

# Chapitre 6 : Flexion simple

Dr. BOUARICHA Leyla

Université Djilali Bounaama de Khemis Miliana

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Technologie

email : [l.bouaricha@univ-dbkm.dz](mailto:l.bouaricha@univ-dbkm.dz)

Juin 2022

2.0



# Table des matières

|   |           |
|---|-----------|
| <b>I - Objectifs</b>  | <b>3</b>  |
| <b>II - Pré-requis</b>  | <b>4</b>  |
| <b>III - Système isostatique, système hyperstatique, mécanisme</b>        | <b>5</b>  |
| <b>IV - Définitions</b>   | <b>6</b>  |
| <b>V - Efforts tranchants, moments fléchissants</b>                       | <b>7</b>  |
| <b>VI - Diagrammes des Efforts tranchants et des moments fléchissants</b> | <b>9</b>  |
| <b>VII - Relation entre moment fléchissant et effort tranchant</b>        | <b>11</b> |
| <b>VIII - Relation entre effort tranchant et chargement réparti</b>       | <b>12</b> |
| <b>IX - Déformée d'une poutre soumise à la flexion simple (flèche)</b>    | <b>14</b> |
| <b>X - Calcul des contraintes</b>   | <b>16</b> |
| 1. Cas de la flexion pure.....  | 16        |
| 2. Cas de la flexion simple .....   | 19        |

# Objectifs

---



- Déterminer la répartition des contraintes dans une section de poutre sollicitée à la flexion.
- Vérifier la condition de résistance pour une poutre sollicitée à la flexion.
- Dimensionner une poutre sollicitée à la flexion.

# Pré-requis

---



**Pour pouvoir suivre ce chapitre, l'étudiant a besoin d'avoir des connaissances sur :**

Torseur de cohésion.

Contrainte tangentielle.

# Système isostatique, système hyperstatique, mécanisme



Soit  $k$  le nombre d'équations d'équilibre (6 dans l'espace, 3 dans le plan). Soit  $r$  le nombre d'inconnues (résultantes de liaison et moments de liaison).

Si  $r = k$  : Les actions de liaison sont déterminées par les équations de la statique. La structure est dite isostatique (Fig. 6.1-a).

Si  $r > k$  : Le nombre d'équations d'équilibre est alors insuffisant à la détermination des actions de liaison inconnues. La structure est dite hyperstatique de degré  $r - k$  (Fig. 6.1-b).

Si  $r < k$  : l'équilibre est impossible en général. Le système est hypostatique (mécanisme). L'étude des mécanismes déborde du cadre de la résistance des matériaux (Fig. 6.1-c).



Poutres Isostatiques

(a)



Poutres hyperstatiques

(b)



Mécanismes

Fig. 6.1- Exemples de Poutres : (a) isostatiques, (b) hyperstatiques, (c) mécanismes.

# Définitions

- Une poutre est soumise à la flexion lorsque les forces qui lui sont appliquées tendent à faire varier sa courbure (Fig. 6.2).

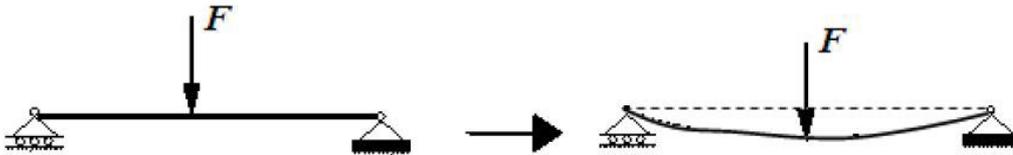


Fig. 6.2- Courbure d'une poutre.

- On entend par flexion simple un mode de sollicitation tel que dans les sections droites de la poutre il existe deux composantes des efforts intérieurs : le moment fléchissant  $M_{fZ}$  (ou  $M_{fY}$ ) et l'effort tranchant  $T_Y$  (ou  $T_Z$ ).

La flexion est aussi dite simple, lorsque la poutre possède un plan de symétrie et que les forces fléchissantes agissent dans ce plan, perpendiculairement au grand axe de la poutre (Fig. 6.3).

Nous nous limiterons dans ce cours à l'étude de la flexion des poutres droites isostatiques, c'est-à-dire celles pour lesquelles les équations d'équilibre suffisent à la détermination des actions de liaison. Nous nous limiterons également aux poutres dont le plan de symétrie est vertical ( $Gxy$ ).

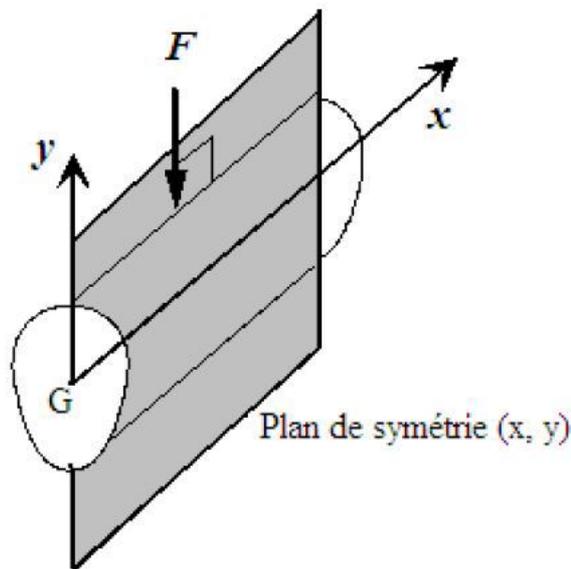


Fig. 6.3- poutre en flexion simple.

## • Hypothèses

Les déformations sont élastiques et suffisamment petites pour ne pas modifier l'intensité des forces ni leurs distances respectives.

b) Toute fibre contenue dans un plan de symétrie demeure dans ce plan pendant la déformation.

c) Hypothèse de Navier-Bernoulli(1705): les sections droites de la poutre demeurent planes et perpendiculaires à l'axe de celle-ci après déformation.

