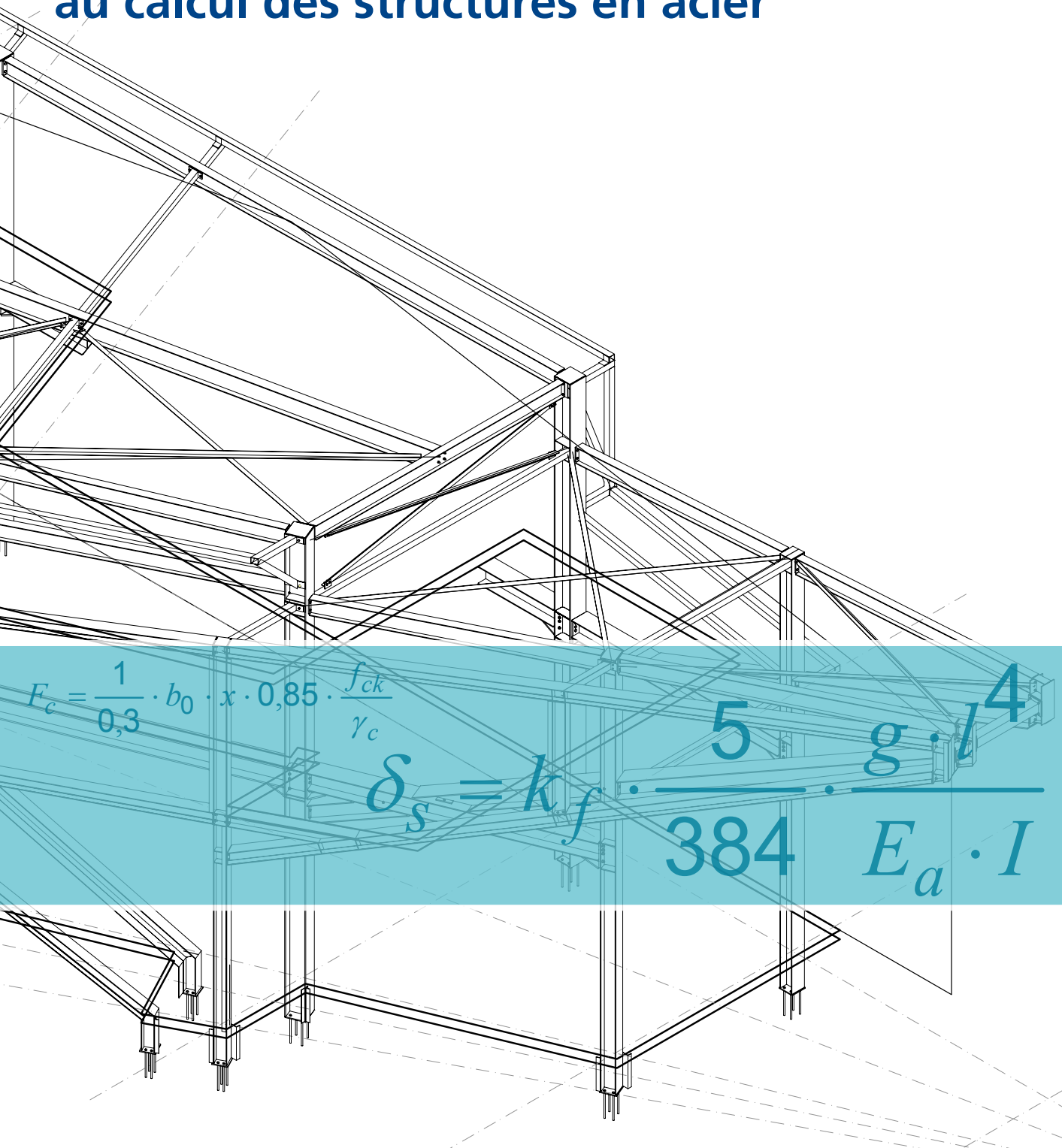


# EUROCODE 3 EN 1993

## Exemples d'application au calcul des structures en acier



---

# EUROCODE 3 EN 1993

Exemples d'application au calcul des structures en acier

---

Malgré tout le soin apporté à la rédaction de cet ouvrage et les relectures dont il a fait l'objet, l'éditeur ne garantit pas l'absence de fautes ou d'erreurs dans les propos qui s'y trouvent. Le cas échéant, le lecteur pourra trouver des errata consultables sur le site web [www.infosteel.be](http://www.infosteel.be), ainsi qu'y faire part de ses remarques ou suggestions par e-mail ([info@infosteel.be](mailto:info@infosteel.be)).

Dépôt Légal D/2007/0274/1

ISBN 978-90-807-5553-6

---

Tout droits de reproduction, d'adaptation ou de traduction, par quelque procédé que ce soit, réservés pour tous pays sans l'autorisation écrite de l'éditeur ou de ses ayants droit.

---

©  
Centre Information Acier  
12 Chaussée de Zellik  
1082 Bruxelles  
+32-2-509 15 01  
+32-2-511 12 81  
[info@infosteel.be](mailto:info@infosteel.be)  
[www.infosteel.be](http://www.infosteel.be)

## Introduction

La rédaction d'une législation européenne pour le calcul et le dimensionnement des structures du génie civil, entamée à la moitié des années '70, est en voie de finalisation. Sous peu, divers Eurocodes structuraux seront publiés sous leur forme définitive et accompagnés de leur annexe nationale, complément indispensable à leur application en Belgique. Il en sera notamment ainsi de l'Eurocode 3, consacré aux structures en acier.

Si les nouvelles normes font appel à bon nombre de concepts connus, elles préconisent également des approches de calcul soit novatrices, soit plus larges au niveau de leur champs d'application. Les différences substantielles entre la version définitive (EN) et la version précédente (ENV) de l'Eurocode 3, ainsi que la publication des modalités d'utilisation pour la Belgique (Annexe Nationale), justifient la décision prise ces dernières années par le Centre Information Acier d'organiser régulièrement des formations à la conception et au dimensionnement de bâtiments en acier.

Dans un premier temps, ces formations se sont limitées à la présentation du contenu de l'Eurocode 3, d'abord dans sa version ENV (en 1998), puis dans sa version EN (en 2004). Mais il est rapidement apparu qu'une démarche plus ambitieuse encore devait être suivie, dont l'objectif serait de mettre davantage l'accent sur les aspects pratiques de conception et de dimensionnement. Une approche pédagogique nouvelle a dès lors été développée et mise en œuvre, à la satisfaction de tous, à l'occasion de formations à l'Eurocode 3 organisées récemment à Luxembourg (printemps 2005) et à Paris (automne 2005).

Le principe consiste à partir d'exemples d'application concrets et de les analyser, étape par étape, en abordant dans le détail la diversité des possibilités de calcul offertes par le document normatif, leur mise en œuvre et les conséquences de la sélection de l'une d'entre elles dans une situation précise.

