

sens des contraintes) montre dans le cas particulier que c'est un point situé à l'extrémité des ailes qui est déterminant. Comme seules des contraintes normales agissent en ce point, le calcul de la contrainte de comparaison devient:

$$\sigma_{g,Ed} = \sqrt{(\sigma_{w,Ed} + \sigma_{M,Ed})^2} = \sqrt{(261 \text{ N/mm}^2 + 56.3 \text{ N/mm}^2)^2} = 318 \text{ N/mm}^2$$

#### Vérification de la résistance du profilé

On peut ainsi vérifier que la section choisie est suffisante pour reprendre les efforts:

$$\sigma_{g,max,Ed} = 318 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{g,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{355 \text{ N/mm}^2}{1.05} = 338 \text{ N/mm}^2$$

Le gain de poids réalisé grâce à l'utilisation d'un profilé RHS 300 · 200 · 8.0 (exemple 4.10) est de 61 % (60.5 kg/m pour le tube contre 155 kg/m pour le profilé laminé en double té).

## 4.7 Section mixte acier-béton

### 4.7.1 Définitions

On appelle *section mixte* la section d'un élément porteur composé de deux ou plusieurs matériaux liés entre eux et résistant ensemble aux efforts qui les sollicitent: il ne s'agit donc pas d'une simple juxtaposition d'éléments porteurs indépendants. Nous limiterons notre étude aux matériaux les plus fréquemment utilisés dans les structures de génie civil, à savoir l'acier et le béton. Dans la pratique courante de la construction métallique, on peut distinguer trois types principaux d'éléments mixtes (fig. 4.47):

- les poutres mixtes,
- les dalles mixtes,
- les poteaux mixtes.

Les sections d'une poutre mixte et d'une dalle mixte sont essentiellement sollicitées par des efforts de flexion, alors que les sections d'un poteau mixte le sont par des efforts de compression, souvent combinés avec de la flexion.

La section d'une *poutre mixte* est constituée d'un profilé laminé en double té, d'une poutre composée à âme pleine ou d'une poutre en treillis sur lesquels s'appuie une dalle en béton armé ou précontraint. La liaison acier-béton est réalisée par des *connecteurs* (par exemple des goujons soudés ou des équerres clouées, chap. 5). Cette section est caractérisée par une séparation nette des deux matériaux, l'interface se situant à la face supérieure du profilé métallique.

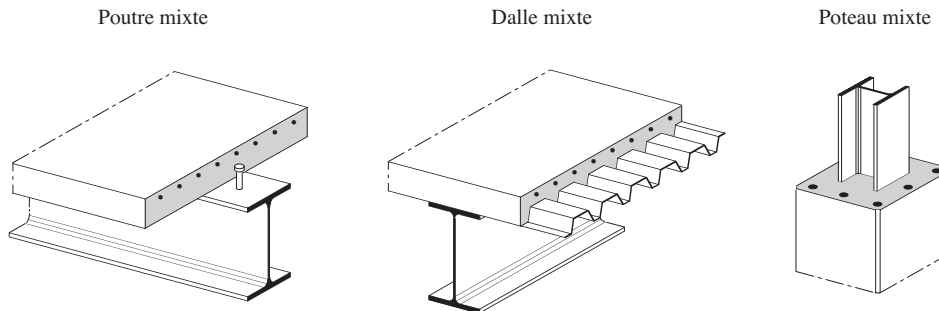


Fig. 4.47 Exemples d'éléments mixtes acier-béton.

La section d'une **dalle mixte** est constituée d'une tôle profilée, de forme généralement trapézoïdale, recouverte d'une dalle en béton. Du fait de la disposition des nervures de la tôle, la dalle mixte porte essentiellement selon une direction. La liaison acier-béton est réalisée par la forme des nervures et par des bosselages réalisés sur la tôle lors de son profilage à froid.

La section d'un **poteau mixte** est constituée soit d'un profilé enrobé totalement ou partiellement de béton, soit d'un tube en acier rempli de béton. La liaison acier-béton est réalisée par frottement (dû au confinement du béton par une armature de frette ou par le tube) ou par des connecteurs mécaniques. Il est possible d'augmenter la résistance à la compression des tubes remplis en y incorporant par exemple un profil d'acier plein.

## 4.7.2 Principes

### Comportement des matériaux

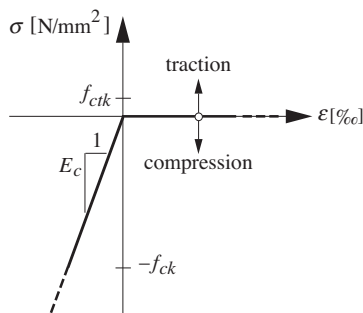
Les caractéristiques des matériaux acier et béton utilisés dans les éléments mixtes ont déjà été décrites à la section 3.3. Les *diagrammes idéalisés contrainte-déformation spécifique* de l'acier sont définis à la figure 4.1, tandis que ceux relatifs au béton sont présentés à la figure 4.48. Ces définitions sont importantes, dans la mesure où nous allons nous baser par la suite sur le comportement idéalisé de ces deux matériaux pour établir la résistance en section des éléments mixtes acier-béton. On se référera au chapitre 3 (tab. 3.27) pour les valeurs des caractéristiques des différents bétons, mais on rappellera ici les valeurs utilisées pour définir leur comportement idéalisé, à savoir :

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (4.102a)$$

$$\epsilon_{cu} = 3\text{‰} \quad (4.102b)$$

- $f_{cd}$  : valeur de calcul de la résistance à la compression du béton
- $f_{ck}$  : valeur caractéristique de la résistance à la compression sur cylindre (fractile 5%)
- $\gamma_c$  : facteur de résistance pour le béton ( $\gamma_c = 1.5$ )
- $\epsilon_{cu}$  : valeur de calcul de la déformation à la rupture du béton

CALCUL ELASTIQUE



CALCUL PLASTIQUE

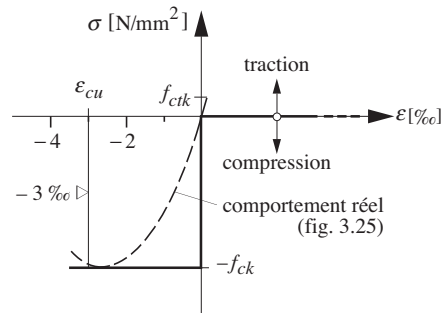


Fig. 4.48 Diagrammes idéalisés contrainte-déformation spécifique du béton.

Lorsqu'un calcul est effectué à l'état limite plastique, on fait l'hypothèse que toutes les fibres sont plastifiées, autrement dit, qu'il existe un bloc de contraintes uniforme et égal à  $f_{cd}$ . En réalité, dans le cas d'une sollicitation en flexion, les fibres proches de l'axe neutre ne peuvent se plastifier. Par conséquent, une résistance égale à  $0.85 f_{cd}$  est considérée à la place de  $f_{cd}$ . Par extension et pour des raisons de simplification, on considère également une résistance valant  $0.85 f_{cd}$  pour les calculs effectués à l'état limite plastique sous  $N$  ainsi que sous  $N + M$ .

### Influence du fluage

Dans le domaine élastique, la modification des caractéristiques du béton en fonction du temps, due essentiellement au fluage du matériau, peut être prise en compte par l'intermédiaire du module d'élasticité  $E_c$ . Ainsi différents modules d'élasticité  $E_c$  sont définis pour chaque type d'action.

Pour les *actions de courte durée* (actions rares ou fréquentes), le module d'élasticité  $E_c$  à utiliser peut être établi à l'aide de (4.103a), déjà donné par (3.4), qui est une relation donnée dans les normes SIA 262 et SIA 264:

$$E_c = E_{c0} = E_{cm} = k_E \sqrt[3]{f_{ck} + 8} \quad (4.103a)$$

- $E_{c0}$  : module d'élasticité du béton pour les actions de courte durée [N/mm<sup>2</sup>]
- $f_{ck}$  : valeur caractéristique de la résistance à la compression sur cylindre du béton [N/mm<sup>2</sup>]
- $k_E$  : coefficient qui dépend du granulat

L'Eurocode 2 (§ 3.1.3) propose une formulation dépendant du temps et de  $f_{cm}$ :

$$E_{cm}(t) = \left( \frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0.3} E_{cm} \quad (4.103b)$$

- $E_{cm}$  : valeur moyenne du module sécant d'élasticité [N/mm<sup>2</sup>]
- $f_{cm}$  : valeur de la résistance moyenne à la compression sur cylindre du béton [N/mm<sup>2</sup>]

Pour les *actions de longue durée* (actions quasi permanentes), le module d'élasticité du béton dépend du coefficient de fluage du béton  $\varphi(t, t_0)$ , lui-même fonction de l'âge  $t$  du béton et de l'âge  $t_0$  lors de sa mise en charge. Selon la SIA 264, le module d'élasticité  $E_c$  à considérer vaut alors, dans ce cas et pour simplifier:

$$E_c = E_{c\infty} = \frac{E_{cm}}{3} \quad (4.104)$$

- $E_{c\infty}$  : module d'élasticité du béton pour les actions de longue durée

Pour les actions affines au fluage, telles que le *retrait*, le développement du fluage est réduit de moitié par rapport aux actions de longue durée. Selon la SIA 264, le module d'élasticité  $E_c$  à considérer peut donc s'exprimer par:

$$E_c = E_{cs} = \frac{E_{cm}}{2} \quad (4.105)$$

- $E_{cs}$  : module d'élasticité du béton pour les actions affines au fluage, telles que le retrait

Dans le cas des *poteaux mixtes*, la norme SIA 264 propose un module d'élasticité du béton tenant compte du comportement à long terme :

$$E_c = E_{cm} \frac{1}{1 + \frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \varphi(t, t_0)} \quad (4.106)$$

$N_{G,Ed}$  : part permanente de la valeur de calcul de l'effort normal

$\varphi(t, t_0)$  : coefficient de fluage selon la norme SIA 262

### Comportement de l'élément mixte

Le comportement des éléments mixtes est caractérisé par l'interaction entre l'acier et le béton. Lors du calcul de la résistance d'une telle section, on fait l'hypothèse que l'interaction est complète, c'est-à-dire qu'il n'y a pas de glissement entre les deux matériaux. Pour simplifier, on utilise un artifice de calcul qui permet de remplacer la section de béton par une section équivalente en acier. Cet artifice est le **coefficient d'équivalence**  $n$ , dont la définition est illustrée ci-après à l'aide de la figure 4.49 (le calcul d'une section en béton armé utilise le même principe, à la différence que c'est la section d'acier qui est transformée en une section équivalente de béton).

L'établissement de ce coefficient d'équivalence se base sur le fait qu'il faut respecter l'égalité des efforts  $N_c$  et  $N_a$  agissant respectivement sur la section de béton  $A_c$  et sur la section équivalente en acier  $\bar{A}_a$ . Ces efforts s'expriment de la façon suivante :

$$N_c = \sigma_c A_c \quad (4.107a)$$

$$N_a = \sigma_a \bar{A}_a \quad (4.107b)$$

$N_c$  : effort normal agissant sur la section de béton

$N_a$  : effort normal agissant sur la section équivalente d'acier

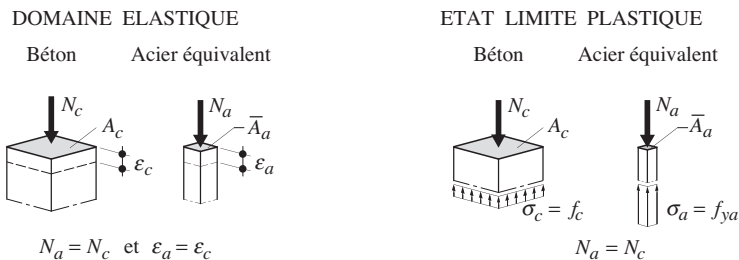
$\sigma_c$  : contrainte agissant sur la section de béton

$\sigma_a$  : contrainte agissant sur la section équivalente d'acier

$A_c$  : aire de la section de béton

$\bar{A}_a$  : aire de la section équivalente en acier

Remarquons que dans cette section du chapitre, nous avons ajouté à la notation habituellement utilisée pour la limite d'élasticité  $f_y$  ou le module d'élasticité  $E$  de l'acier un indice  $a$ , pour éviter toute confusion avec les autres matériaux intervenant ici.



