text{Condition de résistance de section de classes}$$

03.

Dans le cas d'une flexion composée :

$$\frac{N}{N_{PL}} + \frac{M_y}{M_{ely}} + \frac{M_z}{M_{elz}} \leq 1 \quad (5.17)$$

Section de classes 04:

$$\frac{N}{A_{eff}} \frac{M_z + N e_{Nz}}{W_{effz}} + \frac{M_y + N e_{Ny}}{W_{effy}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.18)$$

Résistance plastique:

Le critère suivant est retenu par l'Eurocode 3 pour les sections de classe 1 et 2 :

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{Ny,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{Nz,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (5.19)$$

α, β dépendent de la forme de la section:

- Sections en I ou H : $\alpha = 2$ et $\beta = \begin{cases} 1 \text{ si } N = 0 \text{ (pas d'effort normal)} \\ 5n \text{ si } N \neq 0 \text{ avec } n = \frac{N}{N_{PL}} \end{cases}$
- Sections creuses circulaire: $\alpha = 2$ et $\beta = 2$
- Tube creuses rectangulaires : $\alpha = \beta = \frac{1.66}{1 - 1.13n^2}$

7. Condition de fleche

On plus de la condition de résistance, la vérification de a flèche (ELS) est obligatoire et déterminante.

$f < f_{adm}$, f_{adm} : fleche admissible tolérée.

Soit une toiture : $f_{adm} = \frac{l}{200}$

$$\delta_2 < \frac{l}{250}$$

Ces deux conditions sont souvent plus défavorables que la condition de résistance, elles empêchent tout désordre éventuel au niveau de la couverture.

Chapitre VI : Flambement simple

1. Résistance des sections à la compression simple

La résistance d'une barre à un effort normal de compression dépend de son élancement.

$$N \leq N_R$$

L'effort normal appliqué provoque une perte de résistance dans le cas de barres peu élancées et l'effort résistant est égal :

$$N_R = N_{Pl} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Pour les sections de classe 01, 02 et 03}$$

$$N_R = A_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{Pour les sections de classe 04}$$

Dans le cas des poteaux élancés, une perte de stabilité intervient avant et provoque la rupture. Cette perte de stabilité provient de la déformation de la barre ; celle-ci passe d'un état d'équilibre stable rectiligne vers un état curviligne instable. Ce phénomène est appelé *flambement simple*.

2. Aspect théorique du flambement

2.1. Théorie d'Euler

La théorie d'Euler suppose que :

- Une poutre parfaitement droite bi-articulée à ces extrémités ;
- Un effort normal de compression N parfaitement centré et appliqué le long de l'axe ox passant par le centre de gravité ;
- Les dimensions transversales sont faibles par rapport à la longueur (élancement grand) ;
- L'inertie maximale est dans le plan zox et la minimale dans le plan yox .

Sous l'effet de l'effort normal de compression N ,

La barre se déforme et passe d'un état curviligne fléchi.

L'équation différentielle de la ligne moyenne ou équation de la déformée est :

$$M_z(x) = -E I_z \frac{d^2 y(x)}{dx^2} = -E I_z y''(x)$$

Or $M_z(x) = N y(x)$

$$\Leftrightarrow y''(x) + \frac{N}{E I_z} y(x) = 0, \text{ on pose } \alpha^2 = \frac{N}{E I_z}$$

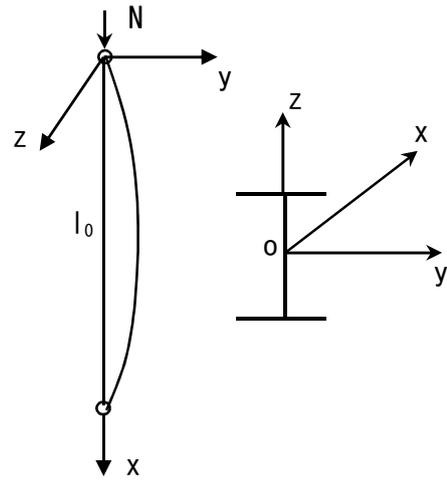


Fig. 6.1 Poteau bi articulé

$$\Rightarrow y''(x) + \alpha^2 y(x) = 0 \text{ équation différentielle de second ordre}$$

Solution générale $y(x) = A \sin \alpha x + B \cos \alpha x$

Condition aux limites :

$$\begin{cases} x = 0, y(0) = 0 & \Leftrightarrow A \sin 0 + B \cos 0 = 0 \Rightarrow B = 0 \\ x = l_0, y(l_0) = 0 & \Leftrightarrow A \sin \alpha l_0 + B \cos \alpha l_0 = 0 \text{ et } B = 0 \Rightarrow \begin{cases} A = 0 \\ \sin \alpha l_0 = 0 \end{cases} \end{cases}$$

1^{ère} solution : $A = 0$ alors $Y(x) = 0$ donc poutre non déformée.

2^{ème} solution : $\sin(\alpha l_0) = 0$ alors $\alpha l_0 = k\pi \Leftrightarrow \sqrt{\frac{N}{EI}} l_0 = k\pi, k \in \mathbb{Z}$

D'où
$$N_k = \frac{\pi^2 E I_z}{l_0^2} \tag{6.1}$$

N_k : Est appelé charge critique d'Euler, au-delà de laquelle le phénomène de flambement apparaît. $k = 1$ est la première des charges critiques.

$$\sigma_k = \frac{N_k}{A} = \frac{\pi^2 E I_z}{l_0^2 A}, \quad i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} \Rightarrow \sigma_k = \frac{\pi^2 E}{l_0^2} i_z^2$$

σ_k : Contrainte critique d'Euler

$$\begin{cases} \lambda_z = \frac{l_0}{i_z} \\ \lambda_y = \frac{l_0}{i_y} \end{cases} \quad \lambda_z : \text{élancement}$$

Puisque $I_y > I_z \Rightarrow i_y > i_z \Rightarrow \lambda_y < \lambda_z$ donc $\lambda_{\max} = \frac{l_0}{i_z}$

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda_{\max}^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_z^2} \tag{6.2}$$

A la limite $\sigma_k = \sigma_e = f_y$ correspond un élancement critique λ_k . Pour $\lambda < \lambda_k$, aucun risque de flambement n'est à craindre, la ruine survient par compression simple (écrasement) pour $\sigma_k = \sigma_e$.

Pour $\lambda > \lambda_k$, il y a ruine lorsque $\sigma = \sigma_k$.

Dans le cas d'un poteau bi-articulé en acier S235 :

$$\frac{\pi^2 E}{\lambda_z^2} = f_y$$

$$\Rightarrow \lambda_k = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{235}} = 93.9$$

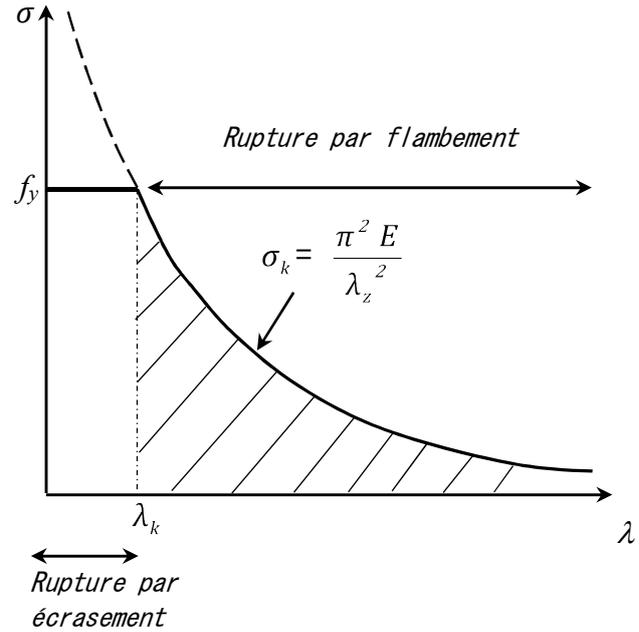


Fig. 6.2 Evolution de la contrainte normale en fonction de l' élancement
Contrainte critique d' Euler

2.2. Poutre encastrée en pied articulée en tête

$$EI_z y''(x) = -M_z(x)$$

$$M_z(x) = N y(x) - P \cdot x$$

On pose $\alpha^2 = \frac{N}{EI_z}$

$$y(x) = A \sin \alpha x + B \cos \alpha x + \frac{P}{N} x$$

Conditions aux limites :

$$Y(0) = 0 \Rightarrow B = 0$$

$$Y(l_0) = 0 \Rightarrow A \sin \alpha l_0 + \frac{P}{N} l_0 = 0$$

$$\Rightarrow \sin \alpha l_0 = -\frac{P}{AN} l_0$$

$$y'(l_0) = 0 \Rightarrow A \alpha \cos \alpha l_0 + \frac{P}{N} = 0$$

$$\Rightarrow \cos \alpha l_0 = -\frac{P}{N} \cdot \frac{1}{\alpha A}$$

$$\Leftrightarrow \boxed{tg \alpha l_0 = \alpha l_0} \text{ équation transcendante}$$

De solution

$$\alpha l_0 = \pi \sqrt{2} \Leftrightarrow \alpha^2 = \frac{2 \pi^2}{l_0^2}$$

$$\boxed{N_k = \frac{2 \pi^2 E I_z}{l_0^2}} \tag{6.3}$$

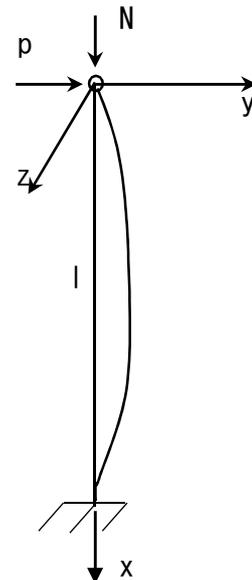


Fig. 6.3 Poteau articulée encastrée

2.3. Poutre bi-encastée

$$EI_z y''(x) = -M_z(x)$$

$$M_z(x) = N y(x) - P \cdot x - M_B$$

Donc

$$EI_z y''(x) + N y(x) - P x - M_B = 0$$

La solution générale de cette équation différentielle est :

$$y(x) = A \sin \alpha x + B \cos \alpha x + C x + D$$

avec les conditions aux limites et après résolution :

$$\alpha l_0 = 2 \pi$$

$$N_k = \frac{4 \pi^2 E I_z}{l_0^2}$$

(6.4)

La seule variation avec la barre bi-articulée est un coefficient 4.

De manière générale l'effort critique d'Euler vaut :

$$N_k = \frac{m \pi^2 E I_z}{l_0^2}$$

l_0 : longueur réel de la barre.

En introduisant la longueur de flambement :

$$l_k = \frac{l_0}{\sqrt{m}}$$

\Rightarrow

$$N_k = \frac{\pi^2 E I_z}{l_k^2}$$

(6.5)

2.4. Terminologie du flambement

Charge ou force critique d'Euler $N_{cr} = \left(\frac{\pi}{l_k}\right)^2 EI$ l_k : est la longueur de flambement.

Contrainte critique d'Euler : $\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A}$, $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$: rayon de gyration

La contrainte critique d'Euler devient : $\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{l_k^2} i^2$

On introduit la notion d'élancement comme : $\lambda = \frac{l_k}{i}$

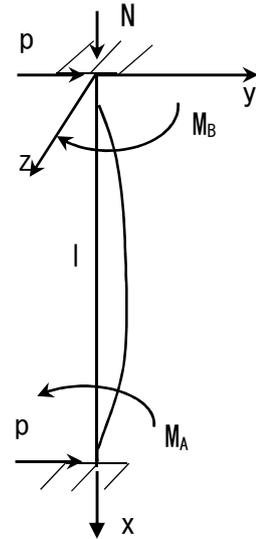


Fig. 6.4 Poteau bi encastée

La contrainte critique d'Euler devient : $\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$

Longueur de flambement :

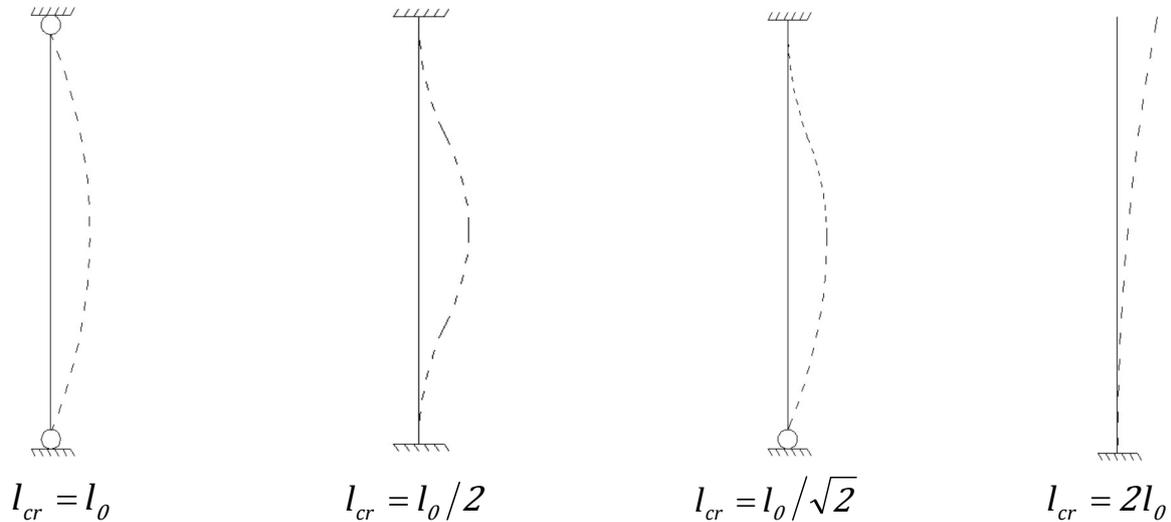


Fig. 6.5 Longueurs de flambement dans des poteaux isolés

3. Aspect expérimental du flambement

Du point de vue expérimental il existe deux modes de ruine selon l'élanement :

- Pour λ faible ($\lambda < 20$) : la ruine se produit par écrasement et pour une contrainte $\sigma = f_y$
- Si λ est grand : la ruine se produit dans ce cas pour une contrainte $\sigma < \sigma_k$.
Pourquoi ?