Lors de ces formations récentes, deux structures et plusieurs variantes ont été choisies comme références :

- Structure 1 : ossature rigide contreventée à assemblages articulés
  - Variante A : assemblages semi-rigides
  - Variante B : comportement à l'incendie
  - Variante C : poutre de toiture en profilé reconstitué soudé
- Structure 2 : ossature souple non contreventée à assemblages semi-rigides

Ces exemples d'application ont été préparés, au départ, dans le cadre d'un projet européen coordonné par l'Université de Liège, qui visait à la rédaction d'un manuel d'utilisation de l'Eurocode 3, dans sa version ENV. Ils ont ici été revus à la lumière de la version définitive EN de l'Eurocode.

Suite à de nombreuses demandes reçues depuis lors par le Centre Information Acier, ces exemples d'application ont été publiés une première fois en 2006 et font l'objet aujourd'hui d'une seconde édition.

---

Nous remercions les spécialistes qui ont œuvré pour la préparation de cet ouvrage.

- Pour la conception des exercices :
  - Ir. L.G. Cajot, ArcelorMittal Research Centre, Esch, Luxembourg
  - Ir. R. Dumbruck, SECO, Bruxelles
  - Prof. dr. ir. J.P. Jaspart, Université de Liège
  - Prof. dr. ir. R. Maquoi, Université de Liège
- Pour la traduction en néerlandais et la révision du texte lors de sa seconde publication:
  - Dr. ir. Lincy Pyl, De Nayer Instituut, Mechelen

Ces exemples ne remplacent évidemment pas la participation à une formation, mais ils devraient néanmoins permettre au lecteur de découvrir les spécificités de l'Eurocode 3 et d'acquérir des connaissances lui permettant d'entrevoir sereinement l'application future de ce dernier dans son activité quotidienne.

Ir. Jo Naessens  
General manager Centre Information Acier

Ir. Audrey Debackere  
Département technique Centre Information Acier

## Table des matières

### EXERCICE N° 1 : OSSATURE RIGIDE CONTREVENTÉE À ASSEMBLAGES ARTICULÉS

<b>STRUCTURE DE BASE</b> .....	<b>1</b>
<b>1. Description de l'ossature</b> .....	<b>1</b>
1.1 Actions caractéristiques .....	1
1.2 Actions de calcul $F_d = \gamma_F F_k$ .....	2
1.3 Propriétés de l'acier .....	2
1.4 Coefficients partiels de sécurité pour les fonctions de résistance .....	2
<b>2. Poutre de plancher (maintien continu)</b> .....	<b>3</b>
2.1 Choix de la section de la poutre de plancher .....	3
2.2 Classification de la section transversale de la poutre de plancher .....	4
2.2.1 <i>Semelle</i> .....	4
2.2.2 <i>Ame</i> .....	4
2.2.3 <i>Section transversale</i> .....	5
2.3 Effort tranchant .....	5
2.4 Vérification aux ELS de la poutre de plancher .....	6
2.5 Conclusion .....	7
<b>3. Poutre sous toiture (maintiens discrets)</b> .....	<b>7</b>
3.1 Choix de la section de la poutre sous toiture .....	8
3.2 Classification de la section transversale de la poutre sous toiture .....	9
3.2.1 <i>Semelle</i> .....	9
3.2.2 <i>Ame</i> .....	9
3.2.3 <i>Section transversale</i> .....	9
3.3 Moment résistant de calcul (déversement) de la poutre sous toiture .....	9
3.4 Effort tranchant .....	11
3.5 Vérification aux ELS de la poutre sous toiture .....	12
3.6 Résistance aux charges concentrées .....	13
3.7 Conclusion .....	13
<b>4. Poteau intérieur</b> .....	<b>14</b>
4.1 Sollicitations du poteau intérieur à l'ELU .....	14
4.2 Propriétés de la section transversale du poteau intérieur .....	14
4.3 Classification de la section transversale du poteau intérieur .....	15
4.3.1 <i>Semelle (soumise à compression)</i> .....	15
4.3.2 <i>Ame (soumise à compression)</i> .....	15
4.3.3 <i>Section transversale</i> .....	15
4.4 Résistance en section du poteau intérieur .....	15
4.5 Flambement du poteau intérieur .....	16
4.5.1 <i>Détermination du coefficient de réduction <math>\chi_y</math> pour le poteau intérieur</i> .....	17
4.5.2 <i>Détermination du coefficient de réduction <math>\chi_z</math> pour le poteau intérieur</i> .....	17
4.5.3 <i>Résistance au flambement du poteau intérieur</i> .....	17
<b>5. Poteau extérieur</b> .....	<b>17</b>
5.1 Sollicitations .....	17
5.2 Propriétés de la section transversale du poteau extérieur .....	18

5.3	Classification de la section transversale du poteau extérieur .....	18
5.3.1	<i>Semelle (soumise à compression)</i> .....	18
5.3.2	<i>Ame (soumise à compression)</i> .....	19
5.3.3	<i>Section transversale</i> .....	19
5.4	Résistance en section du poteau extérieur .....	19
5.5	Flambement du poteau extérieur .....	19
5.5.1	<i>Facteur de réduction au flambement <math>\chi_y</math> du poteau extérieur</i> .....	20
5.5.2	<i>Facteur de réduction au flambement <math>\chi_z</math> du poteau extérieur</i> .....	20
5.5.3	<i>Résistance au flambement du poteau extérieur</i> .....	21
<b>6.</b>	<b>Contreventement</b> .....	<b>21</b>
6.1	Sollicitations des barres de contreventement .....	21
6.2	Propriétés de la section transversale des barres de contreventement .....	22
6.3	Classification de la section transversale des barres de contreventement .....	23
6.4	Vérification des barres de contreventement en compression .....	23
6.4.1	<i>Résistance en section du contreventement (sous compression)</i> .....	23
6.4.2	<i>Résistance de calcul au flambement du contreventement</i> .....	24
6.4.3	<i>Facteur de réduction au flambement <math>\chi</math> pour le contreventement</i> .....	24
6.5	Vérification des barres de contreventement en traction .....	25
6.5.1	<i>Résistance en section (sous traction)</i> .....	25
<b>7.</b>	<b>Conclusion relative au comportement structural</b> .....	<b>26</b>
<b>8.</b>	<b>Calcul de l'assemblage poutre de plancher-poteau</b> .....	<b>26</b>
8.1	Données de l'assemblage .....	26
8.1.1	<i>Données principales</i> .....	26
8.1.2	<i>Données détaillées</i> .....	27
8.1.3	<i>Coefficients de sécurité</i> .....	28
8.1.4	<i>Effort de cisaillement appliqué</i> .....	28
8.2	Exigences en matière de rotation et de ductilité .....	28
8.2.1	<i>Exigences en matière de rotation</i> .....	28
8.2.2	<i>Exigences en matière de ductilité</i> .....	28
8.3	Calcul de résistance au cisaillement .....	29
8.3.1	<i>Boulons en cisaillement</i> .....	29
8.3.2	<i>Platine en pression diamétrale</i> .....	29
8.3.3	<i>Platine en cisaillement dans la section brute</i> .....	29
8.3.4	<i>Platine en cisaillement dans la section nette</i> .....	29
8.3.5	<i>Cisaillement de bloc de la platine</i> .....	30
8.3.6	<i>Platine en flexion</i> .....	30
8.3.7	<i>Ame de poutre en cisaillement</i> .....	30
8.3.8	<i>Semelle de poteau en pression diamétrale</i> .....	30
8.4	Résistance de l'assemblage en cisaillement .....	30
	<b>ANNEXE : fréquence propre de poutre</b> .....	<b>31</b>
	<b>VARIANTE A : ASSEMBLAGES « SEMI-RIGIDES »</b> .....	<b>32</b>
	<b>1. Géométrie et chargement de la structure</b> .....	<b>32</b>
	<b>2. Objectifs et étapes de calcul</b> .....	<b>33</b>
	<b>3. Ossature à assemblages articulés</b> .....	<b>33</b>
	3.1 Introduction .....	33
	3.2 Choix des profilés de poutres et poteaux .....	33

