



ECOLE
POLYTECHNIQUE
DE BRUXELLES

UNIVERSITÉ LIBRE DE BRUXELLES

SYNTHÈSE

Résistance des matériaux CNST-H-300

Auteur :
Nicolas ENGLEBERT

Professeur :
Guy WARZEE

Année 2015 - 2016

Appel à contribution

Synthèse OpenSource



Ce document est grandement inspiré de l'excellent cours donné par Guy Warzee à l'EPB (École Polytechnique de Bruxelles), faculté de l'ULB (Université Libre de Bruxelles). Il est écrit par les auteurs susnommés avec l'aide de tous les autres étudiants et votre aide est la bienvenue ! En effet, il y a toujours moyen de l'améliorer surtout

que si le cours change, la synthèse doit être changée en conséquence. On peut retrouver le code source à l'adresse suivante

<https://github.com/nenglebert/Syntheses>

Pour contribuer à cette synthèse, il vous suffira de créer un compte sur *Github.com*. De légères modifications (petites coquilles, orthographe, ...) peuvent directement être faites sur le site ! Vous avez vu une petite faute ? Si oui, la corriger de cette façon ne prendra que quelques secondes, une bonne raison de le faire !

Pour de plus longues modifications, il est intéressant de disposer des fichiers : il vous faudra pour cela installer \LaTeX , mais aussi *git*. Si cela pose problème, nous sommes évidemment ouverts à des contributeurs envoyant leur changement par mail ou n'importe quel autre moyen.

Le lien donné ci-dessus contient aussi le README contient de plus amples informations, vous êtes invités à le lire si vous voulez faire avancer ce projet !

Licence Creative Commons

Le contenu de ce document est sous la licence Creative Commons : *Attribution-NonCommercial-ShareAlike 4.0 International (CC BY-NC-SA 4.0)*. Celle-ci vous autorise à l'exploiter pleinement, compte- tenu de trois choses :



1. *Attribution* ; si vous utilisez/modifiez ce document vous devez signaler le(s) nom(s) de(s) auteur(s).
2. *Non Commercial* ; interdiction de tirer un profit commercial de l'œuvre sans autorisation de l'auteur
3. *Share alike* ; partage de l'œuvre, avec obligation de rediffuser selon la même licence ou une licence similaire

Si vous voulez en savoir plus sur cette licence :

<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/>

Merci !

Chapitre 1

Introduction

1.1 Éléments structuraux

Afin de décrire les différents éléments, on va baser nos hypothèses simplificatrices sur une cinématique (déplacement) simplifiée et liées aux caractéristiques géométriques. On classera ensuite les différentes structures en :

- *Solides 3D*

Il n'existe pas de simplifications "directe", si les dimensions de l'objet sont similaires dans les trois directions. Les suivants • possèdent des simplifications car une dimension, appelée **épaisseur** est plus petite que les autres.

- *Plaques et coques* (minces ou épaisses)

Si la structure est **plane**, on aura la subdivision suivante

- Si les efforts sont tous dans le plan : **membrane** ; si l'on a de la *tension*.
- Si les efforts sont tous hors plan : **plaque** ; si l'on a *flexion* et *cisaillement*
- Si les efforts dans le plan et hors plan : **coque plane** ; si l'on a *tension*, *flexion* et *cisaillement*

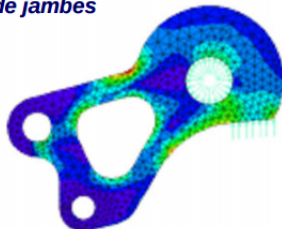
On remarque que dès qu'il y a flexion, il y a cisaillement et si en plus on rajoute de la flexion on a une coque plane, par exemple une voile.

- *Membranes* (états plans, état axisymétrique) Si la structure est **courbe**, on aura la subdivision suivante

- **Membrane**
- **Coque**

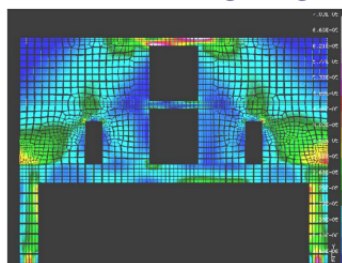
PLAQUE

support de prothèses
de jambes



MEMBRANE

Wiltcher - hôtel Steigenberger



COQUE

réfrigérant de Chooz



FIGURE 1.1 – Exemples

- *Poutres, arcs (minces ou épais), barres et câbles*

Si la structure est **rectiligne** :

- Si les efforts sont uniquement selon l'axe : **barre** ; si l'on a un effort *normal*, de *flexion* et de *cisaillement*
- Si les efforts sont uniquement hors axe : **poutre** ; si l'on a un effort de *compression* et de *traction*
- **cable** ; si l'on a un effort uniquement dans l'axe sans résistance à la compression ; *traction*

Si la structure est **courbe** :

- **Arc** : *flexion + tension + cisaillement*

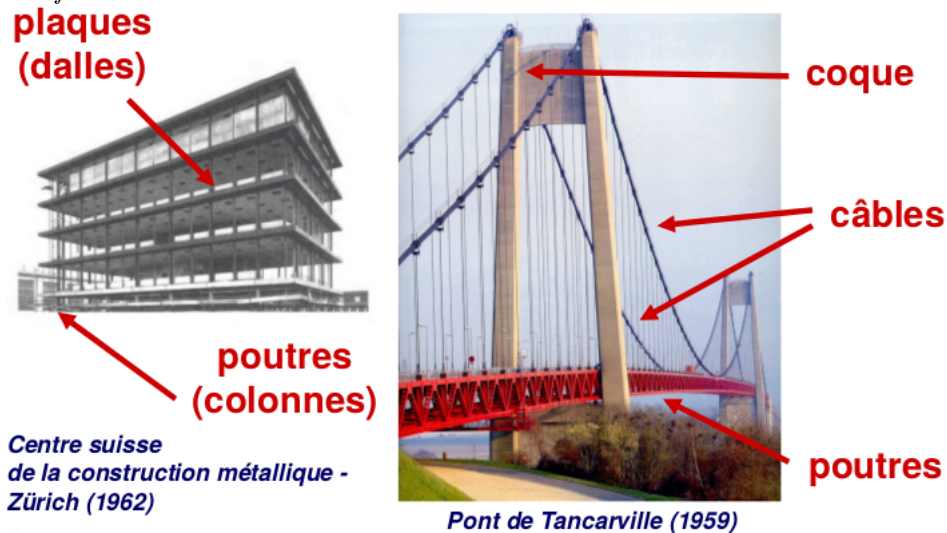


FIGURE 1.2 – Exemples

1.2 Principe de Barré de Saint-Venant

Si l'on considère une section **éloignée** des points d'application des forces, les contraintes ne sont fonction que de la résultante et du moment résultant du système de ces forces.