# Efforts tranchants, moments fléchissants



Soit la poutre ci-dessous soumise à la flexion simple. Imaginons une coupure en un point C qui divise la poutre en deux parties notées gauche et droite. Chacune de ces deux parties est en équilibre sous l'action des efforts extérieurs qu'elle reçoit et sous l'action des effets de l'autre partie (efforts intérieurs).

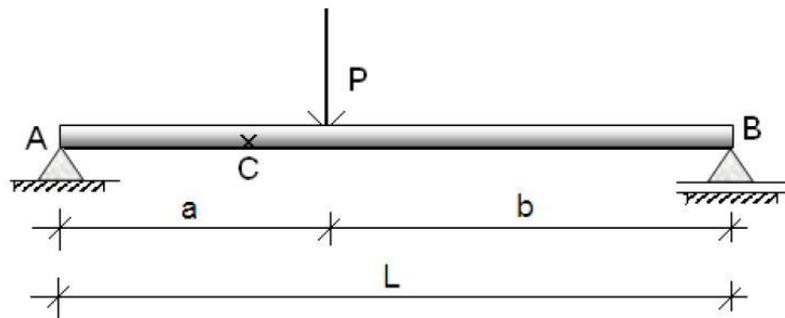


Fig. 6.4- Exemple illustratif d'une poutre sollicitée en flexion simple.

Chacune des deux parties agit sur l'autre de sorte que :

- Tous les mouvements horizontaux, verticaux et de rotation d'une partie par rapport à l'autre sont nuls.
- Chaque partie est en équilibre

Pour qu'il y ait concordance en signe entre les deux parties, on utilise la convention de signe montrée sur la figure (6.5).

L'effort tranchant  $T(x)$  dans une section d'abscisse  $x$ , séparant la poutre orientée en une partie gauche et une partie droite, est la résultante des forces extérieures s'exerçant sur la partie gauche.

Le moment fléchissant  $M(x)$  dans une section d'abscisse  $x$ , séparant la poutre orientée en une partie gauche et une partie droite, est la somme des moments extérieurs (dus aux couples concentrés et aux efforts d'action et de réaction) s'exerçant sur la partie gauche.

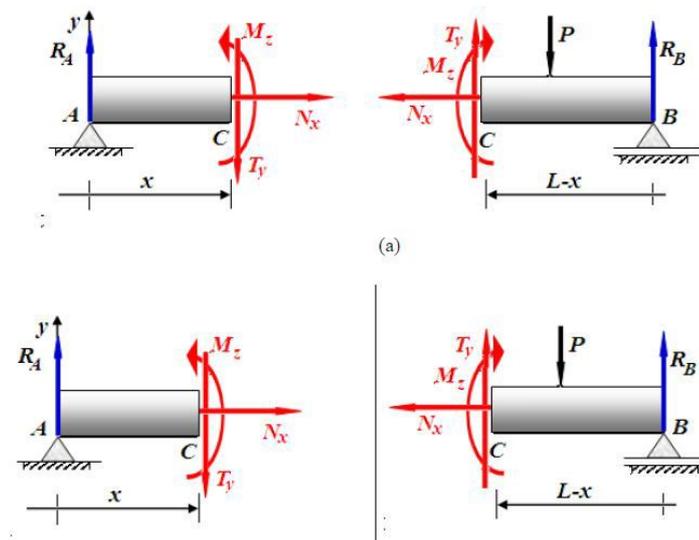


Fig. 6.5 - Conventions de signe.

- $\Sigma F_x = 0 \Rightarrow N = 0$
- $\Sigma F_y = 0 \Rightarrow T_Y = Pb/L$
- $\Sigma M/C = 0 \Rightarrow M_Z = (Pb/L).x$

- $\Sigma F_x = 0 \Rightarrow N = 0$
- $\Sigma F_y = 0 \Rightarrow T_Y = P - Pa/L$   
 $\Rightarrow T_Y = Pb/L$
- $\Sigma M/C = 0 \Rightarrow M_Z = (Pa/L).(L-x)$   
 $- p(L-x-b)$   
 $\Rightarrow M_Z = (Pb/L).x$

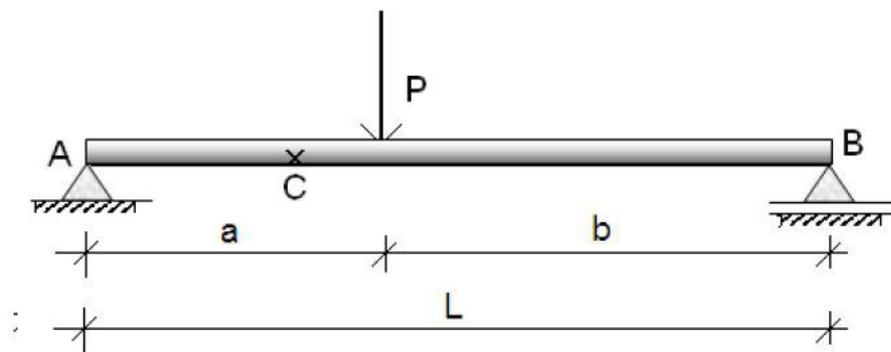
# Diagrammes des Efforts tranchants et des moments fléchissants



Le diagramme des efforts tranchants est la courbe représentative de la fonction  $T(x)$  et le diagramme des moments fléchissants est la courbe représentative de la fonction  $M(x)$ , où  $x$  est l'abscisse de la poutre de l'une de ses extrémités.

## ? Exemple

Exprimer et tracer la variation de l'effort tranchant et le moment fléchissant le long de la poutre schématisée par la figure ci-dessous.



### • Solution

Supposons que la poutre soit coupée au point C (1<sup>ère</sup> partie) puis au point D (2<sup>ème</sup> partie).

