



Polycopié de

*Calcul des éléments en  
structures métalliques  
(Cours et exercices)*

Préparer par :

Dr. RABAHI Abderazak

Maître de Conférences A

Experts :

Pr HASSAINE DAOUADJI Tahar

Dr ADIM Belkacem

# PRÉFACE

Ce polycopié s'adresse aux étudiants de licence LMD en travaux publics. Il est rédigé de manière que l'attention du lecteur se concentre sur les applications pratiques du sujet traité. Des problèmes sont accompagnés de leurs solutions et des exercices sans solutions sont laissés à la réflexion des étudiants et pourront faire l'objet de travaux dirigés.

S'appuyant sur la documentation riche et disponible dans le domaine, nous avons mis au point ce travail, présenté comme un support du cours des structures métalliques. Ce dernier définit le dimensionnement et la vérification des différents éléments en charpente métallique. Il illustre les notions de base de calculs de ce matériau sous différents types de sollicitation (traction, flexion simple...), tenant compte des règles de conceptions et de calculs adoptées par le CM66.

Enfin, ce polycopié constitue une référence pédagogique orientée au niveau de l'université de Tiaret, dans l'objectif de faciliter toutes consultations ou enseignement du module concerné.

# Sommaire

<b>Préface .....</b>	<b>I</b>
<b>Sommaire .....</b>	<b>II</b>
<b>I.1.Introduction.....</b>	<b>1</b>
<b>I.2.Comportement rhéologique de l'acier « essai de traction » .....</b>	<b>1</b>
<b>I.3. Généralités sur la charpente métallique.....</b>	<b>3</b>
<b>I.4.1. Profils associés .....</b>	<b>4</b>
<b>I.5. Analyse fonctionnelle .....</b>	<b>5</b>
<b>I.5.1. Critère mécanique .....</b>	<b>5</b>
<b>I.5.2. Critère incendie .....</b>	<b>5</b>
<b>I.5.3. Autres critères .....</b>	<b>5</b>
<b>II.1. Règles de base .....</b>	<b>7</b>
<b>II.2. Calcul des pièces fléchis.....</b>	<b>7</b>
<b>II.2.1. Résistance en flexion.....</b>	<b>7</b>
<b>II.2.2. Résistance à un effort tranchant .....</b>	<b>8</b>
<b>II.3. Calcul des déformations .....</b>	<b>9</b>
<b>II.3.1. Base de calcul.....</b>	<b>10</b>
<b>II.3.2. Flèche des poutres de section constante .....</b>	<b>10</b>
<b>II.4. Exercices d'application .....</b>	<b>11</b>
<b>Exercice n°1.....</b>	<b>11</b>
<b>Exercice n°2 .....</b>	<b>12</b>
<b>Exercice n°3 .....</b>	<b>13</b>
<b>Exercice n°4 .....</b>	<b>14</b>
<b>Exercice n°5 .....</b>	<b>14</b>
<b>Exercice n°6 .....</b>	<b>15</b>
<b>Exercice n°7.....</b>	<b>16</b>
<b>II.5. Déversement des poutres en flexion simple .....</b>	<b>16</b>
<b>II.5.1. Vérification de la stabilité des pièces à âme pleine symétriquement chargées et appuyés .....</b>	<b>16</b>

<b>II.6. Exercices d'application .....</b>	<b>21</b>
Exercice n°1.....	21
Exercice n°2 .....	22
Exercice n°3 .....	22
<b>II.6. Stabilité au voilement .....</b>	<b>23</b>
II.6.1. Théorie du voilement .....	23
<b>III.1. Généralité .....</b>	<b>28</b>
III.1.1. Définition.....	28
III.1.2. Comportement des barres tendues .....	28
III.1.3. Conception des barres tendues .....	28
<b>III.2. Vérification des barres tendues.....</b>	<b>29</b>
III.2.1. condition de résistance .....	29
III.2.2. calcul des barres tendues .....	30
<b>III.3. Exercices d'application.....</b>	<b>32</b>
Exercice n°1.....	32
Exercice n°2 .....	32
Exercice n°3 .....	32
<b>IV.1. Introduction.....</b>	<b>34</b>
<b>IV.2. Rôle d'un assemblage.....</b>	<b>34</b>
<b>IV.3. Fonctionnement des assemblages.....</b>	<b>34</b>
IV.3.1. Le boulonnage.....	34
IV.3.2. Le soudage .....	38
<b>IV.4. Exercices d'application .....</b>	<b>39</b>
Exercice 01 .....	39
Exercice 02.....	39
Exercice 03.....	40
Exercice 04 .....	40
<b>Références bibliographiques</b>	

# **Chapitre I**

## **Généralité sur l'acier de construction**

## **I.1.Introduction**

Les ouvrages métalliques en construction peuvent être de conception très différente et comporter des ossatures réalisées en :

- ✓ Poutrelles laminées courantes (IPE, HEA...) ;
- ✓ Profilés reconstitués par soudure (PRS) ;
- ✓ Profilés creux soudés, en treillis bidimensionnels ou en nappes tridimensionnelles.

Ces ouvrages peuvent être de faible hauteur et de grande surface au sol (usines, entrepôts...) de grande hauteur et de faible surface au sol (tours, IGH) ou de dimension intermédiaire (immeuble de logements, bureaux...).

Les constructions métalliques exigent une attention particulière pour certains points névralgiques :

- ✓ Assemblages (boulonnage et soudures) ;
- ✓ Phénomènes d'instabilité élastique (flambement, déversement, voilement).

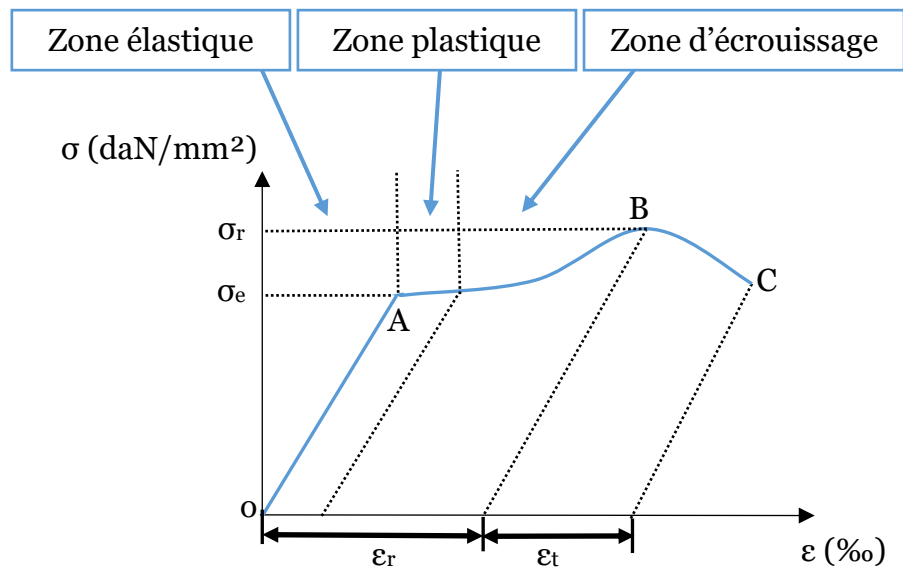
## **Acier ... métal**

Il existe deux types de métaux :

- ✓ Métaux non ferreux : mercure, ...
- ✓ Métaux ferreux : ce sont des métaux dont le composant de base est le FER. On distingue 03 catégories :
  - Le fer : teneur en carbone infime
  - La fonte : la teneur en carbone varie de 3 à 6 %
  - L'acier : c'est alliage ferreux fer-carbone. La teneur en carbone varie entre 0.05 à 2 %, elle en général < 1 %.

## **I.2.Comportement rhéologique de l'acier « essai de traction »**

Pratiqué sur une éprouvette cylindrique soumise à un effort de traction progressif de zéro à la rupture. Il permet la construction d'une courbe contrainte-déformation ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) représentative du comportement rhéologique de l'acier.



$\epsilon_r$  : Déformation de rupture ;

$\epsilon_z$  : Déformation de striction ;

$\epsilon = \frac{\Delta l}{l}$  Ou  $\Delta l$  : allongement de l'éprouvette d'essai ;

$l$  : Longueur initiale de l'éprouvette d'essai ;

Ce diagramme permet la détermination de :

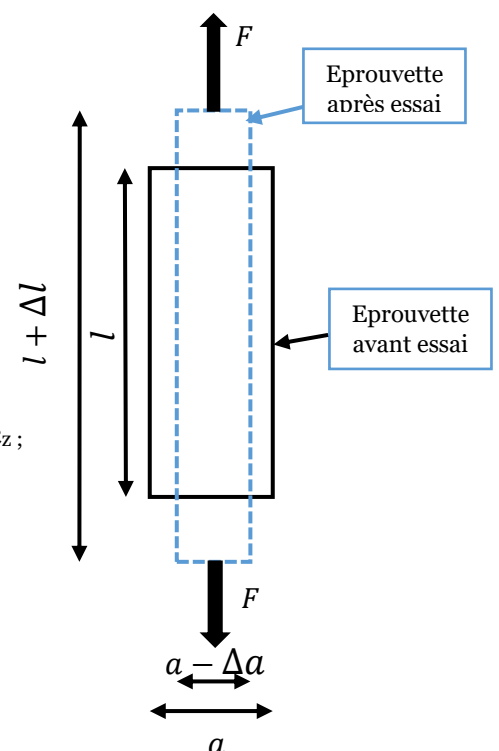
- ✓  $\sigma_e$  : Limite d'élasticité de l'acier (conventionnellement, elle correspond à un allongement rémanent de 2) → point A ;
- ✓  $\sigma_r$  : Contrainte de rupture à la traction ; → point B ;
- ✓  $E$  : Module d'élasticité longitudinal de l'acier :

$$E = \tan \alpha = \frac{\sigma}{\frac{\Delta l}{l}} = 21000 \text{ daN/mm}^2$$

- ✓  $\epsilon_r$  : Allongement (déformation) à la rupture ;
- ✓  $\epsilon_z$  : Allongement (déformation) de striction ;
- ✓  $\epsilon_t$  : Allongement (déformation) total, avec :  $\epsilon_t = \epsilon_r + \epsilon_z$  ;
- ✓  $\nu$  : Coefficient de poisson :

$$\nu = - \frac{\epsilon_{trans}}{\epsilon_{long}}$$

$$\frac{\Delta a}{a} = \nu - \frac{\Delta l}{l} \rightarrow \nu = 0.3;$$



✓ G : module d'élasticité transversal de l'acier :  $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 8100 \text{ daN/mm}^2$