Car Euler considère une barre idéale (N parfaitement centré au CDG, barre parfaitement rectiligne). En réalité plusieurs défauts existent et affectent la résistance de cette barre au phénomène de flambement, à citer :

- I non constant ;
- Barre non rectiligne parfaitement ;
- N et appuis non parfaitement centrés ;
- E non constant ;
- Présence de contrainte résiduelle de laminage (défauts d'homogénéité) ;
- Les poteaux sur chantier ne sont jamais verticaux (tolérance de montage).

Ces défauts affaiblissent ces éléments et réduisent leur capacité portante.

La contrainte d'Euler σ_{cr} présente en fait une borne supérieure que l'on ne peut atteindre.

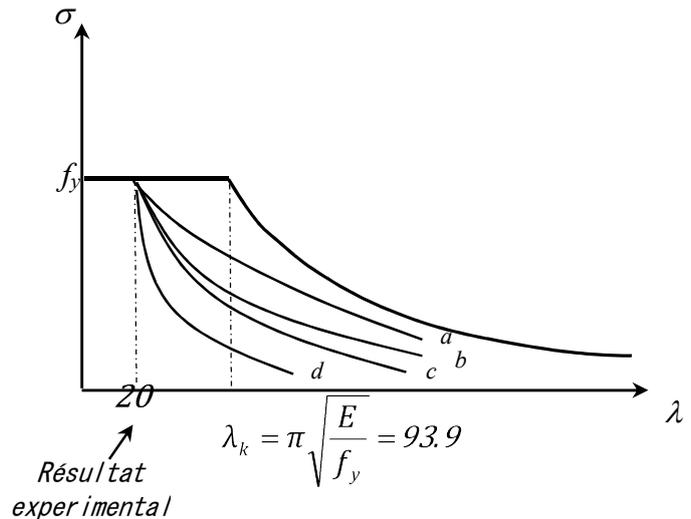


Fig. 6.6 Courbes de flambement

4. Aspect réglementaire du flambement

Selon l'euro code, en compression simple, le risque de flambement n'est à considérer que :

Si $\bar{\lambda} > 0.2$

$$\text{Donc } \begin{cases} \text{si } \bar{\lambda} \leq 0.2 : N \leq N_R \\ \text{si } \bar{\lambda} > 0.2 : N \leq \chi \beta_A A \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \end{cases}$$

(6.6)

N_R : Effort normal résistant, en effet pour $\bar{\lambda} \leq 0.2$ la poutre est compacte (non élancée) et la rupture aura lieu par écrasement des sections non par flambement.

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_{cr}} \sqrt{\beta_A} \quad , \quad \bar{\lambda} : \text{élancement réduit.}$$

λ : élancement de la barre

λ_{cr} : élancement critique d'Euler, correspond a la valeur de λ

$$\text{lorsque } \sigma_{cr} = f_y = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

$$\lambda_{cr} = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \varepsilon \quad , \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ en MPa})$$

$\beta_A = 1$: Sections de classe 01, 02 et 03.

$\beta_A = \frac{A_{eff}}{A}$: Sections de classe 04.

χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement à considérer.

Pour les éléments à sections transversales constantes, sollicités en compression axiale constante, la valeur de χ pour l'élancement réduit $\bar{\lambda}$ peut être déterminé par la formule suivante :

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} \text{ mais } \chi \leq 1 \tag{6.7}$$

Ou
$$\phi = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] \tag{6.8}$$

α : Facteur d'imperfection

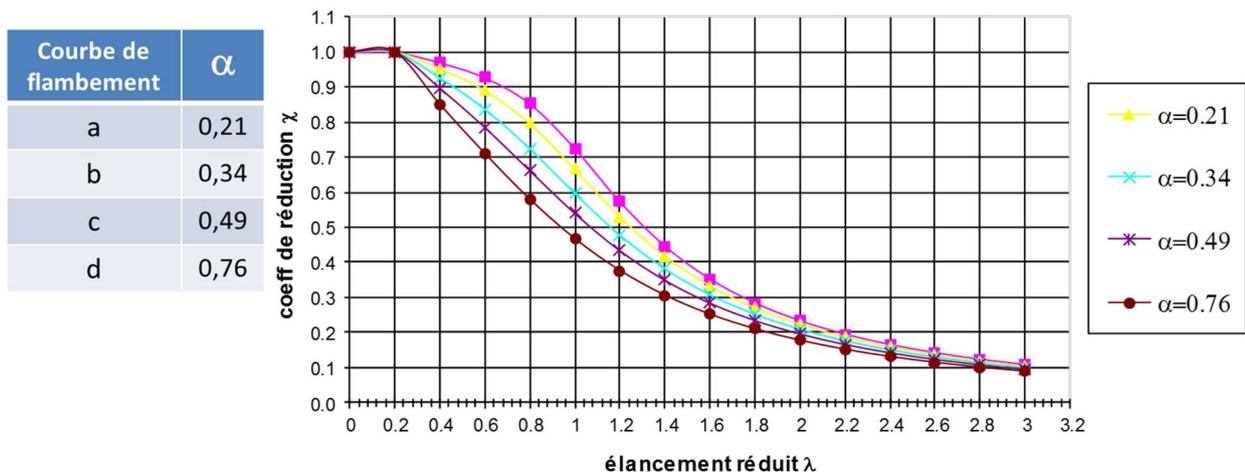


Fig. 6.7 Courbe de flambement et facteur

Application :

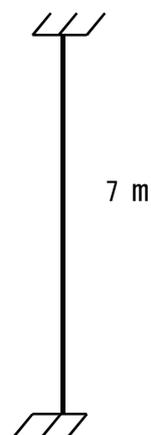
Quel est l'effort de compression maximal N que peut supporter un IPE 300 de 7 m de longueur, bi encasté à ses deux extrémités. L'acier est de nuance S235

Solution :

On a un IPE 300, S235 (en compression) \Rightarrow classe 02

Démarche à suivre :

- a - longueur de flambent (l_{ky}, l_{kz}) en fonction des conditions d' appuis ;
- b - élancement (λ_y, λ_z) : $\lambda_{y,z} = \frac{l_{ky,z}}{i_{y,z}}$;
- c - élancement critique d' Euler: $\lambda_{cr} = 93.9 \varepsilon$;
- d - élancement réduit : $\bar{\lambda} = \frac{\lambda_{y,z}}{\lambda_{cr}} \sqrt{\beta_A}$
- e - vérification si $\bar{\lambda} \leq 0.2$ { si oui : résistance ; si non : flambement simple ;
- f - $\bar{\lambda} > 0.2$: calcul de χ ; après le choix de la courbe de flambement ;
- g - calculer $N_{cr} = \chi \beta_A A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$.



Section de classe 02 $\Rightarrow \beta_A = 1$

(IPE 300) : $A = 53.8 \text{ cm}^2$, $i_y = 12.46 \text{ cm}$, $i_z = 3.35 \text{ cm}$

$l_{ky}=l_{kz} = 0.5 * 7 = 3.5 \text{ m}$

$$\begin{cases} \lambda_y = 28.09 \\ \lambda_z = 104.48 \end{cases}$$

$$\lambda_{cr} = 93.9, \quad \varepsilon = 1$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{28.09}{93.9} \cdot 1 = 0.3 > 0.2 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{104.48}{93.9} \cdot 1 = 1.11 > 0.2 \end{cases}$$

$\bar{\lambda}_{max} = \bar{\lambda}_z = 1.11$ donc il y a risque de flambement /axe z

$$N_{cr} = \chi \beta_A A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Tableau 5.5.3 de l'eurocode : \Rightarrow courbe « b »

$$\chi = 0.528$$

$$N_{cr} = 607 \text{ kN}$$

5. Longueur de flambement

La longueur de flambement dépend des conditions d'extrémités des barres. Dans le cas d'une barre isolé, cette valeur varie entre 0,5 et 2.

Barre isolée \rightarrow cas où les extrémités sont fixes et non influencées par l'extérieur.

Cas réel :

- Extrémités fixes si structure rigide,
- Extrémités influencées par la rigidité des autres barres attachées.

En l'absence d'information, la longueur de flambement, pour une structure non sensible aux effets du second ordre, peut être prise égale à la longueur d'épure.

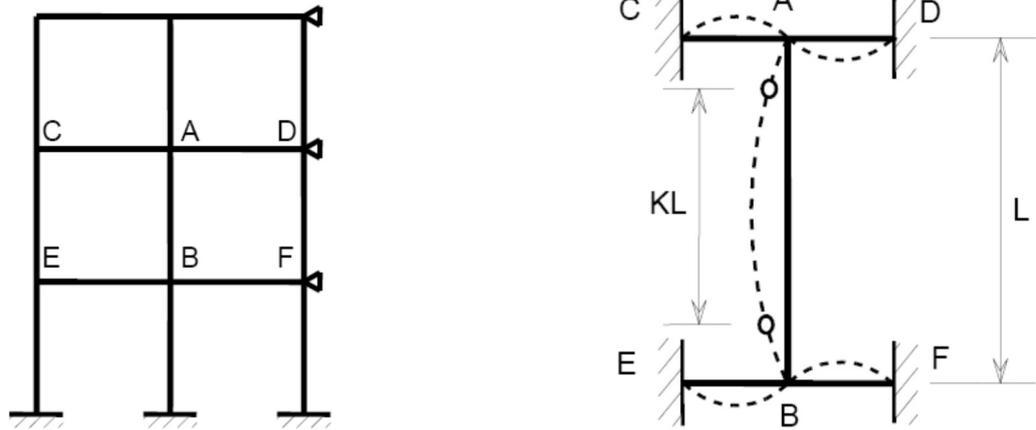


Fig. 6.8 Elément influencés par la rigidité des autres barres

La longueur de flambement l_k est en fonction de (l_0) , la rigidité du poteau considéré et des rigidités des éléments adjacents.

K_C : rigidité du poteau considéré : $k_c = \frac{I}{l_0}$

On définit les facteurs de distribution au niveau des nœuds.