**Fig. 4.49** Principe de la transformation de la section de béton en une section équivalente en acier.

- Calcul élastique

Dans le *calcul élastique*, les contraintes  $\sigma$  sont exprimées par le produit des déformations spécifiques  $\varepsilon$  et des modules d'élasticité  $E$  des matériaux correspondants. Les efforts  $N_c$  et  $N_a$  selon (4.107) deviennent respectivement :

$$N_c = \varepsilon_c E_c A_c \quad (4.108a)$$

$$N_a = \varepsilon_a E_a \bar{A}_a \quad (4.108b)$$

La particularité du calcul élastique est qu'il s'agit de respecter la compatibilité des déformations ( $\varepsilon_a = \varepsilon_c$ ) en plus de l'équivalence entre les efforts ( $N_a = N_c$ ). Ces deux conditions permettent alors d'établir la relation

$$E_c A_c = E_a \bar{A}_a \quad (4.109)$$

à partir de laquelle il est possible d'exprimer la section équivalente en acier  $\bar{A}_a$  :

$$\bar{A}_a = \frac{A_c}{E_a/E_c} \quad (4.110)$$

Par convention, le coefficient d'équivalence élastique  $n_{el}$  représente le rapport des modules d'élasticité :

$$n_{el} = \frac{E_a}{E_c} \quad (4.111)$$

Le coefficient d'équivalence élastique  $n_{el}$  varie donc suivant les caractéristiques du béton selon que l'action est de courte durée ( $E_{c0}$ ), de longue durée ( $E_{c\infty}$ ) ou due au retrait ( $E_{cs}$ ).

- Calcul plastique

Dans le *calcul plastique*, les contraintes  $\sigma_c$  et  $\sigma_a$  de (4.107) sont respectivement égales aux valeurs de calcul des limites d'élasticité des matériaux. L'égalité des efforts  $N_c$  et  $N_a$ , qui est en l'occurrence la seule condition à respecter pour le calcul plastique, au niveau des valeurs de calcul permet alors d'établir la relation (4.112) selon ce qui a été défini dans le comportement des matériaux. Notons que pour cette section 4.7, comme pour les sections 5.8 et 6.5, l'indice du facteur de résistance de l'acier a été modifié ( $\gamma_{M1}$  devient  $\gamma_a$ ) afin d'éviter toute confusion avec les autres matériaux intervenant ici.

$$0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} A_c = \frac{f_y}{\gamma_a} \bar{A}_a \quad (4.112)$$

- $f_{ck}$  : valeur caractéristique de la résistance à la compression sur cylindre du béton
- $f_y$  : limite d'élasticité de l'acier
- $\gamma_a$  : facteur de résistance pour l'acier (= 1.05)
- $\gamma_c$  : facteur de résistance pour le béton (= 1.5)

De la relation (4.112), il est possible d'exprimer la section équivalente en acier  $\bar{A}_a$  :

$$\bar{A}_a = A_c \frac{0.85 \cdot f_{ck} \cdot \gamma_a}{f_y \cdot \gamma_c} \quad (4.113)$$

Par convention, le coefficient d'équivalence plastique  $n_{pl}$  représente le rapport des résistances :

$$n_{pl} = \frac{f_y \cdot \gamma_c}{0.85 f_{ck} \gamma_a} \quad (4.114)$$

L'aire de la section en acier  $\bar{A}_a$  équivalente à la surface de béton  $A_c$  peut être déterminée de la façon générale suivante, selon que l'on est dans le domaine élastique ou à l'état limite plastique :

$$\bar{A}_a = \frac{A_c}{n} \quad (4.115)$$

$n$  : coefficient d'équivalence acier-béton ( $n_{el}$  dans le domaine élastique,  $n_{pl}$  pour l'état limite plastique)

Pour tenir compte de l'armature présente par exemple dans une section sur appui intermédiaire d'une poutre continue, où le béton tendu est admis fissuré, on peut déterminer le coefficient d'équivalence  $n_{pls}$  de manière analogue. On obtient alors :

$$n_{pls} = \frac{f_y \cdot \gamma_s}{f_{sk} \cdot \gamma_a} \quad (4.116)$$

$f_{sk}$  : limite d'élasticité de l'acier d'armature  
 $\gamma_s$  : facteur de résistance pour l'acier d'armature ( $\gamma_s = 1.15$ )

### Facteurs de résistance

Pour la vérification au stade élastique, on peut déterminer la résistance soit au niveau caractéristique soit au niveau des valeurs de calcul.

Pour la vérification au stade plastique, qui est en général utilisée pour les sections mixtes selon la SIA 264 ou l'Eurocode 4, la résistance doit être déterminée au niveau des valeurs de calcul directement. En effet, on n'utilise pas un facteur de résistance global, mais on fait intervenir les facteurs de résistance relatifs aux différents matériaux directement, comme on le voit dans les relations (4.114 et 4.116). Ces caractéristiques d'une section mixte peuvent donc être vues comme des valeurs de calcul puisqu'elles dépendent des facteurs de résistance des matériaux.

#### 4.7.3 Résistance à un effort normal

Ce paragraphe concerne plus particulièrement les poteaux mixtes, éléments de construction typiquement sollicités par un effort normal (généralement combiné avec un moment de flexion). Nous ne traiterons en outre que le cas d'un effort normal de compression, car le cas d'un effort normal de traction peut se ramener au cas du profilé métallique seul (sect. 4.2), le béton tendu ne participant pas à la résistance.

#### Calcul élastique

Dans le domaine élastique, illustré à la figure 4.50, l'équivalence entre les efforts intérieurs et les contraintes s'exprime de la façon suivante :

$$N = \int_{A_a} \sigma_a dA_a + \int_{A_s} \sigma_s dA_s + \int_{A_c} \sigma_c dA_c = \int_{A_b} \sigma_b dA_b \quad (4.117)$$

- $\sigma_a$  : contrainte agissant sur la section d'acier du profilé  
 $\sigma_s$  : contrainte agissant sur la section d'armature  
 $\sigma_c$  : contrainte agissant sur la section de béton  
 $\sigma_b$  : contrainte agissant sur la section mixte  
 $A_a$  : aire de la section d'acier du profilé  
 $A_s$  : aire de la section d'armature  
 $A_c$  : aire de la section de béton  
 $A_b$  : aire de la section mixte

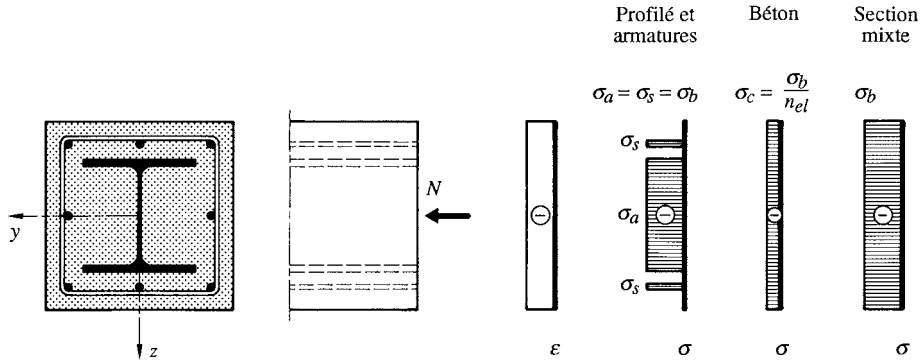


Fig. 4.50 Déformations spécifiques et contraintes dans un poteau mixte soumis à un effort normal de compression.

Les efforts normaux repris par chaque matériau valent, si l'on se ramène à la section d'acier du profilé:

$$N_a = \sigma_a A_a = \sigma_b A_a \quad (4.118a)$$

$$N_s = \sigma_s A_s = \sigma_b A_s \quad (4.118b)$$

$$N_c = \sigma_c A_c = \sigma_b \bar{A}_a = \sigma_b \frac{A_c}{n_{el}} \quad (4.118c)$$

- $N_a$  : effort normal repris par la section d'acier du profilé  
 $N_s$  : effort normal repris par la section d'armature  
 $N_c$  : effort normal repris par la section de béton

L'effort normal que peut reprendre l'ensemble de la section mixte vaut alors

$$N_{el} = \sum N_i = \sigma_b \left( A_a + A_s + \frac{A_c}{n_{el}} \right) \quad (4.119)$$

où les différents  $N_i$  sont donnés par (4.118), en fonction de la contrainte  $\sigma_b$ . L'aire de la section mixte  $A_b$  est obtenue en remplaçant la section de béton par une section équivalente en acier, par l'utilisation du coefficient d'équivalence  $n_{el}$  (§ 4.7.2); elle s'exprime donc ainsi:

$$A_b = A_a + A_s + \frac{A_c}{n_{el}} \quad (4.120)$$

En regroupant (4.119) et (4.120), la contrainte  $\sigma_b$  agissant sur la section mixte peut se formuler de la façon suivante :

$$\sigma_b = \frac{N_{el}}{A_b} \quad (4.121)$$

Tandis que la contrainte  $\sigma_c$  agissant sur la section de béton peut se définir ainsi (fig. 4.50) :

$$\sigma_c = \frac{\sigma_b}{n_{el}} \quad (4.122)$$

Pour rester dans le domaine élastique, la contrainte  $\sigma_b$  agissant sur la section mixte devrait rester inférieure ou égale à la limite d'élasticité  $f_y/\gamma_a$  de l'acier. C'est généralement la résistance à la compression du béton qui va limiter l'effort normal que peut reprendre une section mixte dans le domaine élastique (car on a normalement  $n_{el}f_{cd} < f_y/\gamma_a < f_{sd}$ ), dans ce cas, il faudrait vérifier lors du dimensionnement la relation suivante :

$$\sigma_{c,Ed} = \frac{\sigma_{b,Ed}}{n_{el}} \leq \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (4.123)$$

$\sigma_{b,Ed}$  : valeur de calcul de la contrainte agissant sur la section mixte

$\sigma_{c,Ed}$  : valeur de calcul de la contrainte agissant sur la section de béton

$\gamma_c$  : facteur de résistance pour le béton ( $\gamma_c = 1.5$ )

### Calcul plastique

La résistance  $N_R$  d'une section mixte à un effort normal de compression centré correspond, pour l'état limite plastique, à la plastification des différents matériaux. Les efforts normaux repris par chaque matériau valent respectivement :

$$N_a = f_y A_a \quad (4.124a)$$

$$N_s = f_{sk} A_s \quad (4.124b)$$

$$N_c = f_{ck} A_c \quad (4.124c)$$

L'effort normal plastique  $N_{pl}$  que peut reprendre l'ensemble de la section mixte est donné par la relation suivante :

$$N_{pl} = \sum N_i = f_y A_a + f_{sk} A_s + \eta_1 0.85 f_{ck} A_c \quad (4.125)$$

$\eta_1$  : facteur de correction pour le confinement du béton (par défaut  $\eta_1 = 1$ , pour les profilés creux remplis de béton  $\eta_1 = 1.18$ )



Cet effort normal plastique  $N_{pl}$  ne peut être atteint que si la plastification des aciers d'armature (pour laquelle une déformation spécifique de  $\varepsilon_{ys} = f_{sk}/E_a = 2.2\%$  est nécessaire pour des barres en acier B 500 B) se produit avant la rupture par écrasement du béton (admise à  $\varepsilon_{cu} = 3\%$ ).

Pour le dimensionnement, la valeur de calcul de la résistance ultime à l'effort normal  $N_{pl,Rd}$  est donnée par :

$$N_{pl,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_a} A_a + \frac{f_{sk}}{\gamma_s} A_s + \eta_1 \cdot 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} A_c \quad (4.126)$$

La norme SIA 264 donne une formule similaire à (4.126). L'Eurocode 4 également mais il considère des cas supplémentaires pour le facteur de correction pour le confinement.

