

## V. Dimensionnement et liaisons

### V.1. Dimensionnement

#### V.1.1. La fonction

Elle conditionne le plus souvent la conception de l'ossature. Afin d'assurer la stabilité de la structure pour une utilisation normale, plusieurs paramètres sont à prendre en compte :

- **L'ensemble des charges** qui viendront solliciter la structure. (charges climatiques, charges d'exploitation, charges permanentes). Leur identification est nécessaire pour le dimensionnement des éléments métalliques.
- **L'utilisation de la structure**. Elle permet d'identifier l'espace nécessaire, et donc de définir l'encombrement optimal des éléments métalliques et ainsi la dimension des portées et les déformations admissibles de celles-ci.
- **Les modes d'assemblages** (articulations, encastremets, appuis simples). De ceux-ci dépend le mode de sollicitation de la structure. Ils déterminent le dimensionnement des éléments métalliques.
- **Le schéma statique** de la structure. Le degré d'hyperstaticité détermine les efforts dans les liaisons.
- **La nuance de l'acier** : Sa résistance mécanique.

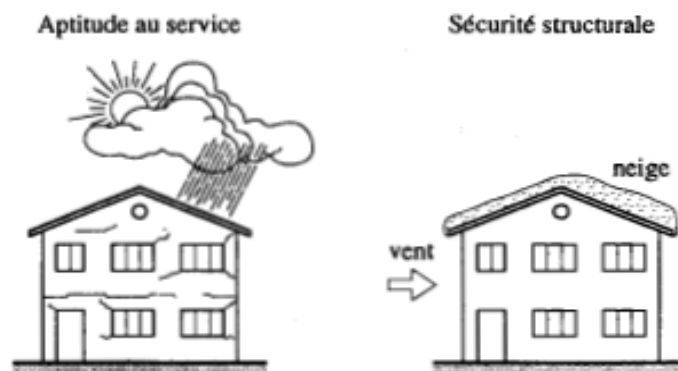
#### V.1.2. La nature des actions

Les différentes actions rencontrées dans un bâtiment sont :

- Actions permanentes (**G**) : Poids propre de la structure et équipements fixes.
- Actions variables (**Q**) : charges d'exploitation, action du vent ou de la neige.
- Actions accidentelles (**A**) : telles qu'explosions ou chocs.

Les valeurs des actions sont tirées du DTU 06-006 N84 dans le cas de la neige, dans le DTU P 06-002(NV 65) dans le cas du vent. Ces valeurs varient selon la localisation géographique du projet en France.

Les valeurs des charges d'exploitation sont répertoriées dans la norme NF P 06-001.



### V.1.3. Règlements aux états limites

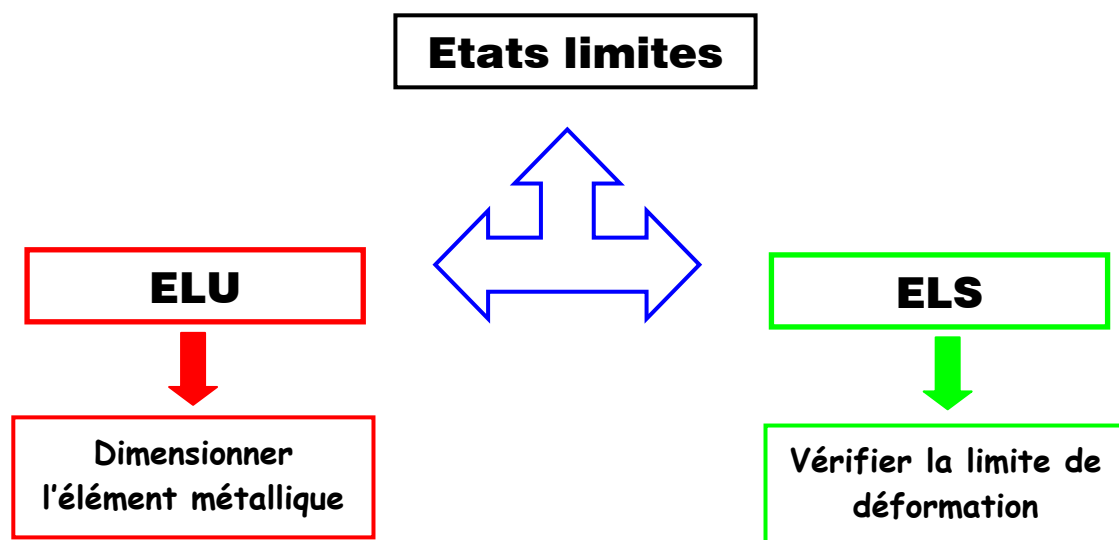
Le souci constant d'avoir une sécurité homogène, pour toutes les parties d'une construction et pour l'ensemble des cas de charge a conduit à répartir les coefficients de sécurité partiels sur les actions, les sollicitations, et les matériaux et à concevoir 2 états limites : l'état limite de service et l'état limite ultime.

