

La structure portante verticale

Les poteaux

1-Définition-Rôle.

C'est un élément porteur ponctuel chargé de reprendre les charges et surcharges issue des différents niveaux pour le transmettre aux Fondations.

Aussi, le rôle des poteaux, ne se limite pas à assurer la reprises des charges verticales, mais contribue largement lorsqu'ils associés à des poutres pour former des cadres ou portiques à reprendre les actions horizontales dues au vent mais surtout dues aux séismes.

2-Sollicitations internes.

2.1. Eléments de réduction.

Bien que reprenant sous charges verticales essentiellement des efforts de compression, un poteau est aussi sollicité par de moments de flexion et des efforts tranchants. Seulement dans l'état actuel de nos connaissances, nous sommes dans l'incapacité de déterminer ou simplement estimer grossièrement ces derniers comme nous l'avons fait pour la sollicitation effort normal. (Voir cours de descente de charges). Tout simplement en raison que les constructions de type bâtiment sont des structures largement hyperstatiques, et actuellement nous ne savons résoudre que des problèmes isostatiques.

Pour cela dans la suite, nous ne considérerons les poteaux uniquement soumis à des efforts de compression centrés. De plus en comparaison aux effets de $T(x)$ et $M(x)$, l'effet de l'effort normal $N(x)$, reste la sollicitation interne qui conditionne en grande partie le pré dimensionnement des poteaux d'une structure soumise à des charges verticales. Bien sûr, si une structure est aussi soumise à des efforts horizontaux (vent et séisme), il ne sera plus possible de négliger les effets induits par les autres efforts internes tels que le moment de flexion et l'effort tranchant.

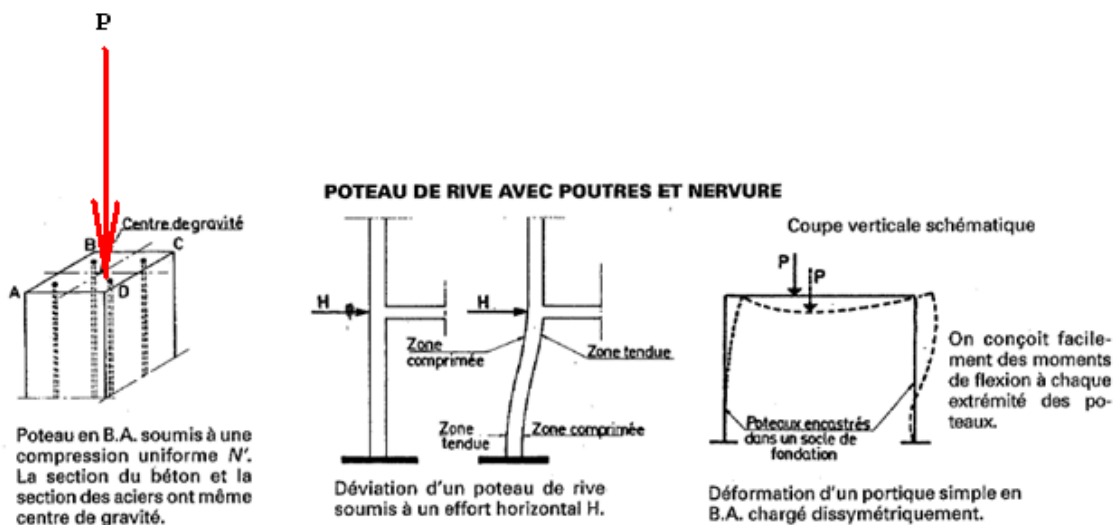


Figure 1 Différents cas de chargement d'un poteau

2.2. Le flambement.

Définition. Le flambement est un phénomène d'instabilité élastique se traduisant par le fléchissement d'un poteau (apparition d'un moment de flexion parasite) même si ce poteau est soumis exclusivement à un effort normal centré.

Sur la figure suivante, est illustré le cas du flambement d'une colonne en acier soumise à un effort normal de compression.