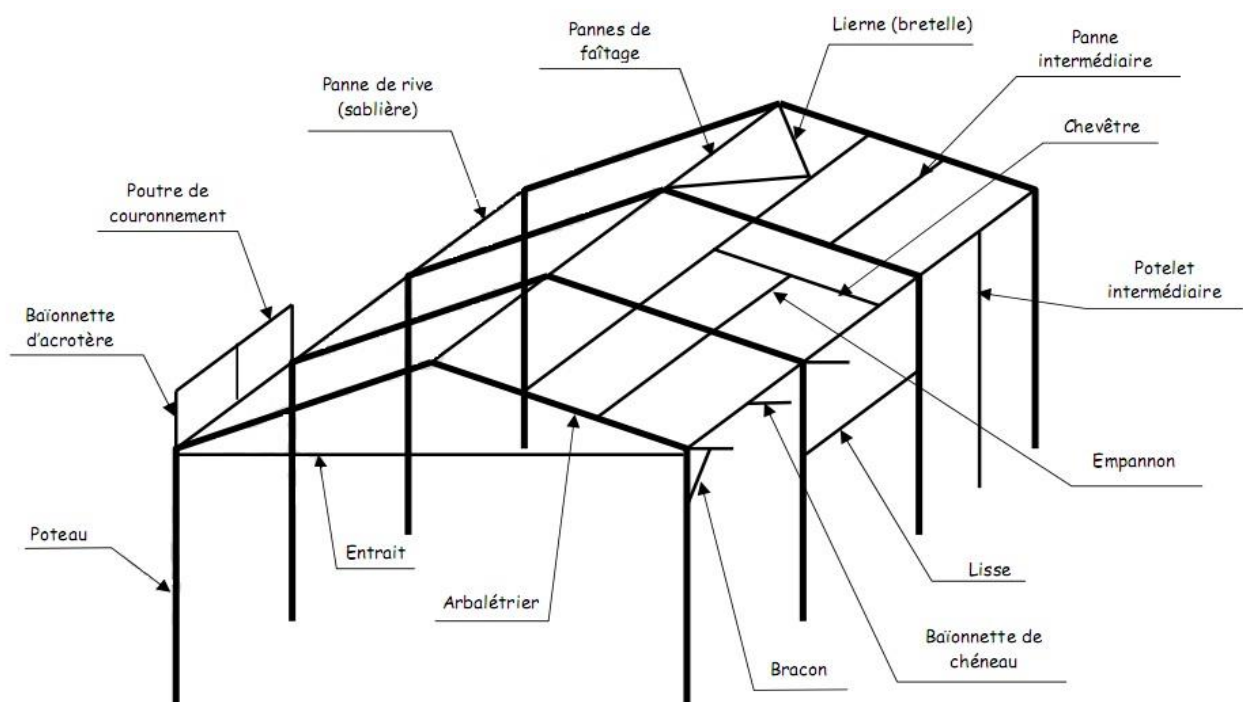
### I.3. Généralités sur la charpente métallique

L'industrie sidérurgique s'est développée à la fin du 19<sup>ème</sup> siècle en proposant des produits de construction (laminés ou moulés) adaptés à la construction d'ossatures métalliques - Charpente Métallique. Ces éléments de construction "rigides" permettent de dégager des grands espaces utiles au sol. La portée des éléments d'ossature peut atteindre plusieurs dizaines de mètres.

En outre le poids de ces éléments d'ossature, comparé à ceux d'une même structure en béton armé (ou maçonnerie) est réduit et allège considérablement les charges transmises au sol. Associé à des éléments de peau "légers" (bardage, façades rideau ...), ces structures sont adaptées à la réalisation de constructions telles que salles de sports, piscines, entrepôts, usines... Leur réalisation est rapide (assemblage direct d'éléments préfabriqués) et donc d'un prix très compétitif.

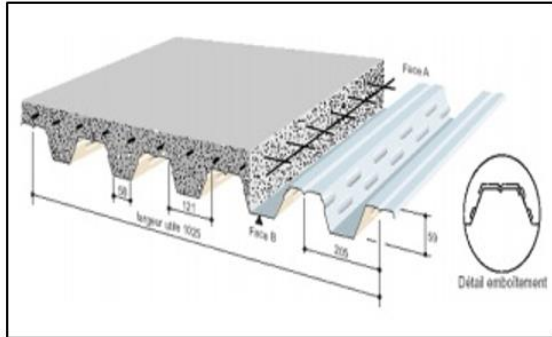
#### I.4.Terminologie

Une charpente métallique est constituée de PORTIQUES ou FERMES réalisés par l'assemblage des poteaux, arbalétriers, entrails... Ces portiques sont reliés entre eux par des pannes (poutres).

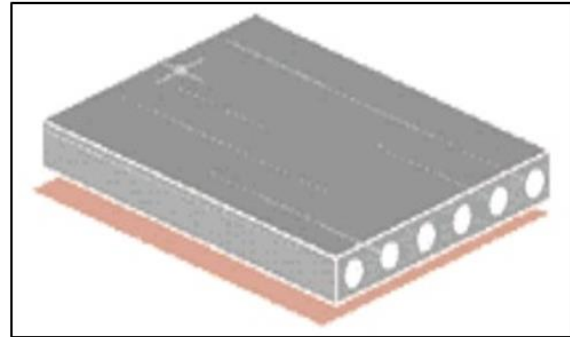




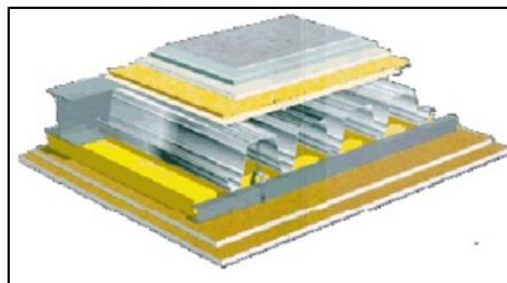
Lorsqu'il existe des planchers intermédiaires, ceux-ci sont fréquemment constitués d'une association acier-béton : les planchers collaborant. On trouve aussi des prédalles, des dalles alvéolaires et des planchers secs.



B. Plancher collaborant



A. Dalle alvéolaire



C. Plancher sec

#### I.4.1. Profils associés

Les profils associés sont généralement des aciers laminés, les charpentes peuvent également être en aluminium.

Poteaux : type HEA, HEB ;

Potelets : type UPN, tubulaires ;

Arbalétriers : type IPE, poutres treillis ;

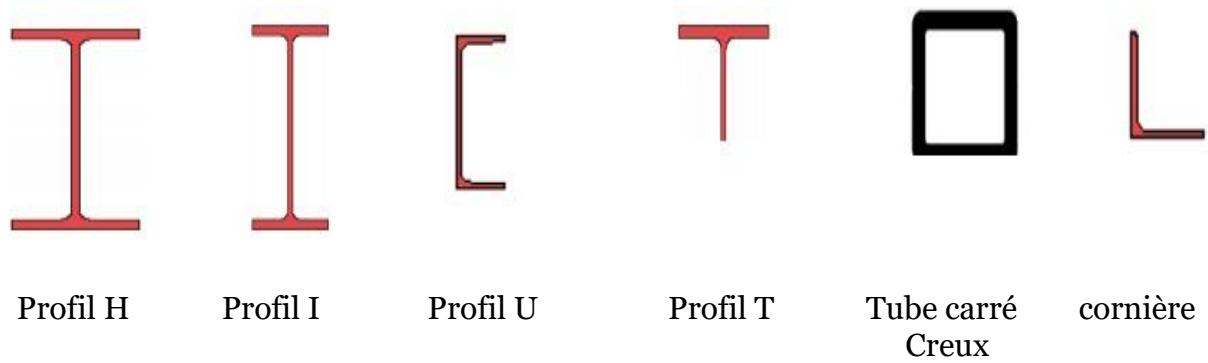
Pannes : type IPE, UPN, poutres treillis ;

Chevêtres : type IPE, UPN ;

Couronnement : type IPE, UPN ;

Liernes : type T, fers plats ;

Baïonnettes : type UPN, fers plats ;



## I.5. Analyse fonctionnelle

### I.5.1. Critère mécanique

Les charpentes doivent être calculées en suivant les règles :

- ✚ CM 66 + additif 80 pour les charpentes en acier (calculs élastiques ou plastiques) ou Eurocode 3 ;
- ✚ AL 75 pour les charpentes en aluminium ou Eurocode 9.

La protection des matériaux contre la corrosion doit être prise en considération. Les sollicitations sont en particulier :

- ✓ Le poids des structures ;
- ✓ Les éléments d'équipement et charges d'entretien ;
- ✓ Les actions climatiques de vent et de neige (actions locales, courantes et d'entraînement d'ensemble) ;
- ✓ L'accumulation d'eau en toiture (pente des éléments de rejet).

### I.5.2. Critère incendie

Le respect de la sécurité incendie des structures métalliques est un souci particulier du concepteur.

### I.5.3. Autres critères

Les critères : acoustique - thermique et hygrométrique - hygiène, santé, sécurité - environnement – étanchéité.

# **Chapitre II**

## **Calcul des pièces fléchis**

## II.1. Règles de base

✚ **Charge ou surcharge majorée** : c'est la valeur d'une charge ou surcharge prévue au projet **multipliée par un coefficient de pondération (majoration)**.

**Soit G** : charge permanente, la majoration :  $\frac{4}{3}G$

**P** : charge d'exploitation, la majoration :  $\frac{3}{2}P$

✚ **Effort (normal ou tranchant) pondérée ou moment (fléchissant ou de torsion) pondérée** : c'est effort ou moment engendré dans une section d'un élément par une combinaison de charges et surcharges majorées.

✚ **Contrainte pondérée** : est une contrainte résultant de la présence d'une combinaison de charges et surcharges majorées,

✚ **Contrainte caractéristique ( $\sigma_e$ )** : est une contrainte fictive calculée dans chaque cas sur la base des efforts et moments pondérés affectant l'élément considéré,

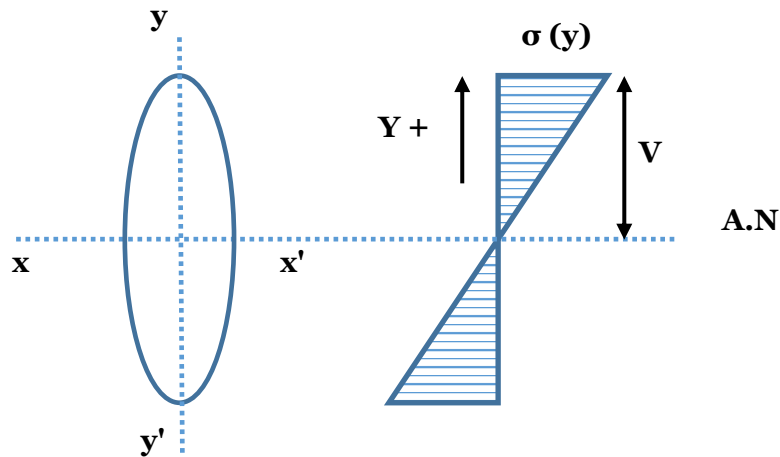
✚ **Vérification de la sécurité** : qui conduit aux opérations suivantes :

- Vérifier que la stabilité d'ensemble est assurée sous l'effet des combinaisons les plus défavorables des charges et surcharges majorées,
- Vérifier que, pour chaque élément, les valeurs maximales des efforts et moments pondérés restent inférieurs à celles qui entraîneraient théoriquement la ruine de l'élément, ceci conduit en général à :
  - Calculer les contraintes pondérées normales et tangentielles engendrées aux points les plus défavorisés,
  - En déduire les contraintes caractéristiques  $\sigma_e$ ,
  - Vérifier que les valeurs maximales de ces contraintes caractéristiques ne dépassent pas la valeur  $\sigma_e$  de la limite d'élasticité du métal :  $\sigma_e \leq \sigma_e$

## II.2. Calcul des pièces fléchis

### II.2.1. Résistance en flexion

La flexion simple qui se caractérise par une flexion selon un seul des deux axes principaux d'inertie.