- **Etats limites ultimes** : ils traduisent la ruine de l'ouvrage ou son effondrement pouvant nuire à la sécurité des personnes. Dimensionner à l'ELU c'est déterminer les éléments de structure capables de reprendre les charges pondérées par un coefficient de sécurité, sans qu'ils perdent leur stabilité.

Cas de charge :  $1,35 G + 1,5 Q_{neige,vent}$

- **Etats limites de service** : Ils traduisent un état de l'ouvrage qui ne correspond plus aux critères spécifiés de son exploitation. Ils comprennent notamment les déformations des éléments de l'ouvrage affectant son aspect ou son exploitation, ou endommageant le second œuvre. Dimensionner à l'ELS, c'est déterminer les dimensions appropriées des éléments afin que leur déformation ne soit pas préjudiciable.

Cas de charge :  $1 G + 1 Q_{neige,vent}$



### V.1.4. Principe de dimensionnement d'une poutrelle métallique

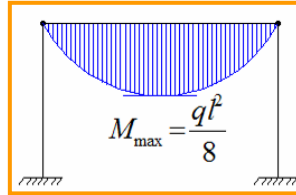
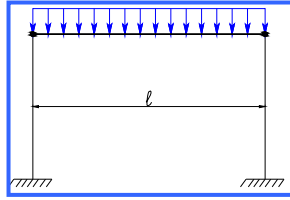
Le dimensionnement d'une poutrelle métallique doit remplir 2 fonctions essentielles :

- Assurer la stabilité de l'ouvrage,
- Permettre la mise en œuvre du second œuvre et son exploitation ultérieure.

Exemple de dimensionnement d'un IPE au chargement (à l'ELU)

a) Calculs RDM :

ELU :  $q = 1,35 G + 1,5 Q + 1,5 Q$



**Objectif :**  $M_{\max} \leq M_{rd}$

$M_{rd}$  : Moment résistant maximal que peut reprendre la section de la poutrelle métallique.

b) Choix du profilé :

L'objectif est de choisir un profilé dont les caractéristiques induisent un moment résistant ( $M_{rd}$ ) supérieur au moment fléchissant maximum présent dans la poutrelle.

$$M_{rd} = f_y \cdot W_{ely} \rightarrow W_{ely} = M_{rd} / f_y$$

$f_y$  : limite élastique du profilé

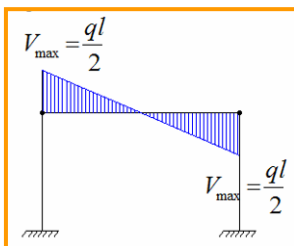
$W_{ely}$  : Caractéristiques de la section de l'IPE