3.3 Choix des assemblages .....	33
<b>4. Ossature à assemblages semi-rigides .....</b>	<b>34</b>
4.1 Introduction .....	34
4.2 Prédimensionnement des poutres, poteaux et assemblages .....	34
4.3 Analyse structurale .....	35
4.3.1 Etats limites de service .....	35
4.3.2 Etats limites ultimes .....	35
4.4 Vérifications .....	36
4.4.1 Etats limites de service .....	36
4.4.2 Etats limites ultimes .....	36
4.4.2.1 Stabilité des poteaux .....	36
4.4.2.2 Vérification de résistance des sections de poutres .....	39
4.4.2.3 Vérification de résistance des sections de poteaux .....	39
4.5 Dimensionnement des assemblages .....	39
<b>5. Conclusions .....</b>	<b>42</b>
<b>VARIANTE B : COMPORTEMENT À L'INCENDIE .....</b>	<b>43</b>
<b><i>B.1 Poutre de plancher complètement maintenue .....</i></b>	<b><i>43</i></b>
<b>1. Combinaison de charges .....</b>	<b>43</b>
<b>2. Détermination de la Classe de la section à chaud .....</b>	<b>44</b>
<b>3. Calcul du moment résistant à chaud .....</b>	<b>44</b>
3.1 Moment résistant à froid .....	44
3.2 Moment résistant à chaud avec une température uniforme .....	44
3.3 Moment résistant à chaud avec une température non uniforme .....	45
3.4 Calcul de la température critique .....	45
3.5 Calcul du temps de résistance sous feu standard ISO .....	46
3.6 Autre méthode : méthode de la température critique .....	47
3.7 Alternative avec l'emploi de la nuance S 355 .....	47
3.8 Alternative avec la nuance S 460 .....	47
3.9 Alternative avec l'emploi d'assemblages semi-rigides .....	48
<b>4. Vérification à l'effort tranchant .....</b>	<b>49</b>
4.1 Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur le moment à chaud .....	49
4.2 Résistance à chaud du profilé à l'effort tranchant .....	49
<b>5. Dimensionnement des assemblages de poutres IPE550 en situation d'incendie .....</b>	<b>50</b>
5.1 Calcul des limites d'élasticité fictives des éléments d'assemblages .....	50
5.2 Assemblage au poteau extérieur .....	51
5.3 Assemblage au poteau intérieur .....	52
5.4 Vérification de la résistance des assemblages .....	53
<b><i>B.2 Poutre de toiture maintenue ponctuellement .....</i></b>	<b><i>54</i></b>
<b>1. Combinaison de charges .....</b>	<b>54</b>
<b>2. Détermination de la Classe de la section à chaud .....</b>	<b>54</b>
<b>3. Calcul du moment résistant à chaud .....</b>	<b>55</b>



3.1 Moment résistant à froid .....	55
3.2 Moment résistant à chaud avec une température uniforme .....	55
3.3 Moment résistant à chaud avec une température non-uniforme .....	55
3.4 Calcul de la température critique .....	56
3.5 Calcul du temps de résistance sous feu standard ISO .....	57
3.6 Autre méthode : méthode de la température critique .....	58
3.7 Alternative avec une poutre protégée .....	58
<b>4. Vérification au déversement .....</b>	<b>59</b>
 <b>B.3 Poteau intérieur</b>	
<b>1. Combinaison de charges .....</b>	<b>61</b>
<b>2. Détermination de la Classe de la section à chaud .....</b>	<b>61</b>
<b>3. Calcul de la résistance de calcul au flambement à chaud .....</b>	<b>62</b>
3.1 Calcul de la température critique .....	62
3.2. Résistance de calcul au flambement en situation d'incendie .....	63
 <b>VARIANTE C : POUTRE DE TOITURE EN PROFILÉ RECONSTITUÉ SOUDÉ .....</b>	<b>65</b>
<b>1. Ossature étudiée dans la Variante C .....</b>	<b>65</b>
<b>2. Résistance en flexion de la section PRS (section efficace) .....</b>	<b>66</b>
<b>3. Résistance au voilement en cisaillement de l'âme .....</b>	<b>68</b>
3.1 Base .....	68
3.2 Résistance au voilement par cisaillement .....	68
3.2.1 Contribution de l'âme .....	68
3.2.2 Contribution des semelles .....	68
3.2.3 Vérification .....	69
<b>4. Résistance à des forces concentrées .....</b>	<b>69</b>
4.1 Facteur de réduction $\chi_F$ pour la longueur effective de résistance .....	69
4.2 Longueur effective chargée .....	70
4.3 Résistance de calcul à la charge concentrée .....	70
<b>5. Interaction entre effort tranchant, moment de flexion et effort axial .....</b>	<b>70</b>
<b>6. Interaction entre force concentrée, moment de flexion et effort axial .....</b>	<b>70</b>
<b>7. Voilement de la semelle dans l'âme .....</b>	<b>71</b>
<b>8. Conclusion .....</b>	<b>71</b>
<b>9. Aménagements envisageables .....</b>	<b>71</b>
9.1 Accroissement de l'épaisseur de l'âme .....	71
9.2 Utilisation de raidisseurs verticaux d'âme .....	71
9.3 Utilisation d'une âme nervurée trapézoïdale ou sinusoïdale .....	72
9.3.1 Vérification au moment de flexion .....	73
9.3.2 Vérification à l'effort tranchant .....	74
9.3.3 Conclusion .....	75
9.4 Accroissement de la limite d'élasticité .....	75