La conséquence - que l'on appliquera toujours - est la suivante :

A retenir : Si on ne s'intéresse pas à la zone proche ^a des forces, on peut remplacer celles-ci par leur résultante et leurs moments résultants

^a. A moins de deux fois la plus grande dimension transversale.

Chapitre 2

Appuis, représentation et démarches

2.1 Appuis et liaisons

2.1.1 Appuis usuels

Les trois appuis usuels sont ceux découverts au cours de *Mécanique rationnelle I*, à savoir l'appui à dilatation (rouleau), l'articulation et l'encastrement.

Appuie à dilatation : rouleau

Le *rouleau* permet le déplacement dans une direction ainsi que la rotation. Ce genre d'appui est fréquent sous les ponts, souvent de chemins de fer. En 2D, il possède une unique réaction de liaison, les deux autres "mouvements" étant libres.

Articulation

L'*articulation* permet la rotation mais sans déplacement. Il possède deux réactions de liaisons, bloquant le déplacement.

Encastrement

L'*encastrement* ne permet ni le déplacement, ni la liaison. En bref, plus rien ne bouge : il possède dès lors trois réactions de liaisons associée. Une éolienne plantée est un bel encastrement.

2.1.2 Appui déformable et élastique

Appui déformable

Par définition, il s'agit d'un appui subissant un déplacement **dépendant** de la valeur de la réaction de liaison reprise.

Plus francisé, il s'agit d'un appui qui tolère un déplacement et ce dernier dépend de l'appui. La force d'Archimède est le plus bel exemple.

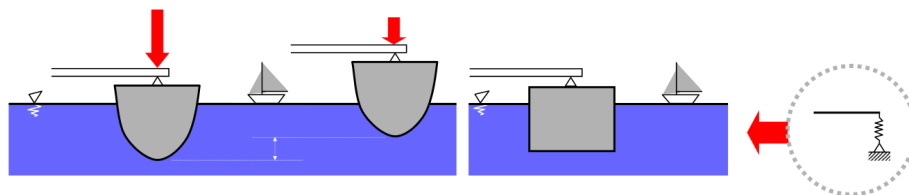


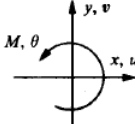
FIGURE 2.1 – Appui déformable (gauche) et élastique (droite)

Appuie élastique

Par définition, si le déplacement est **proportionnel** à la réaction de liaison l'appui est dit élastique. On représente ce bo-goss d'appui par un ressort.

De par ces deux définition, en en déduit que tout appui élastique est forcément déformable, mais pas l'inverse !

Pour bien finir la section, voici un petit tableau récapitulatif (en 2D !) :



	Rouleau			Articulation			Encastrement		
Grandeur cinématique	$u \neq 0$	$v = 0$	$\theta \neq 0$	$u = 0$	$v = 0$	$\theta \neq 0$	$u = 0$	$v = 0$	$\theta = 0$
Grandeur statique	$A_x = 0$	$A_y \neq 0$	$M = 0$	$A_x \neq 0$	$A_y \neq 0$	$M = 0$	$A_x \neq 0$	$A_y \neq 0$	$M \neq 0$

2D !

2 d.d.l.
1 réaction

1 d.d.l.
2 réactions

0 d.d.l.
3 réactions

FIGURE 2.2

Un degré de liberté (d.d.l.) n'est rien d'autre qu'une composante de déplacement de libre.

2.2 Isostaticité - Hyperstaticité

Avant toute chose, reprenons les deux définitions :

isostatique : le problème peut être résolu avec les seules équations d'équilibre.

hyperstatique : il y a plus d'inconnues que d'équations d'équilibre.

Voici un petit tableau pleins d'exemples de nos deux définitions :

2D !



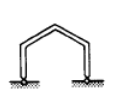
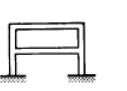
				
extérieurement (appuis)	iso	iso	hyper	hyper
intérieurement (poutre)	iso	hyper	iso	hyper
globalement (structure)	iso	hyper	hyper	hyper

FIGURE 2.3

2.3 Théorie des poutres

2.3.1 La poutre : géométrie

La définition d'une poutre c'est le volume engendré par une surface plane A dont le centre O se déplace le long d'une courbe en restant perpendiculaire à celle-ci. La figure A peut varier mais seulement de façon lente et ses dimensions sont petites comparée à la longueur de la poutre.

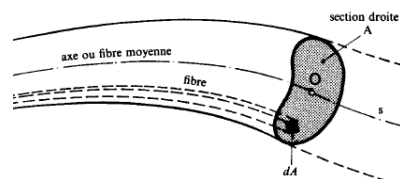


FIGURE 2.4

2.3.2 Rappel : notion de contrainte

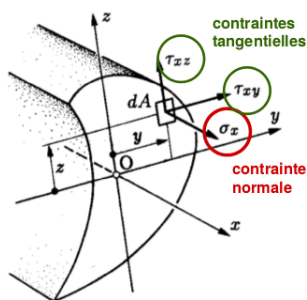


FIGURE 2.5

Considérons un volume quelconque que je coupe afin de regarder un élément de surface dA de normale \vec{n} . A cause de cette coupe, il apparaît par conservation une force $d\vec{F}$. Or, comme $dA \rightarrow 0$, on retrouve bien le vecteur contrainte $\vec{T}^{(n)}$ associé à la normale \vec{n} possédant une composante normale σ et une composante tangentielle τ .

$$\vec{T}^{(n)} = \lim_{dA \rightarrow 0} \frac{d\vec{F}^{(n)}}{dA} \implies T_i^{(n)} = \tau_{ij} n_j \quad (2.1)$$

où τ_{ij} est le tenseur des contraintes.

La composante tangentielle τ peut être décomposée selon les axes x et y : τ_{xy} et τ_{xz} .

2.3.3 Poutre : efforts internes (éléments de réduction)

Comme nous le verrons, les couples et résultantes nous permettront de "résumer" toutes nos forces/couples en un(e) seul(e) : calculons premièrement nos résultantes :

$$\begin{aligned} \text{Résultante selon } x : R_x &= \int_A \sigma_x dA \Rightarrow N; & \text{Effort normal} \\ \text{Résultante selon } y : R_y &= \int_A \tau_{xy} dA \Rightarrow T_y; & \text{Effort tranchant} \\ \text{Résultante selon } y : R_z &= \int_A \tau_{zy} dA \Rightarrow T_z; & \text{Effort tranchant} \end{aligned} \quad (2.2)$$

Néanmoins, nous avons coupé notre volume en deux, comment savoir si j'ai pris la partie gauche ou droite ? On se débarrasse de cette ambiguïté en définissant la convention de signe (pour la 2D) présentée sur le schéma ci-contre.