**Figure II.1 : diagramme de contrainte pour une section quelconque.**

En respectant l'hypothèse de Navier Bernoulli (les sections planes restent planes après déformation), le comportement d'une section fléchie est décrit par la relation :

$$\sigma(y) = \frac{M.Y}{I} \quad \text{avec} \quad \sigma_{\max} = \frac{M}{\frac{I}{V}} = \frac{M}{W_x} \quad (\text{II. 1})$$

$W_x = \frac{I}{V}$  : module de résistance de la section nette obtenue en déduisant les trous de l'ensemble de la pièce.

La contrainte caractéristique  $\sigma_c$  est égal à la contrainte pondérée de flexion, la vérification de sécurité se traduit par :  $\sigma_f = \sigma_c \leq \sigma_e$

$$\sigma_f = \frac{M}{W_x} \leq \sigma_e \quad (\text{II. 2})$$

### II.2.2. Résistance à un effort tranchant

Les contraintes de cisaillement dans les pièces fléchies sont calculées en faisant intervenir la section nette de l'âme. La contrainte tangentielle " $\tau$ " due à un effort tranchant " $T$ " agissant sur une section est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{T.S}{e_a.I} \quad (\text{II. 3})$$

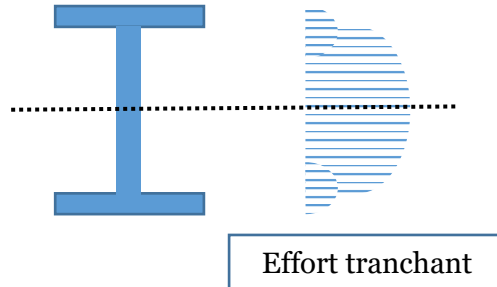
Avec : **T** : effort tranchant

**I** : moment d'inertie

**e<sub>a</sub>** : larguer de la section au niveau du point considéré

**S** : moment statique par rapport à l'axe neutre

Cette relation est valable tant que la contrainte tangentielle " $\tau$ " reste inférieure à la contrainte limite élastique " $\tau_y$ ".



**Figure II.2** : diagramme de l'effort tranchant pour une section en I.

La répartition élastique des contraintes tangentielles est très faible dans les ailes, on peut donc faire l'hypothèse que les ailes ne participent pas à la reprise de l'effort tranchant, qui est alors entièrement repris par l'âme du profilé, dans laquelle une répartition uniforme des contraintes tangentielles  $\tau$  est admise :  $\tau = \frac{T}{A_a}$  (II. 4)

Cette formule simplifiée est applicable aux profils I ou U pour lesquelles la condition est toujours satisfaite :

- Profil rectangulaire :  $\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{T}{A}$  (II. 5)

- Tube circulaire mince :  $\tau = 2 \cdot \frac{T}{A}$  (II. 6)

- Section circulaire pleine :  $\tau = \frac{4}{3} \cdot \frac{T}{A}$  (II. 7)

#### II.2.2.1. Vérification de la sécurité

La contrainte caractéristique  $\sigma_c$  est égale aux  $\frac{100}{65}$  de la contrainte pondérée de cisaillement simple  $\tau$ , la vérification de sécurité se traduit par :  $\sigma_c \leq \sigma_e$

$$\sigma_c = \frac{100}{65} \cdot \tau \leq \sigma_e \Rightarrow 1,54 \cdot \tau \leq \sigma_e \quad (\text{II. 8})$$

### II.3. Calcul des déformations

Les déformations des éléments de structure métallique deviennent d'être suffisamment faible pour permettre une exploitation normale et éviter des désordres dans les éléments de structure.

### II.3.1. Base de calcul

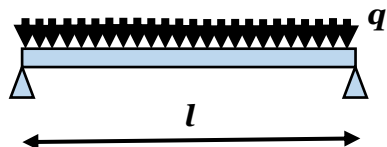
- ✓ Les calculs de déformation sont effectués sur la base des valeurs du module d'élasticité (Young) ;
- ✓ Dans les calculs des déformations sont effectués sur la base des charges et surcharges aux projets, c'est-à-dire sans application des coefficients de pondération.

$$q = G + P_P + P \quad (\text{II. 9})$$

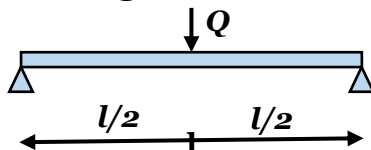
### II.3.2. Flèche des poutres de section constante

#### II.3.2.1. poutre reposant sur deux appuis

##### a) Chargement réparti


$$f = \frac{5}{384} \frac{q \cdot l^4}{E I_x} \quad (\text{II. 10})$$

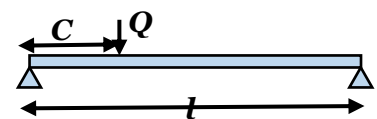
##### b) Charge concentré au milieu


$$f = \frac{Q \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I_x} \quad (\text{II. 11})$$

##### c) Cas de moment

$$f = \frac{M \cdot l^2}{8 \cdot E \cdot I_x} \quad (\text{II. 12})$$

##### d) Charge concentré à une distance « C » de l'appui


$$f = \frac{Q \cdot l^2 \cdot C}{48 \cdot E \cdot I_x} \left( 3 - \frac{4 \cdot C^2}{l^2} \right) \quad (\text{II. 13})$$

#### II.3.3. Flèches admissibles

##### a) Élément de couverture

$$f' = \frac{l}{200} \quad (\text{II. 14})$$

##### b) Plancher courant

$$f' = \frac{l}{300} \quad (\text{II. 15})$$

**c) Elément supportant des murs ou des poteaux**

$$f' = \frac{l}{500} \quad (\text{II. 16})$$

**II.3.4. Vérification de stabilité**

$$f \leq f' \quad (\text{II. 17})$$

**II.4. Exercices d'application**

**Exercice n°1**

Soit une poutre d'un plancher de **6 m** de longueur (figure 1) **en acier E24**, chargée au niveau de la semelle supérieure du profil par une charge permanente uniformément répartie **G = 200 daN/ml** et une surcharge d'exploitation **P = 100 daN/ml**.

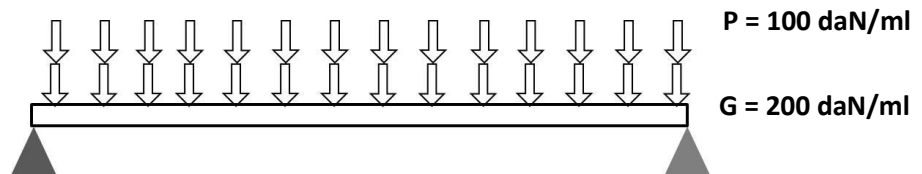


Figure 1

On demande de :

- Dimensionner la poutre.
- Vérifier l'admissibilité des contraintes de flexion de la poutre ?
- Vérifier l'admissibilité des contraintes de cisaillement de la poutre ?
- Vérifier la déformation de la poutre (flèche en section centrale) sachant que la poutre est un élément de couverture ?

**Solution de l'exercice n° 01 :**

**1° Le dimensionnement :**

- La charge q :  $q = \frac{4}{3}(G) + \frac{3}{2}P \Rightarrow q = 416.667 \text{ daN / ml}$
- Le moment :  $M = \frac{q.l^2}{8} \Rightarrow M = 1875.0075 \text{ daN.m}$



- Le module de résistance :  $\omega_x \geq \frac{M}{\sigma_e} \Rightarrow \omega_x = 78.125 \text{ cm}^3$

**Donc on adopte IPE 160 comme profil de poutre avec  $\omega_x = 109 \text{ cm}^3$ .**

### **2° L'admissibilité des contraintes de flexion :**

- La charge q :  $q = \frac{4}{3}(G + Pp) + \frac{3}{2}P \Rightarrow q = 437.73 \text{ daN / ml}$
- Le moment :  $M = \frac{q \cdot l^2}{8} \Rightarrow M = 1968.8 \text{ daN.m}$
- La contrainte :  $\sigma_f = \frac{M}{\omega_x} \Rightarrow \sigma_f = 18.072 \text{ daN / mm}^2 < 24 \text{ daN / mm}^2$

### **3° L'admissibilité des contraintes de cisaillement :**

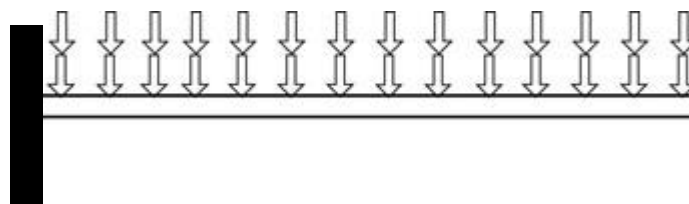
- L'effort tranchant :  $T = \frac{q \cdot l}{2} \Rightarrow T = 1313.20 \text{ daN}$
- La contrainte cisaillement :  $\tau = \frac{T}{A} = \frac{1411.30}{28.5 \cdot 10^2} \Rightarrow \tau = 0.653 \text{ daN / mm}^2$
- La vérification :  $1.54 \cdot \tau \leq \sigma_e \Rightarrow 1.006 \text{ daN / mm}^2 < 24 \text{ daN / mm}^2$

### **4° La flèche :**

- La charge  $q_{np}$  :  $q_{np} = G + Pp + P \Rightarrow q_{np} = 315.8 \text{ daN / ml}$
- La flèche :  $f = \frac{5}{384} \frac{q_{np} \cdot l^4}{E \cdot I_x} \Rightarrow f = 29.202 \text{ mm}$
- La flèche admissible :  $\bar{f} = \frac{l}{200} = 30 \text{ mm} \Rightarrow f < \bar{f}$

### **Exercice n°2**

Soit une poutre console **en acier E24** de **3.50 m** de longueur (figure 2), constitué par un profil **IPE 240** chargée au niveau de la semelle supérieur du profil par une charge permanente uniformément répartie **G = 250 daN/ml** et une surcharge d'exploitation **Se = 120 daN/ml**.