**EXERCICE N° 2 : OSSATURE SOUPLE NON CONTREVENTÉE À ASSEMBLAGES SEMI-RIGIDES**

<b>1. Description de l'ossature et actions</b> .....	<b>76</b>
1.1 Géométrie de l'ossature .....	76
1.2 Actions .....	77
1.2.1 Actions fondamentales .....	77
1.2.2 Imperfections structurales .....	77
1.2.3 Combinaisons d'actions .....	78
1.3 Coefficients partiels de sécurité pour les fonctions de résistance .....	80
<b>2. Objectifs</b> .....	<b>80</b>
<b>3. Description du processus d'analyse / de dimensionnement</b> .....	<b>80</b>
3.1 Stratégie de calcul .....	80
3.2 Prédimensionnement .....	81
3.3 Caractérisation et classification des assemblages .....	82
3.4 Analyse structurale .....	84
3.5 Vérification de la structure .....	84
3.5.1 Etats limites de service .....	84
3.5.2 Etats limites ultimes .....	84
<b>4. Conclusions</b> .....	<b>95</b>
4.1 Généralités .....	95
4.2 Aspects économiques .....	96
4.3 Mise en oeuvre pratique de l'Eurocode 3 .....	96

---

**EXERCICE N°1 :**

**OSSATURE RIGIDE CONTREVENTEE  
A ASSEMBLAGES ARTICULES**

**STRUCTURE DE BASE**

Auteurs : Jean-Pierre Jaspert, René Maquoi

## 1. Description de l'ossature

L'ossature plane comporte deux étages et deux travées. Trois ossatures identiques sont distantes de 5 m. La portée des poutres, mesurée entre axes des poteaux, est de 7,2 m. La hauteur depuis le pied de poteau jusqu'à l'axe de la poutre de plancher est de 4,5 m et celle depuis l'axe de la poutre de plancher jusqu'à celui de la poutre sous toiture est de 4,2 m. On admettra que chacun des poteaux est articulé à son pied.

Les planchers supportent des partitions en plâtre ou matériaux assimilés de nature fragile.

*Dans cette colonne, sauf mention contraire, les références se font aux clauses de EN 1993-1-1*

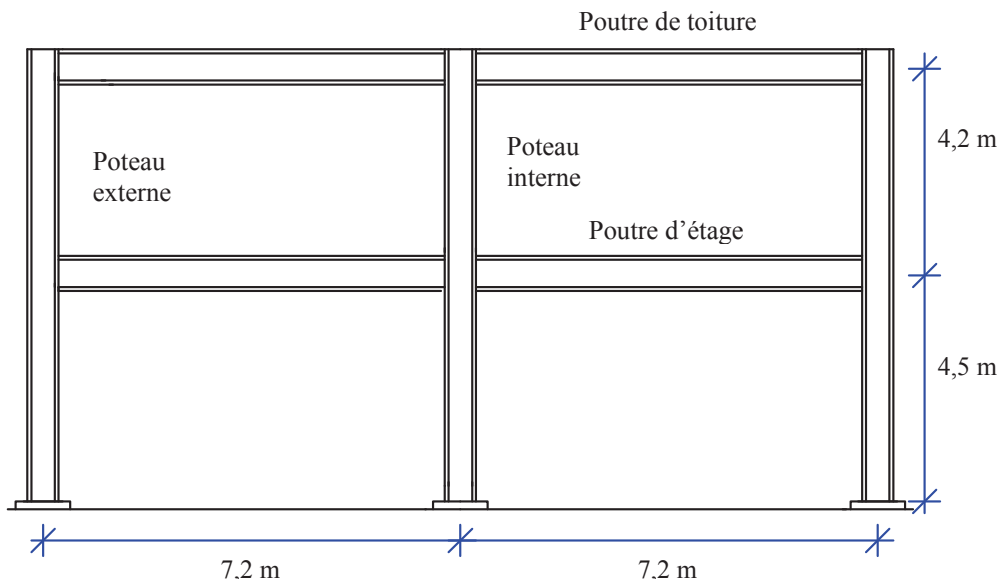


Figure 1 - Ossature plane type

On admet que la résistance au vent latéral est assurée par un système de contreventements locaux et que l'ossature proprement dite n'a donc à résister qu'aux seules actions de gravité.

Les assemblages poutre-poteau sont dimensionnés pour transmettre un effort tranchant (vertical) uniquement; il est en outre admis qu'ils n'opposent qu'une très faible restreinte à la rotation des extrémités des poutres. Conformément à ces hypothèses, les efforts intérieurs sont obtenus par une analyse globale de l'ossature dite articulée parce que les poutres sont supposées parfaitement articulées à leurs extrémités.

5.1.2(2)

### 1.1 Actions caractéristiques

Les dispositions constructives, relatives à un bâtiment de catégorie B – bureaux - sont les suivantes:

EN1990

Pour la poutre de plancher :

- Charge variable : surcharge de plancher : **3,0 kN/m<sup>2</sup>**
  - Charge permanente :
    - Dalle en béton continue à deux travées de 5 m (espacement des ossatures)
    - Hauteur utile de la dalle de plancher coulée en place : 18 cm
    - Enrobage : 2 cm
    - Hauteur totale de la dalle de plancher : 18 cm + 2 cm = 20 cm
    - Poids de la dalle de plancher : 0,20 m x 25 kN/m<sup>3</sup> = 5,0 kN/m<sup>2</sup>
    - Chape de finition, faux-plafond et partitions : 1,3 kN/m<sup>2</sup>
- 6,3 kN/m<sup>2</sup>**

Pour la poutre sous toiture :

- Charge variable:  
surcharge pour réparation ou entretien ou, alternativement, charge de neige, l'un excluant l'autre **0,75 kN/m<sup>2</sup>**

Note. : Pour une toiture entièrement métallique, cette surcharge serait moindre et de l'ordre de 0,4 kN/m<sup>2</sup>.

- Charge permanente :  
Hourdis TT en béton dont les nervures, espacées de 1,8 m, sont fixées à la poutre métallique par des ferrures en acier : 4,96 kN/m<sup>2</sup>  
Isolation + Chape d'étanchéité + Equipements techniques 0,60 kN/m<sup>2</sup>  
**5,56 kN/m<sup>2</sup>**

Le poids propre des poutres est faible devant les actions ci-dessus. On négligera les actions de poids propre, estimant que les évaluations des actions ci-dessus les couvrent.