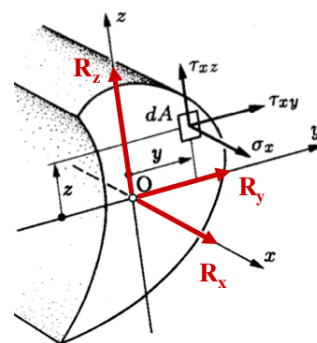


FIGURE 2.6

Pour le moment résultant, l'idée est la même et il existe également une convention de signe si l'on est en 2D (semblable à celle pour les résultantes mais avec des couples).

$$\vec{C} = \int_A \begin{vmatrix} \vec{1}_x & \vec{1}_y & \vec{1}_z \\ 0 & y & z \\ \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \end{vmatrix} dA \quad (2.3)$$

Ceci nous donne trois moments résultants :

$$\begin{aligned}
 \text{Moment résultant selon } x : \quad C_x &= \int_A (\tau_{xz}y - \tau_{xy}z) dA && \Rightarrow M_x; \text{Moment de torsion} \\
 \text{Moment résultant selon } y : \quad C_y &= \int_A \sigma_x z dA && \Rightarrow M_y; \text{Moment fléchissant} \\
 \text{Moment résultant selon } z : \quad C_z &= - \int_A \sigma_x y dA && \Rightarrow M_z; \text{Moment fléchissant}
 \end{aligned}
 \tag{2.4}$$

2.4 Représentations

2.4.1 Conventions de signes des efforts internes en 2D (éléments de réductions)

En 3D on va travailler avec les axes x, y et z . Pour se faciliter la tâche, en 2D, on travaille avec M, N et T ainsi que des conventions de signes particulières. Il s'agit des fameux éléments de réductions :

- M : moment fléchissant (M_y ou M_z); Positif si les fibres tendues sont "en dessous"
- N : effort normal; Positif si l'on est en traction
- T : effort tranchant¹ (T_y ou T_z); Positif si la partie de droite descend

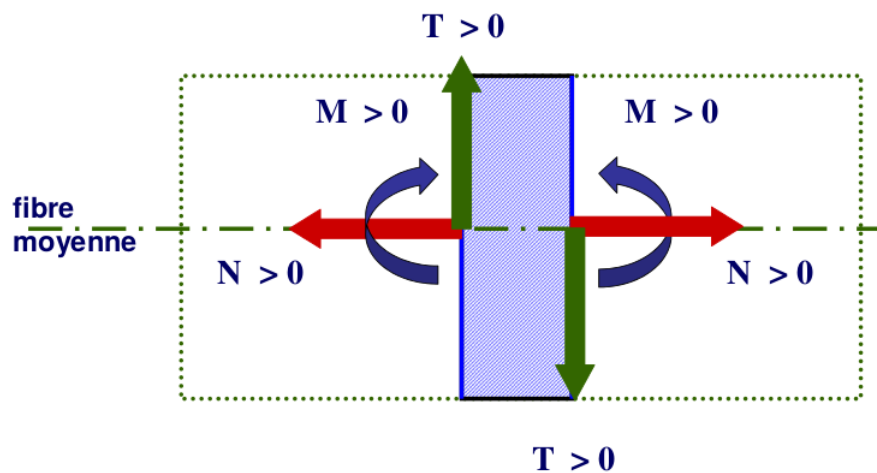


FIGURE 2.7

Imaginons que je plie une latte en U . La partie supérieure (le creux du U) va se mettre en compression et celle du dessous en traction.

△ Dans ce cours, le **signe** est aussi important que la valeur numérique !

2.4.2 Conventions de représentation des diagrammes M, N, T en 2D

Il faut suivre une règle pratique : les valeurs positives du moment fléchissant M (c'est-à-dire si les fibres sont tendues) sont portées **vers le bas** : le diagramme M est donc forcément porté du côté des fibres tendues, pas besoin de préciser d'autres conventions. Pour uniformiser le tout, on dessine les autres diagrammes avec des valeurs positives vers le bas. Histoire d'être sur, on rajoute dans les diagrammes un plus ou un moins, indiquant le signe de la résultante. Il existe d'autres moyens d'indiquer le signe : voir TP et slides 29-30.

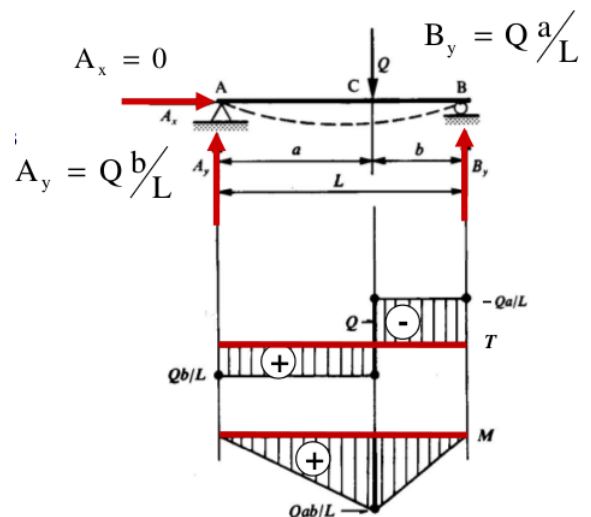


FIGURE 2.8

EXPLICATIONS COMPLÉMENTAIRES SUR LA FIGURE 2.8 :

La première chose est de savoir que l'axe y de la figure du diagramme du corps libre et vers le haut, alors que dans le M, N, T il est axé vers le bas. Par **convention**, on dit que la partie de droite *descend* impliquant, selon la règle pratique, que $T > 0$. Si l'on fait une coupure à droite de C , le bilan des forces y s'écrit $T = -B_y$, d'où le signe négatif sur le diagramme N, T .

Autre astuce : si on a une force vers le haut sur le DLC, il suffit de "descendre" (aller vers le haut) de la valeur de cette force pour le diagramme de T (comme avec B_y). Pour respecter ces conventions, on commence à tracer ces diagrammes par la droite.

La grande question est de savoir qu'est ce qu'on appelle "haut" et "bas". Par **convention**, on le définit de la façon suivante (et même un exemple en prime, à droite) :

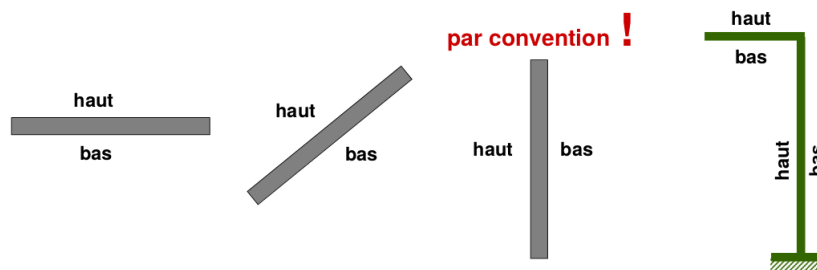


FIGURE 2.9

Résumons brièvement ce que nous venons de définir :

- Les conventions pour M, N, T ne nécessitent pas l'utilisation de système d'axe, ni même de préciser si l'on travaille avec la partie "gauche" ou "droite".
- Ces conventions sont liées au comportement structural.
- Ces conventions ne sont pas cruciales, l'important est dans l'interprétation du diagramme pour la compréhension du comportement structural.