**Se = 120 daN/ml**

**G = 250 daN/ml**

Figure 2

- Vérifier l'admissibilité des contraintes de flexion de la poutre ?
- Vérifier l'admissibilité des contraintes de cisaillement de la poutre ?
- Vérifier la déformation de la poutre (flèche en section centrale) sachant que la poutre est un élément de plancher ?

### **Solution de l'exercice n° 02:**

#### **1° L'admissibilité des contraintes de flexion :**

- La charge q :  $q = \frac{4}{3}(G + Pp) + \frac{3}{2}P \Rightarrow q = 554.267 \text{ daN / ml}$
- Le moment :  $M = \frac{q.l^2}{2} \Rightarrow M = 3394.885 \text{ daN.m}$
- La contrainte :  $\sigma_f = \frac{M}{\omega_x} \Rightarrow \sigma_f = 10.47 \text{ daN / mm}^2 < 24 \text{ daN / mm}^2$

#### **2° L'admissibilité des contraintes de cisaillement :**

- L'effort tranchant :  $T = q.l \Rightarrow T = 1939.9345 \text{ daN}$
- La contrainte cisaillement :  $\tau = \frac{T}{A} \Rightarrow \tau = 0.496 \text{ daN / mm}^2$
- La vérification :  $1.54 * \tau \leq \sigma_e \Rightarrow 0.764 \text{ daN / mm}^2 < 24 \text{ daN / mm}^2$

#### **3° L'admissibilité des contraintes de cisaillement :**

- La charge q<sub>np</sub> :  $q_{np} = G + Pp + P \Rightarrow q_{np} = 400.7 \text{ daN / ml}$
- La flèche :  $f = \frac{1}{8} \frac{q_{np} * l^4}{E * I_x} \Rightarrow f = 9.196 \text{ mm}$
- La flèche admissible :  $\bar{f} = \frac{l}{300} = 11.667 \text{ mm} \Rightarrow f < \bar{f}$

### **Exercice n°3**

Soit une poutre en profil **IPE 300** d'une structure métallique en **acier E24** ci-dessous représentée selon le schéma statique en figure 3, de longueur de **5.00 m** et chargée au niveau de la semelle supérieure du profil par une charge permanente **Q<sub>1</sub>=275 daN/m** et surcharge d'exploitation **G = 150 daN/ml**.

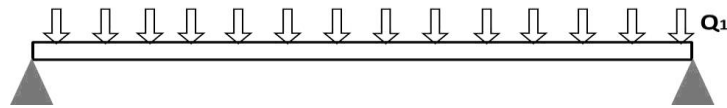


Figure 3

On demande de :

- Vérifier l'admissibilité des contraintes de flexion et cisaillement de la poutre ?
- Vérifier la flèche en section centrale sachant que la poutre est un élément de couverture ?

#### Exercice n°4

Soit une poutre de **6 m** de longueur (figure 4) **en acier E24** constituée par un profil **IPE 180**, chargée au niveau de la semelle supérieure du profil par une charge permanente uniformément répartie **G = 200 daN/ml** et une surcharge d'exploitation concentrée au milieu **Q = 150 daN**.

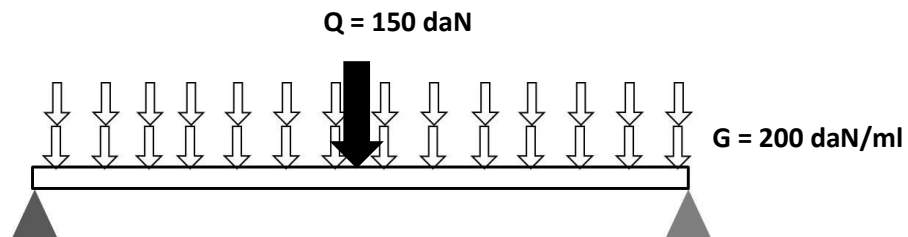


Figure 4

On demande de :

- Vérifier l'admissibilité des contraintes de flexion de la poutre ?
- Vérifier l'admissibilité des contraintes de cisaillement de la poutre ?
- Vérifier la flèche en section centrale sachant que la poutre est un élément de couverture ?

#### Exercice n°5

Soit une poutre console en profil **IPE 200** de longueur de **2.75 m** d'une structure métallique d'un plancher en **acier E24** d'un bâtiment industriel ci-dessous représentée selon le schéma statique en figure 5 et chargée au niveau de la semelle supérieure du profil par une charge permanente **q = 150 kg/ml** et une surcharge d'exploitation **F**.

Sachant que :

$$F = 1.25 Q, \quad Q = 175 \text{ kg.}$$

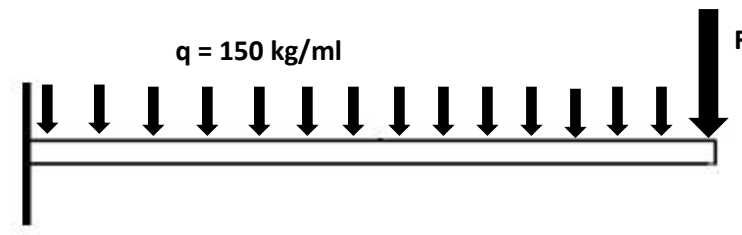


Figure 05

On demande de :

- Vérifier l'admissibilité des contraintes de flexion de la poutre ?
- Vérifier l'admissibilité des contraintes de cisaillement de la poutre ?
- Vérifier la flèche en section centrale sachant que la poutre est un élément de couverture ?

### Exercice n°6

Soit une poutre d'un plancher encastree dans les deux extrémités en profil **IPE 300** d'une structure métallique en **acier E24** ci-dessous représentée selon le schéma statique en figure 6, de longueur de **8.00 m** et chargée au niveau de la semelle supérieure du profil par une charge permanente uniformément répartie **G = 270 daN/ml** et surcharge d'exploitation concentrée au milieu **F = 170 daN**.

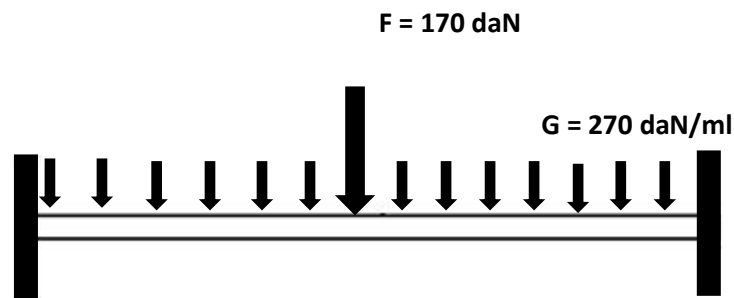


Figure 6

On demande de :

- Vérifier l'admissibilité des contraintes de flexion et cisaillement de la poutre ?
- Vérifier la flèche en section centrale ?

### Exercice n°7

Soit une poutre de **4 m** de longueur (figure 7) **en acier E24** constituée par un profil **IPE 160**, chargée au niveau de la semelle supérieure du profil par une charge permanente uniformément répartie **G = 220 kg/ml** surcharge d'exploitation concentrée au milieu **Q = 150 kg**.

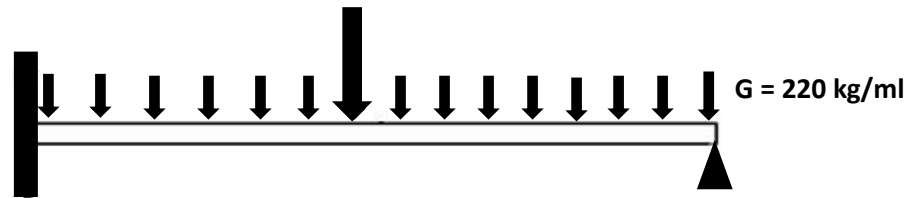


Figure 7

On demande de :

- Vérifier l'admissibilité des contraintes de flexion de la poutre ?
- Vérifier l'admissibilité des contraintes de cisaillement de la poutre ?
- Vérifier la flèche en section centrale sachant que la poutre est un élément de couverture ?

## II.5. Déversement des poutres en flexion simple

Les pièces fléchies pour lesquelles aucune liaison ne s'oppose à une déformation latérale risquent de se déverser bien que les contraintes de flexion simple soient inférieures à la limite d'élasticité du métal ( $\sigma_e$ ). Les règles de calcul s'appliquent aux pièces comportant une section constante doublement symétrique à âme pleine ou à treillis, fléchies dans le plan de l'âme ou du treillis, qui risque de se déverser, on suppose toujours qu'au droit des appuis la section ne peut pas tourner autour de l'axe longitudinal de la pièce.

### II.5.1. Vérification de la stabilité des pièces à âme pleine symétriquement chargées et appuyés

a) La méthode consiste à calculer une contrainte de non déversement :

$$\sigma_d = \frac{\pi^2 \cdot E}{5,20} \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{l^2} \cdot (D - 1) \cdot B.C \quad (\text{II. 18})$$

Avec :            h : la hauteur de la section ;

$l$  : la longueur de flambement de la membrure comprimée supposée isolée du reste de la pièce,

$\sigma_d$  : contrainte de non déversement,

B, C et D : des coefficients utilisés dans les calculs pour tenir compte :

- Des dimensions de la pièce "D",
- De la répartition longitudinale des charges "C",
- Du niveau d'application des charges "B",

Le module d'élasticité longitudinal  $E = 21\,000 \text{ daN/mm}^2 \Rightarrow$

$$\sigma_d = 40000 \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{l^2} \cdot (D-1) \cdot B \cdot C \quad (\text{II. 19})$$

- Si on a :  $\sigma_d \geq \sigma_e \Rightarrow$  la vérification de la stabilité au déversement n'est pas nécessaire. On peut même tenir compte des possibilités d'adaptation plastique

$$\frac{\sigma_d}{\psi} \geq \sigma_e .$$

- Si on a :  $\sigma_d < \sigma_e \Rightarrow$  on effectue les opérations suivantes :

1. On détermine un élancement  $\lambda_0$  égale à :

$$\lambda_0 = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4}{B \cdot C} \cdot \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)} \quad (\text{II. 20})$$

2. On en déduit un coefficient de flambement  $k_0$ , d'après les abaques où d'après la formule suivante :

$$k_0 = 0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k} + \sqrt{(0,5 + 0,65 \cdot \frac{\sigma_e}{\sigma_k})^2 - \frac{\sigma_e}{\sigma_k}} \quad (\text{II. 21})$$

$$\text{Avec : } \sigma_k = \sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda_0^2} \quad (\text{II. 22})$$

3. Puis on détermine un coefficient de déversement  $k_d$  donné par :

$$k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (k_0 - 1)} \quad (\text{II. 23})$$