Tableau des caractéristiques des IPE

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Sect					
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y					
G kg/m	$I_y$ mm <sup>4</sup>	$W_{ely}$ mm <sup>3</sup>	$W_{ply}$ <sup>†</sup> mm <sup>3</sup>	$i_y$ mm	$A_{vz}$ mm <sup>2</sup>	
	x 10 <sup>4</sup>	x 10 <sup>3</sup>	x 10 <sup>3</sup>	x 10	x 10 <sup>2</sup>	
IPE A 120	8,7	257,4	43,77	49,87	4,83	5,41
IPE 120	10,4	317,8	52,96	60,73	4,90	6,31

c) Vérification de la résistance de l'IPE à l'effort tranchant :

Bien que les contraintes de cisaillement engendrées par l'effort tranchant soient moins préjudiciables pour la poutrelle métallique que les contraintes engendrées par le moment fléchissant, une vérification de l'IPE dimensionné au moment fléchissant peut être faite pour s'assurer de la reprise de l'effort tranchant par le profilé.



**Objectif :**  $V_{\max} \leq V_{rd}$

$V_{rd}$  : effort tranchant résistant maximal que peut reprendre la section de la poutrelle métallique

**Calcul du  $V_{rd}$  :**

$$V_{rd} = A_v \cdot \tau_{\max}$$

$A_v$  : aire de cisaillement (Donnée dans le tableau des caractéristiques IPE)

$$\tau_{\max} = f_y / \sqrt{3}$$

d) Vérification de la déformation de l'IPE (à l'ELS) :

Une fois l'IPE dimensionné à la stabilité, sa déformation est vérifiée à l'ELS. La tolérance des déformations de la poutrelle métallique dépend de sa condition d'exploitation.

Exploitations	Limites $\delta_{max}$
Toitures générales (accessible par le personnel d'entretien)	1/200
Toitures supportant fréquemment du personnel	1/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou autres matériaux fragiles ou rigides	1/250
Planchers en général (sans machines nécessitant des conditions de flèche plus sévères)	1/250
Planchers supportant des poteaux	1/400

Calcul de la flèche.

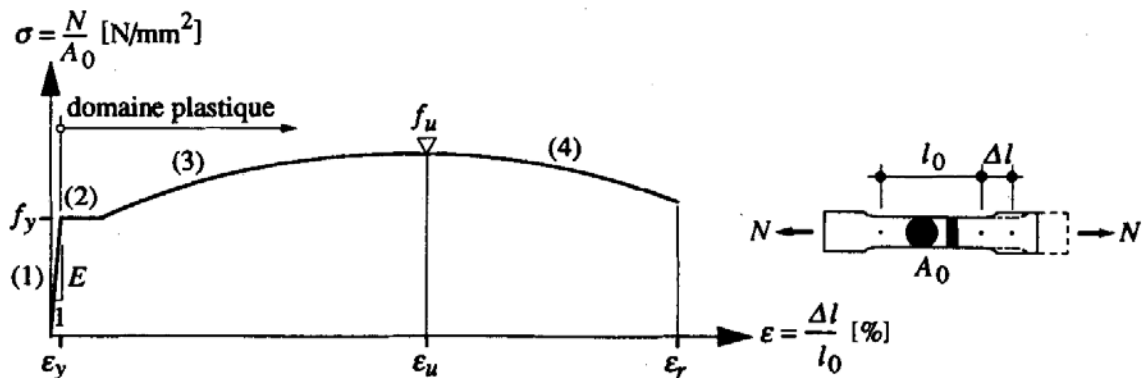
$$\delta_{max} = \frac{5 \cdot ql^4}{384 EI} \rightarrow \frac{\delta_{max}}{l} \leq \text{limite}$$

## V.2. La structure hyperstatique

Pour les dimensionnements d'une construction métallique, la structure est modélisée de manière hyperstatique.

Contrairement au béton, l'acier travaille aussi bien en traction qu'en compression, ce qui nous permet de l'employer pour tous les éléments d'une structure métallique (poutres, poteaux, tirants,...). On prendra pour hypothèse dans les calculs, que l'acier travaille jusqu'à la limite plastique.