1<sup>ère</sup> partie :  $0 \leq x \leq a$

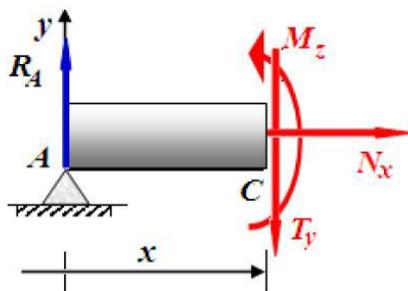


Fig. E6.1-b

- $\sum F_x = 0 \Rightarrow N = 0$
- $\sum F_y = 0 \Rightarrow T_y = Pb/L$
- $\sum M/C = 0 \Rightarrow M_z = (Pb/L) \cdot x$   
 $M_z(x=0) = 0$   
 $M_z(x=a) = Pab/L$

2<sup>ème</sup> partie :  $a \leq x \leq L$

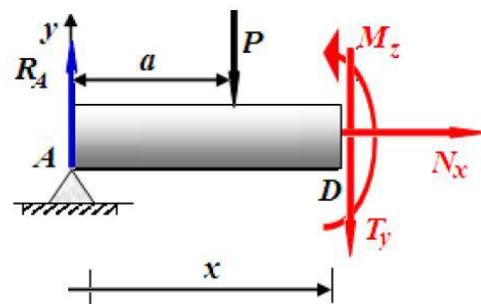


Fig. E6.1-c

- $\sum F_x = 0 \Rightarrow N = 0$
- $\sum F_y = 0 \Rightarrow T_y = -Pa/L$
- $\sum M/C = 0 \Rightarrow M_z = (Pa/L) \cdot (L-x)$   
 $M_z(x=a) = Pab/L$   
 $M_z(x=L) = 0$

Ayant obtenu les expressions des efforts tranchants et moments fléchissants pour chacune des deux parties, traçons leurs variations le long de la poutre comme montrées par la figure ci-dessous.

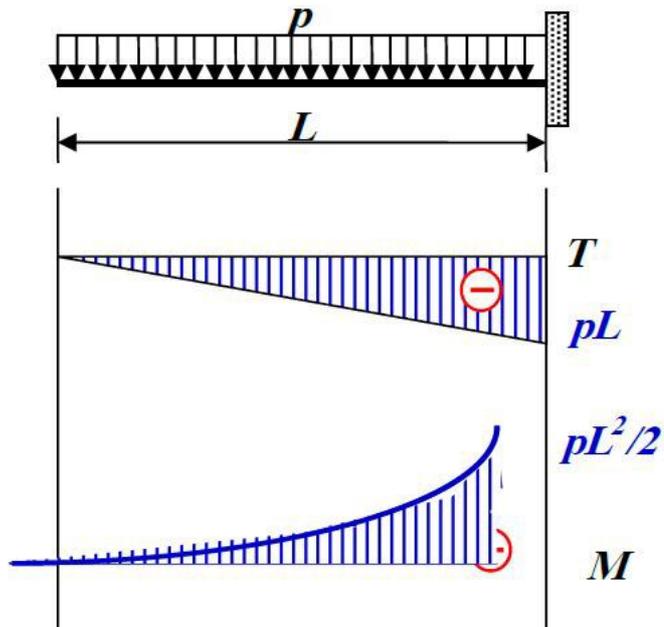


Fig. E6.2-b

# Relation entre moment fléchissant et effort tranchant



Considérons un élément de poutre pris entre deux sections ( $\Sigma$ ) et ( $\Sigma'$ ) infiniment voisines, distantes de  $dx$  (Fig. 6.6).

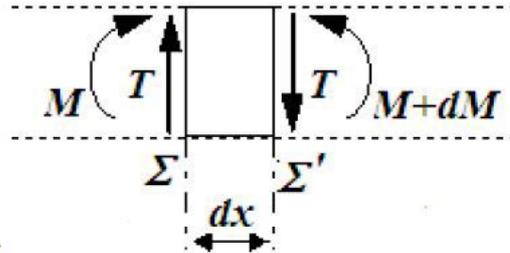


Fig.6.6 - Élément de poutre isolé non chargé.

L'influence de la partie gauche sur l'élément est représentée par  $T$  et  $M$ .

L'influence de la partie droite sur l'élément est représentée par  $T'$  et  $M'$ .

Si aucun effort ne s'exerce sur la poutre entre les sections ( $\Sigma$ ) et ( $\Sigma'$ ), les efforts tranchants de ces deux sections sont égaux ( $T' = T$ ). Par contre les moments fléchissants  $M$  et  $M'$  ( $M'=M+dM$ ) diffèrent. L'équilibre de l'élément s'écrit:

$$M + T dx - M - dM = 0$$

$$\frac{dM}{dx} = T \quad (6.1)$$

Ainsi, sur toute portion de poutre comprise entre des charges, l'effort tranchant est la dérivée par rapport à l'abscisse  $x$  du moment fléchissant.

# Relation entre effort tranchant et chargement réparti



Considérons le cas où une charge répartie, d'intensité  $p$ , s'exerce entre les sections ( $\Sigma$ ) et ( $\Sigma'$ ) (Fig. 6.7). La charge totale appliquée sur l'élément est  $p dx$ .

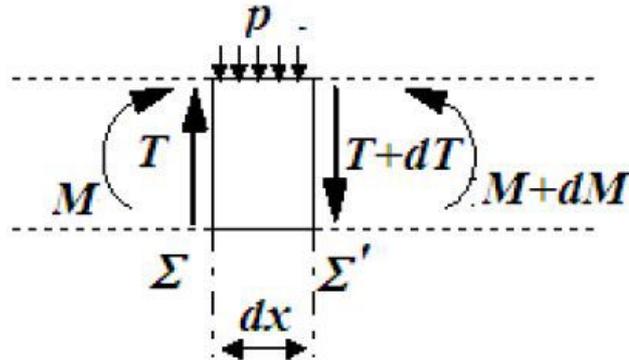


Fig.6.7 - Élément de poutre isolé chargé par une force uniformément répartie.