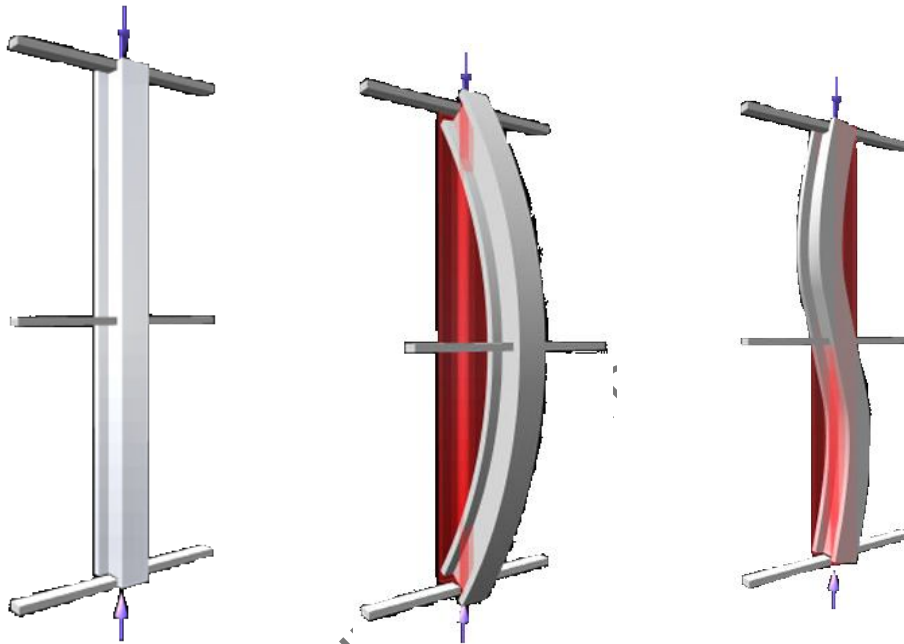


Figure 2-Flambement d'un poteau en acier -Différents modes de flambement.

Sous l'action d'une charge concentrée, le poteau subit bel et bien des flexions selon l'un ou l'autre de ces axes principaux d'inertie. Il faut aussi noter que le flambement n'apparaît pas directement après l'application de la charge, mais se produit dès que la charge axiale appliquée devient supérieure à une certaine valeur que l'on appelle charge critique de flambement.

A noter aussi que le flambement ne privilégie pas les poteaux en acier par rapport aux poteaux en béton et vice versa. Le flambement touche tout élément soumis à une compression centrée dès que la charge critique de flambement est dépassée et ce quelque soit le matériau constituant ce poteau.

Remarque

Nous pouvons donc affirmer que même si un poteau soumis à un effort normal de compression est ce dernier est irrémédiablement soumis à des moments de flexion parasites dus au flambement.

Noter que les effets dus au flambement et donc des moments induit par cette instabilité sont très difficiles à déterminer et que la résistance des matériaux ne peut à elle seule suffire pour les déterminer. C'est pour cela lors du pré dimensionnement des poteaux on sera amenés à prendre en charge forfaitairement les effets du flambement par le biais de coefficients judicieusement choisis.

Sur les deux figures suivantes, nous pouvons constater l'effet du flambement aussi bien pour un poteau en béton que pour un poteau en acier



es

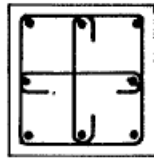


3 -les poteaux en béton armé.

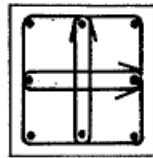
3-1.Formes.

L'un des aspects les plus attrayants du béton armé pour l'architecte, réside dans la possibilité de diversifier les formes des poteaux et des colonnes.

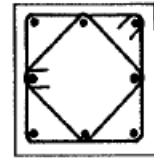
Ci après quelques unes des formes possibles et envisageables avec le matériau béton armé.



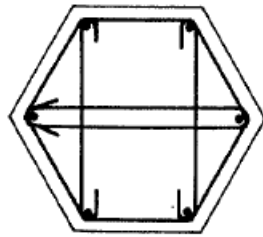
Avec cadres et épingles



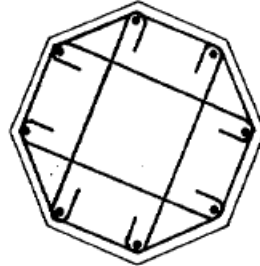
Avec cadres et étriers



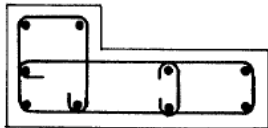
Avec double cadre



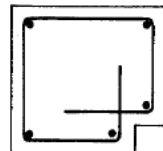
Section hexagonale



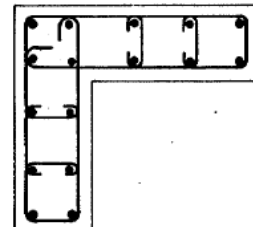
Section octogonale



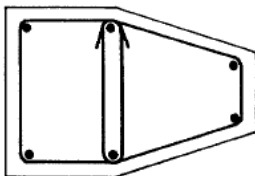
Section rectangulaire allongée avec retour