### V.2.1. Pourquoi la limite plastique ?



La résistance de l'acier est déterminée à travers des essais effectués sur des éprouvettes normalisées. Ces essais distinguent trois domaines de comportement de l'acier et mesurent la limite d'élasticité :

**Le domaine élastique (1) :** les allongements ( $\epsilon$ ) sont proportionnels aux contraintes ( $\sigma$ ),  $\sigma = \epsilon \cdot E$ . L'acier s'allonge sous l'effort, puis reprend sa dimension initiale lorsque la traction cesse. Ce domaine est défini par la loi de Hooke qui met en évidence le module d'élasticité ou module d'Young (E).

**Le module d'Young de l'acier est d'environ 210 000 MPa.**

**Important** : La limite élastique est la caractéristique fondamentale des aciers. C'est la limite minimum garantie qui est spécifiée dans les normes des aciers. Pour l'acier courant utilisé en construction, la limite élastique est d'environ 235 MPa. Cette contrainte limite diminue lorsque l'épaisseur de l'élément augmente.

**Le domaine plastique (3)** : Il se caractérise par un accroissement de contrainte pratiquement nul, et un allongement de l'acier important et permanent. L'acier ne reprend plus sa longueur initiale. Le domaine plastique succède au domaine élastique et précède un seuil de raffermissement de l'acier. Lorsque la limite d'élasticité de l'acier déformé plastiquement est augmentée, on parle alors d'*écrouissage*.

**Le domaine de la striction (4)**: Au-delà d'une certaine contrainte, qualifiée de *limite de résistance à la traction*, le métal continue à s'allonger et sa résistance diminue. La rupture se produit alors dans une zone localement déformée (diminution de la section de l'éprouvette) c'est la zone de striction.

**Important** : Un élément de structure ne doit pas atteindre la limite élastique notée (fu).

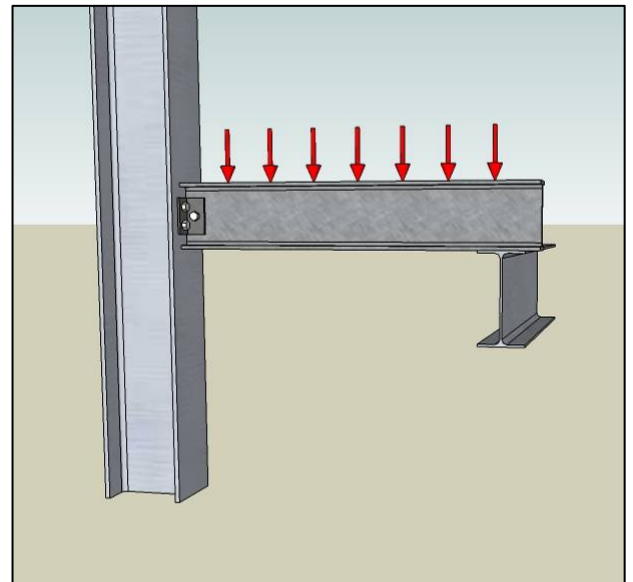
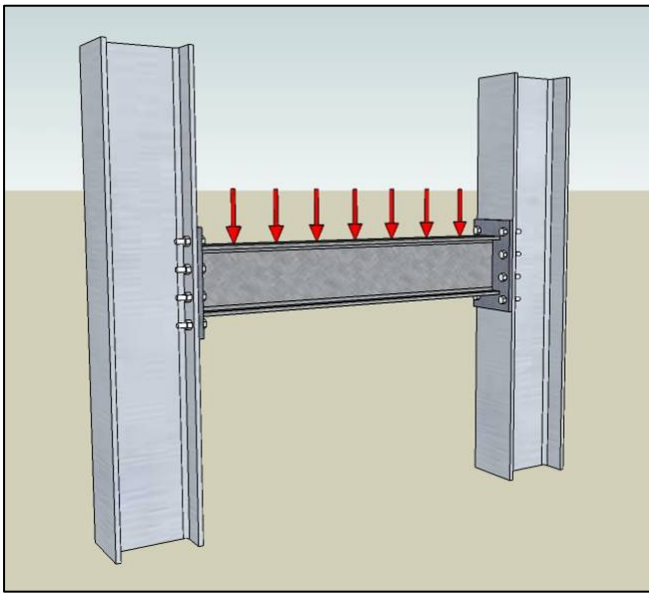
Caractéristiques	Significations
Limite d'élasticité	Limite à ne pas dépasser pour conserver intacte la géométrie
Résistance à la traction	Limite à ne pas franchir pour éviter la rupture
Allongement à la rupture	Allongement maximal possible avant rupture en traction