N	T_y	T_z	M_x	M_y	M_z	
●	0	0	0	0	0	traction simple
0	0	0	0	0	●	flexion pure
0	●	0	0	0	●	flexion simple
●	●	0	0	0	●	flexion composée
0	●	●	0	●	●	flexion oblique
0	0	0	●	0	0	torsion (autre condition sur l'axe x ...)

Il existe évidemment plein de conventions, mais celles-ci sont les plus couramment utilisées. Elles nous permettront de traiter tous les cas figurant dans le tableau ci-contre (l'objet des prochains chapitres).

FIGURE 2.10

2.5 Revenons à notre poutre

2.5.1 Poutre rectiligne en 2D : relation $T \leftrightarrow q(x)$

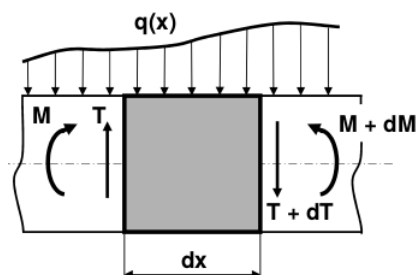


FIGURE 2.11

On cherche à lier notre effort tranchant T à une charge répartie. Considérons un morceau de quelque chose et regardons ce qui agit dessus : un moment fléchissant ainsi qu'un effort tranchant. Si je considère l'équilibre de translation vertical :

$$-T + q(x) dx + (T + dT) = 0 \quad \Rightarrow \quad \frac{dT}{dx} = -q(x) \quad (2.5)$$

Cette précieuse relation nous informe que si nous avons un tronçon sur laquelle je n'ai pas de charge répartie, $dT/dx = 0$ impliquant que l'effort tranchant est constant. Ceci est vrai en 3D, pour autant que l'on considère des axes cohérents.

△ Retenir que l'effort tranchant est proportionnel à la charge et ensuite regarder sur le dessin pour le signe.

2.5.2 Poutre rectiligne en 2D : relation $M \leftrightarrow T$

Cette fois-ci, je vais écrire l'équilibre de rotation autour du point C . Le choix de ce point est arbitraire, mais C permet de se débarrasser du $T + dT$. Nous avons donc

$$M + T dx - q(x) dx \frac{dx}{2} - (M + dM) = 0 \quad \Rightarrow \quad \frac{dM}{dx} = T \quad (2.6)$$

En effet, les M s'annulent et le produit de dx tend plus rapidement vers 0 que le reste. Ceci a pour conséquence que le moment fléchissant est **extrémum** si T est nul. Il s'agit bien évidemment d'une relation linéaire et les conditions pour passer en 3D sont les mêmes.

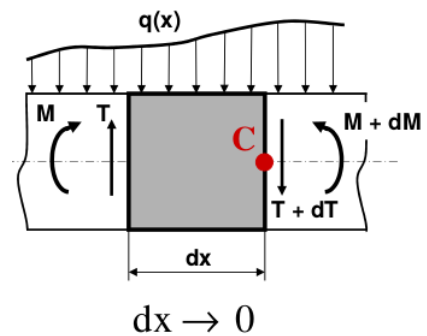


FIGURE 2.12

2.5.3 Conséquences pour les diagrammes M et T en 2D

Si il n'y a pas de charge répartie ($q(x) = 0$), l'effort tranchant T est constant et le moment fléchissant M varie linéairement (degré 1). Si par contre il y a répartition de charge uniforme ($q(x) = cste$), T varie linéairement et M quadratiquement.

Si la charge est concentrée (P), l'effort tranchant sera discontinu et la dérivée du moment fléchissant le sera également (la pente de M sera discontinue) :

$$T_{gauche} - T_{droite} = P \quad (2.7)$$

Cette discontinuité est bien celle que nous avons observée pour T sur la Figure 2.8.

EXEMPLES : voir slides 40-44.

2.6 Démarches en résistances des matériaux

Démarches

Il existe deux méthodes en RDM :

1. Méthode *inverse*
 - Postule une distribution de contrainte
 - Déduit les éléments réduction
 - Calcule les déformations
 - Vérifier que les équations de compatibilité sont bonnes (!!)
2. Méthode *cinématique*
 - Postule un champ de déplacement
 - Calcule les déformations
 - Calcule les contraintes
 - Calcule les éléments de réduction
 - Relation contraintes \leftrightarrow éléments de réduction : équations de compatibilité automatiquement vérifiées (!!)

La première méthode est intuitive, mais on ne peut pas déduire clairement ce qui est valable ou pas. La seconde est systématiques mais permettent de voir directement ce qui dépend du matériau.

Équations de compatibilité

Ces équations expriment

- Les déplacements par un vecteur (3 composantes)
- Les déformations par un tenseur (6 composantes)
- On obtient ces 6 composantes par dérivées des 3 composantes du vecteur
- Si on part des déformations : les 3 composantes doivent s'obtenir par intégration des 6 composantes des déformations
- Si on part des déplacement, il suffit de calculer les dérivées ad-hoc.

Chapitre 3

Traction - Compression

3.1 Traction

3.1.1 Méthode cinématique

Nous allons ici utiliser la méthode cinématique de sorte que les équations de compatibilité soient satisfaites lors de l'obtention de notre relation contrainte $\leftrightarrow N$. Il faut donc postuler un champ de déplacement :

$$u = u_0(x), \quad v = 0, \quad w = 0. \quad (3.1)$$

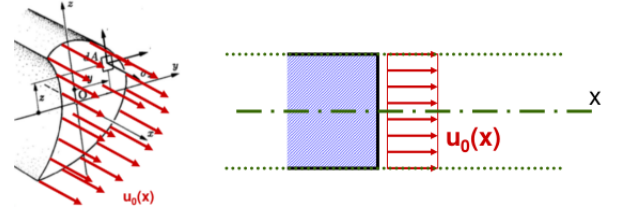


FIGURE 3.1

On considère un déplacement axial u , uniquement selon x : ne varie pas selon x et y et constante dans toute la section : une section transversale plane, reste plane¹.

3.1.2 Déplacements - Déformations - Contraintes

Déformations

Maintenant que nous avons notre déplacement, il faut s'intéresser aux déformations :

$$a_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (3.2)$$

De par notre champ, ϵ_x est constant dans la section transversale et les autres composantes sont nulles :

$$\epsilon_x = \frac{\partial u_0}{\partial x} \quad (3.3)$$

Contraintes

On utilise pour ça la loi de Hooke $\sigma_x = E\epsilon_x$. Notons que si E est constant, σ_x l'est dans la section transversale. On néglige les composantes de Poisson.