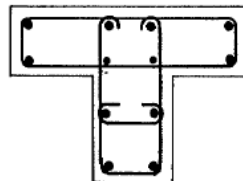
Section avec feuillure



Section en L



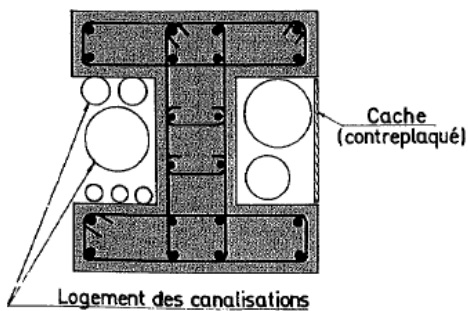
Section avec une partie en forme de trapèze



Section en T, surtout adaptée en rive

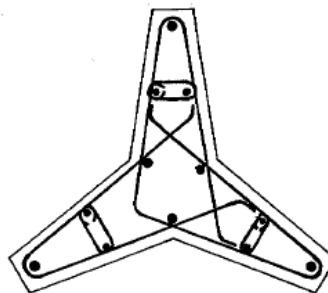


Section semi-circulaire

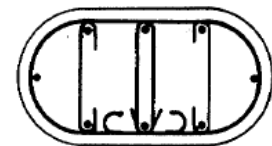


Logement des canalisations

Section en double T



Section en étoile



Section formée par un rectangle et deux demi-cercles

3-2-Ferraillage des poteaux en béton armé.

Comme nous venons de le voir, il faut remarquer que les poteaux en béton armé comportent deux types de ferraillages

- Le ferraillage longitudinal. Barres verticales disposées le long de l'axe du poteau.

- Des armatures transversales (cadres et étriers et épingles) régulièrement espacées tout le long du poteau.

Sur la figure suivante est représenté le ferrailage type d'un poteau carré.

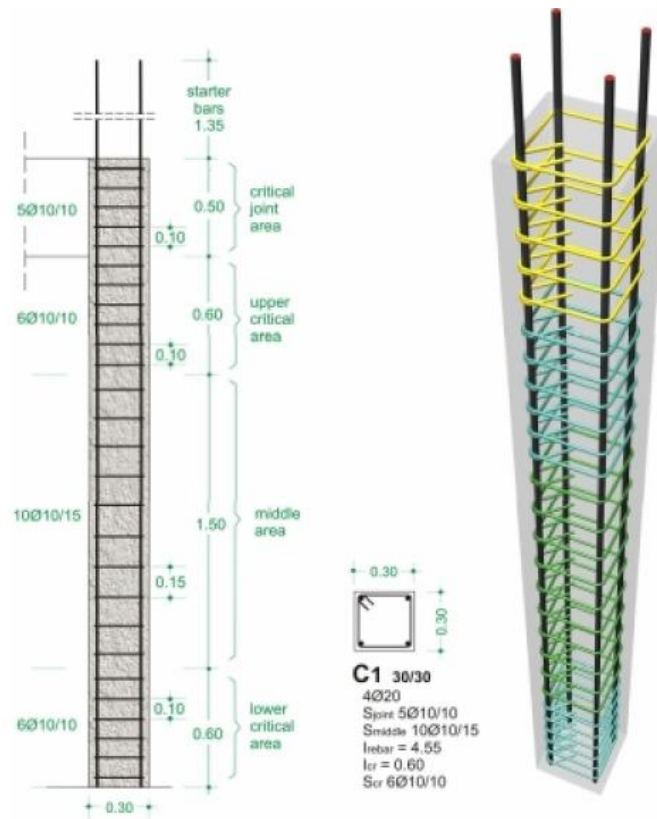


Figure 3 Répartition des aciers le long d'un poteau en béton armé.