### V.2.2. Modélisation et analyse

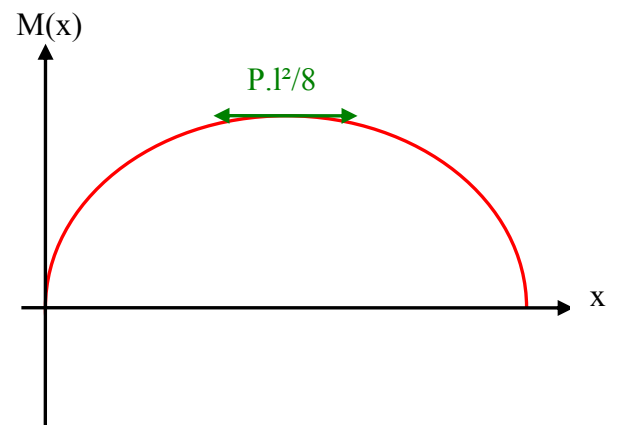
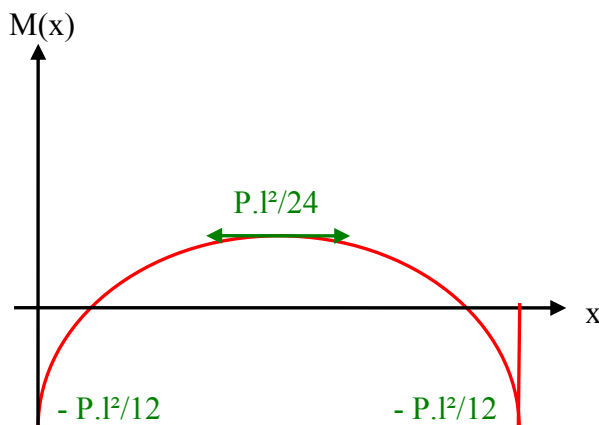
Pour mieux comprendre pourquoi on réalise des structures hyperstatiques, il faut rentrer dans le dimensionnement. En effet, prenons par exemple deux types de structure, une isostatique et une hyperstatique à charge constante et à profilé identique:

Poutre bi-encastée sur des poteaux et chargée linéairement.

Poutre articulée en bout et en appui simple de l'autre et chargée linéairement.



Modélisation



Tracé des moments fléchissant

On observe que l'allure des deux courbes de moments est identique. Mais on remarque que les moments maximums en valeur absolue pour une poutre hyperstatique sont moins importants que pour une poutre isostatique.

De plus :

$$\sigma = \frac{M}{W_{ely}} \quad W_{ely} = \frac{I}{V} \quad \begin{array}{l} I : \text{Inertie de la section} \\ V : \text{Distance séparant le centre d'inertie de la section, de la fibre la plus éloignée.} \\ M : \text{Moment fléchissant} \end{array}$$

D'après la formule, plus le moment fléchissant est faible, plus le moment d'inertie du profilé sera faible. L'inertie d'un profilé est calculée par rapport à sa section et donc plus sa section sera petite, plus son inertie sera faible.

### V.2.3. Conclusion

A profilé et section constants, et soumis à une sollicitation uniforme et constante, on obtient une portée plus importante pour une structure hyperstatique que pour une structure isostatique. On en déduit donc qu'il faudra utiliser des éléments métalliques de plus grande section pour une structure isostatique, donc une structure plus coûteuse.