L'équilibre des forces sur l'élément mène à :

$$T - p dx - T - dT = 0$$

Ce qui veut dire que :

$$\frac{dT}{dx} = -p \quad (6.2)$$

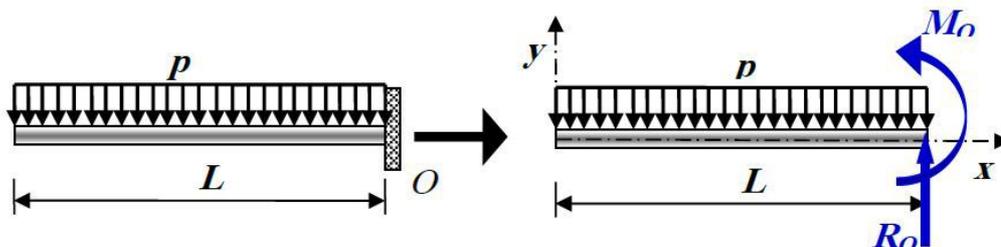
L'équilibre des moments donne :

$$M + T dx - p dx dx/2 - M - dM = 0$$

En négligeant le terme du second ordre ( $p (dx)^2 / 2$ ), il reste  $T = dM/dx$ . Ce qui veut dire que la relation entre l'effort tranchant et le moment fléchissant reste valable au premier ordre.

## ? Exemple

Pour la poutre console schématisée par la figure ci-dessous, exprimer et tracer la variation de l'effort tranchant et le moment fléchissant le long de la poutre.



## • Solution

On a, pour  $0 \leq x \leq L$  :

$$T(x) = -p \cdot (x)$$

$$M(x) = -\frac{p \cdot (x)^2}{2}$$

Ces expressions montrent la variation de l'effort tranchant et du moment fléchissant en fonction de l'abscisse  $x$ . Leurs tracés sont montrés sur la figure E6.2-b.

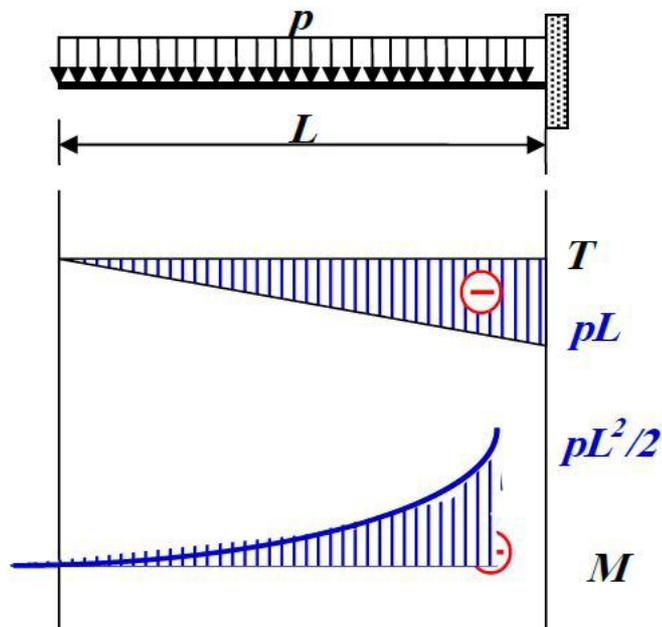


Fig. E6.2-b

 Remarque

Lorsqu'une charge concentrée s'exerce entre  $(\Sigma)$  et  $(\Sigma')$  (Fig. 6.8), l'équilibre s'écrit:

$$T' = T - F$$

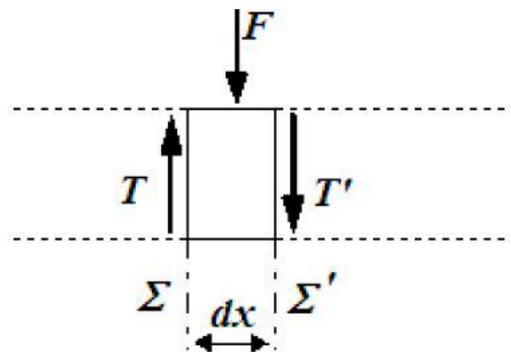


Fig.6.8 - Élément de poutre isolé chargé par une force concentrée.

L'effort tranchant varie d'une quantité  $F$  lorsqu'on dépasse le point d'application de la charge. En ce point, la pente du moment fléchissant ( $dM/dx$ ) varie brusquement (point anguleux).

# Déformée d'une poutre soumise à la flexion simple (flèche)



Sous l'effet des sollicitations auxquelles elle est soumise, une poutre se déforme. On désigne par flèche à l'abscisse  $x$ , le déplacement du centre de gravité de la section correspondant à cette abscisse. Elle est comptée positivement si le déplacement s'effectue vers le bas. Le nouveau lieu des centres de gravité de toutes les sections de la poutre prend le nom de déformée (Fig. 6.9).

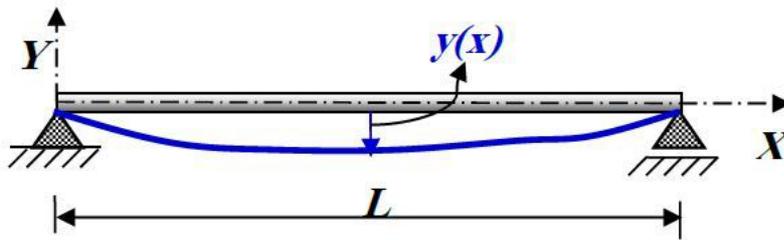


Fig.6.9 - Poutre déformée.

On admet la relation suivante qui permet le calcul de la déformée

$$y''(x) = \frac{M(x)}{EI} \quad (6.3)$$

$y''(x)$  est la dérivée seconde de la flèche par rapport à  $x$

$M(x)$ , le moment fléchissant à la section d'abscisse  $x$ .

$E$ , le module d'élasticité longitudinale (module d'Young).

$I$ , le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe  $\Delta$  passant par le centre de gravité et perpendiculaire au plan moyen de la poutre. La figure (6.10) montre des expressions du moment d'inertie central pour des sections usuelles.