#### Exemple 4.12 Section mixte sollicitée par un effort normal

Soit le poteau mixte à l'intérieur d'un bâtiment dont la section carrée est définie à la figure 4.51 : celle-ci est constituée d'un profilé HEA 180 en acier S 235 ( $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ ) et de huit barres  $\phi 20 \text{ mm}$  ( $A_s = 2512 \text{ mm}^2$  au total) en acier B500B ( $f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$ ), l'ensemble étant enrobé par du béton C 30/37 ( $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$  et  $f_{cm} = 38 \text{ N/mm}^2$ ).

Calculer la résistance élastique et plastique de la section mixte pour des actions de longue durée, ainsi que la part relative de l'effort normal repris par chaque matériau. Comparer les résultats obtenus si l'on remplaçait le profilé HEA 180 par un HEB 180 ou un HEM 160.

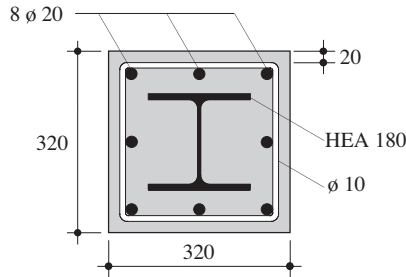


Fig. 4.51 Section d'un poteau mixte.

#### Calcul élastique

- Calcul de la contrainte  $\sigma_b$

Pour tous les aciers, on prend comme module d'élasticité  $E_a = 210\,000 \text{ N/mm}^2$ .

Pour un béton C 30/37, on admet que le module d'élasticité du béton sous actions de longue durée est de (voir SIA 264, chiffre 5.3.2.9) :

$$E_{cm} = k_E (f_{cm})^{1/3} = 10\,700 \cdot (38 \text{ N/mm}^2)^{1/3} = 36 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = E_{cm} \frac{1}{1 + \frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \varphi(t, t_0)} = E_{cm} \frac{1}{1 + \frac{1/2 N_{Ed}}{N_{Ed}} \varphi(t, t_0)}$$

Le coefficient de fluage a été estimé de la manière suivante (voir SIA 262, chiffre 3.1.2.5) :

$$\varphi_{\infty} = \varphi_{RH} \cdot \beta_{fc} \cdot \beta(t_0) \cdot \beta(t - t_0) = 1.5 \cdot 2.7 \cdot 0.5 \cdot 1.0 = 2$$

où  $\varphi_{RH}$  : coefficient pour considérer l'humidité relative. Avec une humidité de 60% environ dans les bâtiments,  $h_0 = 320$  mm et  $f_{ck} = 30$  N/mm<sup>2</sup>,  $\varphi_{RH} = 1.5$

$\beta(t_0)$  : coefficient pour considérer l'âge du béton lors de la première mise en charge. A 28 jours,  $\beta(t_0) = 0.5$

$\beta(t - t_0)$  : coefficient pour la prise en compte de la durée d'application de la charge. A long terme,  $\beta(t - t_0) = 1.0$

$\beta_{fc}$  : coefficient considérant la résistance du béton. Avec un béton C 30/37,  $\beta_{fc} = 2.7$

Avec  $\varphi_{\infty} = 2$  et l'hypothèse que  $N_{G,Ed} = 0.5 N_{Ed}$ , on trouve que  $E_c = E_{cm}/2 = 18 \cdot 10^3$  N/mm<sup>2</sup>.

Le coefficient d'équivalence  $n_{el}$  vaut donc (4.111):

$$n_{el} = \frac{E_a}{E_c} = \frac{210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2}{18 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2} = 11.7$$

Il est alors possible de déterminer la contrainte  $\sigma_b$  agissant sur la section mixte à partir de (4.123):

$$\sigma_b = n_{el} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 11.7 \frac{30 \text{ N/mm}^2}{1.5} = 234 \text{ N/mm}^2$$

Il est à noter que cette contrainte de 234 N/mm<sup>2</sup> est supérieure à  $f_y/\gamma_a$  et c'est donc l'acier qui limite la résistance élastique de la section:  $\sigma_b = 224$  N/mm<sup>2</sup>.

- Résistance élastique à la compression de la section

L'aire de la section de béton  $A_c$  vaut:

$$A_c = (320 \text{ mm})^2 - A_a - A_s = 102\,400 \text{ mm}^2 - 4530 \text{ mm}^2 - 2512 \text{ mm}^2 = 95\,360 \text{ mm}^2$$

La section mixte  $A_b$  est donnée par (4.120):

$$A_b = A_a + A_s + \frac{A_c}{n_{el}} = 4530 \text{ mm}^2 + 2512 \text{ mm}^2 + \frac{95\,360 \text{ mm}^2}{11.7} = 15\,190 \text{ mm}^2$$

Ceci permet alors de déterminer la valeur de calcul de l'effort normal résistant élastique  $N_{el,Rd}$  du poteau mixte (4.121):

$$N_{el,Rd} = \sigma_b A_b = 224 \text{ N/mm}^2 \cdot 15\,190 \text{ mm}^2 = 3403 \cdot 10^3 \text{ N} = 3403 \text{ kN}$$

La part relative de l'effort normal reprise par chaque matériau est la suivante:

$$\text{acier: } \frac{N_{el,a,Rd}}{N_{el,Rd}} = \frac{\sigma_b A_a}{N_{el,Rd}} = \frac{224 \text{ N/mm}^2 \cdot 4530 \text{ mm}^2}{3403 \cdot 10^3 \text{ N}} = 30\%$$

$$\text{armature: } \frac{N_{el,s,Rd}}{N_{el,Rd}} = \frac{\sigma_b A_s}{N_{el,Rd}} = \frac{224 \text{ N/mm}^2 \cdot 2512 \text{ mm}^2}{3403 \cdot 10^3 \text{ N}} = 16\%$$

$$\text{béton: } \frac{N_{el,c,Rd}}{N_{el,Rd}} = \frac{\frac{1}{n_{el}} \sigma_b A_c}{N_{el,Rd}} = \frac{\frac{1}{11.7} \cdot 224 \text{ N/mm}^2 \cdot 95\,360 \text{ mm}^2}{3403 \cdot 10^3 \text{ N}} = 54\%$$

### Calcul plastique

- Résistance plastique à la compression de la section

La valeur de calcul de l'effort normal résistant plastique  $N_{pl,Rd}$  de la section mixte est donné par (4.125):

$$N_{pl,Rd} = N_{pl,a,Rd} + N_{pl,s,Rd} + N_{pl,c,Rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} + A_c \eta_1 \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c}$$

avec

$$N_{pl,a,Rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} = \frac{4530 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ N/mm}^2}{1.05} = 1010 \cdot 10^3 \text{ N} = 1010 \text{ kN}$$

$$N_{pl,s,Rd} = A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{2512 \text{ mm}^2 \cdot 500 \text{ N/mm}^2}{1.15} = 1090 \cdot 10^3 \text{ N} = 1090 \text{ kN}$$

$$N_{pl,c,Rd} = A_c \eta_1 \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c} = 95\,360 \text{ mm}^2 \cdot 1 \cdot \frac{0.85 \cdot 30 \text{ N/mm}^2}{1.5} = 1620 \cdot 10^3 \text{ N} = 1620 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = 1010 \text{ kN} + 1090 \text{ kN} + 1620 \text{ kN} = 3720 \text{ kN}$$

La part relative de l'effort normal reprise par chaque matériau est la suivante :

$$\text{acier: } \frac{N_{pl,a,Rd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{1010 \text{ kN}}{3720 \text{ kN}} = 27 \%$$

$$\text{armature: } \frac{N_{pl,s,Rd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{1090 \text{ kN}}{3720 \text{ kN}} = 29 \%$$

$$\text{béton: } \frac{N_{pl,c,Rd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{1620 \text{ kN}}{3720 \text{ kN}} = 44 \%$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau 4.52, où les valeurs correspondant aux sections HEB 180 et HEM 160 sont également reportées. On remarque que, dans le cas particulier de cet exemple, la résistance d'un poteau de dimensions identiques peut augmenter de 31 % en stade élastique et de 29 % en stade plastique selon le type de profilé utilisé.

**Tableau 4.52** Comparaison de la résistance de différentes sections mixtes.

Profilé	HEA 180	HEB 180	HEM 160
$A_a$ [mm <sup>2</sup> ]	4530	6530	9710
$A_s$ [mm <sup>2</sup> ]	2512	2512	2512
$A_c$ [mm <sup>2</sup> ]	95 360	93 360	90 180
$N_{el,Rd}$ [kN]	3403	3814	4464
Part reprise par • acier	30 %	38 %	49 %
• armature	16 %	15 %	13 %
• béton	54 %	47 %	38 %
$N_{pl,Rd}$ [kN]	3720	4140	4800
Part reprise par • acier	27 %	35 %	45 %
• armature	29 %	26 %	23 %
• béton	44 %	38 %	32 %
$N_{pl,Rd}/N_{el,Rd}$	1.09	1.09	1.07

#### 4.7.4 Résistance à un moment de flexion

Ce paragraphe se concentre uniquement sur les poutres mixtes. Le cas analogue des dalles mixtes est abordé en détail au volume 11.

Il est important de définir d'abord quelques notations et conventions adoptées ici pour les sections mixtes fléchies. La figure 4.53 donne la signification de certaines notations que nous utiliserons dans la suite de cette section. Une convention importante est la référence à la fibre inférieure de la poutre métallique pour positionner les axes de gravité ou les différents axes neutres possibles. Les principales notations utilisées par la suite, partiellement illustrées à la figure 4.53, sont définies ou rappelées ci-dessous :

- $A_a$  : aire de la section de la poutre métallique
- $A_b$  : aire de la section mixte
- $A_c$  : aire de la section de béton participante ( $A_c = h_c b_{eff}$ )
- $A_s$  : aire de la section des armatures (passives et précontrainte)

- $b_{eff}$  : largeur participante de la dalle de béton  
 $b$  : largeur de l'aile *supérieure* de la poutre métallique  
 $e$  : distance entre la poutre métallique et la dalle de béton (ou hauteur des nervures de la tôle)  
 $h$  : hauteur totale de la section mixte ( $h = h_a + e + h_c$ )  
 $h_a$  : hauteur de la poutre métallique  
 $h_c$  : hauteur de la dalle de béton (ou de la partie de béton située au-dessus des nervures de la tôle)

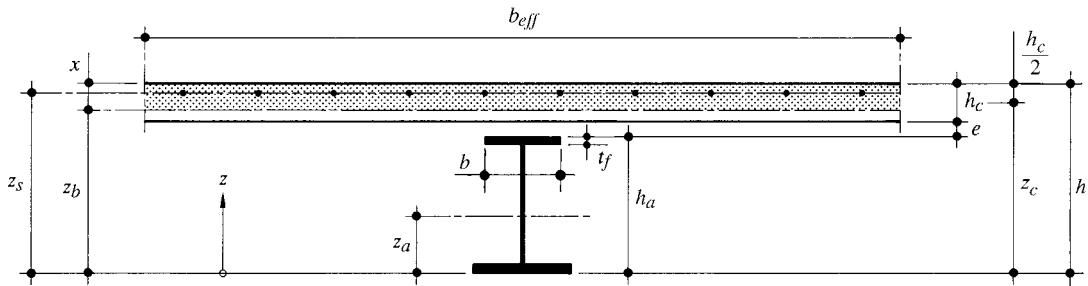


Fig. 4.53 Notations et conventions adoptées pour une section mixte.