## V.3. Choix du système porteur d'un bâtiment

Le choix du système porteur doit s'adapter au type de bâtiment, à sa configuration, à ses contraintes spécifiques.

Les termes « **articulation** » et « **encastrement** » définissent le fonctionnement d'un assemblage. De la nature de cet assemblage dépend le type et la valeur des efforts transmis par les barres.

<u>Ossatures articulées</u>	<u>Ossatures encadrées (portiques)</u>
<ul style="list-style-type: none"> <li>■ Tous les assemblages entre les poutres et poteaux sont articulés,</li> <li>■ La stabilité du bâtiment est assurée par le contreventement.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>■ Tous les assemblages entre les poutres et poteaux sont encadrés,</li> <li>■ La stabilité du bâtiment est assurée par ces encastresments.</li> </ul>
<p><u>Avantages :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✱ Des nœuds de conception et d'exécution simples,</li> <li>✱ Un montage rapide de l'ossature,</li> <li>✱ Un réglage facile non sensible aux tolérances de fabrication,</li> <li>✱ Des poteaux essentiellement comprimés.</li> </ul>	<p><u>Avantages :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✱ « Petites » dimensions des poutres,</li> <li>✱ Plus grande marge de sécurité en cas d'accident ou d'incendie.</li> </ul>
<p><u>Inconvénients :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✱ « Grandes » dimensions des poutres,</li> <li>✱ La présence des contreventements qui peuvent être gênants.</li> </ul>	<p><u>Inconvénients :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✱ La réalisation coûteuse et compliquée des nœuds,</li> <li>✱ Un réglage difficile très sensible aux tolérances de fabrication (assemblages en général soudés),</li> <li>✱ Les sollicitations des poteaux augmentées.</li> </ul>

## V.4. Les modes d'assemblage

Le choix du système porteur doit s'adapter au type de bâtiment, à sa configuration, à ses contraintes spécifiques. Plus on cherche de la continuité entre deux éléments à assembler, plus les liaisons sont sollicitées.

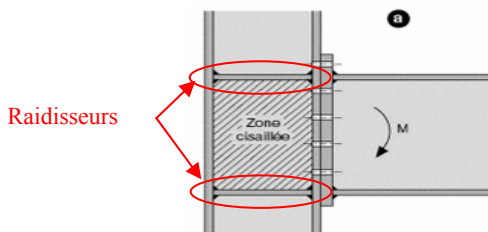
Nous distinguons trois familles d'assemblages dont dépendent les hypothèses de calculs :

### V.4.1. Les encastremets

L'encastrement → C'est une liaison qui fixe complètement les éléments entre eux.

Aucune translation, aucune rotation ne peut se produire. Ce type de liaison transmet les moments.

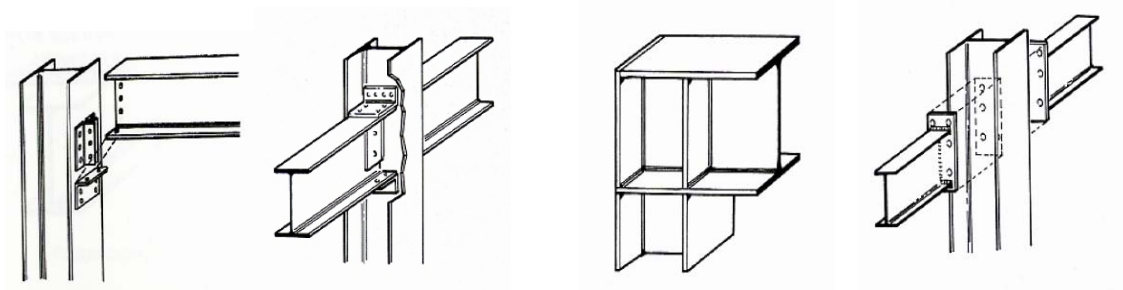
#### a. Encastrement Poteaux / Poutre



Raidisseurs disposés dans les âmes du poteau au droit des semelles de poutre.