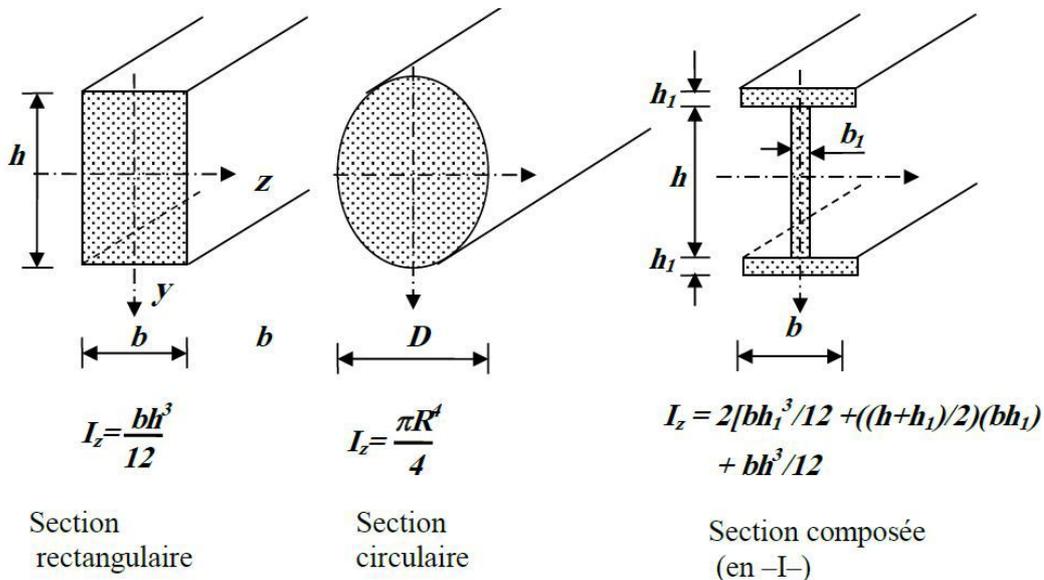


Fig.6.10 - Exemples de sections usuelles.

Pour avoir la flèche  $y$  (ou  $v$ ), il faut donc intégrer cette équation deux fois, d'où l'obtention d'une équation fonction de deux constantes que l'on obtient par les conditions aux limites. Celles-ci s'écrivent, généralement :

- Pour un appui :  $y = 0$
- Pour un encastrement :  $y = 0$  et  $y' = 0$  (formules de Bresse)



# Calcul des contraintes

## 1. Cas de la flexion pure

On dit qu'une poutre est sollicitée en flexion pure si toutes les composantes des efforts intérieurs sont nulles à l'exception du moment fléchissant ( $M_{fz}$  or  $M_{fy} \neq 0$ ) (Fig. 6.11). Autrement dit le moment fléchissant est constant,

### • Exemples de poutres en flexion pure

? Exemple

Les figures (6.12-a) et (6.12-b) schématisent une poutre et un tronçon de poutre, respectivement, soumis à la flexion pure.

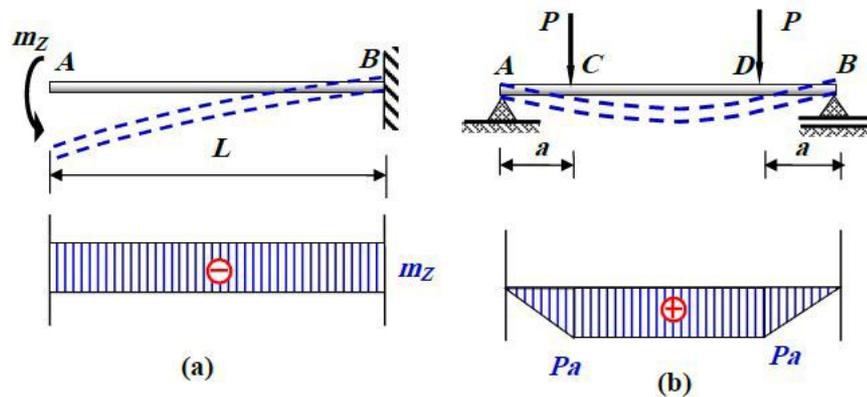


Fig. 6.11 - Illustration de la flexion pure : (a) poutre en flexion pure, (b) tronçon de poutre en flexion pure.

Pour un point P quelconque, selon l'hypothèse de Bernouilli, on peut écrire:

$$\sigma_x(y) = \frac{M_z}{I_z} y \quad (6.4)$$

Avec

$$I_z = \int_s y^2 dS \quad (6.5)$$

$y_p$  est la distance à l'axe et  $I_z$  le moment d'inertie par rapport à l'axe de flexion

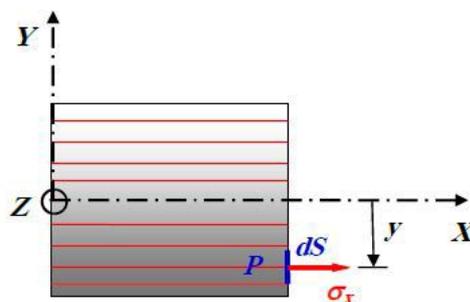


Fig.6.12- Contrainte dans une fibre déformée.

### • Dimensionnement

Pour dimensionner la poutre on peut utiliser deux types de critères :

- un critère en contrainte normale (condition de résistance)
- un critère sur la flèche maximale (condition de rigidité)

Le critère sur la flèche maximale, traduit le fait que la flèche maximale  $v(P)$  en un point P doit rester inférieure à une valeur donnée dépendante des conditions d'utilisation :

$$\text{Max}(v(P)) \leq [v] \quad (6.6)$$

Pour les poutres ordinaires, la valeur de la flèche admissible est de l'ordre de :

$$[v] = [f] = L/100, L/1000$$

Où L est la longueur de la poutre. On pourrait aussi imaginer un critère de rotation maximale de la section droite.