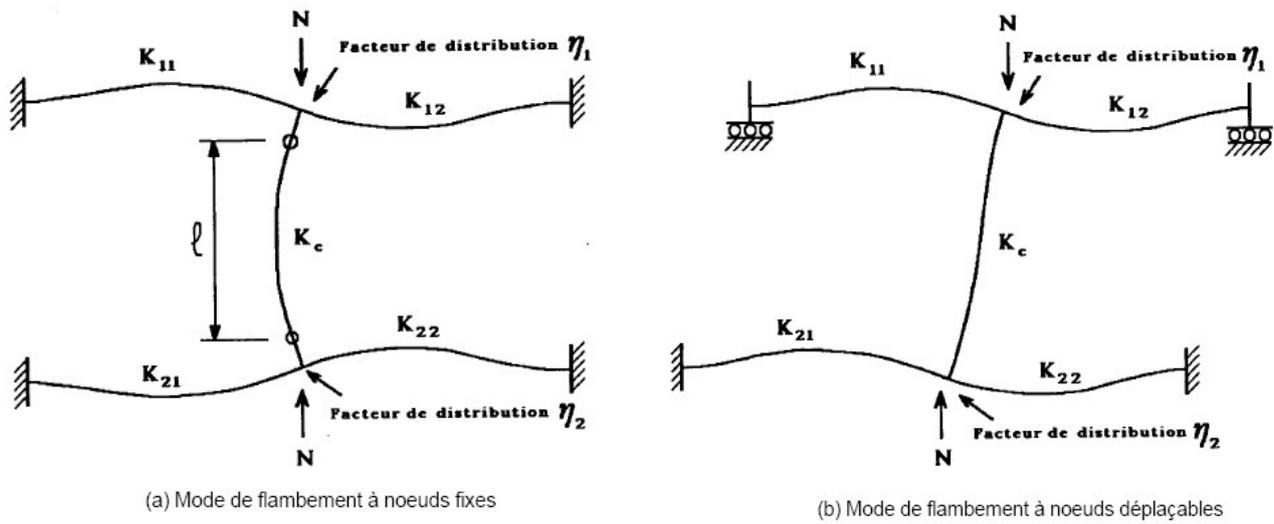


Fig. 6.9 Facteur de distribution des rigidités d' un poteau

K_{xy} est la rigidité effective de la poutre xy

$$\eta_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{11} + K_{12}} \quad \eta_2 = \frac{K_c}{K_c + K_{21} + K_{22}}$$

$$\eta_2 = \frac{K_C + K_2}{K_C + K_2 + K_{21} + K_{22}}$$

$$\eta_2 = \frac{K_C + K_2}{K_C + K_2 + K_{21} + K_{22}}$$

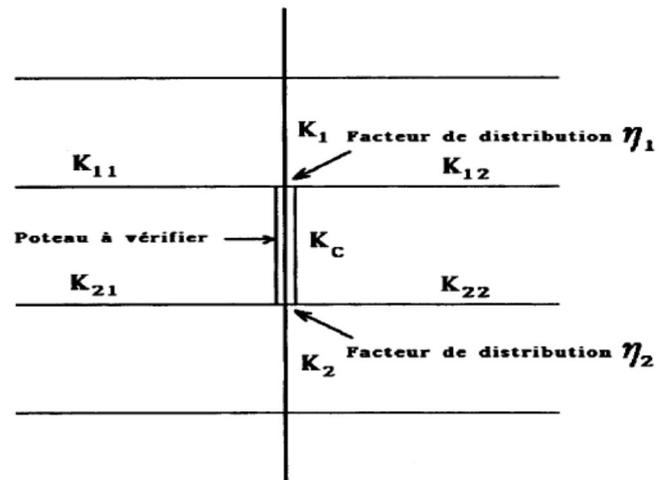


Fig. 6.10 Facteur de distribution des rigidités des poteaux continus

K_{xy} : représente la rigidité de la poutre y arrivant au nœud x ;

K_x : représente la rigidité du poteau arrivant au nœud x ;

K_C : représente la rigidité de la poutre étudiée seule.

On détermine en suite le rapport l_k/l_0 à partir des deux formules suivante, en fonction des (η_1, η_2) selon que la structure se situe : dans un mode à nœuds fixes au à nœuds déplaçables.

- A nœuds fixes (rigide ou contreventée) :

$$\frac{l_k}{l_0} = \frac{1 + 0.145 (\eta_1 + \eta_2) - 0.265 \eta_1 \eta_2}{2 - 0.364 (\eta_1 + \eta_2) - 0.247 \eta_1 \eta_2}$$

Ou

$$\frac{l_k}{l_0} = 0.5 + 0.14(\eta_1 + \eta_2) + 0.055(\eta_1 + \eta_2)^2$$

- Structure à nœuds déplaçables (souple) :

$$\frac{l_k}{l_0} = \left(\frac{1 + 0.2 (\eta_1 + \eta_2) - 0.12 \eta_1 \eta_2}{1 - 0.8 (\eta_1 + \eta_2) + 0.6 \eta_1 \eta_2} \right)^{0.5}$$

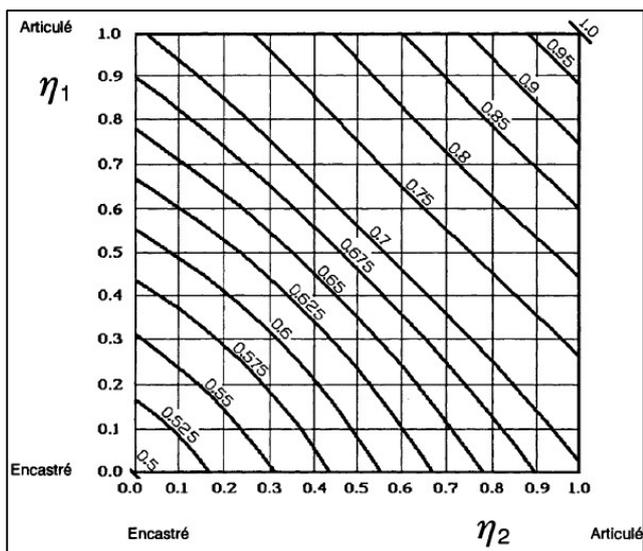


Fig.6.11.a Valeurs de l_k/l_0 (nœuds déplaçable)

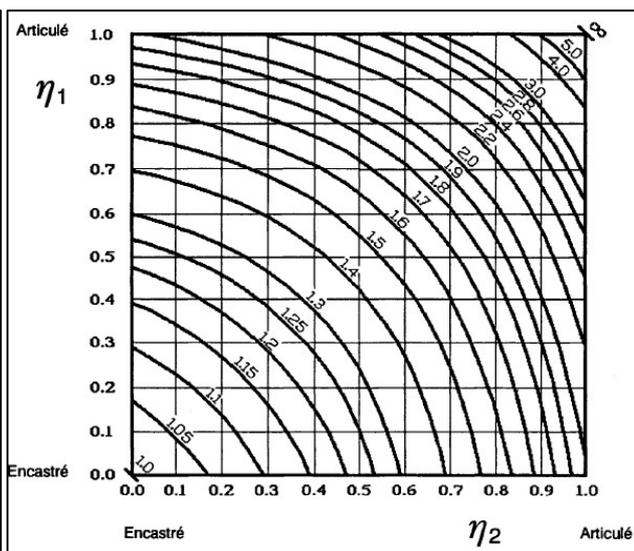


Fig.6.11.b Valeurs de l_k/l_0 (nœuds fixes)

Chapitre VII : Flambement flexion

1. Introduction

Dans le cas où la section est soumise à un moment fléchissant et un effort normal, il y a une amplification des contraintes au niveau de sections transversales dues à l'application de moment fléchissant soit aux extrémités ou en travée (figure1), ce qui engendre une réduction de la capacité portante en comparaison au flambement simple. En effet, la présence de la flexion entraîne un accroissement de la compression qui participe au risque de flambement.

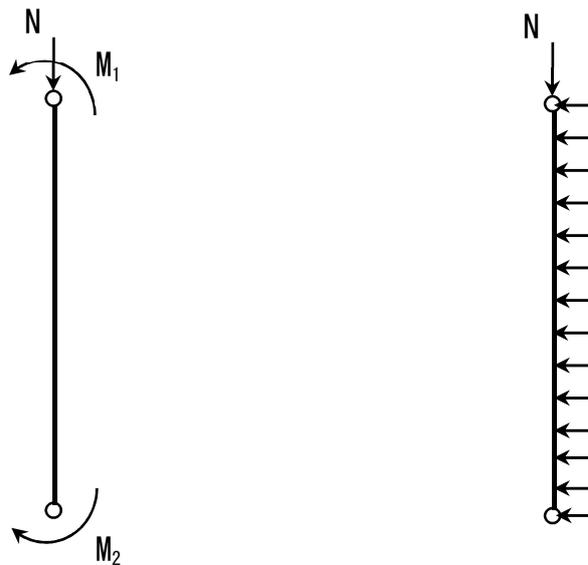


Fig. 7.1 Poteau sollicité en compression et flexion

2. Aspect réglementaire du flambement flexion

2.1. Calcul selon l'euro code 03

La vérification de la résistance des pièces sollicitées en compression et flexion simultanément passe par la satisfaction des conditions suivantes :

a. Section de classe 01 et 02

$$\frac{N}{\chi_{min} N_{pl}/\gamma_{M1}} + \frac{k_y M_y}{M_{ply}/\gamma_{M1}} + \frac{k_z M_z}{M_{plz}/\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (7.1)$$

Avec $N_{pl} = A f_y$

$$M_{pl} = W_{pl} f_y / \gamma_{M0}$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N}{\chi_y A f_y} \quad \text{avec} \quad k_y \leq 1.5 \quad (7.1a)$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}, \quad \mu_y \leq 0.9 \quad (7.1b)$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z N}{\chi_z A f_y} \quad \text{avec} \quad k_z \leq 1.5 \quad (7.1c)$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}, \quad \mu_z \leq 0.9 \quad (7.1d)$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z)$$

β_{My} et β_{Mz} : Facteurs de moments uniformes équivalents pour le flambement par flexion.

K_y dépend de l'effort sollicitant N , de l'élanement réduit $\bar{\lambda}$ et de l'allure du diagramme.

$$\beta_M = \beta_{M\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{MQ} - \beta_{M\psi}) \quad (\text{Voir figure 5.5.3 de l'euro code 03})$$

b. Section de classe 03

Les formules précédemment établies pour les sections classes 01 et 02, restent valables avec remplacement de M_{pl} par $M_{el} = W_{el} f_y$

ie :

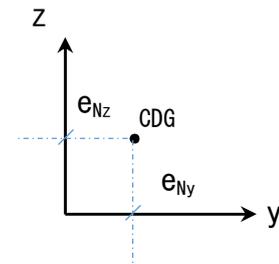
$$\frac{N}{\chi_{min} N_{pl} / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_y}{M_{ely} / \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_z}{M_{elz} / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (7.2)$$

c. Section de classe 04

Après introduction de la section efficace et modules efficaces la formule devient :

$$\frac{N}{\chi_{min} A_{eff} (f_y / \gamma_{M1})} + \frac{k_y M_y + N e_{Ny}}{W_{eff,y} (f_y / \gamma_{M1})} + \frac{k_z M_z + N e_{Nz}}{W_{eff,z} (f_y / \gamma_{M1})} \leq 1 \quad (7.3)$$

e_{Ny} , e_{Nz} : excentricité de N / y et z .



NB : En plus du flambement et en présence de charge dans le plan z , il y a lieu de vérifier toujours le risque de déversement* :

$\left\{ \begin{array}{l} \text{si } \bar{\lambda}_{LT} < 0.4 : \text{pas de risque de deversement} \\ \text{si } \bar{\lambda}_{LT} \geq 0.4 : \text{il y a risque de deversement et la formule (7.1) devient} \end{array} \right.$

$$\frac{N}{\chi_z \frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} M_y}{\chi_{LT} \frac{M_{ply}}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z M_z}{\frac{M_{plz}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (7.4)$$

Avec

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N}{\chi_z A f_y} \quad \text{avec } k_{LT} \leq 1 \quad (7.4a)$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{MLT} - 0.15 \quad (7.4b)$$

β_{MLT} : Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

(*) : Le phénomène de déversement fera l'objet du chapitre 8

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1 \quad (7.4c)$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W} \quad (7.4d)$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (7.4e)$$

Pour les sections de classe 04, la formule (7.4) devient alors :

$$\frac{N}{\chi_z \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} M_y + N e_{Ny}}{\chi_{LT} \frac{W_{effy} f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z M_z + N e_{Nz}}{\frac{W_{effz} f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (7.5)$$

$\beta_{My}, \beta_{Mz}, \beta_{MLT}$: doivent être calculés en fonction de l'allure des diagrammes des moments fléchissant.

Chapitre VIII : Déversement

1. Définition

Le déversement est défini comme un phénomène d'instabilité susceptible d'affecter les barres fléchies par rapport à l'axe de forte inertie. La flexion engendre, dans la section transversale, une partie comprimée et une partie tendue. Un flambement latéral s'ensuit dans l'ensemble des zones comprimées (figure 8.1). Ce phénomène d'instabilité se produit généralement si :

- La barre fléchie présente une faible inertie à la flexion transversale et à la torsion (I_y / I_z) est très grand et le moment de la torsion est faible ;
- La distance entre appuis empêchant le déplacement dans la direction perpendiculaire au plan de flexion est importante.