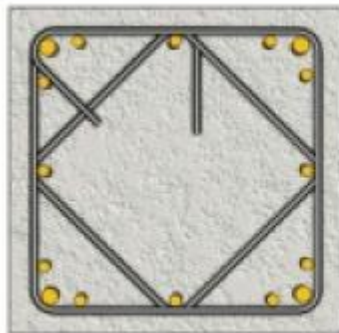


Figure 4 Mauvaise disposition des aciers longitudinaux

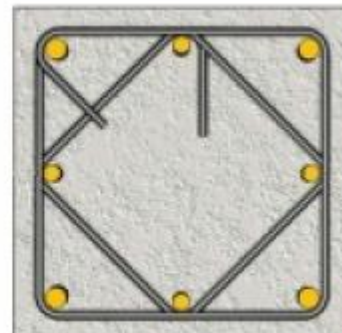


Figure 5 Bonne disposition des aciers longitudinaux

Nous allons dans ce qui suit expliquer quel est le rôle de chaque type d'acier constituant un poteau en béton armé.

1. Expérience

Soumettons un poteau en béton (non encore armé) à un effort axial de compression, puis notons ce qui se produit.

Sur la figure suivante, est représentée l'allure déformée du poteau.

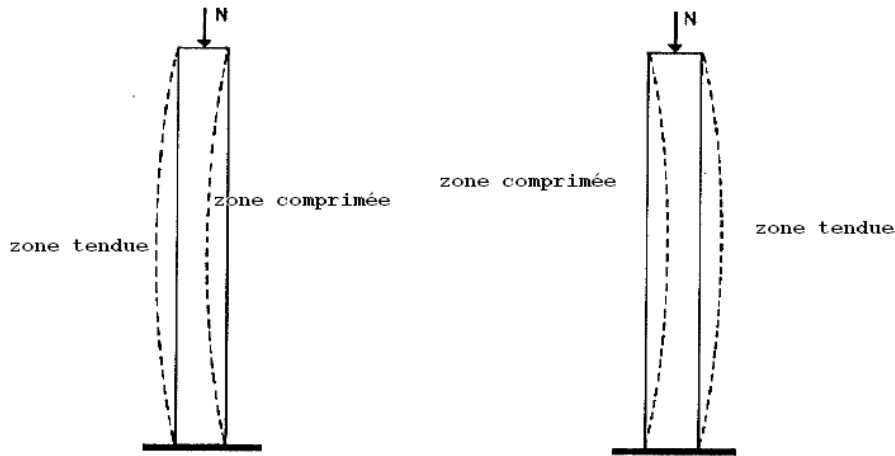


Figure 6 déformations par flambement d'un poteau chargé axialement

Nous remarquons qu'en l'absence d'armatures le poteau sous l'effet du flambement subira une flexion qui causera sur les faces de ce dernier des zones de traction-compression.

Sachant que le béton résiste bien en compression et très mal en traction, nous concluons qu'il est hors de question de laisser ce dernier tel quel (Sans ferrillage).

A cet effet, afin d'assurer l'intégrité de ce poteau, il faudra nécessairement ferriller ce dernier en disposant sur les quatre faces (pouvant être tendues) de ce dernier des aciers longitudinaux comme ceux montrés à la figure 3 plus haut.

Une fois le poteau ferrillé, soumettons le encore une fois au même effort normal de compression centrée. Le phénomène observé cette fois ci est différent de celui obtenu avant que le poteau ne soit ferrillé. Nous constatons alors une déformation par gonflement, avec les aciers longitudinaux qui chassent vers l'extérieur. Voir Figure 7