**1.2 Actions de calcul  $F_d = \gamma_F F_k$** Niveau du plancher:

$G_d = \gamma_G G_k$ . (charges permanentes)

A l'ELU :  $\gamma_G = 1,35$  (défavorable)

$G_d = 1,35 \times 6,3 = \mathbf{8,51 \text{ kN/m}^2}$

$Q_d = \gamma_Q Q_k$ . (charges variables)

A l'ELU :  $\gamma_Q = 1,5$  (défavorable)

$Q_d = 1,5 \times 3,0 = \mathbf{4,5 \text{ kN/m}^2}$

EN1991

Niveau de la toiture:

$G_d = \gamma_G G_k$ . (charges permanentes)

A l'ELU :  $\gamma_G = 1,35$  (défavorable)

$G_d = 1,35 \times 5,6 = \mathbf{7,56 \text{ kN/m}^2}$

$Q_d = \gamma_Q Q_k$ . (charges variables)

A l'ELU :  $\gamma_Q = 1,5$  (défavorable)

$Q_d = 1,5 \times 0,75 = \mathbf{1,125 \text{ kN/m}^2}$

EN1991

**1.3 Propriétés de l'acier**

Pour les poutres, les poteaux ainsi que les plats et pièces d'assemblage, la nuance d'acier S235 est adoptée, d'où la limite d'élasticité caractéristique de  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  sous réserve que les épaisseurs de paroi ne dépassent pas 40 mm. Si cette dernière condition n'était pas respectée, il y aurait lieu de réduire cette valeur en conformité avec les indications de l'Eurocode 3.

Tableau 3.1

**1.4 Coefficients partiels de sécurité pour les fonctions de résistance**

2.4.3

Les valeurs suivantes des coefficients partiels de sécurité à appliquer aux fonctions de résistance sont adoptées :

- Résistance des sections de Classe 1,2 ou 3 :  $\gamma_{M0} = 1,0$
- Résistance des éléments structuraux à l'instabilité :  $\gamma_{M1} = 1,0$
- Résistance des assemblages boulonnés :  $\gamma_{M2} = 1,25$

6.1(I)

6.1(I)

EN 1993-1-8

Tableau 2.1

On notera que par comparaison à la version ENV de l'Eurocode 3, la valeur recommandée de  $\gamma_{M1}$  a été réduite de 1,10 à 1,00.

La combinaison des actions permanentes et variables (pas d'actions horizontales) est la plus défavorable.

## 2. Poutre de plancher (maintien continu)

La poutre représentée à la Figure 2 est appuyée simplement à ses deux extrémités. En raison de la présence de la dalle de plancher, sommairement fixée à la poutre étudiée par trois goujons, celle-ci procure un maintien au déplacement latéral de la semelle supérieure de la poutre, et ce, en dépit du fait que la liaison poutre-plancher ne soit pas dimensionnée pour assurer une véritable action composite. La poutre de plancher est donc à l'abri de tout problème de déversement.

$$F_d = \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k$$

EN1990

Compte tenu de la continuité de la dalle de plancher en son appui sur la poutre concernée, l'ossature intermédiaire est la plus sollicitée ; elle supporte une action de la dalle valant  $1,25 pL_t$ , où  $L_t = 5$  m (distance entre ossatures).

Par conséquent, les actions de calcul sollicitant la poutre de plancher sont :

$$\text{A l'ELU : } 1,25 * (1,35 * 6,3 \text{ kN/m}^2 + 1,5 * 3,0 \text{ kN/m}^2) * 5 \text{ m} = \mathbf{81 \text{ kN/m}}$$

$$\text{A l'ELS : } 1,25 * (6,3 \text{ kN/m}^2 + 3,0 \text{ kN/m}^2) * 5 \text{ m} = \mathbf{59 \text{ kN/m}}$$

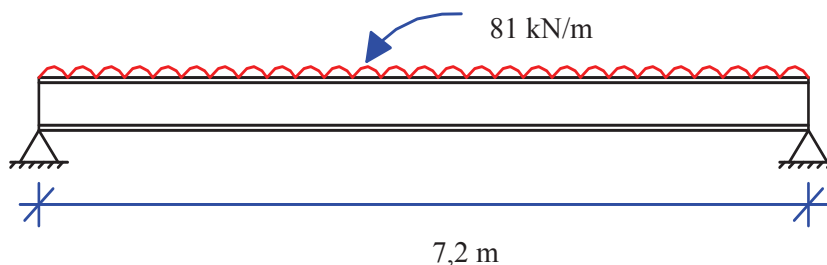


Figure 2 - Sollicitation de la poutre de plancher (avec maintien latéral)

### 2.1 Choix de la section de la poutre de plancher

En travée, le moment maximum sollicitant de calcul  $M_{Ed}$  se produit à mi-portée ; il vaut :

$$M_{Ed} = \frac{F_d L^2}{8}$$

où  $F_d$  est l'action de calcul à l'ELU, soit 81 kN/m, et  $L$  désigne la portée de la poutre, soit 7,2m.

$$M_{Ed} = \frac{81 \times 7,2^2}{8} = 525 \text{ kNm}$$

L'effort tranchant de calcul maximum se produit aux appuis; il vaut :

$$V_{Ed} = \frac{F_d L}{2} = \frac{81 \times 7,2}{2} = 292 \text{ kN}$$

Pour déterminer la section de la poutre, on postule que :

- l'épaisseur des semelles sera inférieure à la limite de 40 mm, de sorte que la résistance de calcul n'est pas réduite et vaut ainsi 235 N/mm<sup>2</sup>;
- la section sera de Classe 1 ou 2, ce qui est fréquent pour les profilés laminés à chaud faits de cette nuance d'acier.

Tableau 3.1

Le moment sollicitant de calcul  $M_{Ed}$  peut au plus être égal au moment résistant de calcul de la poutre  $M_{c,Rd}$  :

6.2.5(1)

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

En l'absence de déversement,  $M_{c.Rd}$  est égal au moment résistant en section ; s'agissant d'une section de Classe 1 ou 2,  $M_{c.Rd}$  est égal au moment résistant plastique de calcul :

$$M_{c.Rd} = M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} \text{ où } W_{pl,y} \text{ est le module de flexion plastique (restant à}$$

déterminer) de la section,  $f_y$  vaut 235 N/mm<sup>2</sup> (voir ci-dessus) et  $\gamma_{M0}$  est le coefficient partiel de sécurité pris égal à 1,0.

Des deux dernières relations, on tire la valeur minimale requise de  $W_{pl,y}$ :

$$W_{pl,y.requis} = \frac{M_{Ed} \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{525 \times 10^3 \times 1,0}{235} = 2234 \text{ cm}^3$$

Adoptons, à titre d'essai, un profil **IPE 550**.

Les propriétés de ce profil sont (voir catalogue des profilés) :

Hauteur totale :  $h = 550 \text{ mm}$ , Largeur de semelle :  $b_f = 210 \text{ mm}$   
 Epaisseur d'âme :  $t_w = 11,1 \text{ mm}$ , Epaisseur de semelle :  $t_f = 17,2 \text{ mm}$   
 Module de flexion plastique pour flexion autour de l'axe de forte inertie :  $W_{pl,y} = 2787 \text{ cm}^3$

Ces notations sont conformes à celles de la Figure 1.1 de *prEN 1993-1-1*.