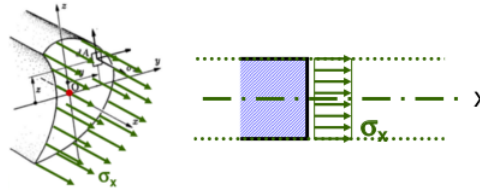
1. hypothèse de Bernoulli (1694) : les sections droites initialement planes et perpendiculaires à l'axe le restent dans la configuration déformée

3.1.3 Éléments de réduction : section homogène

La suite de notre méthode demande le calcul des éléments de réductions. Supposons que l'on ait une section homogène de sorte que E soit constant. Dès lors, σ_x est également constant. Pour la normale, c'est immédiat :

$$N = \int_A \sigma_x dA \quad \Rightarrow \quad N = \sigma_x A \quad (3.4)$$

En raison de notre champ uniquement selon x , les résultantes en y et z sont nulles, de même pour le moment selon x



$$\begin{aligned} R_y &= \int_A \tau_{xy} dA \quad \Rightarrow \quad T_y = 0 \\ \text{Similairement :} & \quad \Rightarrow \quad T_z = 0 \\ C_x &= \int_A (\tau_{xz}y - \tau_{xy}z) dA \quad \Rightarrow \quad M_x = 0 \end{aligned} \quad (3.5)$$

FIGURE 3.2

Pour le moment selon y (et similairement pour z) nous avons :

$$C_y = \int_A \sigma_x z dA \quad \Rightarrow \quad C_y = \sigma_x \int_A z dA \quad (3.6)$$

Si l'origine des axes est le **centre géométrique**² défini tel que

$$\int_A y dA = 0, \quad \int_A z dA = 0. \quad (3.7)$$

Alors, M_y et M_z sont nuls.

En résumé

La poutre est uniquement soumise à un effort **normal** (et pas un fléchissant). Pour une poutre de section homogène (E constant), nous avons une distribution uniforme de la contrainte axiale

$$\sigma_x = \frac{aN}{A} \quad (3.8)$$

Pour une poutre homogène à effort normal constant (N constant) :

$$\epsilon_x = \frac{\Delta L}{L} \quad \text{où} \quad \Delta L = \frac{NL}{EA} \quad (3.9)$$

L'hypothèse de Bernoulli est une hypothèse cinématique (*Les sections droites initialement planes et perpendiculaires à l'axe le restent dans la configuration déformée.*) et ne fait donc **pas** intervenir les propriétés physiques du matériau.

△ Il n'y aura traction sans flexion **que si** les moments des contraintes axiales sont nuls !

3.1.4 Éléments de réduction : section non homogène

Si $E \neq cste$, les relations générales restent inchangées tant que E n'apparaît pas explicitement. Dès qu'il apparaît :

$$\sigma_x(x, y, z) = E(x, y, z)\epsilon_x(x) \quad (3.10)$$

2. Centre de "gravité" sans masse.

La répartition de σ_x dans une section transversale ($x = cste$) est dès lors donné par

$$\sigma_x(y, z) = E(y, z)\epsilon_x \quad (3.11)$$

Au niveau des éléments de réduction $R_{y,z}, M_{x,y,z}$ restent inchangés (nuls³). Par contre, N n'a plus la même expression, σ_x n'étant plus constant.

EXEMPLE : slide 15-16.

3.2 Les treillis articulés

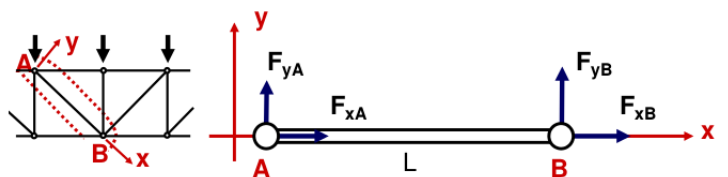
3.2.1 Hypothèses

Deux hypothèses sont d'application :

1. Il s'agit d'un ensemble de poutres rectilignes assemblées par des nœuds articulés ne transmettant pas de couple (On peut tourner librement l'extrémité)
2. Les forces extérieures sont appliquées uniquement aux nœuds

3.2.2 Équilibre d'une poutre

Dans ce cas-ci, on ne dira pas "poutre" mais *barre*. Celle-ci est uniquement soumise à un effort normal N . Ses équations d'équilibres s'obtiennent on ne peut plus facilement



$$\begin{cases} F_{xA} + F_{xB} = 0 \\ F_{yA} + F_{yB} = 0 \\ LF_{yB} = 0 \end{cases} \quad (3.12)$$

FIGURE 3.3

3.2.3 Équilibre des nœuds

Encore une fois rien de difficile, la méthode est systématique :

- Isoler un nœud en coupant les barres qui y aboutissent
- Appliquer les efforts normaux et les efforts extérieurs
- Écrire les équations d'équilibre du nœud

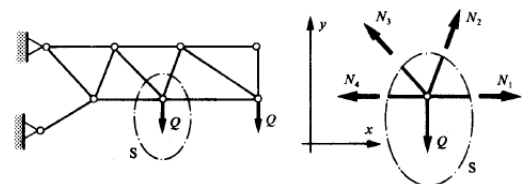


FIGURE 3.4

3.2.4 Structure isostatique ?

La condition d'isostaticité est que le nombre d'inconnues statiques soit égal au nombre d'équations d'équilibres. Nous avons :

- Nombre de barres : $b \rightarrow b$ efforts normaux inconnus
- Nombre de RDL : $R \rightarrow R$ composantes de réactions inconnues
- Nombre de nœuds : $n \rightarrow 2b$ équations d'équilibres en 2D

Une structure est isostatique si (CN mais pas CNS) :

$$b + R = 2n \quad (3.13)$$

3. Si l'origine des axes est le centre géométrique !

3.2.5 Coupe de Ritter

Principe

On cherche à calculer l'effort normal dans une barre.

On va

- Couper la structure en deux parties **disjointes**
- Écrire l'équilibre d'une des parties
- S'arranger que cet effort normal soit la seule inconnue

Les slides 24-25 montrent comment appliquer cette méthode.

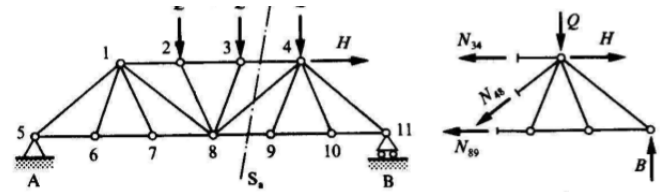


FIGURE 3.5

3.2.6 Quelques nœuds particuliers

Certains nœuds particuliers permettent de gagner du temps dans les calculs.