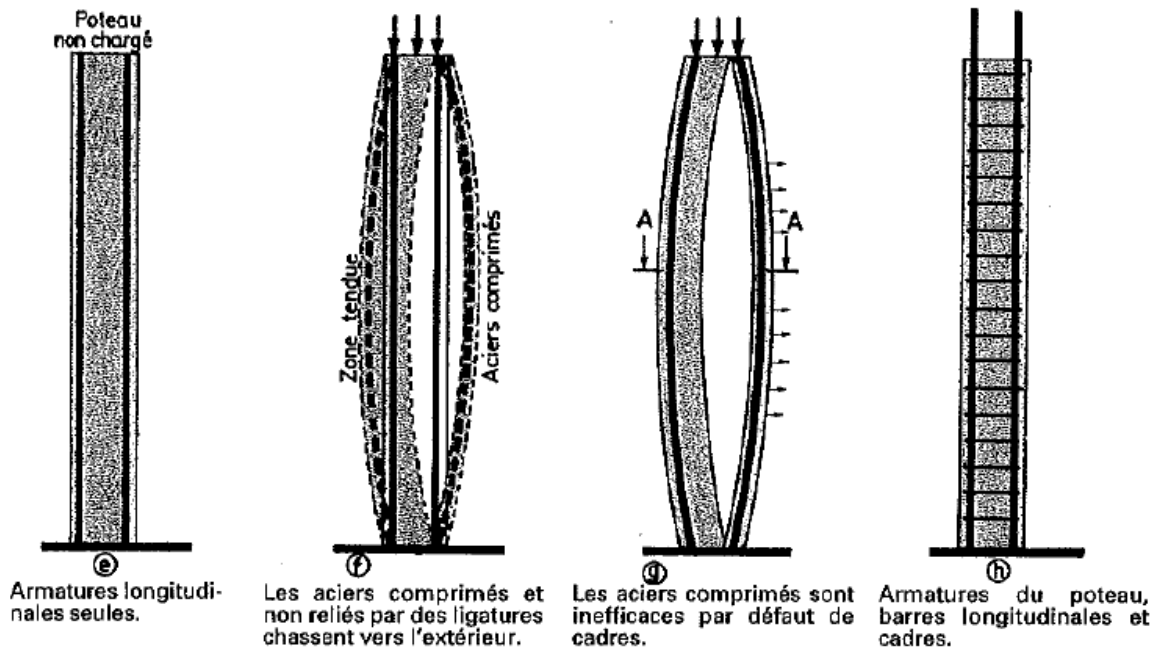


Figure 7 déformation latérale d'un élément soumis à un effort normal de compression.

Nous voyons cette fois ci que bien que les effets de la flexion aient été inhibés par la mise en place du ferrailage, il n'en demeure pas moins que ce poteau subit de sérieuses dégradations suite au gonflement latéral.

Pour ce faire, il devient impératif de ligaturer ou encore d'attacher les aciers longitudinaux entre eux à l'aide de cadres.

Noter que ces mêmes cadres ont un rôle important pour reprendre les efforts de cisaillement dus aux efforts tranchants surtout en cas de séisme. Comme l'effort tranchant devient important plus on se rapproche des appuis et donc des nœuds, le nombre de cadres à mettre dans ces zone doit augmenter aussi. Ainsi en se rapprochant des nœuds de poteaux l'espacement des cadres est réduit et plus on s'éloigne de ces zones l'effort tranchant diminuant on dispose moins de cadres (espacement entre cadres plus grand).

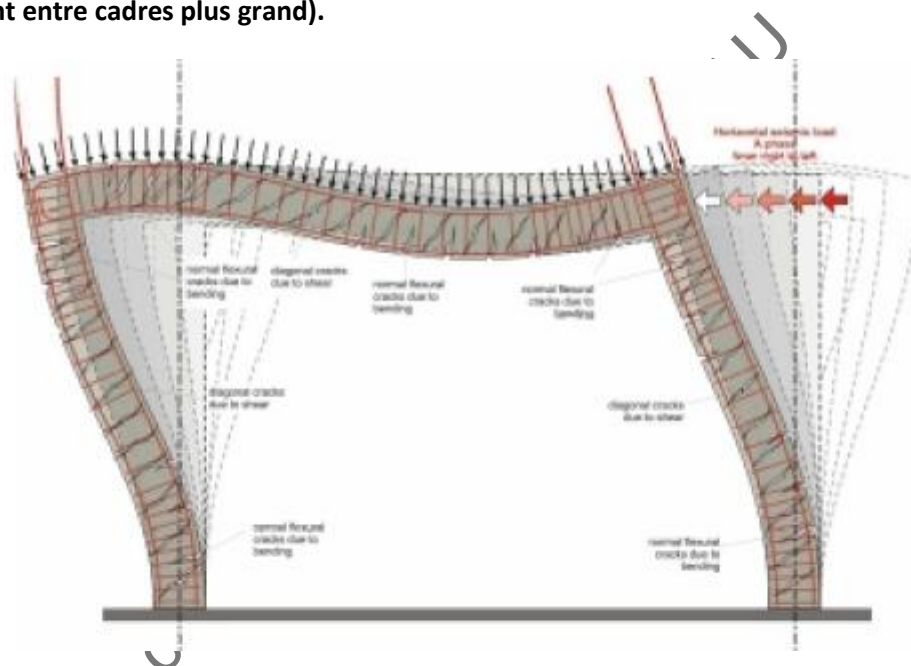


Figure 8 Portique soumis à une sollicitation sismique

4-Pré Dimensionnement des poteaux en béton armé.