Les raidisseurs reprennent les fortes sollicitations de traction et de compression dans les membrures supérieures de la poutre, qui endommageraient le poteau.

Autres exemples d'encastremets :



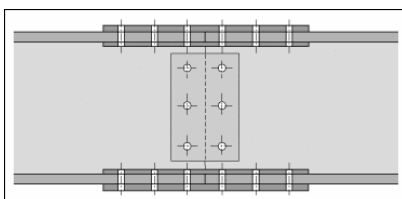
Eclisses en cornières boulonnées

Eclisse soudée et cornière boulonnée

Angle entièrement soudé

Plaque d'about

#### b. Encastrement Poutre / Poutre

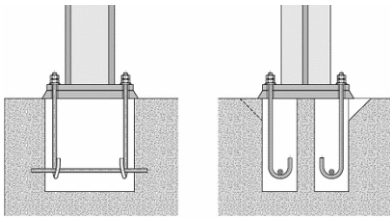


Assemblage de continuité boulonnée

Continuité des ailes assurée par des plaques et contreplaques boulonnées. La continuité des âmes est assurée par des plaques d'éclissage.

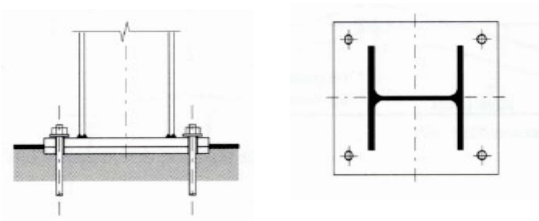


### c. Encastrement Pied de poteau.



Encastrement pied de poteau avec tige et clefs métalliques d'ancrage.

Les tiges sont placées avec la platine, puis scellées par le béton dans le massif de fondation.



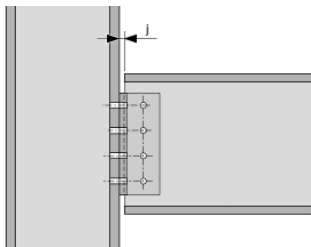
Plaque soudée au profilé et scellée au sol par goujons.

## V.4.2. Les articulations

L'articulation → C'est une liaison non rigide entre au moins deux éléments.

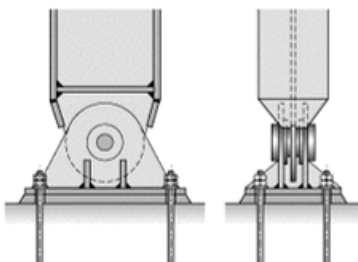
Seules les rotations autour de l'axe de l'articulation (plan) ou autour de son centre (espace) sont autorisées.

### a. Articulation Poteau / Poutre



Assemblage articulé, l'âme de la poutre est fixée au moyen d'une cornière à l'aile du poteau. Un jeu est laissé entre la poutre et le poteau afin de permettre un comportement correct de la structure.

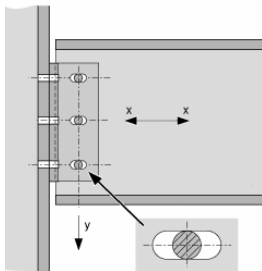
### b. Articulation en pied de poteau



Une cornière platine est pré-scellée dans le massif de fondation. La platine de poteau vient se fixer ensuite dessus.

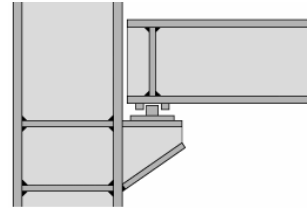
### V.4.3. Les appuis simples

Les liaisons ne permettent qu'une réaction perpendiculaire au plan de l'appui.



#### Appui simple :

Le déplacement de la poutre métallique est rendu possible grâce à ses ouvertures oblongues.