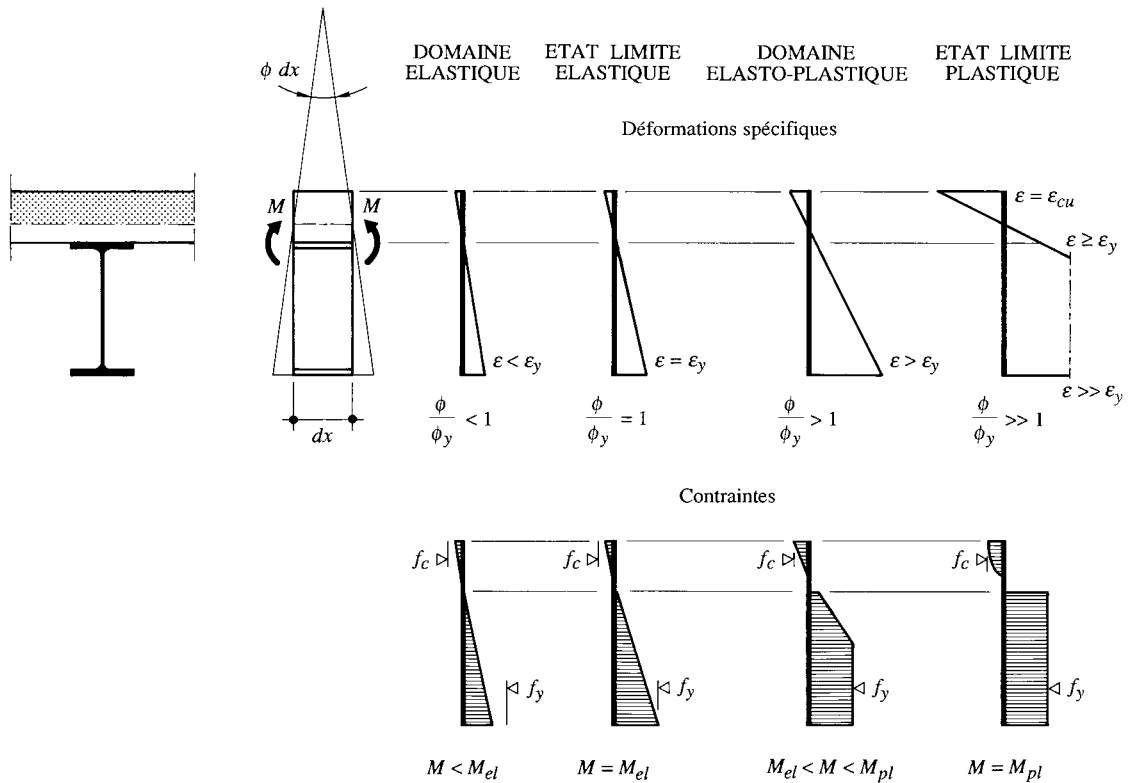


Fig. 4.54 Evolution des déformations spécifiques et des contraintes dans une section mixte fléchie.

- $t_f$  : épaisseur de l'aile *supérieure* de la poutre métallique
- $x$  : hauteur comprimée de la dalle de béton
- $z_a$  : position du centre de gravité de la poutre métallique (par rapport à la fibre inférieure)
- $z_b$  : position de l'axe neutre de la section mixte (par rapport à la fibre inférieure de la poutre métallique)
- $z_c$  : position du centre de gravité de la dalle de béton (par rapport à la fibre inférieure de la poutre métallique)
- $z_s$  : position du centre de gravité des armatures (par rapport à la fibre inférieure de la poutre métallique)

Comme pour une section métallique seule (§ 4.3.1), le comportement à la flexion d'une section mixte est caractérisé par la relation moment-courbure. Considérons un tronçon  $dx$  de poutre mixte et soumettons-le à un moment de flexion  $M$ , causant ainsi une courbure  $\phi$ . L'évolution des déformations spécifiques et des contraintes dans une section de cette poutre mixte est donnée à la figure 4.54. Le comportement d'une telle section est très semblable à celui d'une section métallique fléchie, décrit à la figure 4.5, à la différence que pour la section mixte, on néglige la participation du béton tendu, en admettant qu'il est fissuré.

### Calcul élastique

Pour le calcul élastique d'une section mixte, on admet que tous les matériaux qui la constituent ont un comportement élastique ( $\sigma = E \varepsilon$ ). Cela est vrai pour autant que les contraintes ne dépassent pas les contraintes limites élastiques.

Pour déterminer les contraintes agissant sur les différents éléments de la section, il est nécessaire de connaître la position  $z_b$  de l'axe neutre de la section mixte (par rapport à la fibre inférieure de la poutre métallique, selon la convention ci-dessus). Cette position de l'axe neutre, qui correspond à la position du centre de gravité de la section mixte équivalente (section de béton transformée en section d'acier équivalente) peut se déterminer avec

$$z_b = \frac{1}{A_b} \int z \, dA_b \quad (4.127)$$

où l'aire  $A_b$  de la section mixte est obtenue avec la relation suivante, identique à (4.120):

$$A_b = A_a + A_s + \frac{A_c}{n_{el}} \quad (4.128)$$

Comme on peut généralement décomposer la section en éléments de grandeur finie, (4.127) peut s'exprimer par:

$$z_b = \frac{1}{A_b} \left( \sum A_{ai} z_i + \sum A_{si} z_i + \sum \frac{A_{ci}}{n_{el}} z_i \right) \quad (4.129)$$

La connaissance de la position  $z_b$  de l'axe neutre permet alors de calculer le moment d'inertie  $I_b$  de la section mixte en additionnant l'inertie propre  $I_{i0}$  de chaque élément de la section et le terme de transport correspondant, tout en ayant pris soin de transformer les parties de section en béton par leur section d'acier équivalente:

$$I_b = \sum I_{i0} + \sum A_i (z_i - z_b)^2 \quad (4.130)$$

Il est ainsi possible de déterminer la grandeur des contraintes agissant sur les différents éléments de la section mixte soumise à un moment de flexion  $M$  à l'aide des relations suivantes :

$$\text{acier (fibre inférieure):} \quad \sigma_a = \frac{M}{I_b} z_b \quad (4.131a)$$

$$\text{acier d'armature:} \quad \sigma_s = \frac{M}{I_b} (z_b - z_s) \quad (4.131b)$$

$$\text{béton (fibre supérieure):} \quad \sigma_c = \frac{1}{n_{el}} \frac{M}{I_b} (z_b - h) \quad (4.131c)$$

Dans un calcul élastique d'une section mixte, il faut considérer chaque cas de charge séparément (montage, état de service), avec à chaque fois la géométrie (section réduite) et les valeurs (coefficients d'équivalence  $n$ ) de la section correspondant au moment et à la durée d'application de la charge. Pour le dimensionnement, le principe général donné par (4.1) s'applique ici de la façon suivante :

$$\text{acier:} \quad \sigma_{a,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_a} \quad (4.132a)$$

$$\text{acier d'armature:} \quad \sigma_{s,Ed} \leq \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (4.132b)$$

$$\text{béton:} \quad \sigma_{c,Ed} \leq \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (4.132c)$$

$\sigma_{a,Ed}$  : valeur de calcul de la contrainte dans l'acier  
 $\sigma_{s,Ed}$  : valeur de calcul de la contrainte dans l'acier d'armature  
 $\sigma_{c,Ed}$  : valeur de calcul de la contrainte dans le béton  
 $\gamma_a, \gamma_s$  et  $\gamma_c$  : facteurs de résistance ( $\gamma_a = 1.05$  pour l'acier,  $\gamma_s = 1.15$  pour les armatures et  $\gamma_c = 1.5$  pour le béton)

#### Exemple 4.13 Section mixte fléchie : caractéristiques et calcul élastique

Soit la section d'une poutre mixte définie à la figure 4.55 : elle est composée d'un profilé IPE 300 en acier S 235 ( $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ ) et d'une dalle en béton C 30/37 ( $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$  et  $f_{cm} = 38 \text{ N/mm}^2$ ) dont la largeur participante  $b_{eff}$  vaut 2000 mm. L'armature longitudinale sur appui est constituée de dix barres  $\varnothing 10 \text{ mm}$  ( $A_s = 785 \text{ mm}^2$  au total) en acier B500B ( $f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$ ).

Calculer les caractéristiques élastiques, sous charges fréquentes, de cette section mixte en travée et sur appui, c'est-à-dire la position de l'axe neutre ainsi que l'inertie de cette section. Vérifier ensuite cette section en sachant qu'elle est sollicitée par un moment de flexion  $M$  dont la valeur de calcul  $M_{Ed}$  est de 220 kNm en travée et de 150 kNm sur appui.

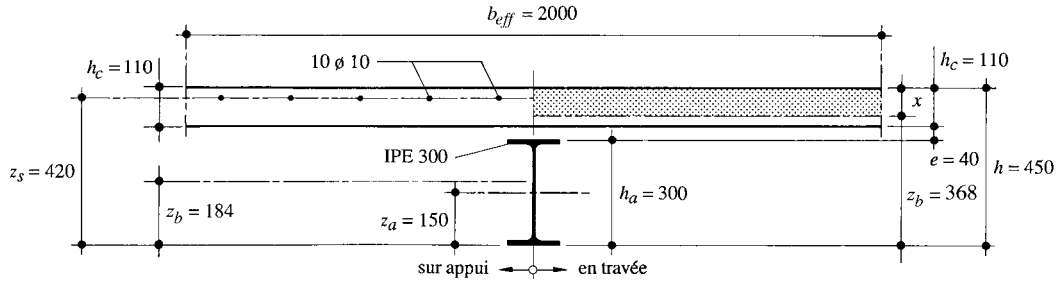


Fig. 4.55 Section mixte en travée et sur appui (calcul élastique).

### Coefficient d'équivalence élastique

Pour les actions de courte durée, le module d'élasticité efficace peut être admis de manière simplifiée égal à (voir SIA 264, chiffre 3.5.2):

$$E_c = E_{cm} = k_E (f_{cm})^{1/3} = 10\,700 \text{ (38 N/mm}^2)^{1/3} = 36 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$$

Le calcul de  $E_{cm}$  a été effectué selon la SIA 262, chiffre 3.1.2.3.3.

Le coefficient d'équivalence élastique  $n_{el0}$  défini par (4.111) vaut alors:

$$n_{el0} = \frac{E_a}{E_c} = \frac{210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2}{36 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2} = 5.8$$

### Section en travée

- Position de l'axe neutre mixte

Dans une section en travée, on ne tient pas compte des armatures situées dans la partie comprimée du béton, et on néglige le béton tendu (admis fissuré). L'épaisseur de béton comprimé est fonction de la position de l'axe neutre mixte, que l'on peut déterminer avec (4.129). En faisant l'hypothèse que l'axe neutre se trouve dans la dalle, on a:

$$z_b = \frac{1}{A_b} \left[ z_a A_a + \left( h - \frac{x}{2} \right) \frac{b_{eff}}{n_{el0}} x \right]$$

Avec  $z_b = h - x$ , on obtient ainsi l'équation du deuxième degré en  $x$  suivante:

$$-\frac{b_{eff}}{2n_{el0}} x^2 - A_a x + A_a (h - z_a) = 0$$

dont la solution est:

$$x = \frac{n_{el0} A_a}{b_{eff}} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 b_{eff}}{n_{el0} A_a} (h - z_a)} \right)$$

$$x = \frac{5.8 \cdot 5380 \text{ mm}^2}{2000 \text{ mm}} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 2000 \text{ mm}}{5.8 \cdot 5380 \text{ mm}^2} (450 \text{ mm} - 150 \text{ mm})} \right)$$

$$x = 82 \text{ mm}$$

Ce qui permet de calculer la position de l'axe neutre:

$$z_b = h - x = 450 \text{ mm} - 82 \text{ mm} = 368 \text{ mm}$$

Comme  $z_b > h_a + e = 340 \text{ mm}$ , l'axe neutre se trouve effectivement dans la dalle, l'hypothèse faite ci-dessus est bien vérifiée. Par conséquent, comme le profilé est totalement en traction, il n'est pas nécessaire de vérifier la stabilité locale de l'âme et de l'aile.