Supposons un poteau de section quelconque A soumis à une charge de compression W centrée

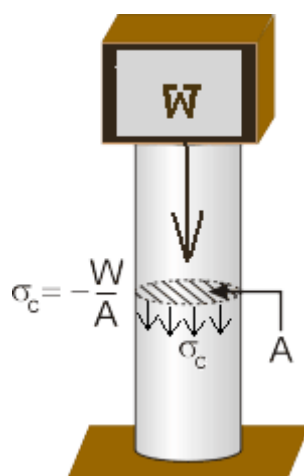


Figure 9 Poteau de section quelconque soumis à une charge de compression centrée

Sous l'action de la charge W , se développe à l'intérieur de toute section du poteau une contrainte (pression) de compression ayant pour valeur :

$$\sigma_c (\text{Mpa}) = \frac{W (\text{Newton})}{A (\text{mm}^2)}$$

Rappel : le matériau béton ayant une contrainte limite en compression à 28 jours (à ne pas dépasser) notée f_{c28} il serait logique d'écrire l'équation de résistance suivante :

$$\sigma_c \leq f_{c28}$$

ou encore :

$$\frac{W}{A} \leq f_{c28}$$

Ainsi, connaissant l'effort normal ultime sollicitant un poteau que l'on notera désormais N_u (dû aux seules charges verticales) et non W , ainsi que la contrainte caractéristique en compression du béton f_{c28} prise égale en général à 25 MPa (Béton de classe C25/32), il devient facile de déterminer la section du poteau comme :

$$A \geq \frac{N_u}{f_{c28}}$$

A : représentant la section du poteau

- $A = a \times b$ pour un poteau rectangulaires de cotés a et b
- $A = a^2$ pour un poteau carré de côté a
- $A = \pi d^2 / 4$ dans le cas d'un poteau circulaire de diamètre ' d '.

Comme nous l'avons vu précédemment bien que le poteau ne soit soumis qu'à des efforts de compression, il subit aussi des efforts internes supplémentaires dus au flambement entre autre. Il est alors clair que si l'on déterminé la section du poteau en négligeant ces efforts cette dernière risquerait de ne plus être suffisante (sous dimensionnée). Et comme nous sommes dans l'état des connaissances actuelle incapables de déterminer le surplus d'efforts s'appliquant au poteau (surplus issu du flambement mais aussi des moments de flexion supplémentaires dus aux charges verticales et sismique). Il serait alors plus prudent d'augmenter la section A du poteau pour qu'elle puisse résister à l'ensemble des sollicitations négligées. Pour ce faire la relation précédente s'écrira :

$$A \geq \frac{N_u}{f_{c28}^*} \quad \text{avec} \quad f_{c28}^* = \frac{f_{c28}^*}{2.5}$$

Si on admet que $f_{c28} = 25$ MPa la relation donnant le pré dimensionnement d'un poteau de section quelconque deviens :

$$A(m^2) \geq \frac{N_u (MN)}{10}$$

-Cas d'un poteau carré de cotés 'a x a'

On aura
$$a(m) \geq \sqrt{\frac{N_u (MN)}{10}}$$

4-Les poteaux en acier.

4.1. Les produits sidérurgiques standards.

Contrairement aux éléments en béton armé qui permettaient d'avoir des formes très diverses, l'utilisation de l'acier restreint et limite pour l'architecte l'emploi de formes. Ceci tiens à la standardisation de ces éléments. En effet l'acier et plus particulièrement les profilés métalliques sont des éléments issus du laminage de l'acier issu des hauts fourneaux.