4. On vérifie :

$$k_d \cdot \sigma_f \leq \sigma_e \quad (\text{II. 24})$$

## **b) Coefficients utilisés pour la détermination de $k_d$ :**

On utilise dans les calculs les coefficients D, C et B :

### b.1) Coefficient "D" fonction des dimensions de la pièce :

$$D = \sqrt{1 + \frac{4}{\pi^2} \cdot \frac{G \cdot J}{E \cdot I_y} \cdot \frac{l^2}{h^2}} \quad (\text{II. 25})$$

J : moment d'inertie de torsion et  $I_y$ : moment d'inertie suivant l'axe y,

E : module d'élasticité longitudinal  $E = 21\,000 \text{ daN / mm}^2$ ,

G : module d'élasticité transversal  $G = 8100 \text{ daN / mm}^2$ ,

En remplaçant E et G par leurs valeurs, le coefficient D devient égal à :

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{J}{I_y} \cdot \frac{l^2}{h^2}} \quad (\text{II. 26})$$

### Rappel de calcul du moment d'inertie de torsion "J" :

On appelle moment d'inertie de torsion d'un profil une grandeur "J" déterminée en fonction des caractéristiques de la section de façon que le moment de torsion  $M_t$  et la rotation par unité de longueur  $\frac{d\varphi}{dZ}$  soient liés par la relation :

$$M_t = G \cdot J \cdot \frac{d\varphi}{dZ} \quad (\text{II. 27})$$

Pour les profils à parois pleines ; si on décompose la section en rectangle de largeur "b" et d'épaisseur "e", la valeur du moment d'inertie de torsion est la somme des quantités

$\frac{b \cdot e^3}{3}$  relatives à tous ces rectangles :

$$J = \sum \frac{b \cdot e^3}{3} \quad (\text{II. 28})$$

Pour les laminés qui comportent des congés de raccordement entre âme et ailes, on en tient compte forfaitairement en adoptant les valeurs suivantes :

- Pour les sections en forme de I :

$$J = 1,25. \sum \frac{b.e^3}{3} \quad (\text{II. 29})$$

- Pour les sections en forme de U et T :

$$J = 1,10. \sum \frac{b.e^3}{3} \quad (\text{II. 30})$$

b.2) Coefficient "C" fonction de la répartition des charges :

➤ **Pièces symétriquement chargées, reposant sur deux appuis de même nature :**

**Tableau I. 1 : Valeurs du coefficient "C" en fonction des conditions aux appuis.**

Encastrement par rapport à		Moment constant	Charge concentrée au milieu	Charge uniformément répartie	Deux charges symétriques à distance "e" de l'appui
L'axe Y	L'axe X				
Sans	Sans	1	1,365	1,132	$1+2,92.(\frac{e}{l})^3$
	Avec	---	0,938	0,576	$0,1+1,2\frac{e}{l}+1,9.(\frac{e}{l})^3$
Avec	Sans	1	1,070	0,972	$1+(\frac{e}{l})^3(\frac{e}{l}-0,93)$
	Avec	---	0,633	0,425	$0,181+0,307\frac{e}{l}+(\frac{e}{l}-0,474)^3$

Lorsque le chargement comporte plusieurs charges ou groupes de charges agissant dans le même sens, auxquels correspondraient respectivement des contraintes et coefficients :  $\sigma_{f1}$  et  $c_1$ ,  $\sigma_{f2}$  et  $c_2$ ,  $\sigma_{f3}$  et  $c_3$  .....  $\sigma_{fn}$  et  $c_n$  , le coefficient "C" applicable à l'ensemble du chargement est donné par la relation :

$$\frac{\sigma_{f1} + \sigma_{f2} + \sigma_{f3} + \dots + \sigma_{fn}}{C} = \frac{\sigma_{f1}}{c_1} + \frac{\sigma_{f2}}{c_2} + \frac{\sigma_{f3}}{c_3} + \dots + \frac{\sigma_{fn}}{c_n} \quad (\text{II. 31})$$

➤ **pièces soumises à deux moments différents au droit des appuis (Me ; Mw) :**

$$C = \sqrt{\frac{3}{1 + \frac{Me}{Mw} + (\frac{Me}{Mw})^2 - 0,152.(1 - \frac{Me}{Mw})^2}} \quad (\text{II. 32})$$



- $\frac{Me}{M_w} = 1$  ; moments égaux  $\Rightarrow C = 1$
- $\frac{Me}{M_w} = 0$  ; moments à l'autre extrémité  $\Rightarrow C = 1,88$
- $\frac{Me}{M_w} = -1$  ; moments égaux et de sens opposés  $\Rightarrow C = 2,77$

**c) console parfaitement encastree :** la contrainte  $\sigma_f$  est calculée d'après le moment d'encastrement.

- Charge concentrée à l'extrémité :  $C = 2,77$
- Charge uniformément répartie :  $C = 4,93$
- Charge concentrée à distance "e" de l'encastrement :  $C = \frac{l}{e} + 0,19 \frac{l^2}{e^2}$  (II. 33)

**b.3) Coefficient "B" fonction du niveau d'application des charges :**

Lorsque les charges transversales situées dans le plan de l'âme ont leur point d'application à une distance "Ya" du centre de gravité de la section, comptée positivement lorsque le point d'application est au-dessus du centre de gravité, le coefficient "B" est donné par l'expression suivante :

$$B = \sqrt{1 + \left(\frac{8.Ya.\beta.C}{\pi^2.h.D}\right)^2} - 8 \frac{Ya.\beta.C}{\pi^2.h.D} \quad (\text{II. 34})$$

En particulier, en cas d'application des charges au niveau :

- De la membrure supérieure, on a :
- $B = \sqrt{1 + \left(0,405 \frac{\beta.C}{D}\right)^2} - 0,405 \frac{\beta.C}{D}$  (II. 35)
- De la membrure inférieure, on a :
- $B = \sqrt{1 + \left(0,405 \frac{\beta.C}{D}\right)^2} + 0,405 \frac{\beta.C}{D}$  (II. 36)
- De la fibre neutre, on a :  $B = 1$

**Tableau I. 2 :** Valeurs de "β" pour les pièces symétriquement chargées et appuyées.

Encastrement par rapport à		Moment constant	Charge concentrée au milieu	Charge uniformément répartie	Deux charges symétriques à distance "e" de l'appui
L'axe Y	L'axe X				

<b>Sans</b>	<b>Sans</b>	0	1	1	$6 \left( \frac{e}{l} \right) - 8 \left( \frac{e}{l} \right)^2$
	<b>Avec</b>	---	2	3	$5 - 2 \frac{e}{l} - 8 \left( \frac{e}{l} \right)^2$
<b>Avec</b>	<b>Sans</b>	0	1	0,75	$5 \left( \frac{e}{l} \right)^3 \left( 1,2 - \frac{e}{l} \right)$
	<b>Avec</b>	---	2	2,25	$(13 - 11 \frac{e}{l}) \left( \frac{e}{l} \right)^2$

Lorsque le chargement comporte plusieurs charges ou groupes de charges agissant dans le même sens, auxquels correspondraient respectivement des contraintes et coefficients :  $\sigma_{f1}$  et  $\beta_1$ ,  $\sigma_{f2}$  et  $\beta_2$ ,  $\sigma_{f3}$  et  $\beta_3$ ... $\sigma_{fn}$  et  $\beta_n$ , le coefficient " $\beta$ " applicable à l'ensemble du chargement est donné par la relation :

$$\beta \cdot (\sigma_{f1} + \sigma_{f2} + \sigma_{f3} + \dots + \sigma_{fn}) = \beta_1 \cdot \sigma_{f1} + \beta_2 \cdot \sigma_{f2} + \beta_3 \cdot \sigma_{f3} + \dots + \beta_n \cdot \sigma_{fn} \quad (\text{II. 37})$$

**Valeurs de " $\beta$ " pour les consoles parfaitement encastrees :**

- Charge concentrée à l'extrémité :  $\beta = 1$
- Charge uniformément répartie :  $\beta = 1$
- Charge appliquée à une distance " $e$ " de l'extrémité :  $\beta = 6 \left( \frac{e}{l} \right) - 8 \left( \frac{e}{l} \right)^2$

## II.6. Exercices d'application

### Exercice n°1

Soit une poutre en profil **IPE 300** d'une structure métallique en **acier E24** ci-dessous représentée selon le schéma statique en figure 1, de longueur de **5.00 m** et chargée au niveau de la semelle supérieure du profil par une charge permanente  **$Q_1=275 \text{ daN/m}$**  et surcharge d'exploitation  **$G = 150 \text{ daN/ml}$** .

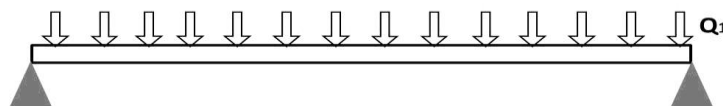


Figure 1

- Vérifier la stabilité au déversement de la poutre ci-dessus représentée selon le schéma statique en figure 1.

### Exercice n°2

Soit une poutre console en profil **IPE 200** de longueur de **2.75 m** d'une structure métallique d'un plancher en **acier E24** d'un bâtiment industriel ci-dessous représentée selon le schéma statique en figure 2 et chargée au niveau de la semelle supérieure du profil par une charge permanente **q = 150 kg/ml** et une surcharge d'exploitation **F**.

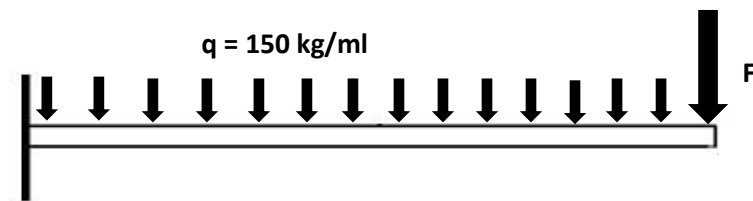


Figure 2

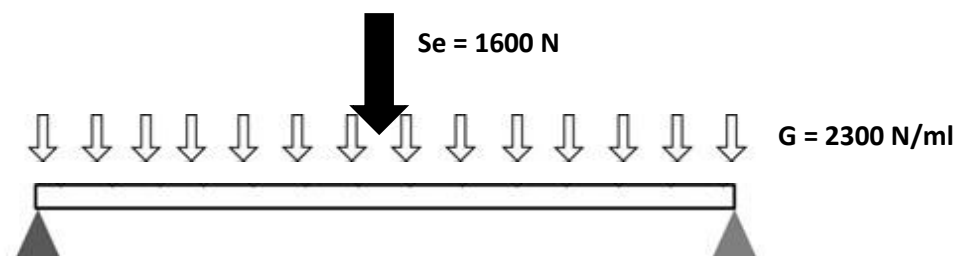
Sachant que :

$$F = 1.25 Q, \quad Q = 175 \text{ kg.}$$

On demande de vérifier la stabilité au déversement de la poutre ci-dessus représentée selon le schéma statique en figure 2.