1- Pour les poutres rigides,  $c \text{ à } d \ll L/100$ , la grandeur  $u$  est très petite devant  $v$  (Fig. 6.13), d'où on néglige son influence sur la déformation de la poutre et on ne tient compte que des deux composantes  $v$  et  $\phi_z$

2- Puisque pour les poutres rigides  $j_z$  est petite ( $\phi_z < 1^\circ$ ), on admet que:

$$\phi_z \approx \text{tg } \phi_z$$

D'autre part, on sait que, mathématiquement,  $\phi_z = dv/dx$ , d'où:

$$\phi_z = dv / dx \quad (6.7)$$

Ainsi, la déformation de la poutre fléchie est caractérisée par les composantes  $v$  et  $\phi_z$  tel que :

$$\text{Max}|\phi_z| \leq [\phi] \quad (6.8)$$

### • Dimensionnement à la condition de résistance

Le dimensionnement d'une poutre fléchie à la condition de résistance passe par les étapes suivantes :

- 1- Tracé du diagramme de  $M_f$  ( $M_z$  ou  $M_y$ ) le long de la poutre,
- 2- Détermination de la section dangereuse à partir du diagramme de  $M_f$ ,
- 3- Calcul de la contrainte maximale  $\sigma_{\text{max}}$ , c'est-à-dire la contrainte au niveau du point dangereux le long de la section transversale de la poutre,
- 4- Satisfaction de la condition de résistance qui s'écrit selon la méthode des contraintes admissibles comme suit:

$$\sigma_{\text{max}} \leq [\sigma] \quad (6.9)$$

$\sigma_{\text{max}}$  est obtenue en analysant la variation de  $s_x$  dans une section dangereuse de la poutre. Dans ce cas  $M_z$  et  $I_z$  sont constants et  $\sigma_x$  dépend linéairement de la coordonnée  $y$  (Fig. 6.14).

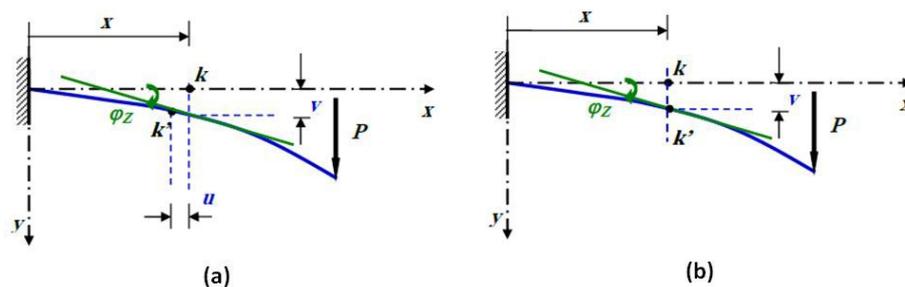


Fig.6.13- Déformations dans une poutre fléchie.

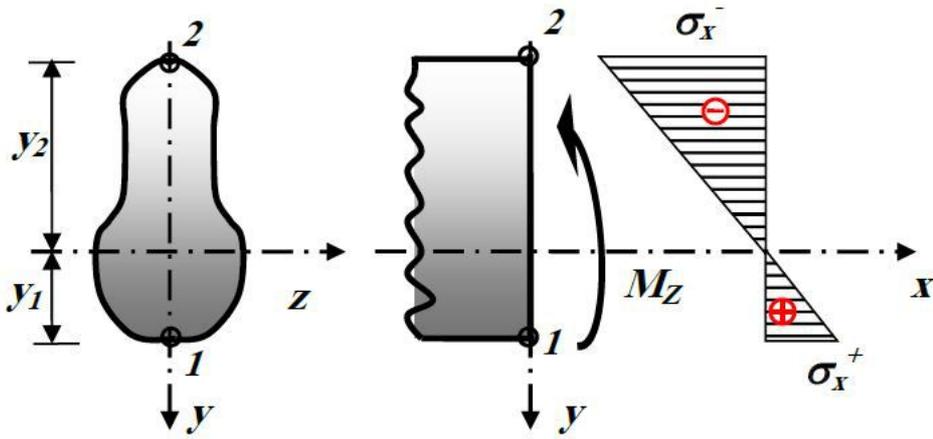


Fig.6.14- Distribution des contraintes dans une section d'une poutre en flexion pure.

- $\sigma_x = 0$  pour les points correspondant à l'axe z (l'axe neutre)
- Les valeurs maximales de  $\sigma_x$  correspondent aux points les plus éloignés de l'axe neutre (les points 1 et 2)

De l'équation  $\sigma_x(y) = (M_Z / I_Z) \cdot y$  (équation de Navier), on obtient:

$$\sigma_{xmax}^{(1)} = M_Z^{max} / W_Z^{(1)} , W_Z^{(1)} = I_Z / y_1 = W_Z^{(t)} \tag{6.10-a}$$

$$\sigma_{xmax}^{(2)} = M_Z^{max} / W_Z^{(2)} , W_Z^{(2)} = I_Z / y_2 = W_Z^{(c)} \tag{6.10-b}$$

Où  $W_Z^{(t)}$  et  $W_Z^{(c)}$  sont les modules de flexion ou de résistance, calculés pour le point le plus tendu (point 1) et le point le plus comprimé (point 2), respectivement.

D'où, les conditions de résistance :

$$\sigma_{xmax}^{(+)} = M_Z^{max} / W_Z^{(t)} \leq [\sigma]^+ \tag{6.11-a}$$

$$\sigma_{xmax}^{(-)} = M_Z^{max} / W_Z^{(c)} \leq [\sigma]^- \tag{6.11-b}$$

Pour la majorité des poutres utilisées en construction :

$$W_Z^{(t)} = W_Z^{(c)}$$

et

$$\sigma_{xmax}^{(+)} = \sigma_{xmax}^{(-)}$$

Alors les conditions de résistance ci-dessus peuvent être exprimées sous la forme :

$$\sigma_{xmax} = M_Z^{max} / W_Z \leq [\sigma] \tag{6.12}$$

**Remarque**

a) Si  $|W_Z^{(t)}| = |W_Z^{(c)}|$  mais  $[\sigma]^+ \neq [\sigma]^-$ , on peut utiliser la dernière condition de résistance en prenant pour  $[\sigma]$  la valeur minimale (en module) entre  $[\sigma]^+$  et  $[\sigma]^-$ .

b) Si  $[\sigma]^+ = [\sigma]^-$  mais  $|W_Z^{(t)}| \neq |W_Z^{(c)}|$ , on peut utiliser la dernière condition de résistance en prenant pour  $W_Z$  la valeur minimale (en module) entre  $W_Z^{(t)}$  et  $W_Z^{(c)}$ .