Géométrie				
	Barres alignées		Barres 1 et 2 alignées	Barres alignées deux à deux
Propriété	$N_1 = N_2$	$N_1 = 0$ $N_2 = 0$	$N_1 = N_2$ $N_3 = 0$	$N_1 = N_3$ $N_2 = N_4$

Tableau 3.1

Barres à efforts nuls

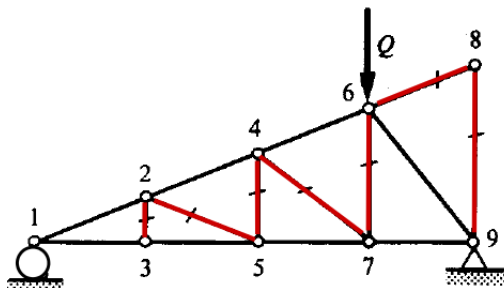


FIGURE 3.6

En appliquant ce magnifique tableau et en l'appliquant sur la figure ci-dessous, je peux déjà affirmer que pleins d'efforts normaux seront nuls avant même de commencer à faire des calculs et donc gagner du temps (qui, au vu de la longueur de l'examen peut être précieux).

Notons que la barre du bas doit forcément être en traction, sans quoi elle se "barrerait" (pfpfpf) avec le rouleau.

3.2.7 Dilatation thermique

Il peut y avoir déformation axiale due à une élévation ΔT de la température, déformation donnée par $\epsilon_{th} = \alpha \Delta T$.

Si la structure est isostatique, elle est librement dilatable (car pas de T dans les équations d'équilibres) et son allongement est

$$\Delta L_{th} = L \epsilon_{th} : L \alpha \Delta T \quad (3.14)$$

Si la dilatation est empêchée, cela provoque un effort normal

$$N_{th} = -EA \epsilon_{th} \quad \text{ou} \quad N_{th} = -EA \alpha \Delta T \quad (3.15)$$

Chapitre 4

Flexion pure (plane, circulaire)

4.1 Théorie

4.1.1 Méthode cinématique

Nous allons cette fois-ci encore utiliser la méthode cinématique, mais avec un autre champ de déplacement :

$$u = z\beta_x(x), \quad v = 0, \quad w = w_0(x). \quad (4.1)$$

Il s'agit d'un déplacement axial u variant linéairement en fonction de la coordonnée z . Notons O , le centre géométrique.

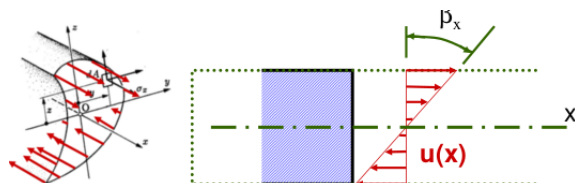


FIGURE 4.1

4.1.2 Déplacements – Déformations – Contraintes

Déformations

ϵ_x est une fonction linéaire en z dans la section transversale :

$$a_{ij} \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (4.2)$$

Forcément, les composantes autres que ϵ_x et γ_{xz} sont nulles

$$\epsilon_x = z \frac{\partial \beta_x}{\partial x} \quad \gamma_{xz} = \beta_x + \frac{\partial w_0}{\partial x} \quad (4.3)$$

Par contre, ce γ_{xz} non-nul est un peu casse-cojones. Du coup, on supposera plus loin que les déformations normales à la section droite restent normales après la déformation \rightarrow pas de variation d'angle $\rightarrow \gamma_{xz} = 0$. Oui, tu l'as reconnu ! C'est l'*hypothèse de Bernoulli*.

Déplacements

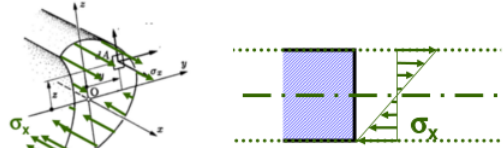
On conserve la loi de Hooke $\sigma_x = E\epsilon_x$ mais avec l'expression ϵ_x développée ci-dessus. Dans ce cas, si $E = cste$, σ_x est une fonction linéaire de z dans la section transversale. On néglige encore Poisson et plus tard, on s'intéressera à τ_{xz} .

4.1.3 Éléments de réduction : section homogène

Commençons par calculer la réaction normale (pour une section homogène, $E = cste$) :

$$N = \int_A \sigma_x dA \quad \Leftrightarrow \quad N = E \frac{\partial \beta_x}{\partial x} \int_A z dA \quad (4.4)$$

Mon rêve est d'avoir $N = 0$. C'est possible si $\int_A z dA = 0$. Comme nous n'avons que des forces normales, les autres résultantes sont trivialement nulles, de même pour le moment selon x



$$\begin{aligned} R_y &= \int_A \tau_{xy} dA && \Rightarrow T_y = 0 \\ \text{Similairement :} &&& \Rightarrow T_z = 0 \\ C_x &= \int_A (\tau_{xz}y - \tau_{xy}z) dA && \Rightarrow M_x = 0 \end{aligned} \quad (4.5)$$

FIGURE 4.2

Calculons maintenant le moment selon y (signe à adapter selon les convention) :

$$C_y = \int_A \sigma_x z dA \quad \Rightarrow \quad M_y = E \frac{\partial \beta_x}{\partial x} \underbrace{\int_A z^2 dA}_{I_{zz}} \quad (4.6)$$

On reconnaît la définition du moment d'inertie par rapport à l'axe y , aussi appelé I_y :

$$M_y = E \frac{\partial \beta_x}{\partial x} I_{zz} \quad (4.7)$$

Faisons de même pour le moment en z :

$$C_z = \int_A \sigma_x y dA \quad \Rightarrow \quad M_z = E \frac{\partial \beta_x}{\partial x} \int_A yz dA \quad (4.8)$$

Notre rêve (oui, encore) est que $M_z = 0$. Ce sera le cas si $\int_A yz dA = 0$.

Comment faire pour que ces intégrales soient nulles ?

Oui, comment ? ! Il suffit de considérer y et z comme les **axes principaux** d'inertie de la section transversale : ceci définit l'origine des axes, à savoir le **centre géométrique**

En résumé

La poutre est soumise uniquement à un moment fléchissant M_y (ou M_z si l'on considère l'autre axe). Pour une distribution de la contrainte axiale linéaire en fonction de z :

$$\epsilon_x = z \frac{\partial \beta_x}{\partial x}, \quad \sigma_x = E \epsilon_x, \quad M_y = E \frac{\partial \beta_x}{\partial x} I_y. \quad (4.9)$$

Par remplacement successif, on peut trouver σ_x :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= E z \frac{\partial \beta_x}{\partial x} \\ E \frac{\partial \beta_x}{\partial x} &= \frac{M_y}{I_y} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \quad \sigma_x = \frac{M_y}{I_y} z \quad (4.10)$$

Si on considère une flexion selon l'autre axe, on trouvera de façon similaire $\sigma_x = \frac{M_z}{I_z} y$.

4.1.4 Pour une structure plane

Considérons le plan xz de la structure. Si :

- y est perpendiculaire à xz
- y est un axe principal d'inertie des sections planes (poutres)
- le moment fléchissant M_y est appliqué selon y

Alors ce moment M provoque un déplacement de flexion **dans** le plan $xz \rightarrow$ il n'y a pas d'effort normal ($N = 0$).