### Exercice n°3

Soit une poutre d'un plancher de **5.00 m** de longueur constitué par un profil **IPE 200 en acier E24** chargée au niveau de la **semelle inférieure** du profil par une charge permanente **G = 2300 N/ml** et une surcharge d'exploitation concentrée au milieu **Se = 1600 N**.



- Vérifier la stabilité au déversement de la poutre ?

## II.6. Stabilité au voilement

Si l'on soumet une plaque rectangulaire à une compression uniforme sur eux cotés opposée parallèlement à son plan moyen, on observe que la plaque au-delà d'une certaine charge, se déforme transversalement.

Il s'agit du phénomène de voilement qui se manifeste par des ondulations. Le voilement se développe plus progressivement, les grandes déformations n'apparaissant par brutalement et ne conduisant pas généralement à la ruine de la pièce. Le phénomène de voilement peut également apparaître sous l'effet de cisaillement simple. Il est dans ce cas attaché à la diagonale comprimée.

Les âmes des poutres utilisées en construction métalliques sont généralement minces et donc susceptibles de se voiler sous l'effet de compression ou de cisaillement.

Les essais montrent également que les âmes, bien que voilés résistent encore à des efforts additionnels, autrement dit le voilement ne conduit pas à une ruine rapide et brutale des pièces, ce qui en fait un phénomène finalement peu dangereux.

Pour éviter le voilement des âmes des poutres, deux moyens sont possibles :

- Soit augmenter l'épaisseur de l'âme ;
- Soit disposer des raidisseurs d'âme (au droit des appuis ou sous les charges concentrées).

### II.6.1. Théorie du voilement

La théorie du voilement consiste généralement à utiliser la méthode énergétique de Timochenko :

#### ***a) Semelles***

L'attache des semelles ou des cornières membrures sur l'âme est déterminée, en fonction de l'effort de glissement longitudinal. On peut à titre de simplification, adopter comme effort de glissement  $\tau = \frac{T}{h_a}$  ; sachant que « T » est l'effort de tranchant et «  $h_a$  » la hauteur de l'âme).

Pour que les règles de calcul soient valables, le rapport de la largeur libre «  $b_0$  » à l'épaisseur «  $e$  » des semelles comprimées doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Eléments de semelle ayant un bord libre :

$$b_0 \leq 15.e.\sqrt{\frac{24}{\sigma_e}} \quad (\text{II. 38})$$



- Elément de semelle ayant un bord raidi :

$$\frac{b_0}{e} \leq \left( 15 + 30.\sqrt{\frac{b_2}{b_1}} \right) \cdot \sqrt{\frac{24}{\sigma_e}} \quad (\text{II. 39})$$



- Elément de semelle reliant deux âmes :

$$b_0 \leq 45.e.\sqrt{\frac{24}{\sigma_e}} \quad (\text{II. 40})$$



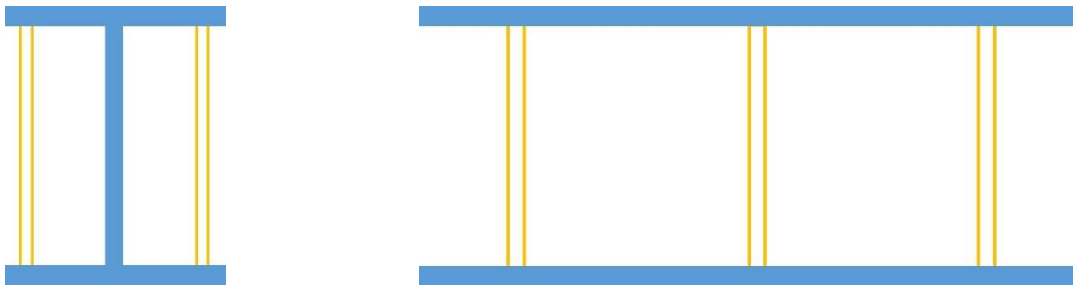
### **b) Ames**

Le calcul de la stabilité des âmes au voilement est très complexe, il est basé actuellement sur la considération de contrainte critique qui s'écartent plus ou moins de la ruine expérimentalement de la pièce.

- L'emploi d'âmes plus minces nécessite en général l'emploi de raidisseurs (au droit des appuis et au droit des charges concentrées fixes) ;
- Les profils laminés normalisés (IPE, IPN, HEA...) sont peu ou pas sensibles au voilement (leurs âmes étant surdimensionnées).

On désigne par :  $h'_a$  : hauteur libre de l'âme,

- $e_a$  : épaisseur de l'âme ( $e_a \geq 0,006.h'_a$ ) ;
- $D$  : distance entre raidisseurs d'âme transversaux (perpendiculaire à l'axe de la poutre) ;
- $\sigma$  : Contrainte normale pondérée sur la fibre la plus comprimée de l'âme ;
- $\tau$  : la valeur moyenne de la contrainte tangentielle pondérée dans une section droite de l'âme.  $\tau = \frac{T}{A_a}$



On peut se dispenser de placer des raidisseurs intermédiaires, si dans toute section de la poutre les valeurs de sigma et tau satisfont à :

$$\left( \left( \frac{\sigma}{7} \right)^2 + \tau^2 \right) \leq 0,015 \left( \frac{1000.e_a}{h'_a} \right)^4 \quad (\text{II. 41})$$

Si cette condition n'est pas satisfaite, il est nécessaire de prévoir des raidisseurs disposés de façon que, dans tous panneaux de longueur « d » situé entre deux raidisseurs, les valeurs de sigma et tau correspondant à chaque section droite satisfassent à :

$$\left( \left( \frac{\sigma}{7} \right)^2 + \left( \frac{\tau}{1 + \frac{3 \cdot h_a'^2}{4 \cdot d^2}} \right)^2 \right) \leq 0,015 \left( \frac{1000 \cdot e_a}{h_a'} \right)^4 \quad (\text{II. 42})$$

Les raidisseurs doivent être vérifié au flambement hors du plan de la poutre, pour que longueur de flambement égale à la distance entre semelles et une charge « Q » égale à l'effort tranchant diminué de l'effort tranchant que pourrait supporter l'âme s'il n'avait pas de raidisseurs :

$$Q = T - \sqrt{0,015 \left( \frac{1000 \cdot e_a}{h_a'} \right)^4 - \left( \frac{\sigma}{7} \right)^2} \quad (\text{II. 43})$$

# **Chapitre III**

## **Calcul des pièces tendues**

---



### III.1. Généralité

#### III.1.1. Définition

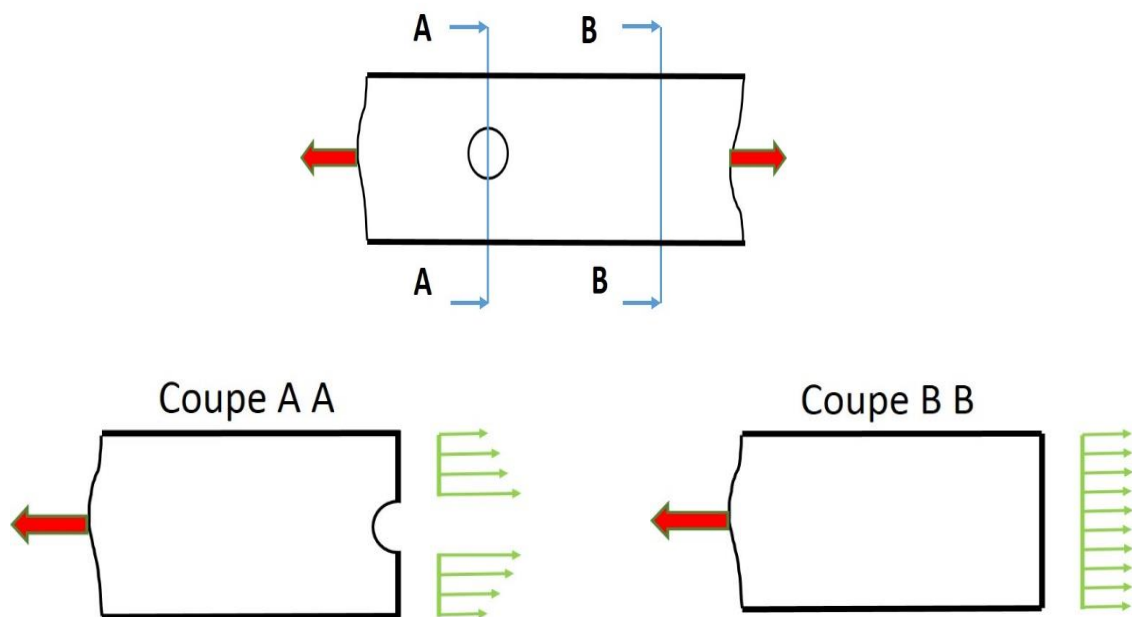
Une barre est dite tendue lorsque ses sections transversales sont soumises à une seule sollicitation à savoir. Un effort normal qui tend à allongement les fibres de la barre.

#### III.1.2. Comportement des barres tendues

Le comportement d'une barre tendue est simple et éprouvé. Théoriquement, il est identique à celui d'une éprouvette que l'on soumet à un essai de traction. Pratiquement, le comportement accuse des différences notables. Il présente quelque écart par rapport à celui d'une éprouvette de traction, à cause de l'existence des contraintes résiduelles internes provenant du refroidissement différentiel dû aux opérationnels laminages. Dans les calculs de dimensionnement des barres tendues courantes, l'influence de ces contraintes internes est souvent négligée.

#### III.1.3. Conception des barres tendues

La conception d'une barre tendue est facile. La forme de la section n'a aucune influence sur sa capacité de résistance, car la traction n'engendre pas de phénomènes d'instabilité. Seule l'aire de la section transversale est importante pour la résistance de la barre.



**Figure III.1 :** Concentration de contraintes.

La présence des trous engendre donc une diminution de l'aire de sections transversales à l'endroit des assemblages et, en plus, l'apparition du phénomène de concentration de contraintes lorsque la barre est en état de charge c'est-à-dire l'obtention de contraintes ayant une distribution non uniforme à l'endroit des sections transversales passant par les trous et une valeur maximale de la contrainte de traction, au bord des trous, plus élevée que celle en section courante de la barre.