Notons qu'il existe d'autres méthodes de calcul des poutres à la résistance telle que la méthode des états limites.

## 2. Cas de la flexion simple

Pour le cas de la flexion simple, en plus du moment fléchissant qui est variable dans ce cas il existe la composante de l'effort tranchant  $T$ , c'est-à-dire en plus de la contrainte normale  $s$  on a une contrainte tangentielle  $t$ .

La contrainte normale s'exprime par l'équation précédente (6.4) de Navier (cas de la flexion pure). La contrainte tangentielle  $\tau_{xy}$  est donnée par l'équation de Jouravsky:

$$\tau_{xy} = \frac{T_y \cdot S_{Iz}(y)}{I_z \cdot b(y)} \quad (6.13)$$

Avec

$$S_{Iz}(y) = \int_{S_I} y dS$$

Est le moment statique de la surface située au-dessus de la coordonnée  $y$  et par rapport à l'axe  $z$  (l'axe 3 sur la figure 6.15).

La quantité  $b(y)$  est la largeur de la fibre étudiée correspondant à la coordonnée  $y$ .

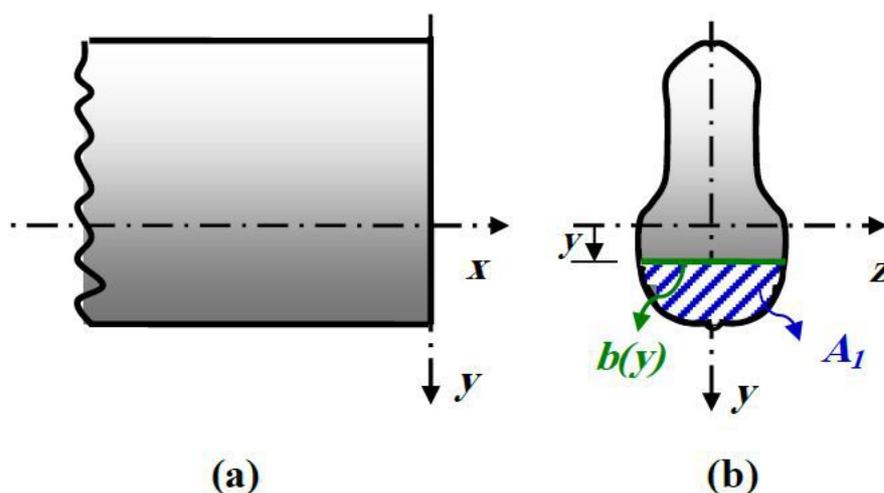


Fig.6.15- Tronçon de poutre non chargé longitudinal (a), transversal (b).

### Remarque

- Dans le cas de la figure ci-dessus ( $S_{Iz}(y)$  positif), le signe de  $\tau_{xy}$  dépend uniquement du signe de  $T_y$ .
- $\tau_{xy}$  varie le long de la hauteur de la section en fonction de  $S_{Iz}(y)$  et  $b(y)$ . Pour les points les plus éloignés de l'axe neutre  $\tau_{xy} = 0$ .

Pour trouver la valeur maximale de  $\tau_{xy}$  il faut (dans le cas général) analyser le digramme respectif de  $\tau_{xy}$ . Notons que pour la majorité des poutres utilisées en construction (section symétrique par rapport à l'axe  $z$ ),  $\tau_{xy}^{max}$  a lieu au niveau de la fibre neutre. Cependant, il y a des exemples où  $\tau_{xy}$  est maximale pour une des autres fibres (Fig. 6.16).

Pour les sections ordinaires, il est commode de déterminer  $\tau_{xy}^{max}$  à l'aide de l'expression :

$$\tau_{xy}^{max} = K \frac{T_y}{S} \quad (6.14)$$

Où  $S$  est l'aire de la section et  $K$  un coefficient dépendant de la forme de la section (Tableau 6.1).

| Forme de la section | Rectangulaire | Ronde | Triangulaire |
|---------------------|---------------|-------|--------------|
| Coefficient $K$     | $3/2$         | $4/3$ | $3/2$        |

Tableau 6.1- Exemples de valeurs du coefficient de forme  $K$ .

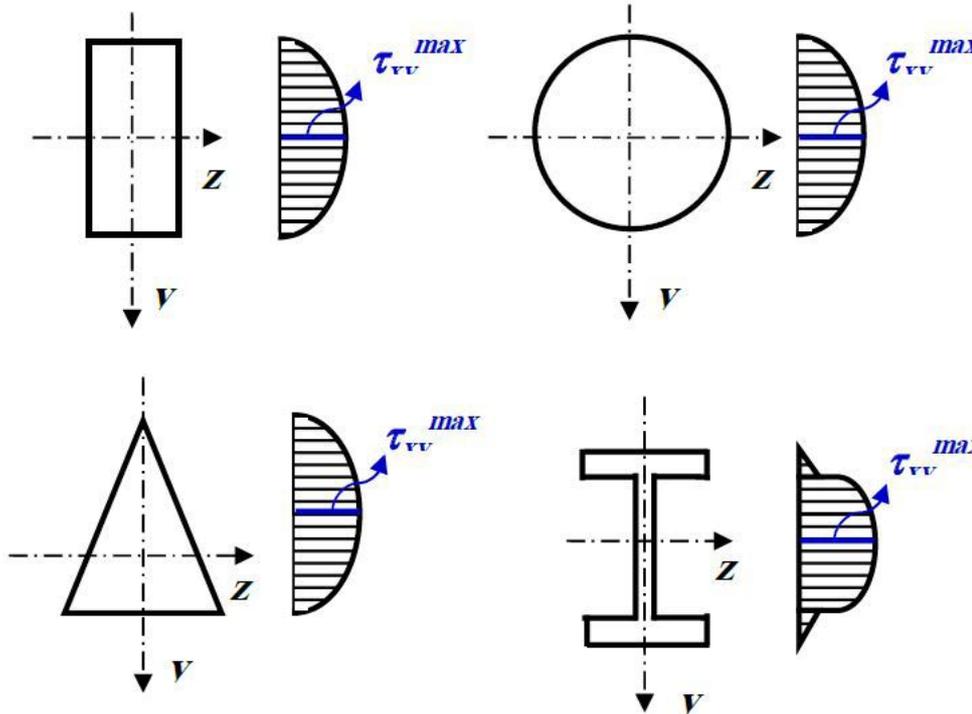


Fig.6.16- Exemples de distribution des contraintes tangentielles dans une section de poutre en flexion simple.