4.1.5 Synthèse

A retenir : Si un axe principal d'inertie de la section transversale est perpendiculaire au plan d'une structure, un moment M perpendiculaire au plan de la structure provoque une flexion dans le plan de la structure

La relation $\sigma_x = \frac{M}{I}y$ est valable **même** sans l'hypothèse de Bernoulli.

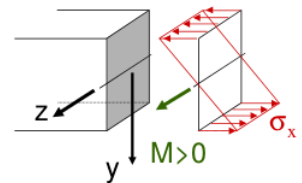


FIGURE 4.3

4.2 Relations particulières

4.2.1 Module de flexion \leftrightarrow moment d'inertie

Une section possède deux caractéristiques importantes :

1. *Le module de flexion.*

La plus grande valeur pour la contrainte correspond à la fibre la plus éloignée de l'axe neutre. Pour augmenter une valeur de M , on peut diminuer σ_x^{max} en augmentant I/y_{max} .

$$\sigma_x^{max} = \frac{M}{I}y_{max}, \quad M = \frac{I}{y_{max}}\sigma_x^{max}, \quad \text{module de flexion : } \frac{I}{y_{max}} \quad (4.11)$$

⚠ Augmenter I augmente aussi y_{max} .

2. *Le moment d'inertie.*

La flèche d'une poutre dépend de $\frac{1}{EI}$. Pour diminuer la flèche, on choisira une section à I élevé.

Il faut donc choisir des sections ayant des valeurs élevées de I et de I/y_{max} sans augmenter y_{max} . En pratique, il y a évidemment d'autres critères de dimensionnement.

4.3 Bernoulli

4.3.1 Hypothèse de Bernoulli

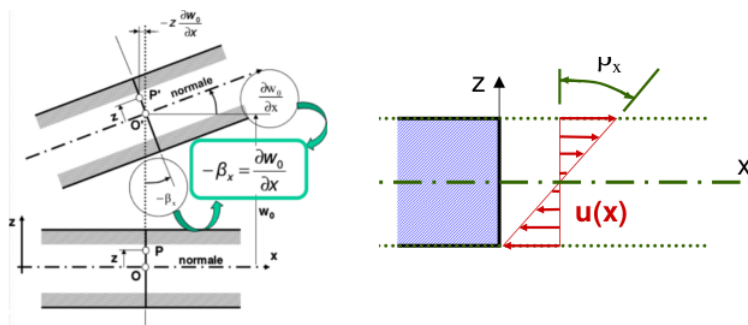


FIGURE 4.4

Considérons toujours notre déplacement $u = z\beta_x(x)$, $v = 0$, $w = w_0(x)$. Nous avons

$$\gamma_{xz} = \beta_x + \frac{\partial w_0}{\partial x} \quad (4.12)$$

L'**hypothèse de Bernoulli** à pour but de considérer γ_{xz} nul, c'est-à-dire :

$$\gamma_{xz} = 0 \quad \Rightarrow \quad \beta_x = -\frac{\partial w_0}{\partial x} \quad (4.13)$$

4.3.2 Les contraintes (sous cette hypothèse)

COntraintes

En considérant le même déplacement et notre hypothèse fétiche, nous avons : $\gamma_{xz} = 0 \implies \beta_x = -\frac{\partial w_0}{\partial x}$. On a également

$$\tau_{xz} = G\gamma_{xz} \quad (4.14)$$

Il en résulte que $\tau_{xz} = 0$ implique que l'effort tranchant T_z soit nul et donc $M_y = \text{cste}$ car

$$\frac{dM_y}{dx} = T_z \quad (4.15)$$

4.3.3 Relation "moment-courbure"

Les slides (20-21) ont été lâchement passés. A connaître ?

4.4 Produit d'inertie

4.4.1 Axes principaux d'inertie

Ils ont deux propriétés :

1. Leur origine est au centre géométrique
2. Leur orientation est telle que le produit d'inertie est nul

On peut les calculer de façon analytique ("Beurk, pas dans ce cours"), où avec le cercle de Mohr.

Calcul de moments d'inertie

Soit par calcul (No!), par logiciel, tables, ... Il est possible de les obtenir avec les tables et le théorème de Steiner. Je ne détaille pas ça ici, cf. *Mécanique rationnelle II*.

Chapitre 5

Flexion simple (cisailante)

5.1 En route vers l'incohérence

5.1.1 Méthode cinématique

On postule le même champ de déplacement que pour la flexion pure mais on ne postulera **pas** la conservation des normales (hypothèse de Bernoulli)

$$u = z\beta_x(x), \quad v = 0, \quad w = w_0(x). \quad (5.1)$$

5.1.2 Déplacements – Déformations – Contraintes

Déformation angulaire

Ici la section va tourner, l'axe va également tourner mais leurs angles de rotation ne seront plus identiques (ce qui était le cas avec Bernoulli). En effet, l'hypothèse de Bernoulli est incompatible avec un effort tranchant non-nul, il faut l'abandonner.

On **ne** suppose donc **pas** que les normales à la section droite restent normales après déformation : il y a variation d'angle $\rightarrow \gamma_{xz} \neq 0$. On **remplace** l'hypothèse de Bernoulli par : *dans la configuration déformée, les sections droites initialement planes restent planes (mais ne restent pas perpendiculaires à l'axe déformé).*

Flexion autour de z

Étudions la flexion autour de z pour le déplacement $u = y\alpha_x(x); v = v_0(x); w = 0$. Plaçons nous à l'intérieur d'une section. Dans une section α_x est le même en tout point de la section : il ne dépend donc pas de y et z . Comme on considère $v_0(x)$, tous les points de la section subissent le même déplacement : il ne dépend pas non plus de y et z . Forcément, γ_{xy} est également constant dans une section, impliquant que τ_{xy} l'est aussi.

$$\gamma_{xy} = \alpha_x + \frac{\partial v_0}{\partial x} \quad \Rightarrow \quad \tau_{xy} = G\gamma_{xy} \quad (5.2)$$

Mais est-ce possible ? Nous savons que τ_{xy} est nul en surface car il n'y a pas de force de freinage (de même en dessous). Or, τ_{xy} doit être constant (de 0 à 0) mais avec une résultante non nulle (nous venons de le démontrer) : le résultat est incohérent et n'est évidemment pas possible. Mathématiquement, cette incohérence s'exprime :

$$\tau_{xy} = cste \quad \Leftrightarrow \tau_{xy} = 0 \quad \Rightarrow T_y = \int_A \tau_{xy} dA = 0 \quad \Rightarrow \text{Pas d'effort tranchant} \quad (5.3)$$

5.2 Jourawski

La RDM étant une approximation de l'élasticité, il va falloir procéder autrement, via une solution approchée.