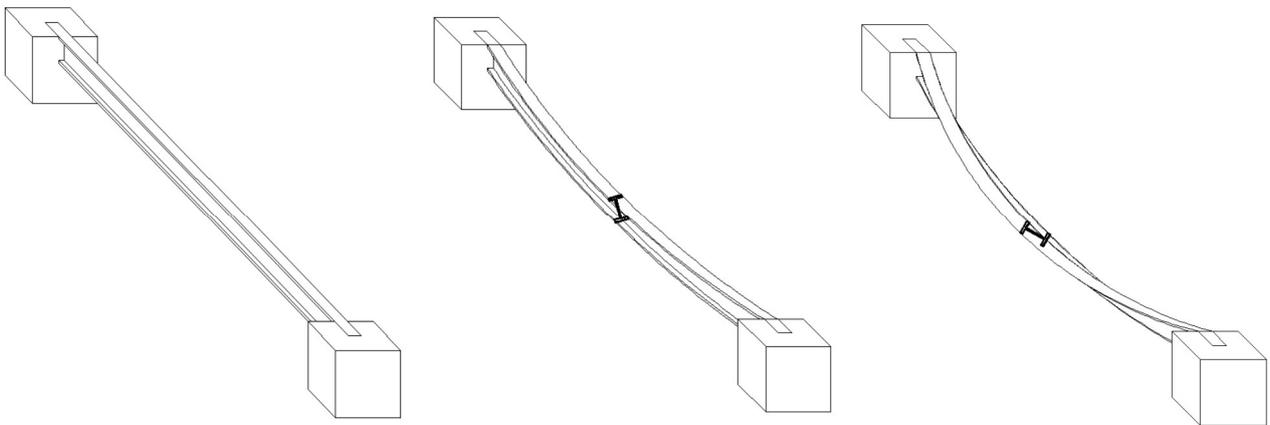


Fig. 8.1 Phénomène de déversement

Sous le déversement la flexion est déviée accompagnée d'une torsion et d'un gauchissement.

2. Aspect expérimental du déversement

Considérant une poutre mince en fer plat avec des appuis bloquant la rotation autour de x et le gauchissement. Une charge P est appliquée au milieu (figure 2).

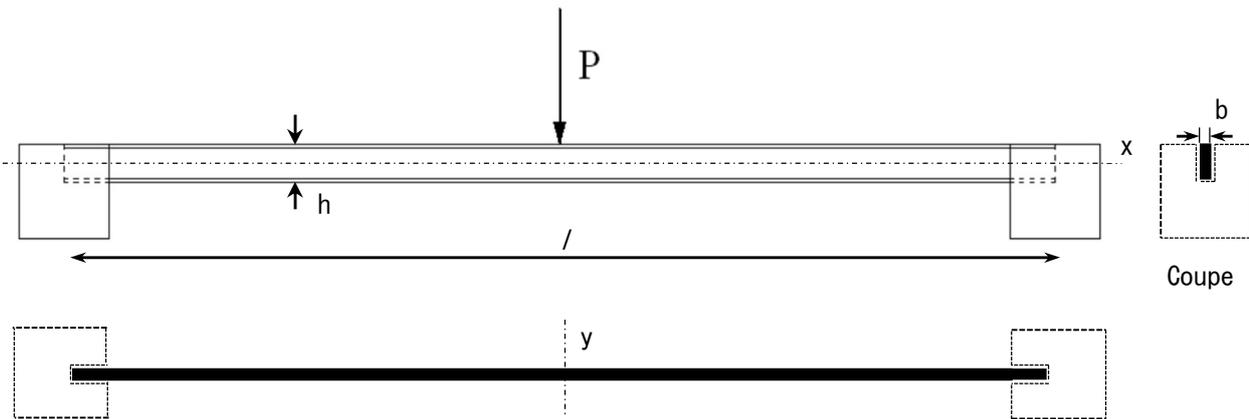


Fig.8.2 Poutre mince en flexion

La poutre mince a les caractéristiques suivantes :

$$l = 5 \text{ m}$$

$$b = 8 \text{ mm}$$

$$h = 320 \text{ mm}$$

Acier S235

La chargé concentré P est appliquée au centre de gravité G.

La poutre reprend un moment total égal à :

$$M_f = 1.35 \left(\frac{g l^2}{8} \right) + 1.5 \left(P \frac{l}{4} \right)$$

$$g = \rho_{acier} \cdot S \cdot 1 = 78.5 * (0.32 * 8 * 10^{-3}) = 0.2 \text{ kN/ml}$$

Donc

$$M_f = 0.84 + 1.88 P$$

En considérant le domaine élastique :

$$\sigma_{max} = \frac{M_f}{W_{el,y}} = f_y \Rightarrow M_R = f_y \cdot W_{pl,y} = f_y \frac{b h^2}{6} = 23.5 * \frac{0.8 * 32^2}{6} = 32.1 \text{ kN} \cdot m$$

$$\text{A la limite } M_f = M_R = 32.1 \Rightarrow P_{max} = \frac{32.1 - 0.84}{1.88}$$

$$P_{max} = 16.62 \text{ kN}$$

Or l'expérience au laboratoire a montré que la ruine c'est produite pour $P_{max} = 5.2 \text{ kN}$. La ruine c'est produite par flambement latéral de la partie comprimée. La charge appliquée P étant restée verticale, il s'en est suivi d'une flexion déviée et torsion. Ce phénomène d'instabilité élastique se produit généralement lorsque la poutre fléchit présente une faible inertie à la flexion transversale et à la torsion. La partie supérieure de la poutre, comprimée, flambe latéralement (*déverse*).

3. Aspect réglementaire du déversement

3.1. Résistance au déversement

La relation à satisfaire est : $\frac{M}{M_R} \leq 1$

M : est le moment sollicitant.

M_R : est le moment résistant de calcul au déversement.

$$M_R = \chi_{LT} \beta_W W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (8.1)$$

$\beta_W = 1$, Pour les sections de classe 01 et 02

$\beta_W = \frac{W_{ely}}{W_{ply}}$, Pour les sections de classe 03

$\beta_W = \frac{W_{effy}}{W_{ply}}$, Pour les sections de classe 04

χ_{LT} : Coefficient de réduction pour le déversement (Lateral-torsional Buckling).

3.2. Calcul de χ_{LT}

$$\chi_{LT} = \min \left(\frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} ; 1 ; \frac{1}{\lambda_{LT}^2} \right) \quad (8.2a)$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda_{LT}} - 0.2) + \overline{\lambda_{LT}}^2 \right] \quad (8.2b)$$

Comme pour le flambement, le déversement est proportionnel à un coefficient d'élanement :

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_W W_{ply} f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \sqrt{\beta_W} \quad (8.3)$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \varepsilon, \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}, \quad (f_y \text{ en MPa}).$$

NB : Pour les poutres à sections constantes et doublement symétriques : (ex : I, H), qui est une formule approximative :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

Expérimentalement, il existe une analogie certaines entre le déversement et le flambement.

α_{LT} : est un coefficient d'imperfection.

β_w : est fonction de la classe de section.

M_{cr} : est le moment critique de déversement.

$\alpha_{LT} = 0.21$, pour les profils laminés (courbe 'a')

$\alpha_{LT} = 0.49$, pour les sections soudées (courbe 'c')

Les valeurs de du coefficient χ_{LT} peuvent être obtenu à partir de coefficient de réduction de flambement en faisant :

$$\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{LT} \text{ et } \chi = \chi_{LT}$$

3.3. Calcul du moment critique.

Pour prendre en compte:

- Les imperfections des appuis de poutre ;
- Les conditions de chargement ;
- L'allure des moments fléchissant.

On définit un moment critique de déversement :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(k_w L)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right] \quad (8.4)$$

C_1 , C_2 et C_3 : coefficients dépendant des conditions d'extrémités et de chargement données par le tableau de (l'annexe F) de l'Eurocode 03.

k_z et k_w : Facteurs de longueur effective liés aux conditions de maintiens d'extrémités.

$$z_g = z_a - z_s$$

$$z_j = z_s - \frac{\int z(y^2 + z^2) dA}{2I_y}$$

z_g : Distance entre le point d'application de la charge et le centre de cisaillement ;

z_a : Coordonnées de point d'application de la charge.

z_s : Coordonnées du centre de cisaillement (centre de torsion ou de raideur).

Coefficients k_z et k_w .

Les coefficients k_z et k_w sont liés aux conditions de maintiens d'extrémités. k_z concerne le maintien de la rotation autour de l'axe faible zz , alors que k_w concerne le maintien de

la section au gauchissement. Pour déterminer ces coefficients plusieurs cas de figure sont envisageables :

- Si la structure est libre, on prendra $k_z=k_w=1$, c'est le cas le plus défavorable,
- Si les extrémités sont encastrées, on prendra $k_z=k_w= 0.5$, c'est le cas le plus favorable,
- Dans les cas intermédiaires, $0,5 \leq k_z \leq 1$ et $0,5 \leq k_w \leq 1$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} ; \quad \nu : \text{est le coefficient de poisson.}$$

- I_t : moment d'inertie de torsion

$$I_t = \frac{1}{3}(dt_w^3 + 2bt_f^3)$$

- I_w : facteur de gauchissement

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

- I_z : inertie de flexion/z
- L : longueur de la poutre entre points latéralement maintenus

Coefficient z_a

z_a peut être positif ou négatif en fonction du sens de la charge :

z_a est positif si la charge est orientée vers le centre de cisaillement.

z_a est négatif si la charge est orientée depuis de centre de cisaillement vers l'extérieur.

z_a est généralement égal à la demi hauteur du profilé.

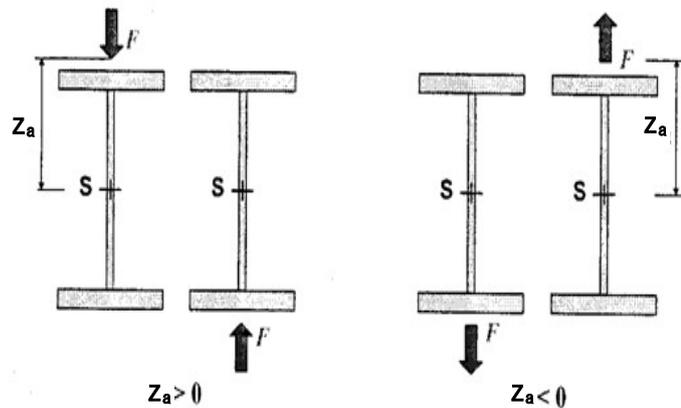


Fig. 8.3 Coordonnées du pont d' application de la charge.

z_a peut être nul si la charge que subit la poutre est appliquée au centre de cisaillement. C'est le cas d'une poutre soumise à son seul poids propre.

4. Poutre à section transversale constante mono symétrique (à semelle inégales)

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

$$\beta_f = \frac{I_{fc}}{I_{fc} + I_{ft}}$$

I_{fc} : Moment d'inertie de la semelle comprimée/a l'axe de faible inertie ;

I_{ft} : Moment d'inertie de la semelle tendue/a l'axe de faible inertie ;

h_s : Distance entre les centres de cisaillement des semelles.



5. Poutre à section transversale constante et doublement symétrique

Dans ce cas le centre de cisaillement est confondu avec le centre de gravité (masse).

Donc $z_j = 0$

$$z_g = z_a$$

Et l'équation 8.3 devient alors :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(k_z L)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2} - (C_2 z_g) \right] \quad (8.5)$$

Dans le cas de chargement d'extrémité ($C_2 = 0$), c'est le cas aussi de chargement transversale applique au centre de cisaillement ($z_g = z_a = 0$), la formule 8.4) et simplifiée et devient :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(k_z L)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}} \right] \quad (8.6)$$

Enfin si $K_z = K_w = 1$:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(L)^2} \left[\sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{(L)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}} \right] \quad (8.7)$$

Remarques :

- Les sections fermées sont peu sensibles au déversement du fait de leur forte inertie de torsion. En effet la grandeur du moment critique M_{cr} est proportionnelle au moment de torsion M_t (figure 8.4).