Pour les charpentes métalliques ordinaires, on néglige l'influence du phénomène de concentration employés qui permet une uniformisation des contraintes par adaptation plastiques sans danger de rupture. Néanmoins, les mesures suivantes doivent être prises. Il faut :

- Eviter une variation importante des sections de la barre.
- Respecter le diamètre des boulons suivant les épaisseurs à assembler.

$$d \geq e_{\min} + 2 \quad \text{lorsque } e < 20 \text{ mm} \quad (\text{III. 01})$$

$$d \geq 20 \text{ mm} \quad \text{lorsque } e \geq 20 \text{ mm} \quad (\text{III. 02})$$

- Respecter les pinces transversales et longitudinales des assemblages.

$$\text{a) } 1.5 \cdot d < \delta \cdot t < 2.5 \cdot d \quad (\text{III. 03})$$

$$\text{b) } 1.5 \cdot d < \delta \cdot l < 2.5 \cdot d \quad (\text{III. 04})$$

$$\text{c) } \frac{0.8 \cdot T}{(e \cdot \sigma_e)} < \delta \cdot l < 2.5 \cdot d \quad (\text{III. 05})$$

$$\text{d) } 3 \cdot d < \delta < 7 \cdot d \quad \text{S'il y a risque d'oxydation,} \quad (\text{III. 06})$$

Ou  $3 \cdot d < \delta < 10 \cdot d$  s'il n'y a pas de risque d'oxydation.

## III.2. Vérification des barres tendues

### III.2.1. Condition de résistance

Si N désigne l'effort normal de traction pondéré et A l'aire critique de la section, la condition de résistance à vérifier, selon les règles CM66, pour les barres tendues est donnée par la relation suivante.

$$\sigma \leq \sigma_e \quad (\text{III. 07})$$

$$\text{Avec :} \quad \sigma_c = \sigma \quad (\text{III. 08})$$

Contrainte pondérée de traction :  $\sigma = \frac{N}{A}$  (III. 09)

$\sigma_e$  : Résistance limite d'élasticité du matériau constitutif de la barre.

### III.2.2. Calcul des barres tendues

Le calcul des barres tendues revient essentiellement au calcul de l'aire de leurs sections transversales. Cette dernière dépend de la géométrie de ces sections et du mode d'assemblage de la barre.

a) Sections pleines (barres soudées) :

Toutes les sections de la barre sont sans trous. C'est le cas des barres soudées. La section critique est une section droite.

L'aire de la section critique à prendre en compte est l'aire brute  $A_b$  de sa section droite.

$$A = A_b \quad (\text{III. 10})$$

b) Sections avec trous (barres boulonnées) :

C'est le cas des barres assemblées par boulonnage. Les trous produisent une influence importante sur la résistance de la barre. Cette influence peut être :

- Un phénomène de concentration de contraintes (souvent négligeable si les dispositions ont été respectées et si le matériau est ductile).
- Une réduction de l'aire brute de la section d'où une aire nette plus faible que l'aire brute.

Dans ce cas, l'aire de la section à prendre en compte est l'aire nette  $A_n$ .

Pour la vérification des éléments tendus, on doit déterminer la section nette de la pièce en déduisant les perçages (trous), on envisage diverses sections (droites, obliques ou brisées) passant par l'axe des trous et on fait la somme des surfaces du métal traversées par ces sections. On adopte comme section nette la plus faible des valeurs trouvées.

$$A_n = L_n \cdot e \quad (\text{III. 11})$$

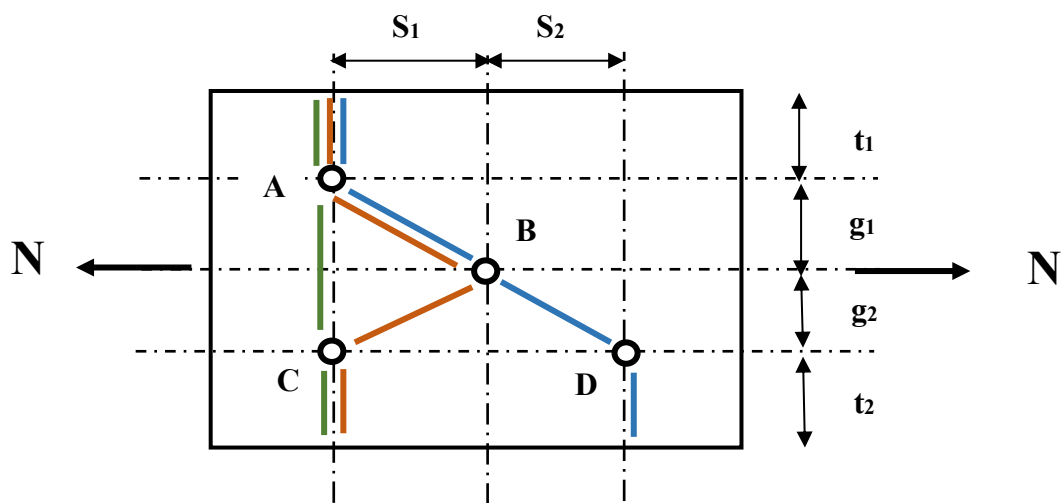
La section nette s'obtient en déduisant de la section brute la somme des surfaces des vides apparaissant dans le plan de la section. Dans un élément de plusieurs files et colonnes de trous, la formule utilisée pour déterminer la longueur nette est :

$$L_n = L_{tot} - \sum d_{tr} + \sum_{i=1}^n \frac{S_i^2}{4 \cdot g_i} \quad (\text{III. 12})$$

$S_i$  : distance entre colonne  $i$  et suivante ;

$g_i$  : distance entre ligne  $i$  et suivante ;

$d_{tr}$  : diamètre des trous.



**Figure III.2 :** Pas et écartement des boulons d'un assemblage en quinconce.

La longueur totale de la pièce ( $L_{tot}$ ) :

$$L_{tot} = t_1 + g_1 + g_2 + t_2 \quad (\text{III. 13})$$

Ligne AC :

$$L_{AC} = L_{tot} - 2 \cdot d_{tr} \quad (\text{III. 14})$$

Ligne ABC :

$$L_{ABC} = L_{tot} - 3 \cdot d_{tr} + \frac{S_1^2}{4 \cdot g_1} + \frac{S_1^2}{4 \cdot g_2} \quad (\text{III. 15})$$

Ligne ABD :

$$L_{ABD} = L_{tot} - 3 \cdot d_{tr} + \frac{S_1^2}{4 \cdot g_1} + \frac{S_2^2}{4 \cdot g_2} \quad (\text{III. 16})$$

On considère ensuite dans le calcul la plus faible valeur déterminée pour :  $L_{AC}$  ;  $L_{ABC}$  ;  $L_{ABD}$ .

### III.3. Exercices d'application

#### Exercice n°1

- Calculer la section nette minimale de la pièce représentée sur la figure 1 sachant que le diamètre des trous **Dtr = 22 mm**.
- On demande de calculer l'effort de traction maximal que peut supporter cette pièce.

Acier E24, épaisseur de la plaque **e = 6 mm**.

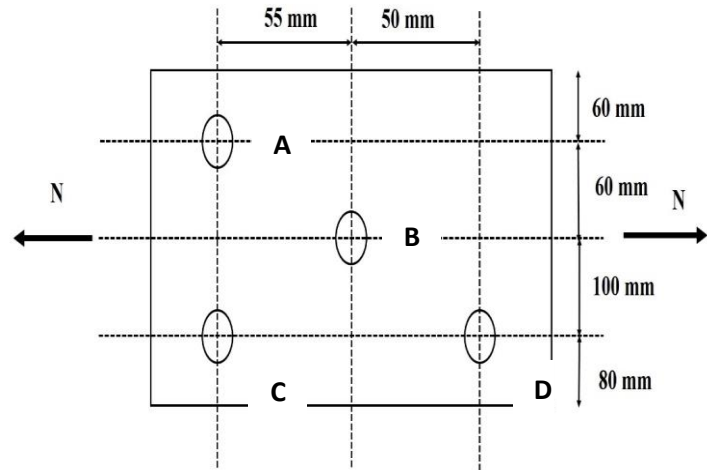


Figure 01

#### Exercice n°2

Soit une pièce en traction simple, sachant que :

**Dtr = 24 mm, Acier E24**, épaisseur de la plaque **= 10 mm**.

- On demande d calculer l'effort de traction maximal que peut supporter cette pièce.

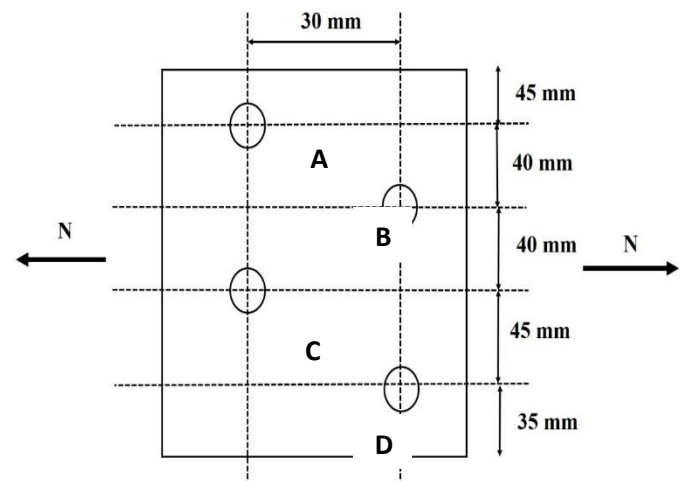
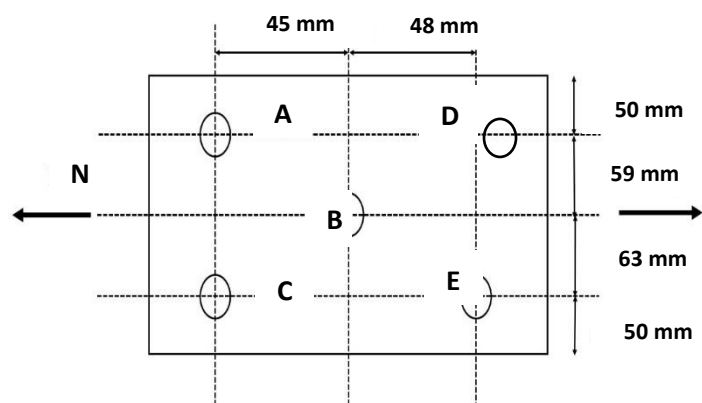


Figure 02

#### Exercice n°3

- Calculer la section nette minimale de la pièce représentée sur la figure 3 sachant que le diamètre des trous **Dtr = 21 mm**.
- On demande de calculer l'effort de traction maximal que peut supporter cette pièce.

Acier E24, épaisseur de la plaque **e = 6 mm**.



# **Chapitre IV**

## **Assemblages**

## **IV.1. Introduction**

En construction métallique, la conception, le calcul et la réalisation des assemblages revêtent une importance équivalente à ceux des composants structuraux pour la sécurité finale de l'ouvrage. En effet, les assemblages constituent des points de passage obligé pour les sollicitations qui s'exercent dans les différents composants structuraux. En cas de défaillance d'un assemblage, le fonctionnement global de la structure se trouve remis en cause.

La conception des assemblages est aussi l'étape au cours de laquelle doivent être concrétisées, avec autant de fidélité que possible, les hypothèses de liaison entre composants de la structure telles qu'elles ont été adoptées au stade de l'analyse globale.