5.2.1 Un peu d'histoire

Jourawski devait employer des poutres en bois pour la construction d'ouvrages d'art d'une ligne de chemin et cherchait à augmenter la résistance et la rigidité de ces poutres. Il a remarqué que si deux poutres étaient mise l'une au-dessus de l'autre et qu'elle ne pouvaient glisser l'une sur l'autre, le moment d'inertie et le module de flexion de la structure seraient respectivement quatre et deux fois plus élevé que dans le cas où les poutres peuvent glisser librement. Grâce à quoi ? A la présence de contraintes tangentielles (*contraintes rasantes*) qui obligent les fibres des faces communes à garder la même longueur¹. Comment faire apparaître ces contraintes tangentielles ? En plaçant des cales empêchant le glissement entre les poutres.

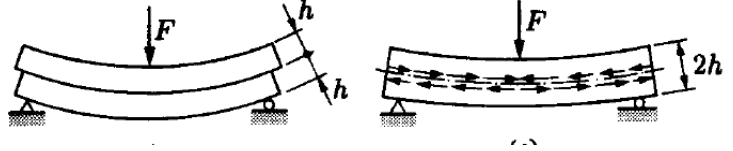


FIGURE 5.1

5.2.2 Principe du calcul des contraintes tangentielles

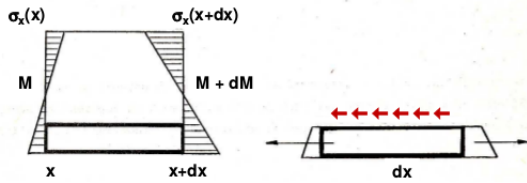


FIGURE 5.2

Savoir qu'il en faut c'est bien, pouvoir les calculer c'est mieux ! Considérons un tronçon de poutre compris entre x et $x + dx$ soumis aux moments fléchissants M et $M + dM = M(x + dx)$. Les répartitions des contraintes normales suivent la même logique $\sigma_x(x)$ et $\sigma_x(x + dx)$. Isolons une partie intérieure de ce tronçon par une coupe horizontale.

On remarque qu'il faut ajouter des contraintes tangentielles pour équilibrer les forces introduites. Autrement dit, comme les contraintes ne s'équilibrent pas, l'équilibre axial doit être assuré par l'effort rasant le long de la coupe horizontale.

5.2.3 Équilibre de translation axial

Soit une partie cylindrique d'un tronçon de poutre dx . On considère qu'il n'y a pas de force de volume. De plus, nous savons que

$$\oint T_x^{(n)} dS = 0 \quad (5.4)$$

Écrivons l'équilibre de translation axial

$$\int_{\Sigma} T_x^{(-x)} dS + \int_{\Sigma'} T_x^{(x)} dS + \int_{coupe} T_x^{(n)} dS + \underbrace{\int_{S_{lat}} T_x^{(n)} dS}_{=0} = 0 \quad (5.5)$$

1. Sinon les fibres inférieures de la poutre du haut s'allongent et les fibres supérieures de la poutre du dessous se raccourcissent.

ccc Le dernier terme est nul car il n'y a pas de force tangentielle en surface. En considérant une poutre prismatique²

$$\int_{\Sigma} [\sigma_x(x+dx) - \sigma_x(x)] dS + \int_{coupe} \tau_{nx} dL dx = 0 \quad (5.6)$$

$$\int_{\Sigma} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dx dS + \underbrace{\int_{coupe} \tau_{nx} dL dx}_{\text{Effort rasant}} = 0 \quad (5.7)$$

Après division par dx :

$$\int_{\Sigma} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dS + \int_{AB} \tau_{nx} dL = 0 \quad (5.8)$$

La répartition de la contrainte axiale σ_x dans une section est donné par³ : $\sigma_x = \frac{M}{I}y$. Avec la relation $T \leftrightarrow$, on trouve

$$\frac{dM}{dx} = T \quad \Rightarrow \quad \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = \frac{T}{I}y \quad (5.9)$$

Avec $\int_{\Sigma} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dS + \int_{AB} \tau_{nx} dL = 0$ on trouve

$$\int_{AB} \tau_{nx} dL = -\frac{T}{I} \int_{\Sigma} y dS \quad \text{ou} \quad \int_{AB} \tau_{nx} dL = -\frac{T}{I} S(\Sigma) \quad (5.10)$$

où $S(\Sigma) = \int_{\Sigma} y dS$ est le moment statique de la surface Σ par rapport à l'axe neutre.

$\triangle I$ est le moment d'inertie par rapport à l'axe neutre, de **toute** section transversale.

5.2.4 Contrainte tangentielle moyenne

On la définit (ci-contre, le plan de coupe de la précédente figure)

$$\bar{\tau}_{nx} = \frac{1}{L_{AB}} \tau_{nx} dL \quad (5.11)$$

Or comme $\int_{AB} \tau_{nx} dL = -\frac{T}{I} S(\Sigma)$, on obtient

$$\bar{\tau}_{nx} = -\frac{T}{I} \frac{S(\Sigma)}{L_{AB}} \quad (5.12)$$

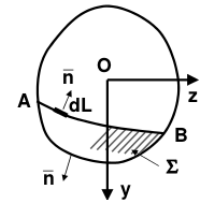
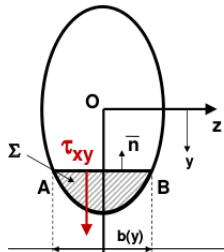


FIGURE 5.3

5.2.5 Formule de Jourawski



2. Pq?

3. Hypothèse des sections planes restant planes.

Si l'arc AB est une droite parallèle à l'axe z , on peut repartir de $\bar{\tau}_{nx} = -\frac{T}{I} \frac{S(\Sigma)}{L_{AB}}$ en sachant que $\bar{\tau}_{nx} = -\bar{\tau}_{xy}$, pour finalement obtenir

$$\bar{\tau}_{xy} = \frac{T}{I} \frac{S(\Sigma)}{b} \quad (5.13)$$

FIGURE 5.4

Réciprocité des contraintes tangentielles

Pour faire bref $\tau_{nx} = \tau_{xn}$ et $\tau_{yx} = \tau_{xy}$. On trouve alors :

$$\begin{aligned}\bar{\tau}_{xy} &= \frac{T}{I} \frac{S(\Sigma)}{b}; & \text{Contrainte tangentielle moyenne} \\ (b\bar{\tau}_{xy}) &= \frac{T}{I} S(\Sigma); & \text{Effort rasant}\end{aligned}\tag{5.14}$$

EXEMPLE : slide 22.

5.3 Déformation due à l'effort tranchant

C'est le cas où l'hypothèse "*les sections planes restent planes*" n'est plus satisfaite : τ_{xy} pas constant $\rightarrow \gamma_{xy}$ pas constant \Rightarrow les sections gauchissent \Rightarrow théorie de Timoshenko.

Chapitre 6

Flexion gauche (oblique)