- Caractéristiques élastiques de la section mixte

L'inertie de la section mixte peut alors être déterminée avec (4.130) en considérant l'inertie du profilé IPE 300 et de la partie comprimée de la dalle de béton (cette procédure est illustrée au tableau 4.56):

$$I_b = I_a + A_a (z_a - z_b)^2 + \frac{1}{12} \cdot \frac{b_{eff}}{n_{e10}} x^3 + \frac{b_{eff}}{n_{e10}} x \left[ \left( h - \frac{x}{2} \right) - z_b \right]^2$$

$$I_b = 83.6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 + 5380 \text{ mm}^2 (150 \text{ mm} - 368 \text{ mm})^2 + \frac{1}{12} \cdot \frac{2000 \text{ mm}}{5.8} (82 \text{ mm})^3$$

$$+ \frac{2000 \text{ mm}}{5.8} 82 \text{ mm} \cdot \left[ \left( 450 \text{ mm} - \frac{82 \text{ mm}}{2} \right) - 368 \text{ mm} \right]^2 = 403 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

- Vérification des contraintes

Avec les contraintes dans l'acier (fibre inférieure) et le béton (fibre supérieure) selon (4.131), on peut s'assurer avec (4.132) que la résistance de la section mixte est suffisante:

$$\sigma_{a,Ed} = \frac{M_{Ed}}{I_b} z_b = \frac{220 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{403 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} \cdot 368 \text{ mm} = 201 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{a,Ed} \leq \sigma_{a,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_a} = \frac{235 \text{ N/mm}^2}{1.05} = 224 \text{ N/mm}^2$$

$$|\sigma_{c,Ed}| = \frac{1}{n_{e10}} \left( \frac{M_{Ed}}{I_b} \cdot |x| \right) = \frac{1}{5.8} \left( \frac{220 \cdot 10^6 \cdot \text{Nmm}}{403 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} \cdot 82 \text{ mm} \right) = 7.7 \text{ N/mm}^2$$

$$|\sigma_{c,Ed}| \leq \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1.5} = 20 \text{ N/mm}^2$$

- Valeur de calcul du moment résistant élastique  $M_{el,Rd}$  de la section mixte en travée:

$$M_{el,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_a} \frac{I_b}{z_b} = \frac{235 \text{ N/mm}^2}{1.05} \cdot \frac{403 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}{368 \text{ mm}} = 245 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 245 \text{ kNm}$$

### Section sur appui

- Caractéristiques élastiques de la section

Comme pour la section en travée, le béton tendu est négligé (admis fissuré). En faisant l'hypothèse que l'axe neutre mixte est situé dans le profilé, il suffit de tenir compte des caractéristiques des armatures et du profilé IPE. La position de l'axe neutre de la section mixte se détermine alors avec (4.129) de la façon suivante:

$$z_b = \frac{\sum A_i z_i}{\sum A_i} = \frac{A_a z_a + A_s z_s}{A_a + A_s} = \frac{5380 \text{ mm}^2 \cdot 150 \text{ mm} + 785 \text{ mm}^2 \cdot 420 \text{ mm}}{5380 \text{ mm}^2 + 785 \text{ mm}^2}$$

$$z_b = \frac{1136 \cdot 10^3 \text{ mm}^3}{6165 \text{ mm}^2} = 184 \text{ mm}$$

tandis que l'inertie de la section mixte vaut, selon la procédure illustrée au tableau 4.56:

$$I_b = I_a + A_a (z_a - z_b)^2 + I_s + A_s (z_s - z_b)^2$$

$$I_b = 134 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Comme l'axe neutre se trouve effectivement dans le profilé ( $z_b = 184 \text{ mm} < h_a = 300 \text{ mm}$ ), l'hypothèse faite ci-dessus est bien vérifiée. Il est de plus nécessaire de s'assurer que l'on n'ait pas de phénomène d'instabilité locale dans l'âme et l'aile comprimée, ce que l'on peut vérifier à l'aide des conditions d'éclatement contenues dans le tableau 5.38.

- Vérification des contraintes

Avec les contraintes selon (4.131) (on utilise des valeurs absolues), on peut s'assurer selon (4.132) que la résistance de la section mixte est également suffisante sur appui:



Dans le profilé

$$\sigma_{a,Ed} = \frac{M_{Ed}}{I_b} z_b = \frac{150 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{134 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} \cdot 184 \text{ mm} = 206 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{a,Ed} \leq \sigma_{a,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_a} = \frac{235 \text{ N/mm}^2}{1.05} = 224 \text{ N/mm}^2$$

Dans l'armature

$$\sigma_{s,Ed} = \frac{M_{Ed}}{I_b} (z_s - z_b) = \frac{150 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{134 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} \cdot 236 \text{ mm} = 264 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,Ed} \leq \sigma_{s,Rd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ N/mm}^2}{1.15} = 435 \text{ N/mm}^2$$

- Valeur de calcul du moment résistant élastique  $M_{el,Rd}$  de la section mixte sur appui

$$M_{el,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_a} \frac{I_b}{z_b} = \frac{235 \text{ N/mm}^2}{1.05} \cdot \frac{134 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}{184 \text{ mm}} = 163 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 163 \text{ kNm}$$

**Tableau 4.56** Caractéristiques des sections.

Section	Élément	$z_i$ [mm]	$A_i$ [mm <sup>2</sup> ]	$ z_i - z_b $ [mm]	$A_i (z_i - z_b)^2$ [mm <sup>4</sup> ]	$I_{i0}$ [mm <sup>4</sup> ]
Travée	IPE 300	150	5380	213	$255.7 \cdot 10^6$	$83.6 \cdot 10^6$
	Béton comprimé	406.5	174 000	43.5	$15.8 \cdot 10^6$	$47.5 \cdot 10^6$
	Mixte	368	31 740	–	$I_b = 403 \cdot 10^6$	
Appui	IPE 300	150	5380	34	$6.2 \cdot 10^6$	$83.6 \cdot 10^6$
	Armature	420	785	236	$43.7 \cdot 10^6$	négligeable
	Mixte	184	6165	–	$I_b = 134 \cdot 10^6$	

L'exemple 4.13 traite du cas particulier de la section mixte, avec notamment un axe neutre en travée situé dans la dalle. Les autres cas pour lesquels la position de l'axe neutre est différente peuvent être abordés exactement selon la même procédure que celle utilisée dans cet exemple.

Pour ne pas trop alourdir le texte, nous nous contentons ici de donner dans le tableau 4.57 les différentes relations donnant :

- la position  $z_b$  de l'axe neutre par rapport à la fibre inférieure de la poutre,
- le moment d'inertie  $I_b$

pour les différents cas possibles, en distinguant les sections mixtes sollicitées par un moment positif (en travée) et négatif (sur appui). Précisons encore que les formules données dans ce tableau sont valables aussi bien pour des poutres métalliques symétriques que non symétriques, et qu'il faut utiliser les valeurs absolues des différentes variables, selon la convention fixée à la figure 4.53. La référence [4.4], complétée par [4.5], contient des tables permettant d'établir directement les valeurs numériques de la position  $z_b$  de l'axe neutre et du moment d'inertie  $I_b$  de la section mixte pour un grand nombre de cas de poutres mixtes.

**Tableau 4.57** Caractéristiques élastiques d'une section mixte.

Section	Axe neutre	Position de l'axe neutre et inertie de la section
En travée	Dans la dalle: $A_a(h - z_a - h_c) < \frac{A_c}{n_{el}} \frac{h_c}{2}$	$z_b = h - \frac{n_{el}A_a}{b_{eff}} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2b_{eff}}{n_{el}A_a}(h - z_a)} \right]$ $I_b = I_a + A_a(z_a - z_b)^2 + \frac{1}{3} \frac{b_{eff}}{n_{el}} (h - z_b)^3$
	Dans le profilé métallique: $A_a(h - z_a - h_c) \geq \frac{A_c}{n_{el}} \frac{h_c}{2}$	$z_b = \frac{1}{A_a + \frac{A_c}{n_{el}}} \left[ A_a z_a + \frac{A_c}{n_{el}} \left( h - \frac{h_c}{2} \right) \right]$ $I_b = I_a + A_a(h - z_a)^2 + \frac{1}{3} \frac{A_c}{n_{el}} h_c^2 - A_b(h - z_b)^2$
Sur appui		$z_b = \frac{1}{A_a + A_s} (A_a z_a + A_s z_s)$ $I_b = I_a + A_a(z_a - z_b)^2 + A_s(z_b - z_s)^2$

### Calcul plastique

Le calcul plastique de la résistance des sections mixtes est possible pour autant que les matériaux constituant la section aient un comportement plastique et que l'élancement du profilé métallique satisfasse les conditions contenues dans le tableau 5.38. Dans le bâtiment, les sections utilisées permettent en général de garantir un tel comportement. L'état d'équilibre généralement adopté pour le calcul plastique est celui où l'on a simultanément la fibre supérieure du béton comprimée à  $\varepsilon_{cu} = 3\text{‰}$  et une plastification totale de la section métallique. Pour cela, il est nécessaire de respecter les deux conditions suivantes (fig. 4.54), qu'il s'agit de vérifier lors de chaque dimensionnement:

- la déformation spécifique  $\varepsilon_c$  de la fibre extrême comprimée du béton doit être égale à la déformation spécifique de rupture  $\varepsilon_{cu}$  correspondant à l'écrasement du béton, afin de pouvoir compter sur le comportement plastique du béton illustré à la figure 4.48;
- la déformation spécifique des fibres extrêmes de la poutre métallique doit être supérieure à l'allongement limite élastique  $\varepsilon_y$ , afin que la plastification totale de l'acier soit garantie.

Cela peut s'exprimer par les relations suivantes:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} \quad (4.133)$$

$$\varepsilon_a \geq \varepsilon_y \quad (4.134)$$

- $\varepsilon_c$  : déformation spécifique de la fibre extrême comprimée du béton  
 $\varepsilon_{cu}$  : déformation spécifique de rupture du béton, admise égale à 3‰  
 $\varepsilon_a$  : déformation spécifique des fibres extrêmes de l'acier  
 $\varepsilon_y$  : allongement limite élastique de l'acier

Pour avoir une analogie avec une section métallique seule, il serait souhaitable d'exprimer la résistance à la flexion d'une section mixte de la façon suivante :

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_a} W_{plb} \quad (4.135)$$

$W_{plb}$  : module plastique de la section mixte

Pour obtenir la grandeur du *module plastique*  $W_{plb}$ , il est nécessaire de connaître la position  $z_b$  de l'axe neutre, qui peut s'établir avec la relation générale (4.127), et l'aire  $A_b$  de la section mixte. Celle-ci est donnée par l'équation suivante, qui ne se différencie de (4.128) que dans la mesure où la section d'armature est également rapportée à l'acier :

$$A_b = A_a + \frac{A_s}{n_{pls}} + \frac{A_c}{n_{pl}} \quad (4.136)$$

Examinons d'abord le cas particulier d'une section mixte acier-béton soumise à un moment de flexion positif (fig. 4.58). Ce type de sollicitation met la dalle de béton totalement ou partiellement en compression, et le profilé totalement ou partiellement en traction. Remarquons ici que la participation de l'armature en compression est en général négligée.

Si nous faisons d'abord l'hypothèse que l'axe neutre de la section se trouve dans la dalle de béton, le profilé métallique reprend alors un effort de traction  $F_a$  qui peut s'exprimer par :

$$F_a = \frac{f_y}{\gamma_a} A_a \quad (4.137)$$

La partie comprimée de la dalle reprend alors une force de compression  $F_c$  donnée par :

$$F_c = 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} b_{eff} x \quad (4.138)$$

$x$  : hauteur comprimée de la dalle de béton

$b_{eff}$  : largeur participante de la dalle de béton

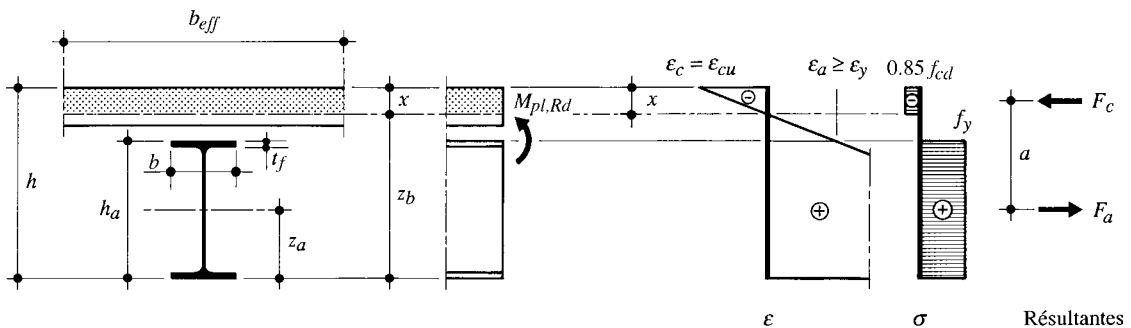


Fig. 4.58 Section de poutre mixte en travée (calcul plastique).