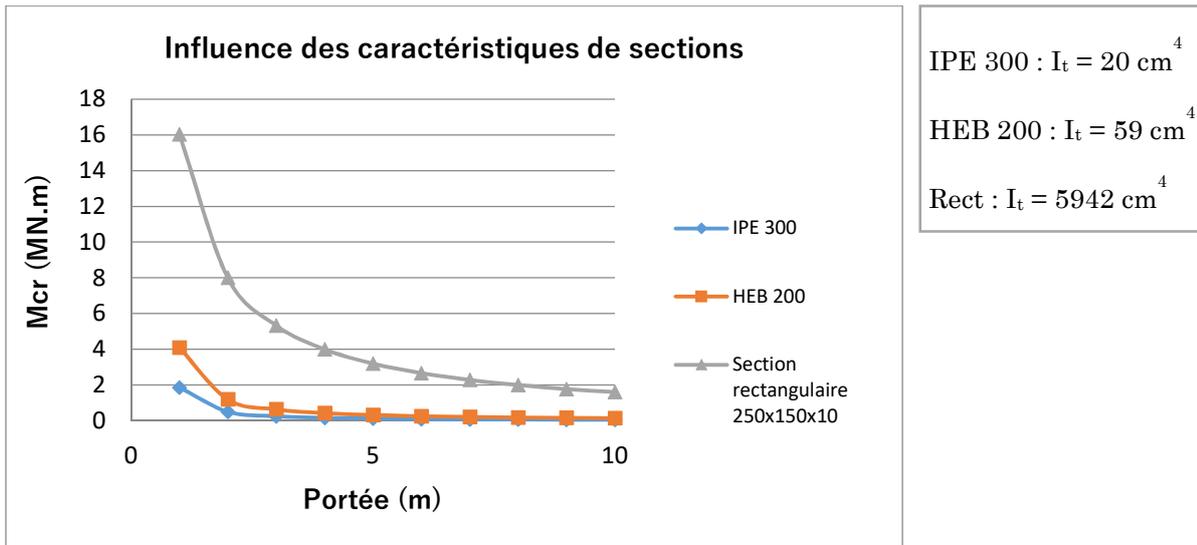


Fig. 8.4. Influence des caractéristiques de section sur le moment critique.

- Le moment critique est aussi influencé et diminue avec k_z et donc le risque de déversement augmente (figure 8.5).
- le moment critique diminue avec k_w et donc le risque de déversement augmente (figure 8.6).

A titre d'exemple on considère le HEB qui est plus stable au déversement que l'IPE car le moment quadratique suivant l'axe faible est plus élevée pour le HEB.

Le gain d'un blocage au gauchissement est moindre qu'un gain de blocage à la rotation d'extrémité.

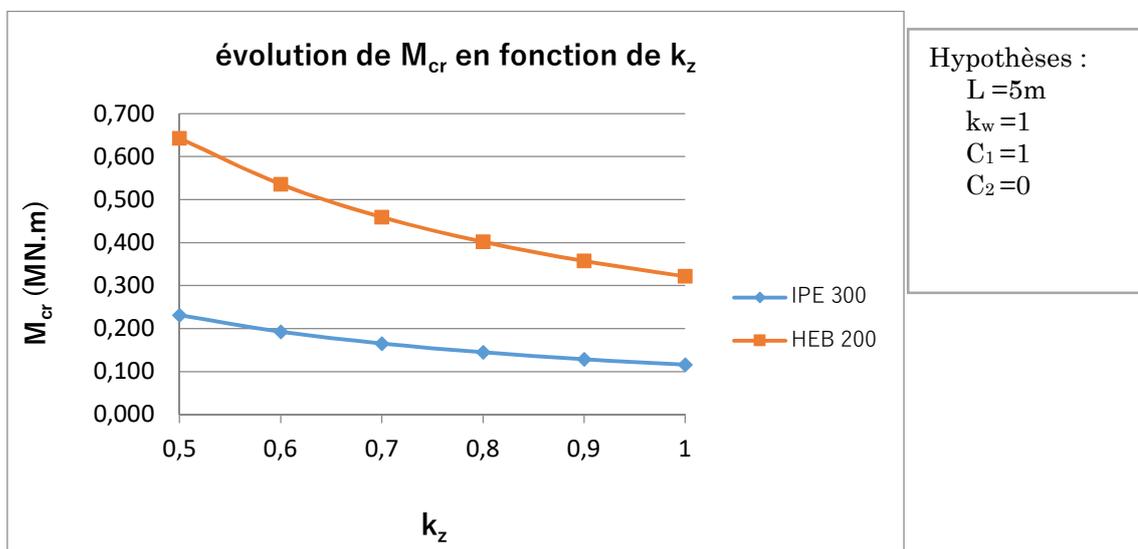


Fig.8.5 Évolution de M_{cr} en fonction de k_z

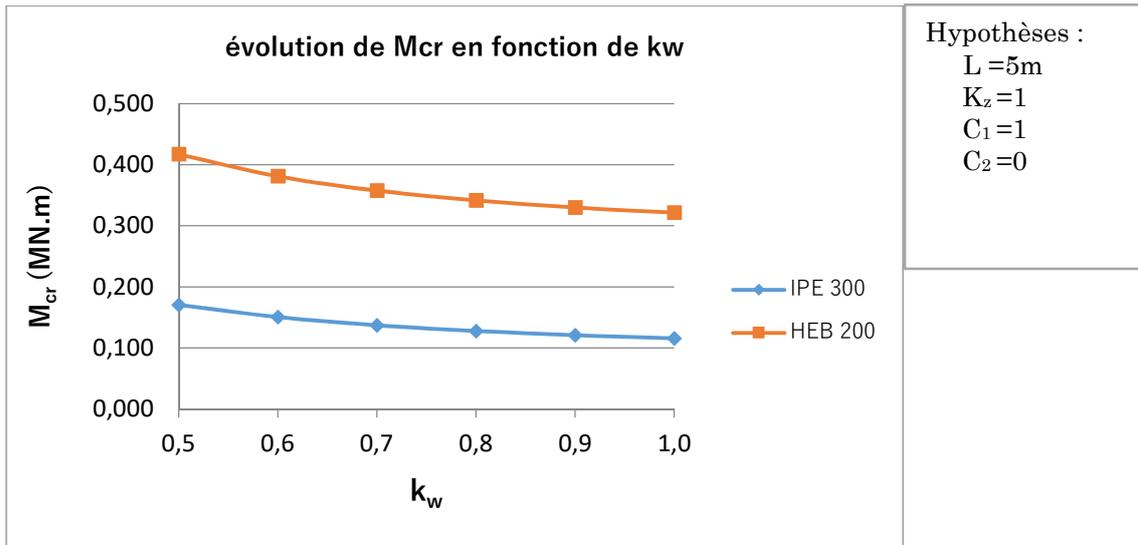


Fig.8.6 Évolution de M_{cr} en fonction de k_w

- Le moment critique pour $z_a > 0$ est moins important que pour $z_a < 0$. Donc le risque de déversement est plus grand (figure 8.7).

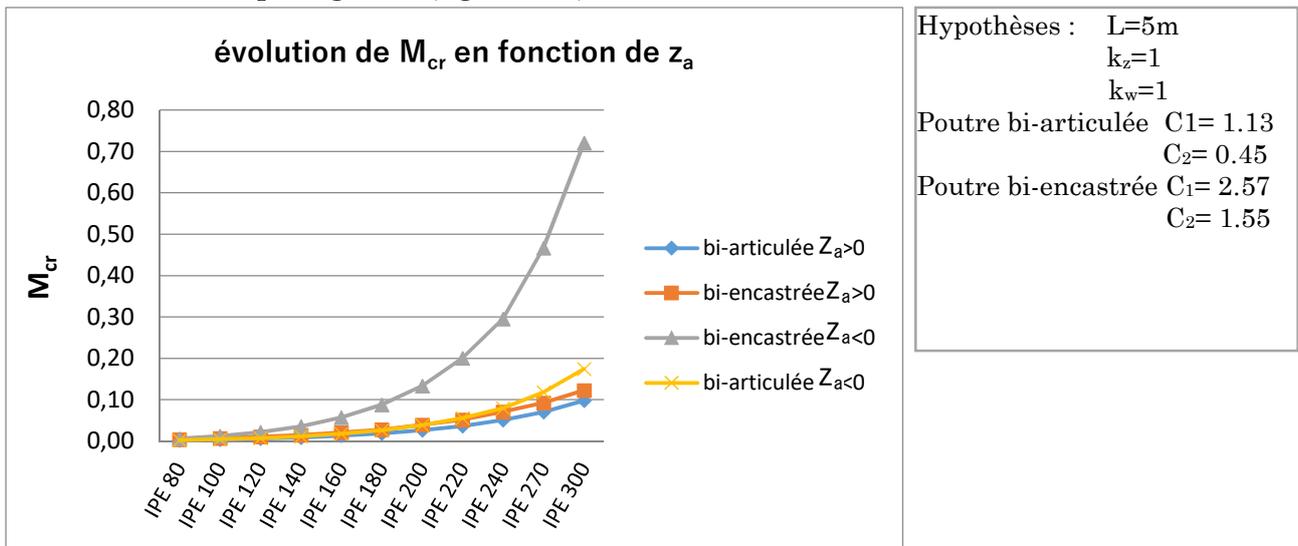


Fig.8.7 Evolution de M_{cr} en fonction de z_a

Cela s'explique par le fait que la charge déstabilise la semelle comprimée et accentue le phénomène de déversement amorcé quand $z_a > 0$,

Quand $z_a < 0$, la charge stabilise le profilé en tendant à "ramener" la semelle comprimée dans l'axe de la semelle tendue. Elle diminue l'angle de torsion.

Chapitre IX : Voilement

1. Introduction

Lorsqu'une plaque est soumise à une charge de compression uniforme sur les deux côtés opposés parallèles à son plan moyen, au-delà d'une certaine charge, elle se déforme transversalement. Il s'agit du phénomène de voilement (ondulations).

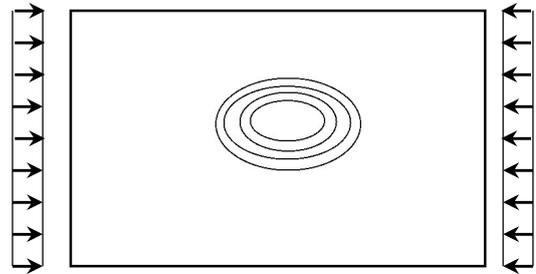


Fig. 9.1 Voilement sous contrainte normales

2. Aspect phénoménologique

Soit un PRS raidie sollicité par un effort tranchant F (figure 9.2), la déformation de l'âme en fonction de F est représentée sur la (figure 9.3).

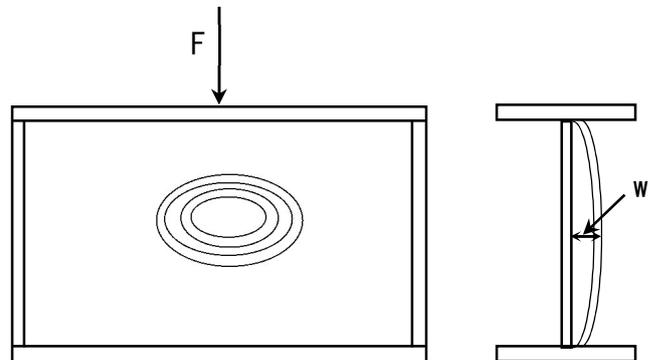


Fig. 9.2 Voilement dans un panneau d'âme

Phase 1 : Plage de comportement linéaire (pas de voilement et pas de déplanation)

Phase 2 : $f = f_{cr}$: apparition soudaine de déplanation w (voilement).

Phase 3 : Configuration déformée en équilibre stable.

Phase 4 : Au point le plus sollicité de l'âme, la contrainte normale atteint la limite d'élasticité (début de plastification), qui le seuil d'irréversibilité.

Phase 5 : Extension (ou diffusion) progressive de la plastification à partir du point le plus sollicité.

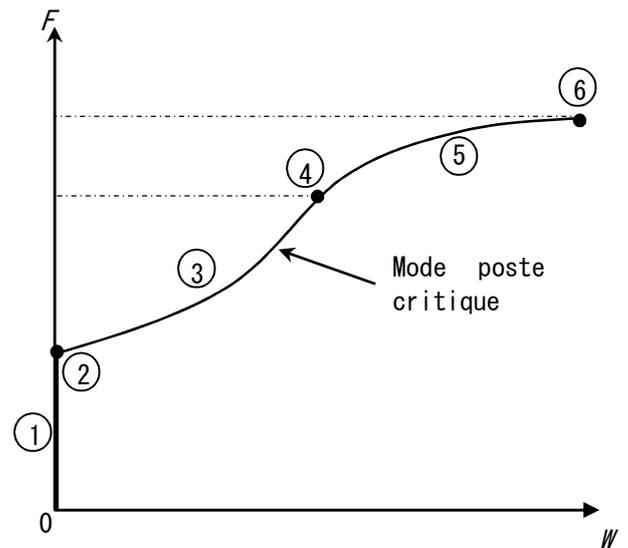
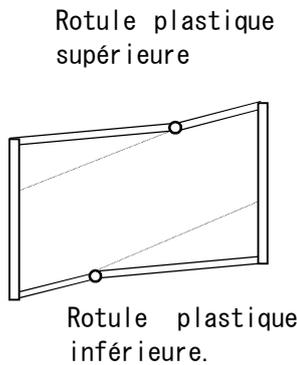


Fig. 9.3 Comportement général d'une plaque initialement plane

Phase 6 : Ruine du panneau

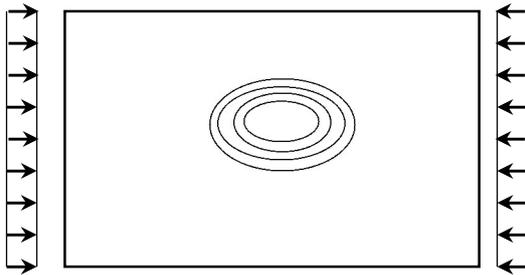
Écoulement elastoplastique $\sigma \rightarrow f_u$

Formation d'un mécanisme plastique par formation de rotules plastique au niveau du cadre du contour.