### 2.2 Classification de la section transversale de la poutre de plancher

Dès lors qu'une poutre simplement appuyée n'exige pas une quelconque capacité de rotation plastique (la première rotule formée conduit en effet à la ruine plastique de la poutre), il suffit d'exiger que la section de la poutre soit au moins de Classe 2 pour qu'elle soit capable de développer sa résistance plastique.

La figure 3 montre une section IPE type.

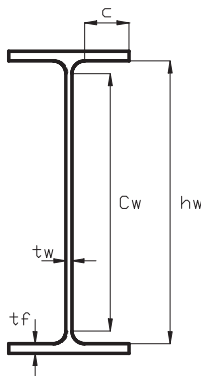


Figure 3 - Section IPE type

#### 2.2.1 Semelle

La valeur limite de  $c_f/t_f$  pour une semelle comprimée de Classe 1 d'un profil IPE est  $9\varepsilon$ .

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} \text{ et } f_y = 235 \text{ N/mm}^2, \text{ d'où } \varepsilon = 1.$$

Calculons le rapport  $\frac{c_f}{t_f}$ , où  $c_f$  est la largeur de

la semelle (partie plane), soit :

$$c_f = [0,5 * (210 \text{ mm} - 11,1 \text{ mm} - 2 * 24 \text{ mm})] = 75,45 \text{ mm. } t_f, \text{ épaisseur de semelle, vaut } 17,2 \text{ mm (si la semelle n'était pas à épaisseur constante, il y aurait lieu de considérer la valeur moyenne de l'épaisseur de semelle sur la longueur } c_f).$$

$$\frac{c_f}{t_f} = \frac{75,45}{17,2} = 4,39$$

#### 2.2.2 Ame

La valeur limite de  $c_w/t_w$  pour une âme fléchie de Classe 1 d'un profil IPE est  $72\varepsilon$ .

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} \text{ et } f_y = 235 \text{ N/mm}^2, \text{ d'où } \varepsilon = 1.$$

Calculons le rapport  $\frac{c_w}{t_w}$ , où  $c_w$  est la hauteur d'âme mesurée entre naissances des

congés, soit :

$$[550 \text{ mm} - 2 * (17,2 + 24) \text{ mm}] = 467,6 \text{ mm. } t_w, \text{ épaisseur d'âme, vaut } 11,1 \text{ mm.}$$

$$\frac{c_w}{t_w} = \frac{467,6}{11,1} = 42,1$$

Tableau 3.1  
6.1(1)

Catalogue des  
profilés

5.5

5.5.2(1) et  
Tableau 5.2

Tableau 5.2  
(Feuille 2)

Tableau 5.2  
(Feuille 1)

### 2.2.3 Section transversale

On observe que :

$$\frac{c_f}{t_f} = 4,39 < 9 \quad \text{et} \quad \frac{c_w}{t_w} = 42,1 < 72$$

Toutes les parois totalement ou partiellement en compression étant de Classe 1, on conclut que la section est de Classe 1 et est donc capable de développer son moment de résistance plastique.

### 2.3 Effort tranchant

L'effort tranchant est transmis par l'âme de la poutre. La résistance de calcul à l'effort tranchant  $V_{c,Rd}$  de la poutre doit être vérifiée ; pour satisfaire la condition d'ELU, elle doit au moins rester égale à l'effort tranchant sollicitant de calcul  $V_{Ed}$  (=291,6 kN):

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$$

Il n'y a pas de risque de voilement par cisaillement de l'âme. En effet, le rapport  $h_w/t_w = [(550 \text{ mm} - 2 \cdot 17,2 \text{ mm})/11,1 \text{ mm}] = 46,5$  est inférieur à la limite  $72\varepsilon/\eta$ , où  $n$  est un facteur valeur 1,20 dès lors que la nuance d'acier est S235, soit  $[72 \cdot 1/1,2 = 60]$ . Ceci étant, la résistance  $V_{c,Rd}$  est la résistance plastique de calcul au cisaillement, soit :

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

Pour les sections laminées en I ou en H, chargées parallèlement au plan de l'âme, l'aire résistante en cisaillement est fournie dans le catalogue des profilés. Pour un IPE 550, elle vaut :  $A_v = 72,34 \text{ cm}^2$ .

La limite d'élasticité est  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ , et le coefficient partiel de sécurité  $\gamma_{M0}$  a été pris égal à 1,0.

On calcule:

$$\therefore V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{7234 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,0 \times 10^3} = 981 \text{ kN}$$

Cette valeur (=981 kN) est supérieure à l'effort tranchant sollicitant maximum de calcul (=292 kN). La résistance de l'âme au cisaillement est donc assurée.

Des contrôles complémentaires de la résistance de l'âme au cisaillement, à caractère très local, sont éventuellement à effectuer au voisinage immédiat des assemblages ; ils seront détaillés plus loin dans le chapitre consacré aux assemblages poutre-poteau.

D'autres contrôles seraient aussi à effectuer dans certaines circonstances :

- Si les actions consistaient en forces concentrées, il y aurait lieu de vérifier la résistance au « patch loading » ;
- Si la poutre était continue ou en cantilever, la section d'appui intermédiaire/section d'encastrement serait soumise à combinaison de valeurs extrema de moment fléchissant et d'effort tranchant; il y aurait alors lieu de vérifier l'interaction  $M-V$  au niveau de la résistance en section (le moment résistant est réduit dès que l'effort tranchant dépasse 50% de la résistance à l'effort tranchant).

Dans le cas présent – charge uniformément répartie, section laminée, nuance S235, poutre sans ouvertures dans l'âme et simplement appuyée à ses extrémités -, il n'y a pas de danger de « patch loading » et il n'y a pas d'interaction à contrôler dès lors que  $M=0$  où  $V=V_{max}$  et  $V=0$  où  $M=M_{max}$ .

6.2.6

prEN 1993-1-5  
5.1(2)

6.2.6(3)

6.2.8



## 2.4 Vérification aux ELS de la poutre de plancher

L' Eurocode 3 exige que les flèches de la poutre soient contrôlées sous les conditions de service suivantes :

- actions variables ;
- actions permanentes et variables.

La figure 4 indique les flèches à considérer.