Comme nous sommes dans un cas de flexion simple, les forces  $F_a$  et  $F_c$  doivent être en équilibre: la hauteur comprimée de la dalle  $x$  peut être obtenue en égalant (4.137) et (4.138):

$$x = \frac{f_y \cdot \gamma_c \cdot A_a}{0.85 f_{ck} \gamma_a b_{eff}} = n_{pl} \frac{A_a}{b_{eff}} \quad (4.139)$$

Cela permet alors de déterminer la position de l'axe neutre  $z_b$  de la section mixte:

$$z_b = h - x = h - n_{pl} \frac{A_a}{b_{eff}} \quad (4.140)$$

En exprimant que  $z_b$  doit être plus grand que  $(h - h_c)$ , on peut établir la relation (4.141) afin de vérifier que l'axe neutre est effectivement situé dans la dalle:

$$A_a \leq \frac{A_c}{n_{pl}} \quad (4.141)$$

Le moment de flexion que peut alors reprendre la section mixte est donné par le moment créé par le couple de forces  $F_c$  et  $F_a$ . Etant donné que leur bras de levier  $a$  vaut (fig. 4.58)

$$a = h - z_a - \frac{1}{2}x \quad (4.142)$$

La valeur de calcul du *moment plastique*  $M_{pl,Rd}$  de la section mixte est donné par:

$$M_{pl,Rd} = F_a a = \frac{f_y}{\gamma_a} A_a \left( h - z_a - \frac{1}{2}x \right) \quad (4.143)$$

La comparaison de (4.143) et de (4.135) permet alors de formuler le module plastique de la section mixte  $W_{plb}$  de la façon suivante:

$$W_{plb} = A_a \left( h - z_a - \frac{1}{2}x \right) \quad (4.144)$$

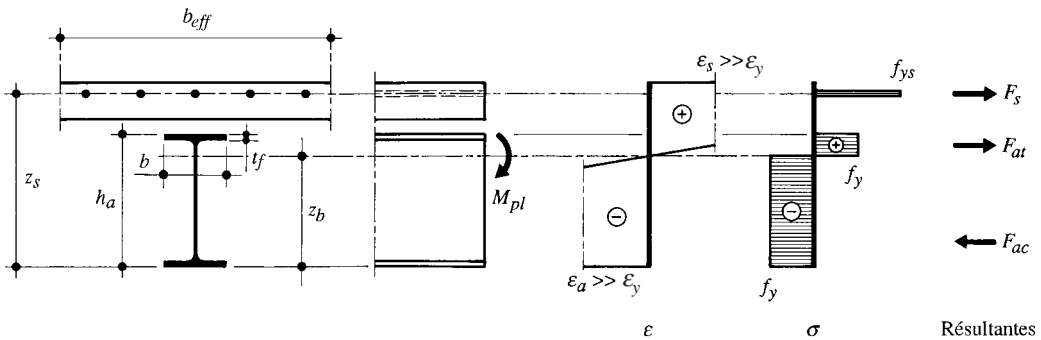


Fig. 4.59 Section de poutre mixte sur appui (calcul plastique).

Précisons encore que dans le domaine plastique, l'influence des effets de longue durée (fluage et retrait) sur la résistance de la section est négligeable du fait des grandes déformations survenant dans la section.

Une démarche tout à fait semblable à celle effectuée ci-dessus peut être faite pour tous les autres cas que l'on peut obtenir en considérant les différentes positions d'axe neutre pour des sections en travée ou sur appui. La figure 4.59 illustre le cas particulier de la section sur appui, pour mettre en évidence que le principe du calcul détaillé ci-dessus est le même pour une section soumise à un moment de flexion négatif.

**Tableau 4.60** Caractéristiques plastiques d'une section mixte.

Section	Axe neutre	Position de l'axe neutre et module plastique de la section
En travée (fig. 4.58)	Dans la dalle: $A_a \leq \frac{A_c}{n_{pl}}$	$z_b = h - \frac{n_{pl} A_a}{b_{eff}}$ $W_{plb} = A_a \left( h - z_a - \frac{1}{2} \frac{n_{pl} A_a}{b_{eff}} \right)$
	Dans l'aile supérieure: $A_a - 2bt_f \leq \frac{A_c}{n_{pl}} < A_a$	$z_b = h_a + \frac{1}{2b} \left( \frac{A_c}{n_{pl}} - A_a \right)$ $W_{plb} = \frac{A_c}{n_{pl}} z_c - A_a z_a + b(h_a^2 - z_b^2)$
	Dans l'âme: ① $A_a - 2bt_f > \frac{A_c}{n_{pl}}$	$z_b = \frac{1}{2t_w} \left( \frac{A_c}{n_{pl}} - A_a \right) + \frac{bt_f}{t_w} + h_a - t_f$ ① $W_{plb} = \frac{A_c}{n_{pl}} z_c - A_a z_a + 2bt_f \left( h_a - \frac{t_f}{2} \right) + t_w(h_a - t_f)^2 - t_w z_b^2$
Sur appui (fig. 4.59)	Dans l'aile supérieure: $A_a - 2bt_f \leq \frac{A_s}{n_{pls}} < A_a$	$z_b = h_a + \frac{1}{2b} \left( \frac{A_s}{n_{pls}} - A_a \right)$ $W_{plb} = \frac{A_s}{n_{pls}} z_s - A_a z_a + b(h_a^2 - z_b^2)$
	Dans l'âme: ① $A_a - 2bt_f > \frac{A_s}{n_{pls}}$	$z_b = \frac{1}{2t_w} \left( \frac{A_s}{n_{pls}} - A_a \right) + \frac{bt_f}{t_w} + h_a - t_f$ ① $W_{plb} = \frac{A_s}{n_{pls}} z_s - A_a z_a + 2bt_f \left( h_a - \frac{t_f}{2} \right) + t_w(h_a - t_f)^2 - t_w z_b^2$

① Dans le cas d'un profilé laminé en double té, prendre  $A_a = 2bt_f + (h_a - 2t_f) \cdot t_w$

Pour ne pas alourdir le texte, nous avons regroupé dans le tableau 4.60 les différentes relations donnant, pour un calcul plastique de la résistance ultime des sections, la position  $z_b$  de l'axe neutre par rapport à la fibre inférieure de la poutre métallique et le module plastique  $W_{plb}$  valable pour les cas où la section mixte se trouve sollicitée par un moment positif (section en travée) ou négatif (section sur appui). Le contenu du tableau 4.60 nécessite toutefois les précisions suivantes :

- les relations qui y sont données sont valables quel que soit le type de section de la poutre métallique (laminée ou composée à âme pleine, symétrique ou non);

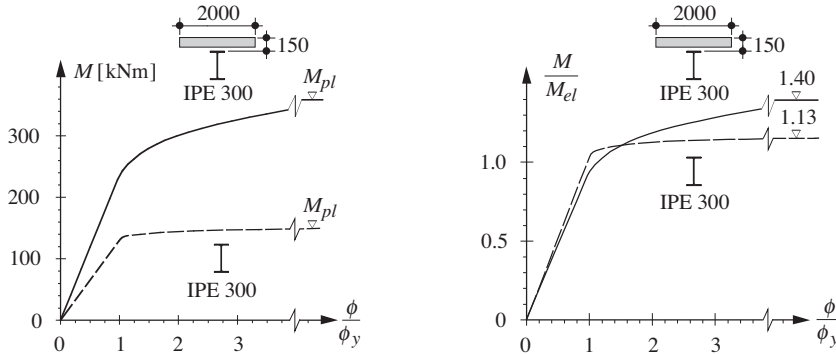
- dans le cas d'une section de poutre métallique non symétrique, il faut remplacer  $t_f$  et  $b$  par les dimensions de la semelle supérieure, à savoir respectivement  $t_{f,sup}$  et  $b_{sup}$ ;
- il faut utiliser les valeurs absolues des différentes variables, selon la convention fixée à la figure 4.53.

Précisons encore que la référence [4.4], complétée par [4.5], contient des tables permettant d'établir directement les valeurs numériques de la position  $z_b$  de l'axe neutre et du module de section plastique  $W_{plb}$  de la section mixte pour un grand nombre de cas de poutres mixtes.

Pour le dimensionnement, la vérification de la résistance peut alors se faire à l'aide de la relation

$$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd} \quad (4.145)$$

Pour illustrer l'apport de la dalle de béton pour la résistance en section, les relations moment-rotation spécifique d'une section mixte et d'un profilé seul sont comparées à la figure 4.61 (il s'agit de la section en travée examinée dans les exemples 4.13 et 4.14). Outre une rigidité et une résistance plus importantes dues logiquement au renforcement de la section, on constate que le facteur de forme  $k$  de la section mixte (1.40) est sensiblement plus élevé que celui de la section métallique seule (1.13). Cela montre que la combinaison acier-béton permet d'utiliser de manière judicieuse les propriétés mécaniques spécifiques à chacun des matériaux. Un calcul plastique de la résistance en section permet par conséquent d'utiliser une réserve de résistance encore importante après avoir atteint le moment élastique  $M_{elb}$ , à condition que la section puisse absorber une relativement grande rotation.



**Fig. 4.61** Comportement d'une section mixte fléchie et comparaison avec celui de la section métallique seule.

#### Exemple 4.14 Section mixte fléchie : caractéristiques et calcul plastique

Soit la section d'une poutre mixte définie à la figure 4.62 : elle est composée d'un profilé IPE 300 en acier S 235 ( $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ ) et d'une dalle en béton C 30/37 ( $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ ) dont la largeur participante  $b_{eff}$  vaut 2000 mm (section identique à l'exemple 4.13). L'armature longitudinale sur appui est constituée de dix barres  $\phi 10 \text{ mm}$  ( $A_s = 785 \text{ mm}^2$  au total) en acier B500B ( $f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$ ).

Calculer les caractéristiques plastiques de cette section mixte en travée et sur appui, c'est-à-dire la position de son axe neutre ainsi que son module de section plastique. Vérifier ensuite cette section en sachant qu'elle est sollicitée par un moment de flexion  $M$  dont la valeur de calcul  $M_{Ed}$  vaut 310 kNm en travée et 190 kNm sur appui.

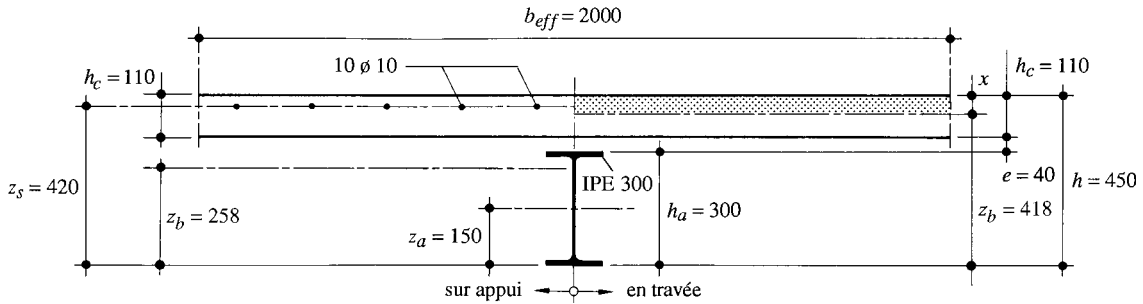


Fig. 4.62 Section mixte en travée et sur appui (calcul plastique).

### Section en travée

- Coefficient d'équivalence plastique, selon (4.114)

$$n_{pl} = \frac{\gamma_c \cdot f_y}{\gamma_a \cdot 0.85 \cdot f_{ck}} = \frac{1.5 \cdot 235 \text{ N/mm}^2}{1.05 \cdot 0.85 \cdot 30 \text{ N/mm}^2} = 13.2$$

- Caractéristiques plastiques de la section mixte

La relation (4.141) permet de vérifier que l'axe neutre est situé dans la dalle :

$$A_a = 5380 \text{ mm}^2 \leq \frac{A_c}{n_{pl}} = \frac{110 \text{ mm} \cdot 2000 \text{ mm}}{13.2} = 16670 \text{ mm}^2$$

Comme le profilé est totalement en traction, il n'est pas nécessaire de vérifier la stabilité locale de l'âme et de l'aile.