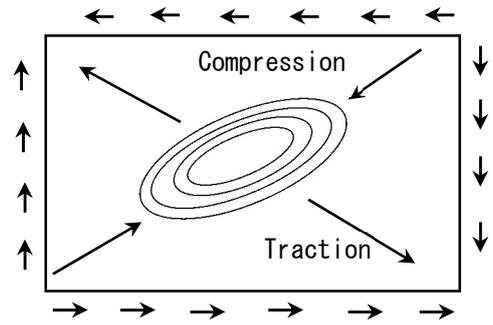


NB : Contrairement aux autres phénomènes d'instabilité pour lesquels les charges critiques représentent une borne supérieure de la résistance, le phénomène de voilement présente un domaine poste critique (ie : pas de rupture brutale).

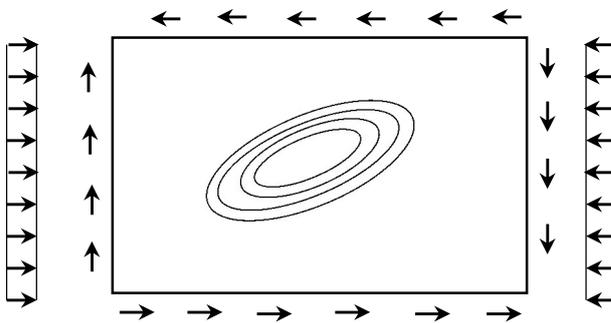
3. Modes de voilement :



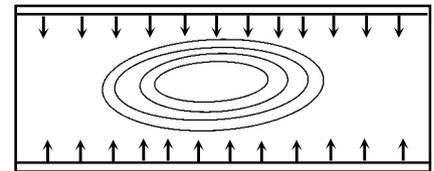
- Voilement sous contraintes normale σ de compression



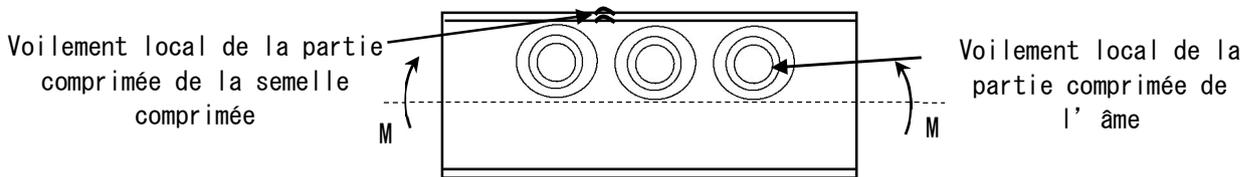
- Voilement sous contraintes de cisaillement τ seul



- Voilement sous contraintes normale σ et de cisaillement τ



- Voilement sous poussée des semelles



- Voilement local de la semelle comprimée

Fig. 9.4 Différents modes de voilement

4. Aspect réglementaire du voilement

d. Calcul selon l'Euro code 03

4.1. Sous contrainte normale

De façon approchée pour une plaque d'épaisseur t :

$$\begin{cases} \text{si } \bar{\lambda}_p \leq 0.673 \rightarrow \rho = 1 \\ \text{si } \bar{\lambda}_p > 0.673 \rightarrow \rho = \frac{1}{\bar{\lambda}_p} \left(1 - \frac{0.22}{\bar{\lambda}_p} \right) \end{cases}$$

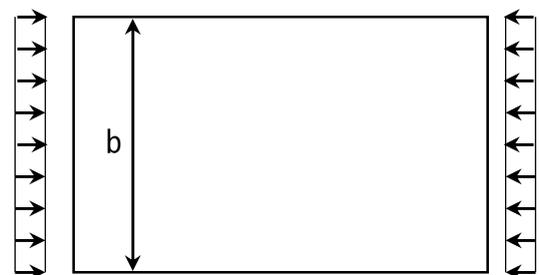


Fig. 9.5 Plaque sous contraintes normale uniforme

Avec $\bar{\lambda}_p$ élancement de la paroi

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}}; \sigma_{cr} = K_\sigma \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2) \left(\frac{b}{t}\right)^2}$$

$$\bar{\lambda}_p = \frac{(b/t)}{28.4 \varepsilon \sqrt{K_\sigma}} \quad (9.1)$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}, \nu = 0.3$$

ρ : Coefficient de réduction ; $\rho = \frac{b_{eff}}{b_c}$

K_σ : Coefficient de voilement (voir annexe...).

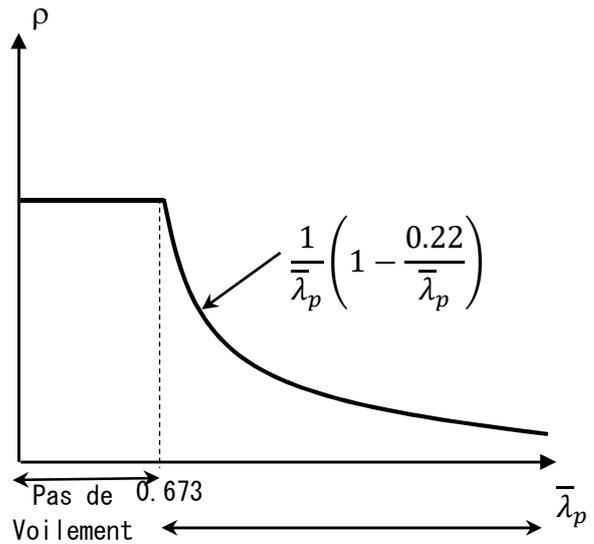


Fig. 9.6 Coefficient de réduction

4.2. Vérification selon l'Euro code 03 du voilement de l'âme sous la poussée des semelles

Si $\frac{d}{t_w} \leq K \sqrt{\frac{A_w}{A_f}} \frac{E}{f_y} \Rightarrow$ pas de risque de voilement sous la poussée des semelles.

Avec $k = \begin{cases} 0.3 & \text{si la semelle es de classe 01} \\ 0.4 & \text{si la semelle es de classe 02} \\ 0.5 & \text{si la semelle es de classe 03 ou 04} \end{cases}$

A_f : Aire d'une semelle $A_f = b t_f$

A_w : Aire de l'âme $A_w = d t_w$

4.3. Vérification sous cisaillement

Selon l'Euro code 03, la résistance au voilement par cisaillement des âmes dépend du rapport hauteur – épaisseur d/t_w ainsi que de l'espacement des éventuels raidisseurs.

a. Critères de vérification

La résistance au voilement sous cisaillement doit être vérifiée lorsque :

- $\left\{ \begin{aligned} d/t_w > 69 \varepsilon & \rightarrow \text{pour les âmes sans raidisseurs transversaux intermédiaires,} \\ d/t_w > 30 \varepsilon \sqrt{K_\tau} & \rightarrow \text{pour les âmes avec raidisseurs transversaux intermédiaires.} \end{aligned} \right.$

Ces limites sont définies par l'Euro code 03 (chapitre 5.6.3.2) qui définit l'élancement réduit de l'âme :

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_y / \sqrt{3}}{\tau_{cr}}}$$

Avec $\tau_{cr} = K_{\tau} \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{d}\right)^2$ d'où $\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_y [12(1-\nu^2)]}{K_{\tau} \pi^2 E \left(\frac{t_w}{d}\right)^2}}$

$E = 210000 \text{ MPa}$

$\nu = 0.3 ; f_y = \frac{235}{\varepsilon^2}$

$$\bar{\lambda}_w = \frac{(d/t_w)}{37.4 \varepsilon \sqrt{K_{\tau}}} \tag{9.2}$$

$\bar{\lambda}_w$: Élancement réduit de l'âme.

NB :

- Flambement simple : $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_{cr}} \sqrt{\beta_A}$
- Déversement : $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl}}{M_{cr}} \beta_w}$
- Voilement : $\begin{cases} \bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} \rightarrow \text{sous contraintes normales;} \\ \bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_y/\sqrt{3}}{\tau_{cr}}} \rightarrow \text{sous cisaillement.} \end{cases}$

Si $\bar{\lambda}_w > 0.8 \rightarrow \frac{d}{t_w} > 30 \varepsilon \sqrt{K_{\tau}} \rightarrow$ pour les âmes avec raidisseurs intermédiaires.

↳ Vérification au voilement sous cisaillement obligatoire.

Si $\bar{\lambda}_w > 0.8 \rightarrow \frac{d}{t_w} > 69 \varepsilon \rightarrow$ pour les âmes sans raidisseurs (sauf ceux d'appuis)

↳ Vérification au voilement obligatoire.

Puisque $K_{\tau} = 5.34$

- Valeurs de K_{τ} : (coefficient de voilement sous cisaillement)

Raidisseurs transversaux intermédiaire		Valeurs de K_{τ}
Sans		$K_{\tau} = 5.34$
Avec	$a/d < 1$	$K_{\tau} = 4 + \frac{5.34}{(a/d)^2}$
	$a/d > 1$	$K_{\tau} = 5.34 + \frac{4}{(a/d)^2}$

Tableau 9.1 Coefficient de voilement sous cisaillement

b. Méthodes de calcul

Il existe deux méthodes de calcul :

- Poste critique : Utilisée dans les cas des âmes (raidie ou non) à condition du raidissement aux appuis.
- Méthodes du champ diagonal de traction : Utilisée lorsque $1 \leq a/d \leq 3$

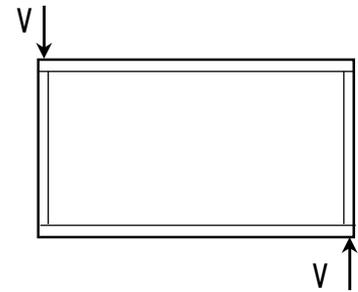
d : hauteur de l'âme ;
 a : écartement entre raidisseurs.

c. Méthode poste critique

• **Cisaillement pur :**

On doit vérifier que l'effort tranchant de calcul est inférieur à l'effort tranchant résistant soit :

$$V \leq V_{ba}$$



Avec $V_{ba} = d t_w \tau_{ba} / \gamma_{M1}$ (9.3)

τ_{ba} : Contrainte tangentielle limite de voilement selon l'EC 03.

$\tau_{ba} = f_{ct}(\bar{\lambda}_w)$ ou résistance poste critique au cisaillement.

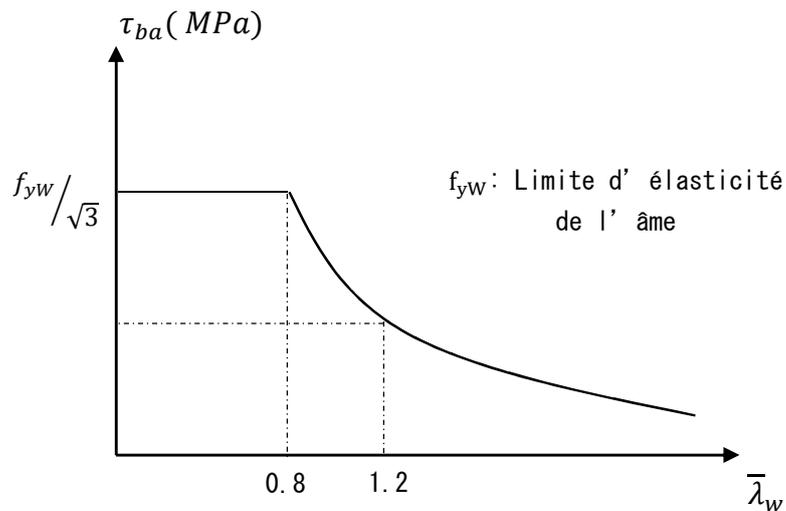


Fig. 9.7 Contrainte tangentielle τ_{ba} en fonction de l'elancement de l'ame $\bar{\lambda}_w$

Ce qui correspond à :

$\bar{\lambda}_w$	$\bar{\lambda}_w \leq 0.8$	$0.8 \leq \bar{\lambda}_w < 1.2$	$\bar{\lambda}_w \geq 1.2$
τ_{ba}	$f_{yw}/\sqrt{3}$	$[1 - 0.625(\bar{\lambda}_w - 0.8)] f_{yw}/\sqrt{3}$	$\left(\frac{0.9}{\bar{\lambda}_w}\right) (f_{yw}/\sqrt{3})$

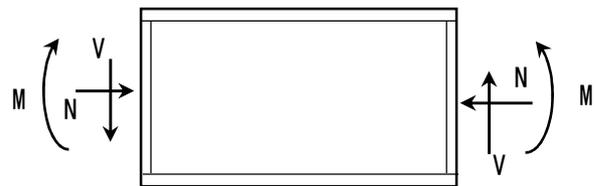
$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_y/\sqrt{3}}{\tau_{cr}}}$: Élancement de l'âme.