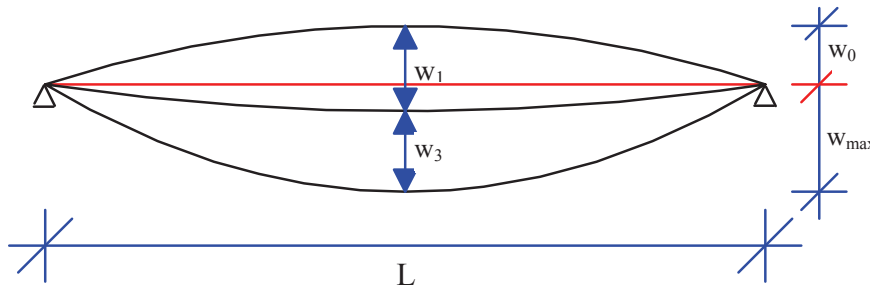


Figure 4 - Flèches

$w_0$  est la contre-flèche (si elle existe),  
 $w_1$  est la flèche sous les actions permanentes,  
 $w_3$  est la flèche sous les actions variables, et  
 $w_{max}$  est le déplacement mesuré par rapport à la corde de la poutre dans l'état final de mise en charge.

### Note :

Le matériau de la poutre étant de l'acier, il ne subit pas de fluage de sorte qu'il n'y a pas de flèche à terme ( $w_2$ ) à considérer.

Avec des cloisons en plâtre ou en matériaux de nature fragile (voir énoncé), les valeurs limites adoptées pour les flèches sont respectivement :  $L/250$  pour  $w_{max}$  et  $L/350$  pour  $w_3$ . Rappelons que les flèches sont à vérifier sous les actions existant à l'ELS.

Pour une charge uniformément répartie, on a :

$$w = \frac{5}{384} \frac{F_k L^3}{EI_y}$$

où

$F_k$  est la charge  $Q_k$  ou  $(G_k + Q_k)$  selon la flèche calculée

$L$ , portée de la poutre, vaut 7,2 m,

$E$ , module d'élasticité de l'acier, est 210 000 N/mm<sup>2</sup>,

$I_y$  moment d'inertie relatif à l'axe de flexion (axe fort), est égal à 67120 x 10<sup>4</sup> mm<sup>4</sup>.

### Flèche sous actions permanentes

$$F_k = 1,25 \cdot 5 \cdot 6,3 \cdot 7,2 = 284 \text{ kN.}$$

Dès lors, la flèche sous actions permanentes est de :

$$w_1 = \frac{5 \cdot 284 \cdot 10^3 \cdot 7200^3}{384 \cdot 210\,000 \cdot 67120 \cdot 10^4} = 9,8 \text{ mm}$$

### Flèche sous actions variables

$$F_k = 1,25 \cdot 5 \cdot 3,0 \cdot 7,2 = 135 \text{ kN.}$$

Dès lors la flèche sous actions variables est de :

$$w_3 = \frac{5 \cdot 135 \cdot 10^3 \cdot 7200^3}{384 \cdot 210\,000 \cdot 67120 \cdot 10^4} = 4,7 \text{ mm}$$

7.2

7.2.1

EN 1990

3.2.6

La flèche maximale sous la totalité des actions est :

$$w_{max} = w_1 + w_3 = 9,8 + 4,7 = 14,5 \text{ mm}$$

La valeur limite de la flèche  $w_3$  est :

$$w_3 = \frac{L}{350} = \frac{7200}{350} = 20,6 \text{ mm}$$

La flèche  $w_3$  est inférieure à la valeur admissible :  $4,7 \text{ mm} < 20,6 \text{ mm}$

La valeur limite de la flèche  $w_{max}$  est :

$$w_{max} = \frac{L}{250} = \frac{7200}{250} = 28,8 \text{ mm}$$

La flèche  $w_{max}$  est inférieure à la valeur admissible :  $14,5 \text{ mm} < 28,8 \text{ mm}$ .

Les flèches calculées et susceptibles de se produire sont donc toutes dans les limites permises. Il n'est donc nul besoin de prévoir une contre-flèche.

L'Eurocode 3 requiert en outre que les vibrations de poutres de planchers accessibles au public soient vérifiées sous charges de service. 7.2.3

La fréquence naturelle de vibration d'une poutre simplement appuyée chargée uniformément se calcule selon:

$$f_{Hz} = \mu/2 \pi \sqrt{EI / mL^4} = 9.87/2 \pi \times \sqrt{2,1 \cdot 10^{11} \times 6,712 \cdot 10^{-4} / 1,25 \times 630 \times 5 \times 7,2^4} = 5,73 \text{ Hz}$$

$E$  (  $\text{N/m}^2$  ),  $I$  (  $\text{m}^4$  ),  $L$  (  $\text{m}$  ),  $m$  (  $\text{kg/m}$  ) ( voir annexe en fin d'exercice ).

Cette fréquence se situe en-dehors de la zone de fréquences jugées indésirables pour des raisons d'inconfort, soit 3 Hz. La poutre ne pose donc aucun problème de vibration.

## 2.5 Conclusion

La poutre IPE 550 choisie pour les poutres est pleinement satisfaisante tant aux ELS qu'aux ELU, sous réserve de confirmer les vérifications locales additionnelles inhérentes au calcul des assemblages poutre-poteau.

## 3. Poutre sous toiture (maintiens discrets)

En accord avec les indications fournies au § 1.1, la poutre sous toiture est chargée par des forces espacées de 1,8m, valeur de l'entre-distance des nervures des hourdis TT. Les liaisons par ferrures métalliques entre ces nervures et la poutre sous-jacente permettent de procurer à celle-ci des maintiens latéraux discrets au droit des appuis des nervures. Ces maintiens tendent à stabiliser la poutre vis-à-vis du déversement ; la poutre peut toutefois déverser dans les tronçons compris entre maintiens adjacents.

Compte tenu de la continuité des hourdis TT de toiture, l'ossature intermédiaire est la plus sollicitée et supporte une action des hourdis valant  $1,25 pL_i$ , où  $L_i = 5 \text{ m}$  (entre-distance des ossatures).

Par conséquent, les actions de calcul sollicitant la poutre sous toiture sont :

Action induite par une nervure intermédiaire:

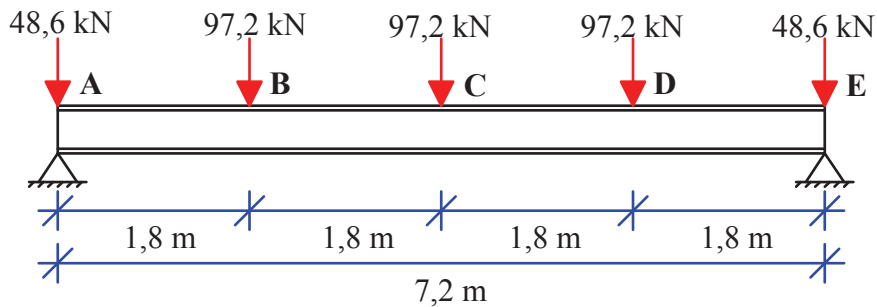
$$1,25 * 1,8 [(5 * 1,35 * 5,56) + (5 * 1,5 * 0,75)] = 97,2 \text{ kN}$$

Action induite par une nervure extérieure :

$$1,25 * 0,9 [(5 * 1,35 * 5,56) + (5 * 1,5 * 0,75)] = 48,6 \text{ kN}$$

On suppose que l'action d'une nervure extérieure s'exerce à l'extrémité de la poutre et contribue directement à l'effort tranchant maximum à l'extrémité et au moment induit dans le poteau par l'excentricité éventuelle de l'assemblage.