La position de l'axe neutre  $z_b$  ainsi que le module plastique  $W_{plb}$  de la section mixte se déterminent alors respectivement avec (4.140) et (4.144), avec la hauteur de dalle comprimée  $x$  selon (4.139):

$$x = n_{pl} \frac{A_a}{b_{eff}} = 13.2 \frac{5380 \text{ mm}^2}{2000 \text{ mm}} = 35.5 \text{ mm}$$

$$z_b = h - x = 450 \text{ mm} - 35.5 \text{ mm} = 414.5 \text{ mm}$$

$$W_{plb} = A_a(h - z_a - x/2) = 5380 \text{ mm}^2 (450 \text{ mm} - 150 \text{ mm} - 35.5 \text{ mm}/2) = 1518 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

La valeur de calcul du moment résistant plastique  $M_{pl,Rd}$  de la section mixte vaut alors (4.135):

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y \cdot W_{plb}}{\gamma_a} = \frac{235 \text{ N/mm}^2 \cdot 1518 \cdot 10^3 \text{ mm}^3}{1.05} = 340 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 340 \text{ kNm}$$

Sachant que la valeur de calcul du moment résistant élastique  $M_{el,Rd}$  de cette section est égal à 245 kNm (exemple 4.13), le facteur de forme de la section mixte  $k = M_{pl,Rd}/M_{el,Rd}$  vaut 1.40. Cette valeur, relativement élevée par rapport au profilé IPE seul pour lequel le facteur de forme vaut 1.13, montre que l'augmentation de la résistance apportée par un calcul plastique est appréciable dans le cas d'une section mixte.

- Vérification de la résistance en section

$$M_{Ed} = 310 \text{ kNm} \leq M_{pl,Rd} = 340 \text{ kNm}$$

La résistance à la flexion est donc satisfaite.

### Section sur appui

- Coefficient d'équivalence plastique de l'acier d'armature, selon (4.116)

$$n_{pls} = \frac{\gamma_s \cdot f_y}{\gamma_a \cdot f_{sk}} = \frac{1.15 \cdot 235 \text{ N/mm}^2}{1.05 \cdot 500 \text{ N/mm}^2} = 0.51$$

- Caractéristiques plastiques de la section mixte

En utilisant la valeur suivante pour l'aire de la section du profilé laminé IPE 300 (selon remarque ① du tableau 4.60):

$$A_a = 2b t_f + (h_a - 2t_f) t_w = 4 \cdot 75 \text{ mm} \cdot 10.7 \text{ mm} + (300 \text{ mm} - 2 \cdot 10.7 \text{ mm}) 7.1 \text{ mm} = 5190 \text{ mm}^2$$

il est possible de vérifier que l'axe neutre se trouve bien dans l'âme du profilé selon la condition exprimée au tableau 4.60:

$$A_a - 2b t_f = (h_a - 2t_f) t_w = (300 \text{ mm} - 2 \cdot 10.7 \text{ mm}) 7.1 \text{ mm} = 1980 \text{ mm}^2 > \frac{A_s}{n_{pls}} = \frac{785 \text{ mm}^2}{0.51} = 1540 \text{ mm}^2$$

L'application des relations du tableau 4.60 correspondant à ce cas permet d'obtenir respectivement:

$$z_b = 258 \text{ mm} \text{ et } W_{plb} = 935 \cdot 10^3 \text{ mm}^3.$$

La valeur de calcul du moment résistant plastique  $M_{pl,Rd}$  de la section mixte vaut alors:

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y \cdot W_{plb}}{\gamma_a} = \frac{235 \text{ N/mm}^2 \cdot 935 \cdot 10^3 \text{ mm}^3}{1.05} = 209 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 209 \text{ kNm}$$

En sachant que  $M_{el,Rd} = 163 \text{ kNm}$  (exemple 4.13), le facteur de forme  $k$  de la section vaut alors 1.30, ce qui reste encore passablement supérieur au facteur de forme du profilé métallique seul.

- Vérification de la résistance en section

$$M_{Ed} = 190 \text{ kNm} \leq M_{pl,Rd} = 209 \text{ kNm}$$

La résistance à la flexion est donc satisfaite.

#### 4.7.5 Résistance à un effort tranchant

Il est en général admis dans le calcul des sections mixtes des poutres et des poteaux que la résistance à un effort tranchant est égale à celle de la section métallique. Ainsi, si cette dernière consiste en un profilé laminé en double té sollicité dans le plan de l'âme (cas de la plupart des poutres et poteaux mixtes de bâtiment), la résistance  $V_{Rd}$  à l'effort tranchant sera donnée par la relation suivante, reprise de (4.29b):

$$V_{Rd} = \frac{f_y \cdot A_v}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad (4.146)$$

Dans le cas des dalles mixtes par contre, seul le béton résiste à l'effort tranchant (TGC vol. 11).

#### 4.7.6 Résistance sous interaction d'efforts

Les différents cas de résistance sous interaction d'efforts peuvent être traités en appliquant les mêmes principes de base que ceux énoncés au paragraphe 4.6.1 pour l'étude de l'interaction d'efforts pour un profilé laminé en double té. Un calcul élastique ou plastique est alors possible, pour autant que les conditions suivantes soient respectées:

- une section plane avant déformation reste plane après déformation (calcul élastique seulement);
- il y a, en tous points de la section, équivalence entre les efforts intérieurs et les contraintes (calcul élastique et plastique);
- la contrainte doit rester en tous points inférieure ou égale à la résistance ( $f_y, f_s$  ou  $f_c$ ) des différents matériaux (calcul élastique et plastique);
- la déformation spécifique (raccourcissement) du béton  $\varepsilon_c$  doit être inférieure (calcul élastique) ou égale (calcul plastique) à la déformation spécifique de rupture  $\varepsilon_{cu} = 3 \text{ ‰}$ , valeur correspondant à l'écrasement du béton.



Le respect de ces principes permet alors, en adoptant la même démarche que celle décrite dans la section 4.6, d'effectuer un calcul élastique ou plastique de la résistance d'une section mixte soumise à une interaction d'efforts. Précisons cependant que l'interaction entre un effort tranchant et un autre type d'effort peut être résolue de la même façon que pour le profilé métallique seul (§ 4.6.4 et 4.6.5): la résistance au cisaillement  $V_{pl}$  donnée par (4.146) est indépendante d'un éventuel effort normal ou moment de flexion. Cela n'est toutefois valable que pour les profilés laminés du commerce; si on se trouve en présence d'un autre type de section, on se référera au TGC volume 12. Nous citerons pour terminer les tables SZS A3 qui donnent les relations complètes permettant de calculer, pour un calcul élastique ou plastique, la résistance d'une section mixte soumise à la fois à un moment de flexion positif et à un effort normal de compression.

## Références

- [4.1] KOLLBRUNNER, C.F., BASLER, K., *Torsion/ Application à l'étude des structures*, SPES, Lausanne, 1970.
- [4.2] CHEN, W.F., ATSUTA, T., *Theory of beam-columns/ Vol. 2, Space behaviour and design*, Mc Graw-Hill, New York, 1977.
- [4.3] BEZ, R., *Diagrammes d'interaction de cornières métalliques*, ICOM Construction métallique, EPFL, Lausanne, 1983 (ICOM 111).
- [4.4] SZS A3, *Poutres mixtes dans le bâtiment*, SZS Centre suisse de la construction métallique, Zurich, 1982.
- [4.5] SZS A3.1, *Poutres mixtes dans le bâtiment/ Fascicule complémentaire*, SZS Centre suisse de la construction métallique, Zurich, 1993.



### Dimensionnement de la diagonale

La diagonale la plus sollicitée se trouve au voisinage de l'appui. La valeur de calcul de l'effort normal dans la diagonale (traction) peut être obtenue en considérant l'équilibre du nœud d'appui A, qui est isolé par la coupe  $S_3$  (fig. 5.34(c)). On a ainsi :

$$N_{diag,Ed} = \frac{R_{A,Ed} - Q_{Ed}/2}{\sin \alpha} = \frac{450 \text{ kN} - 75 \text{ kN}}{\sin 33.7^\circ} = 676 \text{ kN}$$

La vérification de la sécurité structurale en traction permet de déterminer la section d'acier nécessaire :

$$N_{diag,Ed} \leq N_{Rd} = \frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}} = \frac{f_y A}{\gamma_{M1}} \text{ d'où } A \geq \frac{\gamma_{M1} N_{diag,Ed}}{f_y} = \frac{1.05 \cdot 676 \cdot 10^3 \text{ N}}{235 \text{ N/mm}^2} = 3020 \text{ mm}^2$$

A l'aide des tables SZS C5, on peut choisir **2 UNP 120** ( $A_{tot} = 3400 \text{ mm}^2$ ).

## 5.8 Poutres mixtes acier-béton

### 5.8.1 Introduction

Les poutres mixtes acier-béton sont des éléments porteurs fléchis composés d'une poutre métallique et d'une dalle de béton. Il est évidemment souhaitable de faire participer chacun des matériaux de façon optimale, compte tenu de leur comportement physique. Rappelons que le béton a une bonne résistance à la compression, mais que sa participation à la traction doit en général être négligée. L'acier se comporte aussi bien à la compression qu'à la traction, mais l'élancement souvent élevé des éléments les rend sensibles à des phénomènes d'instabilité dans les zones comprimées.

La poutre fléchie composée d'un profilé métallique et d'une dalle de béton, sans aucune liaison entre les deux, n'est pas une bonne solution, car chaque élément est fléchi d'une façon indépendante (fig. 5.35(a)). La partie tendue de la dalle de béton se fissure et ne participe ainsi pas à la résistance à la flexion longitudinale. La résistance de la poutre en acier sera probablement déterminée par un phénomène d'instabilité (déversement, voilement de l'âme ou de l'aile comprimée).

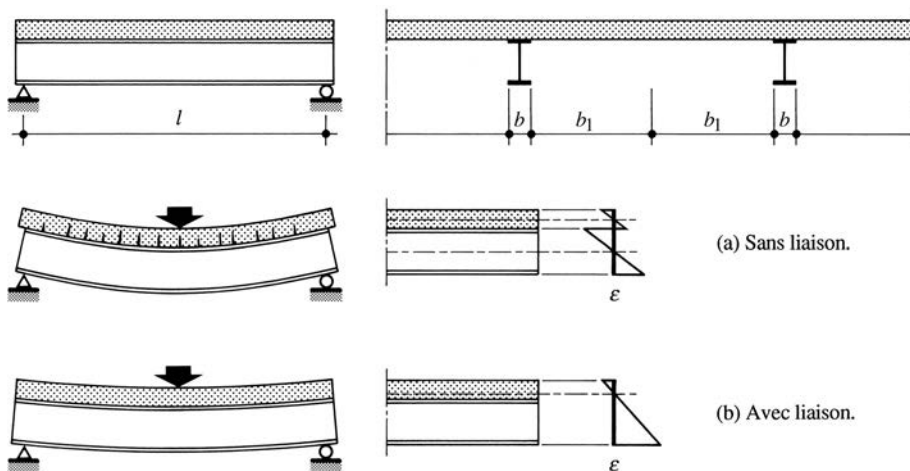


Fig. 5.35 Principe d'une poutre mixte fléchie.

Avec une liaison parfaite entre les deux matériaux (fig. 5.35(b)), la répartition des déformations spécifiques  $\varepsilon$  montre que l'utilisation des matériaux est sensiblement différente et surtout meilleure. Toute la dalle, ou une partie importante de celle-ci (cela dépend de la position de l'axe neutre), est comprimée. L'aile supérieure de la poutre métallique est tenue, latéralement et en torsion, par la dalle. De plus, l'acier est sollicité presque exclusivement en traction (ceci dépend à nouveau de la position de l'axe neutre).