$\bar{\lambda}_w = \frac{(d/t_w)}{37.4 \varepsilon \sqrt{K_\tau}}$

4.4. Vérification au voilement sous interaction (M, N et V) :

si $\begin{cases} M \leq M_f \\ V \leq V_{ba} \end{cases}$

L'influence de l'effort tranchant V sur le moment résistant e calcul est négligeable.



Panneau d' âme

Avec M_f : moment résistant plastique de calcul de la section constituée des semelles seules.

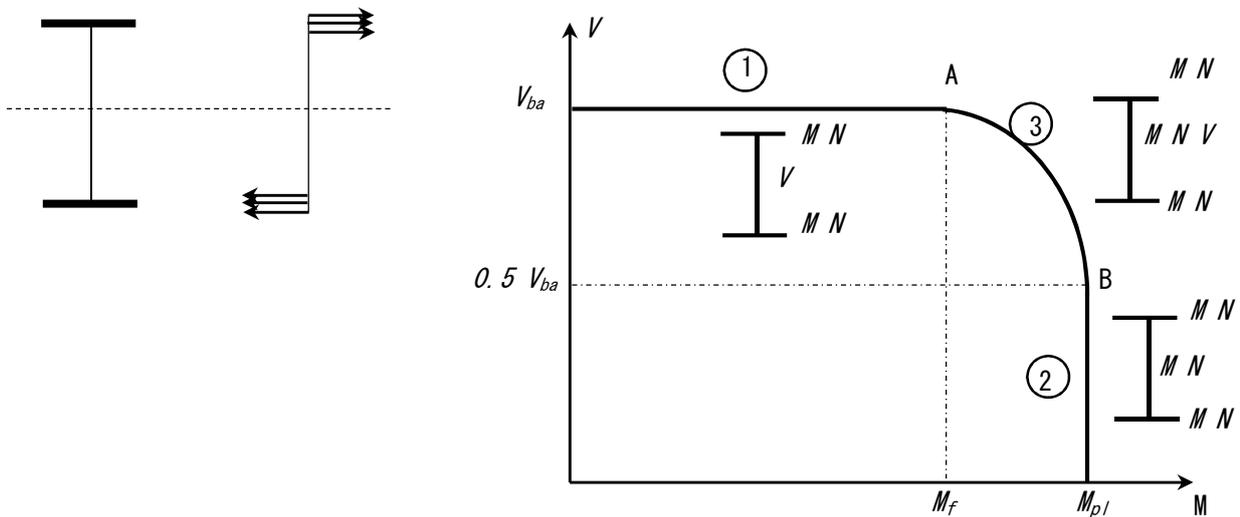


Fig. 9.8 Courbe de résistance au voilement sous interaction flexion-

V_{ba} : Résistance de calcul de l'âme au voilement par cisaillement.

En présence d'un effort axial N , le moment M_f devrait être réduit en conséquence.

$$M_f = M_f^0 \left(1 - \frac{N}{N_f} \right) \tag{9.4}$$

Avec M_f^0 moment M_f en présence de N .

$N_f = 2 A_f f_y$: Effort axial plastique (semelles seules).

M_f^0 et N_f Se repartant à la section composée des semelles seules.

Enfin : si $V \leq 0.5 V_{ba}$, il n'est pas nécessaire de réduire la résistance de calcul de la section transversale au moment fléchissant et à l'effort axial, pour tenir compte d'effort tranchant.

Si $V > 0.5 V_{ba}$, il faut vérifier :

$$M \leq M_f + (M_{pl} - M_f) \left[1 - \left(\frac{2V}{V_{ba}} - 1 \right)^2 \right] \tag{9.5}$$

Qui est la formule du tronçon (AB) ; elle illustre l'interaction M+V

NB : en présence de N , il y a lieu de remplacer M_{pl} par M_N .

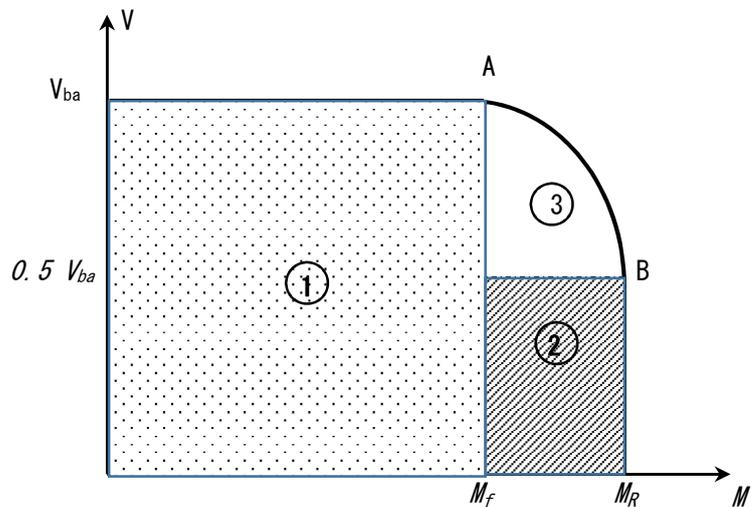
Résumé :

Domaine 1

$$\begin{cases} V \leq V_{ba} \\ M \leq M_f = M_{f0} \left(1 - \frac{N}{N_f} \right) \end{cases}$$

Domaine 2

$$\begin{cases} M_f < M < M_R \\ V \leq 0.5 V_{ba} \end{cases}$$



Avec M_R : moment résistant en l'absence de V , en fonction de la classe de la section et en présence de N .

$$M_{f0} = b t_f f_y (d + t_f)$$

$$N_f = 2 b t_f f_y$$

Domaine 3

$$\begin{cases} 0.5 V_{ba} \leq V \leq V_{ba} \\ M_f < M < M_f + (M_{pl} - M_f) \left[1 - \left(\frac{2V}{V_{ba}} - 1 \right)^2 \right] \end{cases}$$

$M_{pl} \longrightarrow M_N$ (en présence de N).

$$\text{Avec } M_N = M_{pl} \left(\frac{1 - \frac{N}{N_{pl}}}{1 - 0.5 a} \right); \quad a = \min \left(\frac{A_w}{A}, 0.5 \right) \quad (9.6)$$

Application :

Soit un PRS 1500 comportant des raidisseurs intermédiaires.

Vérifier la résistance au voilement d'un panneau d'âme, soumis aux sollicitations suivantes :

$$N = 700 \text{ KN}$$

$$V = 1500 \text{ KN}$$

$$M = 5000 \text{ KN.m}$$

Données :

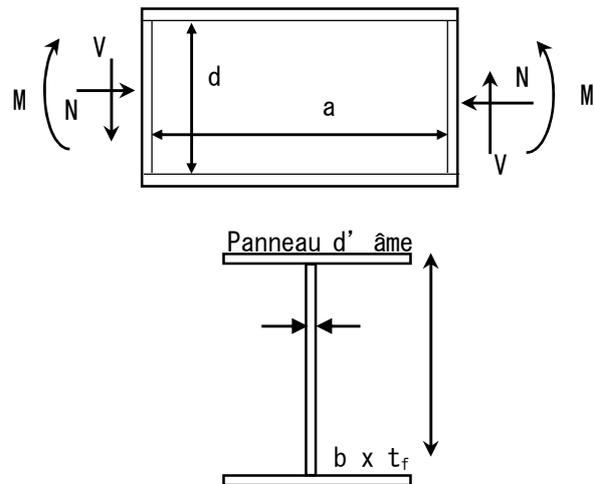
Acier S235

Longueur de panneau d'âme $a = 2.84 \text{ m}$

Caractéristiques :

$$\begin{array}{l|l} H = 1500 \text{ mm} & b_f = 400 \text{ mm} \\ A = 533 \text{ cm}^2 & t_f = 40 \text{ mm} \\ A_f = 160 \text{ cm}^2 & t_w = 15 \text{ mm} \\ D = 1420 \text{ mm} & a/d = 2 \end{array}$$

$$\text{Élancement d'âme : } \lambda_w = \frac{d}{t_w} = 95$$



- Démarche :

1/ classe de la section

$$2/ \frac{d}{t_w} \leq 30 \varepsilon \sqrt{k_\tau}$$

3/ vérification à la résistance au voilement en utilisant le diagramme d'interaction.

Solution :

1/ classe de la section :

$$\text{Semelle : } \frac{c_f}{t_f} = \frac{192.5}{40} = 4.8 < 9 \varepsilon = 9 \rightarrow \text{classe 01}$$

$$\hat{\text{Âme : }} \frac{d}{t_w} = \frac{1420}{15} = 94.67 \rightarrow \text{classe 03}$$

D'où le PRS est de classe 03

$$\gamma_{M0} = 1.0$$

$$2/ \quad d/t_w \leq 30 \varepsilon \sqrt{k_\tau}$$

$$\text{On a : } \frac{a}{d} = 95 > 30 \cdot 1 \sqrt{6.34} = 75.5$$

Donc l vérification au voilement est nécessaire.

3/ méthode poste critique :

Domaine 1 :

$$\begin{cases} M < M_f \\ V < V_{ba} \end{cases} \text{ avec } M=5000 \text{ KN.m}$$

$$V = 1500 \text{ KN}$$

- Calcul de V_{ba} :

$$V_{ba} = d t_w \tau_{ba} / \gamma_{M1}$$

$$\bar{\lambda}_w = \frac{(d/t_w)}{37.4 \varepsilon \sqrt{K_\tau}} \quad \text{avec } K_\tau = 6.34$$

$$\bar{\lambda}_w = \frac{95}{37.4 \cdot 1 \sqrt{6.34}} = 1.0 < 1.2 \Rightarrow \tau_{ba} = [1 - 0.625(\bar{\lambda}_w - 0.8)]^{f_y} / \sqrt{3}$$

$$\tau_{ba} = 119 \text{ MPa} \Rightarrow V_{ba} = 1420 \frac{15 \times 119 \times 10^{-3}}{1.1} = 2534 \text{ KN}$$

On voit bien que $V = 1500 \text{ KN} < V_{ba} = 2534 \text{ KN}$

- Calcul de M_f :

$$M_f = M_f^0 \left(1 - \frac{N}{N_f}\right)$$

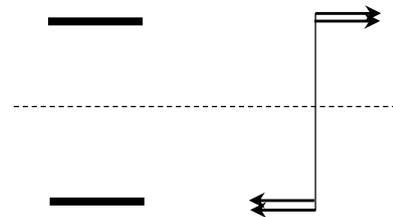
$$M_f^0 = F_f^0 = (b_f \cdot t_f \cdot f_y) d'$$

$$M_f^0 = 40 \times 4 \times 23.5 \times 146 = 5490 \text{ KNm}$$

$$N_f = 2 \cdot A_f \cdot f_y = 2 \times 40 \times 4 \times 23.5 = 7520 \text{ KN}$$

$$\rightarrow M_f = M_f^0 \left(1 - \frac{N}{N_f}\right) = 5490 \left(1 - \frac{700}{7520}\right) = 4980 \text{ KN.m}$$

$$M = 500 \text{ KN.m} > M_f$$



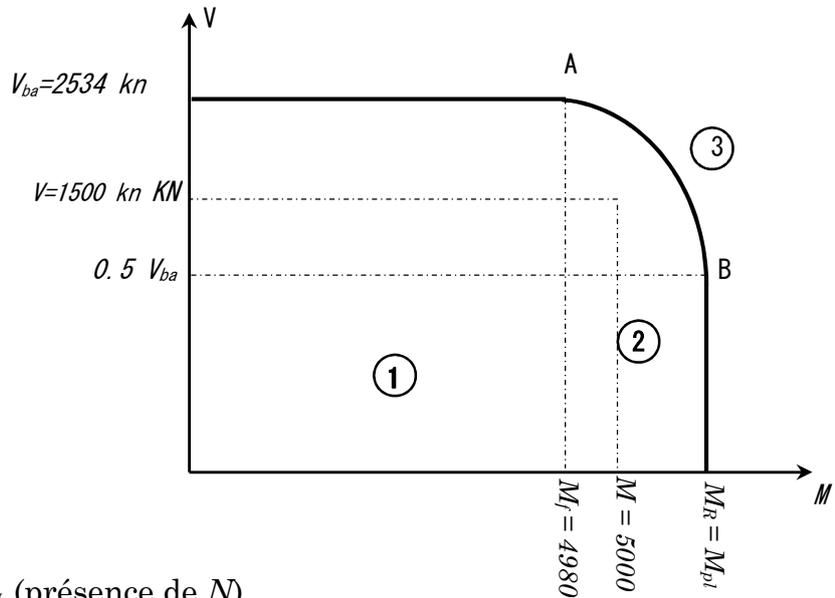
- Interaction :

$$V < V_{ba} \quad \text{mais } V = 1500 \text{ KN} > 0.5 \times V_{ba} = 0.5 \times 2305 = 1152 \text{ KN}$$

⇒ *domaine 3* (Interaction).