La situation de la poutre sous toiture se présente donc comme indiqué à la figure 5.

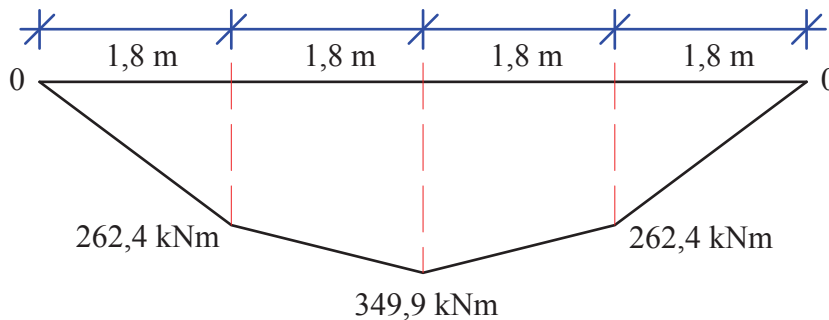


**Figure 5 - Poutre à maintiens discrets**

Réaction d'appui de calcul :

$$V_{Ed} \text{ (aux appuis)} = 0,5 * [(2 * 48,6 \text{ kN}) + (3 * 97,2 \text{ kN})] = \mathbf{194,4 \text{ kN}}$$

Moment fléchissant de calcul : La figure 6 présente le diagramme des moments.



**Figure 6 - Diagramme des moments**

Moment de calcul maximum:

$$M_{Ed} = [(194,4 \text{ kN} - 48,6 \text{ kN}) * 3,6 \text{ m}] - (97,2 \text{ kN} * 1,8 \text{ m}) = \mathbf{349,9 \text{ kNm}}$$

### 3.1 Choix de la section de la poutre sous toiture

Imaginons de recourir à une poutre laminée à chaud dont l'épaisseur des semelles est inférieure à 40 mm et constituée d'acier de nuance S235; dès lors,  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ . Contrairement aux poutres de plancher, qui sont totalement maintenues latéralement, les poutres de toiture ne reçoivent que des maintiens discrets de sorte qu'elles pourraient déverser entre sections tenues. La résistance en flexion  $M_{c,Rd}$ , peut donc être gouvernée par les effets de déversement.

La section transversale peut ainsi être affectée par le déversement. Elle est choisie a priori par le calculateur sur base de sa propre expérience professionnelle.

Adoptons un profil **IPE O 450**

Les propriétés de la section sont tirées du catalogue des profilés laminés.

Hauteur :  $h = 456 \text{ mm}$ , Largeur :  $b_f = 192 \text{ mm}$

Epaisseur d'âme :  $t_w = 11 \text{ mm}$  Epaisseur de semelle :  $t_f = 17,6 \text{ mm}$

Module de flexion plastique :  $W_{pl,y} = 2046 \text{ cm}^3$

On notera dès à présent que les proportions de cette section sont telles que  $h/b > 2$  ; ceci influencera le choix de la courbe de déversement.

6.3.2

Catalogue des  
profilés

### 3.2 Classification de la section transversale de la poutre sous toiture

Dès lors qu'une poutre simplement appuyée n'exige pas une quelconque capacité de rotation plastique (la première rotule formée conduit à la ruine plastique de la poutre), il suffit d'exiger que la section de la poutre soit au moins de Classe 2 pour qu'elle soit capable de développer sa résistance plastique.

5.5.2(1) et  
Tableau 5.2

#### 3.2.1 Semelle

La valeur limite de  $c_f/t_f$  pour une semelle comprimée de Classe 1 d'un profil IPE est  $9\varepsilon$ .  
 $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$  et  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ , d'où  $\varepsilon = 1$ .

Tableau 5.2  
(Feuille 2)

Calculons le rapport  $c_f/t_f$ , où  $c_f$  est la largeur de la semelle (partie plane), soit  $[0,5 \cdot (192 - 11 - 2 \cdot 21)] = 69,5 \text{ mm}$ .  $t_f$ , épaisseur de semelle, vaut 17,6 mm (si la semelle n'était pas à épaisseur constante, il y aurait lieu de considérer la valeur moyenne de l'épaisseur sur la longueur  $c_f$ ).

$$\frac{c_f}{t_f} = \frac{69,5}{17,6} = 3,94$$

#### 3.2.2 Ame

La valeur limite de  $c_w/t_w$  pour une âme fléchie de Classe 1 d'un profil IPE est  $72\varepsilon$ .  
 $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$  et  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ , d'où  $\varepsilon = 1$ .

Calculons le rapport  $c_w/t_w$ , où  $c_w$  est la hauteur d'âme mesurée entre naissances des congés, soit 378,8 mm.  $t_w$  est l'épaisseur d'âme, soit 11,0 mm.

$$\frac{c_w}{t_w} = \frac{378,8}{11,0} = 34,4$$

#### 3.2.3 Section transversale

On observe que :

$$\frac{c_f}{t_f} = 3,94 < 9 \quad \text{et} \quad \frac{c_w}{t_w} = 34,4 < 72$$

Toutes les parois totalement ou partiellement en compression étant de Classe 1, on conclut que la section est de Classe 1 et est donc capable de développer son moment de résistance plastique.

Tableau 5.2  
(Feuille 1)

### 3.3 Moment résistant de calcul (déversement) de la poutre sous toiture

Le moment résistant de calcul d'une poutre non maintenue latéralement est donné par :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_y f_y}{\gamma_{M1}}$$

6.3.2

6.3.2.1 (3)

où  $\chi_{LT}$  est le coefficient de réduction au déversement pour la valeur appropriée de l'élançement réduit de déversement  $\bar{\lambda}_{LT}$ .

Dans le cas présent, des maintiens tant latéraux qu'en torsion existent au droit des points B, C et D d'application des charges et des appuis de la poutre. Par conséquent, le déversement ne peut survenir que dans l'un ou l'autre des tronçons de poutre compris en deux de ces sections adjacentes. En toute généralité, tous les segments de poutre devraient être vérifiés au déversement. Toutefois, en l'espèce, tous ces tronçons sont de même longueur et bénéficient de conditions d'extrémité considérées comme identiques. Les tronçons B-C et C-D sont les plus critiques ; ils sont en effet soumis au moment d'extrémité le plus grand et au rapport des moments d'extrémité le plus grand. Pour des raisons de symétrie évidentes, seul l'un de ces tronçons est à considérer, l'autre lui étant identique.