**• Dimensionnement**

Pour dimensionner la poutre on utilise un critère en contrainte ou en flèche maximale comme dans le cas de la flexion pure.

**• Dimensionnement à la condition de résistance**

Le calcul à la résistance se fait comme dans le cas de la flexion simple (détermination des sections dangereuses et des points dangereux, satisfaction des conditions de résistances).

Pour la sélection des sections dangereuses, on distingue, généralement, trois cas:

- Si  $M_z$  et  $T_y$  ont des valeurs maximales dans la même section le long de la poutre, cette section est considérée dangereuse et on y effectue le calcul à la résistance.
- Si  $M_z$  et  $T_y$  ont des valeurs maximales dans des sections différentes le long de la poutre, on y effectue le calcul à la résistance dans chacune de celles-ci.
- Parfois, les sections sont dangereuses sans que les efforts y aient des valeurs maximales. Donc, on doit y effectuer un calcul à la résistance.

Pour la satisfaction des conditions de résistances, on doit considérer les cas suivants :

1- Composer une condition de résistance pour le point où  $\sigma_x$  est maximale, dans une section où  $M_z$  est maximal. En ce point  $\tau_{xy}$  est généralement nul. La condition de résistance pour ce point s'écrit:

$$\sigma_x^{max} \leq [\sigma]$$

2- Composer une condition de résistance pour le point où  $\tau_{xy}$  est maximale. Si la section est symétrique par rapport à l'axe  $z$ ,  $\tau_{xy}^{max}$  correspond habituellement à l'axe neutre où  $s_x = 0$  (Fig. 6.17). La condition de résistance pour ce point (dans une section où  $T_y$  est maximale) s'écrit :

$$\tau_{xy}^{max} \leq [\tau]$$

3- Si  $\tau_{xy}$  est maximale dans le point qui ne correspond pas à l'axe neutre et où  $\sigma_x \neq 0$  (Fig. 6.17), une satisfaction de la condition de résistance pour ce point doit se faire dans le cadre des théories de résistance (ç-à-d selon un critère de résistance). On utilise habituellement, en flexion plane, le critère de la contrainte tangentielle maximal (critère de Coulomb) ou le critère de l'énergie potentielle de déformation qui ont, respectivement, les deux expressions suivantes :

$$\sigma_{Eq} = \sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau_{xy}^2} \quad (6.15-a)$$

$$\sigma_{Eq} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} \quad (6.15-b)$$

Et la condition de résistance est:

$$\sigma_{Eq} \leq [\sigma] \quad (6.16)$$

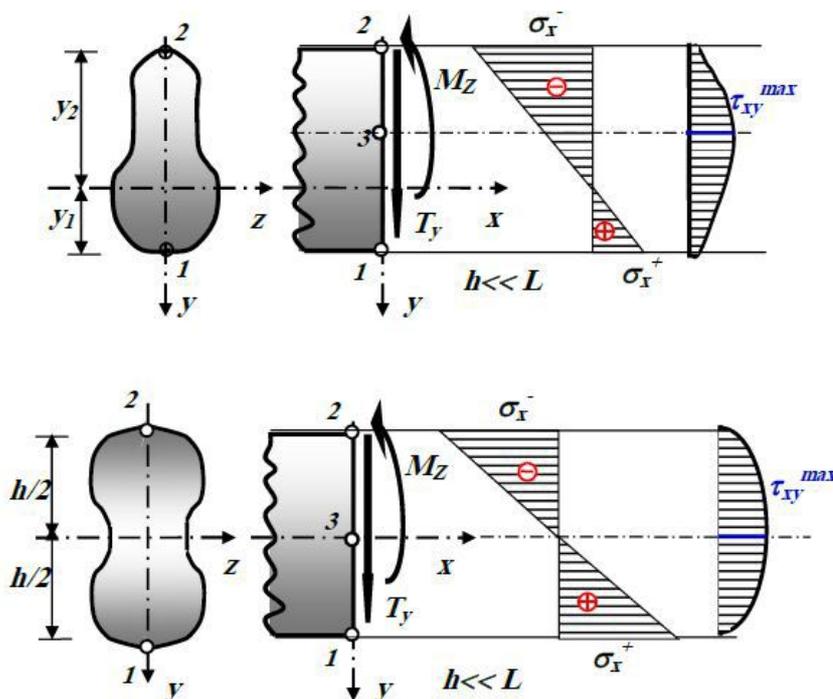


Fig.6.17 - Distribution des contraintes dans une section de poutre en flexion simple.

### ? Exemple

Calculer les contraintes normale et tangentielle maximales pour une poutre ayant une section transversale rectangulaire.

## • Solution

$$\sigma_x = \frac{M_z}{I_z} y \Rightarrow \begin{cases} \sigma_x^{max-} = \frac{M_z}{I_z / y_{max}^-} = \frac{M_z}{W_Z^{min-}} \\ \sigma_x^{max+} = \frac{M_z}{I_z / y_{max}^+} = \frac{M_z}{W_Z^{min+}} \end{cases}$$

$$\tau_{xy} = \frac{T_y}{I_z} \frac{1}{2} \left( \left( \frac{h}{2} \right)^2 - y^2 \right) \Rightarrow \tau_{xy}^{max} = \frac{3}{2} \frac{T_y}{S} = K \frac{T_y}{S}; \quad K = \frac{3}{2}$$

Sur la figure (E6.3) on trace la distribution des contraintes normale et tangentielle le long de la section transversale de la poutre.