Il y a lieu de prendre en compte l'interaction.

$$M_f = M_f + (M_{pl} - M_f) \left[1 - \left(\frac{2V}{V_{ba}} - 1 \right)^2 \right]$$



Avec M_{pl} réduit à M_N (présence de N)

Sauf si $\sigma_x < f_y$

$$W_{el} = 2S_{GZ} = \left[A_f \left(\frac{h - t_f}{2} \right) + t_w \frac{d^2}{8} \right] = 30920 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_x = \frac{M}{W_{pl}} = 129 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa}$$

Ou
Si $n < a$ donc
 $M_N = M_{pl}$

Donc M_{pl} ne sera pas réduit à M_N

$$M_N = M_{pl} = W_{pl} f_y = 7266 \text{ kN.m}$$

$$M < 4980 + (7266 - 4980) \left[1 - \left(\frac{2 \times 1500}{2534} - 1 \right)^2 \right] = 7057 \text{ kN.m}$$

$$M = 5000 \text{ kN.m} < 7057 \text{ kN.m} \quad \text{Vérifié.}$$

Bibliographie

Bibliographie

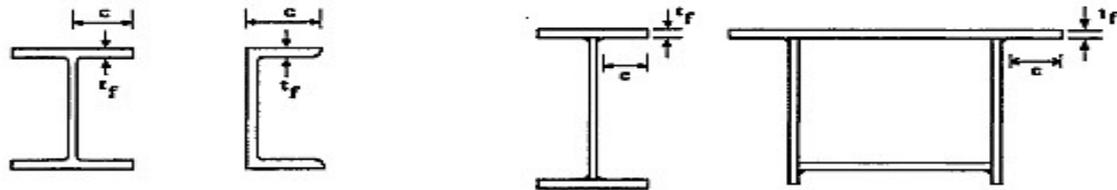
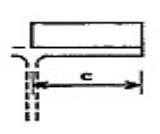
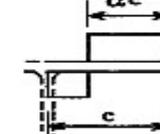
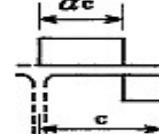
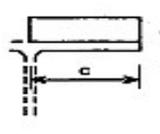
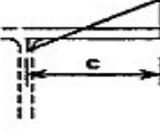
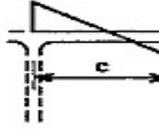
1. J. MOREL, "Calcul des Structures Métalliques selon l'EUROCODE 3".
2. P. BOURRIER; J. BROZZETTI, "Construction Métallique et Mixte Acier – Béton – Tomes 1 et 2", EYROLLES.
3. M.A. HIRT; R. BEZ, "Construction Métallique – Volumes 10 et 11" - Presses Polytechniques et Universitaires Romandes.
4. "Règles de conception des structures en acier", CCM97 édition CGS, Alger, 1999.
5. "Calcul pratique des structures métallique", Office des publications universitaires, Alger.
6. J. BROZZETTI; M.A. HIRT; R. BEZ, "Construction Métallique «Exemples Numériques adaptés aux Eurocodes", Presses Polytechniques et Universitaires Romandes.
7. S.P. TIMOSHENKO, "Théorie de la Stabilité Élastique", DUNOD

ANNEXES

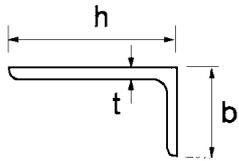
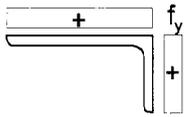
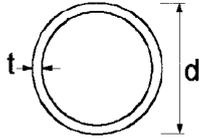
ANNEXES I

Tableau 5.3.1 (Feuille 1)		Rapports largeur maximaux pour parois comprimées		
(a) <u>Ames</u> : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)				
Classe	Ame fléchie	Ame comprimée	Ame en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) / \sqrt{-\psi}$	
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81

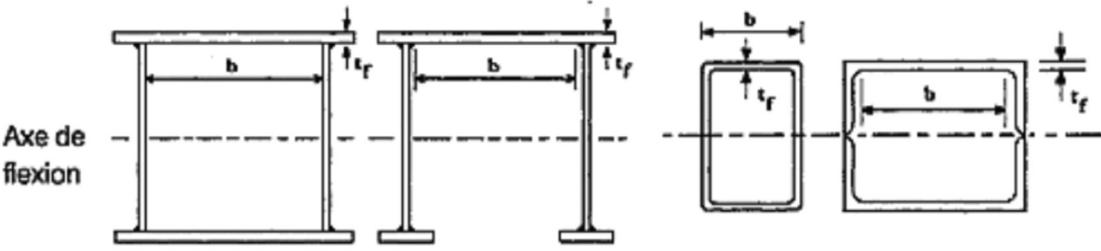
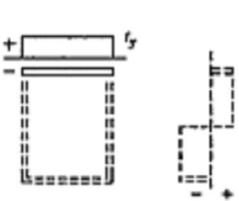
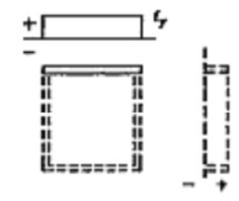
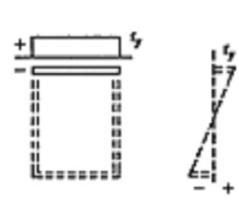
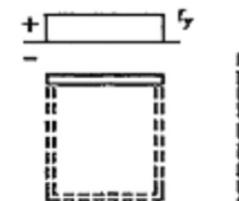
ANNEXES I

Tableau 5.3.1 (Feuille 3)		Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées			
(b) Parois semelles en console :					
					
		Sections laminées		Sections soudées	
Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées soudées	$c/t_f \leq 10 \epsilon$ $c/t_f \leq 9 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{9\epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
2	laminées soudées	$c/t_f \leq 11 \epsilon$ $c/t_f \leq 10 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{11\epsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11\epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées soudées	$c/t_f \leq 15 \epsilon$ $c/t_f \leq 14 \epsilon$	$c/t_f \leq 23 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$ $c/t_f \leq 21 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$ Pour k_σ voir tableau 5.3.3		
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275	355
		ϵ	1	0,92	0,81

ANNEXES I

<p>Consulter également «Semelles en console» (voir feuille 2 sur 3)</p>		<p>Cornières</p> 		<p>Ne s'applique pas aux cornières en contact continu avec d'autres composants</p>				
Classe	Section comprimée							
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)								
3	$h/t \leq 15\varepsilon : \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$							
<p>Sections tubulaires</p> 								
Classe	Section fléchie et/ou comprimée							
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$							
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$							
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$							
NOTE : Pour $d/t > 90\varepsilon^2$, voir l'EN 1993-1-6.								
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460		
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71		
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51		

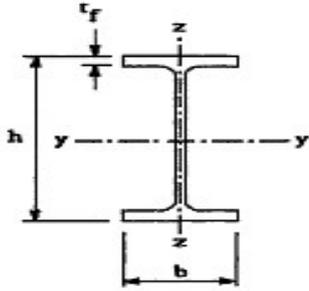
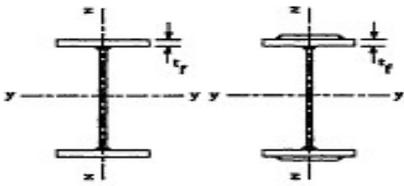
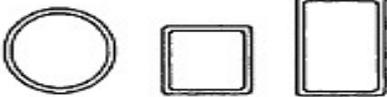
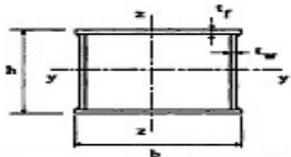
ANNEXES I

Tableau 5.3.1 (Feuille 2)		Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées			
(b) <u>parois internes de semelles</u> : (parois internes parallèles à l'axe de flexion)					
					
Classe	Type	Section fléchie		Section comprimée	
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)					
1	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f)/t_f \leq 33 \epsilon$		$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$	
	Autres	$b/t_f \leq 33 \epsilon$		$b/t_f \leq 42 \epsilon$	
2	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f)/t_f \leq 38 \epsilon$		$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$	
	Autres	$b/t_f \leq 38 \epsilon$		$b/t_f \leq 42 \epsilon$	
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)					
3	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$		$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$	
	Autres	$b/t_f \leq 42 \epsilon$		$b/t_f \leq 42 \epsilon$	
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275	355
		ϵ	1	0,92	0,81

ANNEXES II

Tableau 5.5.2 Coefficients de réduction χ				
$\bar{\lambda}$	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

ANNEXES III

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	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} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	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

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

ANNEXES IV

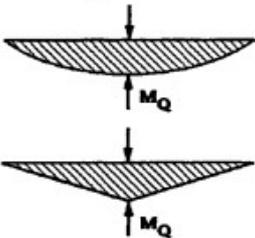
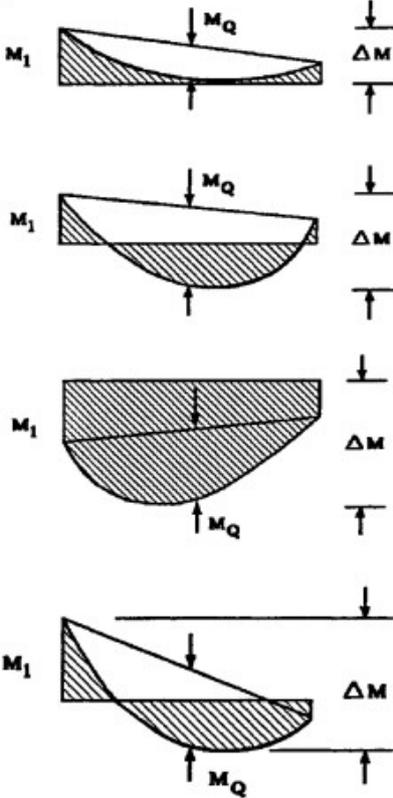
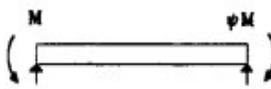
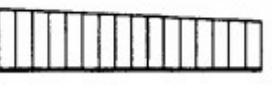
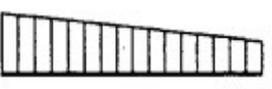
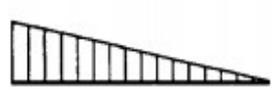
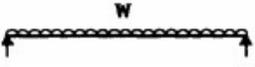
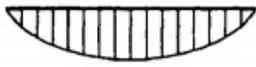
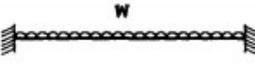
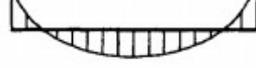
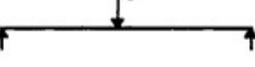
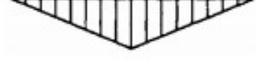
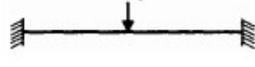
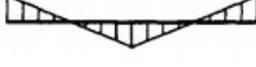
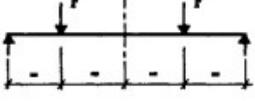
Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémités</p>  <p>$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moments dus à des charges transversales</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités</p> 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \max M \text{ dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Figure 5.5.3 Facteurs de moment uniforme équivalent

ANNEXES V

Tableau F.1.1 Coefficients C_1 , C_2 et C_3 pour différentes valeurs de k , dans le cas de moments d'extrémités					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
	$\psi = +1$ 	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	-	1,000 1,113 1,114
	$\psi = +3/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-	0,998 1,565 2,283
	$\psi = +1/2$ 	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	-	0,992 1,556 2,271
	$\psi = +1/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	-	0,977 1,531 2,235
	$\psi = +0$ 	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	-	0,939 1,473 2,150
	$\psi = -1/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	-	0,855 1,340 1,957
	$\psi = -1/2$ 	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	-	0,676 1,059 1,546
	$\psi = -3/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,927 3,258 3,348	-	0,366 0,575 0,837
	$\psi = -1$ 	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	-	0,000 0,000 0,000

ANNEXES V

Tableau F.1.2 Coefficients C_1 , C_2 et C_3 pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890