A ce titre les principales familles de profilés sont les suivantes :

- Profilés de type IPE-IPN
- Profilés de type HEA-HEB –HEM
- Profilés de type UPN-UAP
- Profilés de type cornière L
- Profilés tubulaires carrés-rectangulaires ou creux.

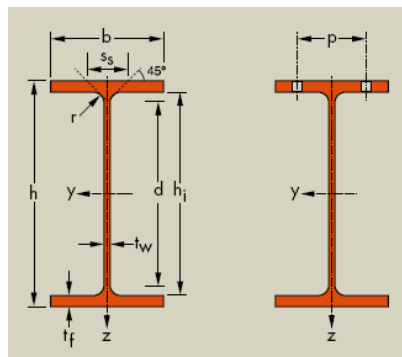
Sur la figure suivante sont représentés quelques uns des profilés cités ci-dessus.



Figure 10 quelques produits sidérurgiques standards

Noter que pour chacune des familles cités plus haut , il existe plusieurs dimensions du profilés en fonction de la hauteur , la largeur , ou l'épaisseur des parois. Les données complètes pour chaque type de profilés sont données sous forme de tableaux par le fabricant.

A titre d'exemple, le tableau suivant est relatif aux profilés type IPE .



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche		
	G kg/m	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	r mm	A mm ² x10 ²	h ₁ mm	d mm	Ø	p _{max} mm	p _{min} mm	A _c m ² /m	A _b m ² /t
IPEAA 80*	4,9	78	46	3,2	4,2	5,0	6,31	69,6	59,6	-	-	-	0,325	65,62
IPEA 80-γ*	5,0	78	46	3,3	4,2	5,0	6,38	69,6	59,6	-	-	-	0,325	64,90
IPE 80*	6,0	80	46	3,8	5,2	5,0	7,64	69,6	59,6	-	-	-	0,328	54,64
IPEAA 100*	6,7	97,6	55	3,6	4,5	7,0	8,56	88,6	74,6	-	-	-	0,396	58,93
IPEA 100-γ*	6,9	98	55	3,6	4,7	7,0	8,8	88,6	74,6	-	-	-	0,397	57,57
IPE 100*	8,1	100	55	4,1	5,7	7,0	10,3	88,6	74,6	-	-	-	0,400	49,33
IPEAA 120*	8,4	117	64	3,8	4,8	7,0	10,7	107,4	93,4	-	-	-	0,470	56,26
IPEA 120-γ*	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7,0	11,0	107,4	93,4	-	-	-	0,472	54,47
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7,0	13,2	107,4	93,4	-	-	-	0,475	45,82

4.2.Principe de pré dimensionnement d'un poteau en acier soumis à une compression centrée.

Par analogie avec ce que nous avons établi pour les poteaux en béton réécrivons la relation de résistance dans ce cas pour un matériau acier avec comme limite élastique f_e .

Si N_u désigne l'effort normal ultime agissant sur la section du profilé .

f_e désignant la limite élastique de l'acier .Dan le cas général $f_e = 235$ MPa.

A_p désignant la section du profilé (voir tableaux constructeur)

$$\text{Alors on écrit : } \sigma_c = \frac{N_u}{A_p} \leq f_e$$

Etant donné que les poteaux en béton sont eux aussi soumis au flambement , il y'a lieu de considérer son effet dans l'équation précédente ceci sera fait en multipliant l'effort de compression N_u par un coefficient $\frac{1}{\chi}$ avec $\chi < 1$.

Aussi pour tenir compte de l'incertitude sur la valeur de la limite élastique de l'acier f_e qui peut présenter des variations, on divise cette dernière par un coefficient de minoration noté $\gamma_{m0} = 1.10$

Dans ce cas l'équation précédente devient :

$$\sigma_c = \frac{1 N_u}{\chi A_p} \leq \frac{f_e}{\gamma_{m0}}$$

L'inconnue étant la section à donner au profilé A_p on obtiens alors :

$$A_p \geq \frac{N_u}{\chi \frac{f_e}{\gamma_{m0}}}$$

On pour habitude dans l'ancienne norme CM66 de noter la quantité γ_{m0}/χ le coefficient de flambement k_f et on écrivait $A_p \geq k_f \frac{N_u}{f_e}$

Une fois la section du profilé déterminée par calcul, on passe aux tableaux des profilés pour choisir lequel de ces derniers conviens le mieux au problème étudié.

cours Mr Lendani EPAU