## **IV.2. Rôle d'un assemblage**

Un assemblage est un dispositif ayant pour but d'assurer la continuité mécanique de plusieurs pièces en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre elle en générant un minimum de sollicitation parasites.

On distingue :

- Les assemblages articulés ;
- Les assemblages rigides.

Cette classification est faite par simplification afin de pouvoir mener des calculs relativement simples et abordables car dans la réalité le comportement réel est en général intermédiaire (semi-rigide).

## **IV.3. Fonctionnement des assemblages**

Les principaux modes d'assemblages sont :

### **IV.3.1. Le boulonnage**

Le boulonnage constitue le moyen d'assemblage la plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site.

Un boulon est un ensemble constitué d'une vis, d'un écrou et ; le cas échéant, d'une ou deux rondelles.

Il convient de distinguer deux familles de boulons, en fonction du mode de mise en œuvre qu'on leur assigne.

- Les boulons normaux
- Les boulons à serrage contrôlé

#### ❖ **Les boulons normaux (ordinaires)**

Les boulons ordinaires, sont mis en œuvre avec un serrage simple, non contrôlé, ils ne sont pas prévus pour subir une précontrainte, leur aptitude au serrage ne faisant l'objet d'aucun contrôle en fabrication. La reprise des efforts perpendiculaires à l'axe des vis s'effectue par cisaillement direct de celles-ci et pression diamétrale sur l'épaisseur des pièces.

Les valeurs nominales de la résistance limite d'élasticité  $f_{yb}$  ainsi que celles de la résistance à la traction (limite de rupture)  $f_{ub}$  des différentes classes de boulons sont indiqués dans le tableau ci-dessous.

**Tableau IV.1 :** Les valeurs nominales de  $f_{yb}$  et  $f_{ub}$  des boulons

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	400	500	500	600	600	800	1000

#### ❖ **Boulons à haute résistance**

Les boulons à serrage contrôlé, dits aussi boulons précontraints, sont fabriqués spécialement pour garantir une aptitude de serrage, ils sont en principe mis en œuvre avec introduction d'un effort de précontrainte obtenu généralement par contrôle du couple de serrage appliqué ou de la rotation imposée. La précontrainte permet notamment de mobiliser des forces de frottement à l'interface des pièces assemblées et d'obtenir un fonctionnement sans glissement des assemblages, sous des efforts perpendiculaires à l'axe ces vis.

Les boulons à serrage contrôlé sont disponibles en deux classes de qualité : 8.8 et 10.9 (avec la même convention de codification que pour les boulons normaux).

##### *IV.3.1.1. Condition d'épaisseur des pièces assemblées*



Les pièces assemblées étant classées par ordre d'épaisseurs décroissantes, en appellent  $e_2$  l'épaisseur de la deuxième, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$d \geq e_2 + 2 \quad \text{si on a } e_2 < 20 \text{ mm} \quad (\text{IV. 01})$$

$$d \geq 22 \text{ mm} \quad \text{si on a } e_2 \geq 20 \text{ mm} \quad (\text{IV. 02})$$

Si une ou des fourrures sont interposées entre les pièces transmettant des efforts dans un assemblage par boulons ordinaires, l'épaisseur totale assemblée doit rester inférieure à  $4d$ .

#### *IV.3.1.2. Vérification des boulons ordinaires*

Suivant la nature des sollicitations auxquelles est soumis l'assemblage, les vérifications de la résistance du boulon font intervenir soit la section A de la tige lisse, soit la section résistante  $A_r$  de la partie filetée.

Les assemblages par boulons ordinaires permettent de reprendre des efforts d'orientation quelconque par rapport à l'axe des vis. Il est d'usage d'envisager séparément les efforts parallèles (traction) et les efforts perpendiculaires (cisaillement) à l'axe des vis, qui correspondent à des modes de fonctionnement différents et requièrent donc des vérifications propres.

Résistance du boulon à la traction

Si  $N$  est effort pondéré de traction exercé sur chaque boulon, on vérifie :

$$1.25 \cdot \frac{N}{A_r} \leq \sigma_e \quad (\text{IV. 03})$$

Résistance du boulon au cisaillement

Si  $T$  est effort pondéré de cisaillement exercé sur chaque cisailée du boulon, on vérifie :

$$1.54 \cdot \frac{T}{A_r} \leq \sigma_e \quad (\text{IV. 04})$$

Résistance du boulon à un effort incliné

Si le boulon est soumis à une composante normale pondérée  $N$  suivant l'axe du boulon et une composante pondérée  $T$  dans le plan de joint :

Dans le cas où la section cisailée se trouve dans la partie lisse, on vérifie simultanément :

$$1.25 \cdot \frac{N}{A_r} \leq \sigma_e \quad \text{et} \quad \frac{\sqrt{N^2 + 2.36 \cdot T^2}}{A} \leq \sigma_e \quad (\text{IV. 05})$$

#### *IV.3.1.3. Vérification des boulons à haute résistance et à serrage contrôlé*

L'effort de précontrainte  $N_0$  est l'effort qui agit axialement dans la tige du boulon. Il est généralement réalisé par un serrage de l'écrou ou de la tête du boulon et a pratiquement une valeur :

$$N_0 = 0.8 \cdot \sigma_{eb} \cdot A_r \quad (\text{IV. 06})$$

L'effort de glissement par boulon est obtenu en multipliant l'effort de précontrainte par le coefficient de frottement  $\varphi$  entre les surfaces de contact.

- ***Effort admissible dans les assemblages sollicités perpendiculairement à l'axe des boulons***

Lorsque l'assemblage est sollicité par un effort perpendiculaire à l'axe des boulons, la valeur admissible  $T_a$  de cet effort pondéré, par boulon et par plan de glissement, est donnée par :

$$T_a = 1.1 \cdot N_0 \cdot \varphi \quad (\text{IV. 07})$$

- ***Effort admissible dans les assemblages sollicités en traction dans la direction de l'axe du boulon :***

L'effort pondéré admissible  $N_a$  par boulon dans un assemblage sollicité en traction dans la direction de l'axe du boulon est exprimé par la formule :

$$N_a = N_0 \quad (\text{IV. 08})$$

- ***Effort admissible dans les assemblages sollicités à la fois perpendiculairement à l'axe du boulon et dans la direction de celui-ci :***

Lorsque la sollicitation engendre par boulon à la fois un effort  $T$  perpendiculaire à son axe et un effort de traction  $N$  dans la direction de celui-ci, ces efforts pondérés ne doivent pas dépasser les valeurs :

$$T_a = 1.1 \cdot \varphi \cdot (N_0 - N) \text{ et } N_a = N_0 \quad (\text{IV. 09})$$

### **IV.3.2. Le soudage**

Le soudage en construction métallique fait systématiquement appel à un apport extérieur de métal, fondu en même temps que le bord des pièces à assembler ; cette fusion est toujours obtenue par l'intermédiaire d'un arc électrique établi entre les pièces à assembler et le métal d'apport encore solide. Ce métal constituant l'essentiel du joint est apporté sous forme d'un fil-électrode dans les procédés automatiques et semi manuels. Dans le choix des produits d'apport, on s'attache essentiellement pour ce qui concerne l'aspect résistance, à sélectionner un métal déposé au moins équivalent en nuance au métal de base et présentant les meilleures caractéristiques possibles en matière de ductilité.

#### IV.3.2.1. Procédés de soudage

Les divers procédés permettant de réaliser l'opération de soudage se différencient d'une part par la source de chaleur (flamme, arc électrique...) et d'autre part par le type de protection (laitier, flux, gaz, ...) du bain de fusion par rapport à l'air ambiant.

#### IV.3.2.2. Anomalies dans les soudures

Les principales anomalies qui peuvent être présentes dans les soudures sont représentées à la figure ci-dessous. On distingue celles relatives à une configuration externe ou interne de la soudure.

Du point de vue du comportement de l'assemblage vis-à-vis de la fatigue et de la rupture fragile, les anomalies les plus dangereuses sont, par ordre décroissant :

- Les fissures,
- Les défauts de collage,
- Les défauts de pénétration,
- Les inclusions,
- Les porosités.

#### IV.3.2.3. Contrôle des soudures

Le contrôle des joints soudés est indispensable pour garantir la qualité requise. On peut classer les différentes méthodes de contrôle en deux catégories : les contrôles

destructifs, qui s'appliquent essentiellement à des éprouvettes servant au contrôle de procédés de soudage, comprenant principalement :

- Les macrographies (examen à l'œil nu ou à la lampe binoculaire avec polissage moyen),
- Les micrographies (examen au microscope avec poussé),
- Les essais de traction,
- Les essais de pilage,
- Les essais de dureté,
- Les essais de résilience,

Et le contrôle non destructif, dont les plus courants sont :

- L'examen visuel,
- L'examen par ressuage,
- L'examen par magnétoscopie,
- L'examen par radiographie,
- L'examen par ultrason.

## **IV.4. Exercices d'application**

### **Exercice 01**

Calculez l'effort normal maximal que peut supporter un boulon ordinaire de diamètre  $\phi 12$  en acier E24, soumis à un effort de traction ?

### **Exercice 02**

Etant donnée une pièce en acier E24 soumise à un effort de cisaillement, On demande de calculer l'effort de cisaillement maximal que peut supporter un boulon ordinaire de diamètre  $\phi 12$  exercé sur une section cisillée, selon les deux situations :

- Situation 1 : aucune précaution spéciale n'est exigée pour l'exécution,
- Situation 2 : des dispositions spéciales sont prises pour que la partie lisse du boulon règne au droit de toutes les sections cisillées.

### Exercice 03

Soit un assemblage d'une pièce en acier E24 soumise à un effort de traction  $N$  de 2100 daN, calculer le diamètre du boulon de l'attaché ?

### Exercice 04

Par le même principe des exercices précédent, on demande de compléter le tableau ci-dessous:

Diamètre "d" du boulon en mm	8	10	12	14	16	18	20	22	24
Section de tige lisse "A" en mm <sup>2</sup>	50,2	78,5	113	154	201	254	314	380	452
Section résistante "A <sub>s</sub> " en mm <sup>2</sup>	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353
$N_{admissible}$									
Tige lisse: $T_{admissible}$									
Tige résistante: $T_{admissible}$									

## **Références bibliographiques**

Lahlou DAHMANI, « Calcul pratique des éléments de constructions métalliques ». Office des Publications Universitaires, 2<sup>eme</sup> édition, 2022.

CCM97 : « Règles de conception des structures en acier ». CGS Alger, 1999.

M.-A. Hirt, R. Bez. « Construction Métallique », Volumes 10 et 11, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, 2015.

J. Brozzetti, M.A. Bez. « Construction métallique (Exemples numériques adaptés aux Eurocodes) ». Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, 1994.

---