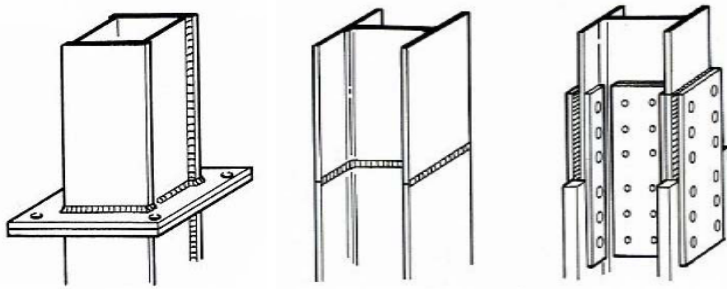


#### Appui simple sur console :

Des butées sont réglées pour limiter le déplacement horizontal.

### V.4.4. Les jonctions des poteaux

Quelques exemples de jonctions de poteaux.



#### Exemple de jonction entre les poteaux

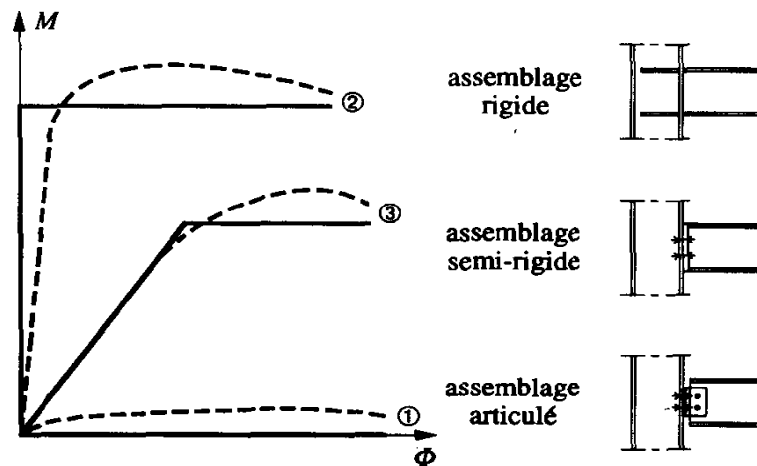
- 1 – Soudage bout à bout des tronçons
- 2 – Joint par éclisses boulonnées
- 3 – Joint par plaques d'extrémités soudées

### V.4.5. Rigidité des assemblages

En ce qui concerne les principes de dimensionnement des assemblages eux-mêmes, il est nécessaire de relever l'importance de certaines de leurs caractéristiques, à savoir :

- leur rigidité,
- leur résistance,
- leur capacité de rotation.

Ces différentes caractéristiques, influencent directement le comportement des assemblages. Ceci est illustré ci-dessous avec les relations de moments de flexion de trois types d'assemblages fléchis constituant une liaison poutre / poteau.



- La courbe ① de la figure concerne le cas d'un assemblage ne transmettant qu'un effort tranchant : il s'agit d'un assemblage articulé qui ne présente pas de rigidité à la flexion.
- La courbe ② correspond à un assemblage capable de transmettre un certain moment de flexion déjà pour une faible rotation : on parle alors d'assemblage rigide à cause de la rigidité à la flexion qu'il présente.
- Il existe aussi des assemblages moins rigides que celui de la courbe ② : on parle alors d'assemblages semi-rigides, dont le comportement illustré par la courbe ③ montre qu'une grande rotation est nécessaire pour atteindre le moment de flexion à transmettre.

La rigidité des assemblages a bien évidemment une influence sur la déformation d'une structure. Les assemblages doivent donc posséder une rigidité comparable à celle admise dans le calcul de la structure : il est donc particulièrement important que la modélisation des assemblages corresponde à leur comportement réel.

On relèvera que cette rigidité est influencée par les déformations des éléments minces comme les ailes des profilés ou les plaques frontales, les jeux des boulons ainsi que par les effets de levier.