Examinons le comportement à l'interface acier-béton. Sans liaison, il y a glissement entre les deux matériaux, ce qui se traduit par une discontinuité dans la répartition des déformations spécifiques  $\varepsilon$  au niveau de l'interface acier-béton. Par contre, avec une liaison, le glissement est empêché; la section se comporte alors de façon monolithique et la répartition des déformations est continue. Ces deux cas sont cependant extrêmes, et la réalité se situe entre-deux. On parle alors de liaison souple, qui permet un certain glissement relatif des deux matériaux.

Les raisonnements tenus ici ne sont valables que pour les zones de moments positifs d'une poutre. Le comportement sur appui d'une poutre continue est différent, puisque le béton est tendu et peut se fissurer; il doit par conséquent être négligé.

Signalons encore que les possibilités de réaliser des poutres mixtes sont multiples. On se référera aux volumes 11 et 12 du TGC pour plus de détails au sujet de leur conception dans le domaine des bâtiments et des ponts, et au TGC volume 11 pour l'étude des dalles mixtes.

### 5.8.2 Largeur participante du béton

Le comportement élastique d'une poutre mixte fait appel à la théorie d'un disque solidaire d'une barre fléchie (fig. 5.36(a)). Pour résoudre ce problème, on choisit comme hyperstatique l'effort rasant  $v$  qui agit à l'interface acier-béton. Cet effort rasant provoque dans la dalle des contraintes normales  $\sigma_x(y)$  dans le sens longitudinal de la poutre.

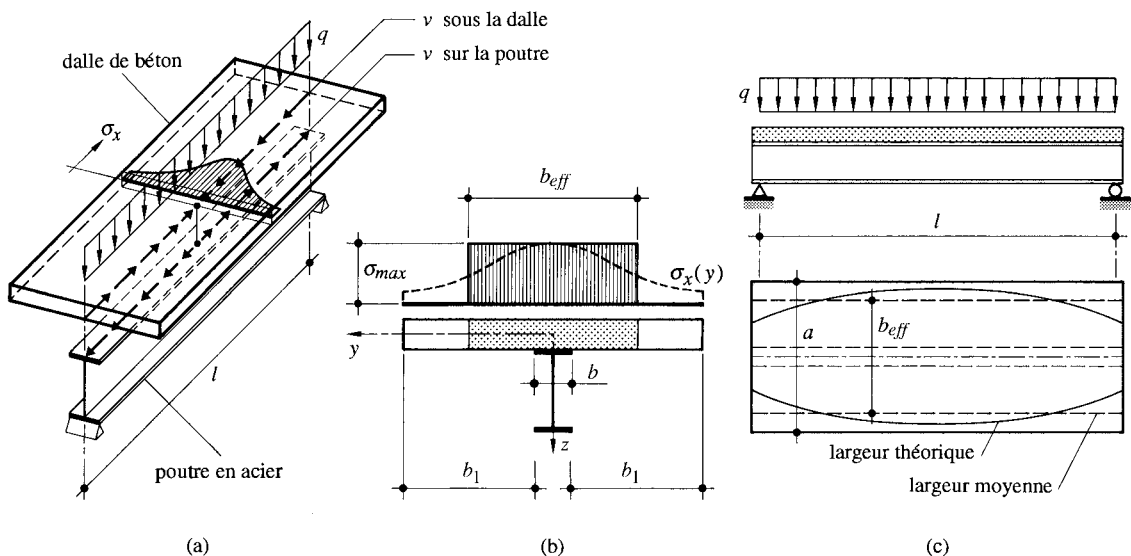


Fig. 5.36 Largeur participante.

La figure 5.36(b) montre la variation de ces contraintes dans une section transversale de la poutre mixte. Comme ces contraintes sont dues à la diffusion de l'effort rasant à l'intérieur de la section de béton, leur répartition sur la section n'est pas uniforme (traînage de cisaillement). Pour permettre tout de même l'utilisation de la statique des barres fléchies, on définit une **largeur participante**  $b_{eff}$  (on parle aussi parfois de largeur efficace) sur laquelle on admet une contrainte uniforme égale à la contrainte maximale  $\sigma_{max}$ , de sorte que :

$$b_{eff} = \frac{\int \sigma_x(y) dy}{\sigma_{max}} \quad (5.33)$$

Comme le montre la figure 5.36(c), la largeur participante  $b_{eff}$  n'est pas constante le long de la poutre. Celle-ci dépend fortement, pour un système statique donné, de la nature des charges (réparties ou concentrées) et de leur position par rapport à la section considérée. Dans les cas courants, où l'on a essentiellement des charges uniformément réparties, on admet toutefois une valeur de  $b_{eff}$  constante (fig. 5.36(c)). A défaut d'étude plus approfondie, on peut admettre de façon conservatrice une largeur participante identique pour un calcul élastique ou plastique des sollicitations.

### Règles d'application

Dans le domaine des poutres mixtes de bâtiment ou de ponts, on peut établir la largeur participante  $b_{eff}$  à l'aide de la formulation suivante, qui est conforme à celle donnée par la norme SIA 262 :

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b \leq a \quad (5.34a)$$

$$b_{eff,i} = 0.2b_i + 0.1l_0 \leq 0.2l_0 \quad (5.34b)$$

- $b$  : largeur de l'aile du profilé (ou de la semelle d'une poutre composée à âme pleine)
- $b_i$  : moitié de la distance entre deux profilés en ne considérant pas la largeur des ailes de ces derniers
- $l_0$  : distance entre les points de moment nul
- $a$  : écartement des poutres

Il est à noter qu'en ce qui concerne la largeur participante, les normes suisses se basent sur l'Eurocode 2 qui présente une définition différente de l'Eurocode 4.

L'Eurocode 4 (§ 5.4.1.2) propose une définition pour la largeur participante qui prend en compte l'écartement entre les connecteurs ainsi que de l'influence des appuis d'extrémité. Dans le cas de bâtiments et en travée, on obtient la formule simplifiée suivante :

$$b_{eff} = \frac{l_0}{4} \leq a \quad (5.34c)$$

### 5.8.3 Situations à considérer

#### Stade de construction

Le stade de construction correspond au moment du bétonnage de la dalle, quand le béton n'a pas encore fait prise. La résistance est alors assurée par la poutre métallique seule, qui doit également

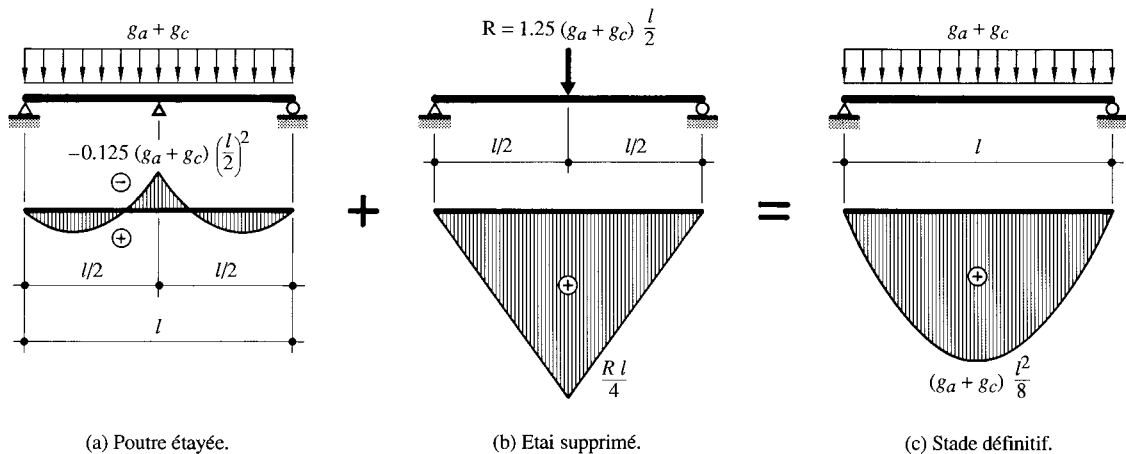
reprendre, en plus de son poids propre et de celui de la dalle, une charge temporaire de construction due à une accumulation locale éventuelle de béton, lors du bétonnage, et à la présence d'ouvriers sur la dalle.

Précisons encore que le système statique au stade de construction peut être différent de celui du stade définitif, à cause de la présence possible d'étais. Le rôle d'un étayage est double : diminuer la flèche lors du bétonnage, et, après la prise du béton et l'enlèvement des étais, reporter une partie importante du poids propre de la dalle sur la poutre mixte et non pas sur la poutre métallique seule.

La figure 5.37 montre un exemple des différentes étapes de réalisation d'une poutre mixte dont le système statique définitif est une poutre simple. Lorsque la poutre mixte est étayée à mi-portée (fig. 5.37(a)), le système statique est une poutre sur trois appuis chargée par les poids propres de la poutre métallique  $g_a$  et de la dalle  $g_c$ . Le moment maximal se situe alors au droit de l'appui intermédiaire.

Après durcissement du béton, la suppression de l'étai (fig. 5.37(b)) revient à charger la poutre mixte (le béton durci participe alors à la résistance) avec une charge concentrée  $R$  égale à la réaction d'appui de l'étai au stade précédent. Le moment maximal créé par cette force à mi-travée de la poutre simple de portée  $l$  vaut alors  $R l / 4$ .

La superposition du diagramme des moments de la poutre étayée (fig. 5.37(a)) avec celui dû à la suppression de l'étai (fig. 5.37(b)) donne alors le stade définitif (fig. 5.37(c)) où le moment maximal vaut  $(g_a + g_c) l^2 / 8$ . On remarque ainsi qu'un étayage ne change rien aux moments de flexion, qu'il s'agit de reprendre au stade définitif, mais qu'il permet par contre de diminuer sensiblement les sollicitations et les déformations de la poutre métallique au stade de construction.



**Fig. 5.37** Moments de flexion correspondant aux différentes étapes de réalisation d'une poutre mixte étayée au stade de construction.

### Stade définitif

Par opposition au stade de construction, le stade définitif est surtout caractérisé par le fait que la résistance est maintenant assurée par la poutre mixte. C'est au stade définitif que la poutre mixte doit reprendre, outre les charges dues aux éventuels étais, les charges dues aux finitions (isolation, chape, etc.) ainsi que les charges utiles pour lesquelles elle a été conçue.

### 5.8.4 Dimensionnement d'une poutre mixte

#### Charges et actions à considérer

Les différents cas de charge doivent être considérés dans chaque situation de risque et état d'utilisation, qu'il s'agit d'étudier pour vérifier respectivement la sécurité structurale et l'aptitude au service. Pour le *stade de construction*, il s'agit de tenir compte des charges et des actions suivantes :

- le poids propre de la poutre métallique,
- le poids propre de la dalle,
- le poids propre du coffrage de la dalle, si celui-ci est appuyé sur les poutres métalliques,
- une charge de construction (admise en général égale à  $1.0 \text{ kN/m}^2$ , ou selon les indications de la SIA 261/1 ou de l'Eurocode 1, partie 1-6),
- l'action due au vent (si la structure est à l'extérieur),

et pour le *stade définitif*:

- le poids propre du profilé,
- le poids propre de la dalle,
- les réactions des étais éventuels,
- le poids des finitions,
- la charge utile,
- l'action due au vent (si la poutre est exposée au vent ou fait partie d'un élément de contre-ventement),
- la charge de neige (s'il s'agit d'une poutre mixte de toiture),
- l'action due à la température,
- l'effet du retrait (§ 5.8.5).

On apportera encore les précisions suivantes :

- l'action due à la température peut en général être négligée pour les poutres mixtes de bâtiment;
- l'effet du retrait est d'ordinaire négligé pour la vérification de la sécurité structurale des poutres mixtes de bâtiment; par contre on en tiendra compte pour le contrôle de l'aptitude au service des poutres mixtes de bâtiment ou de pont, de même que pour la vérification de la sécurité structurale des ponts.

#### Calcul des efforts intérieurs

Le calcul des efforts intérieurs se fait habituellement à l'aide d'un calcul élastique. Dans la plupart des cas, les caractéristiques des poutres mixtes sont admises constantes le long de la poutre, tant au stade de construction qu'au stade définitif. C'est pourquoi ce calcul se fait en général en admettant une inertie constante pour toute la poutre.

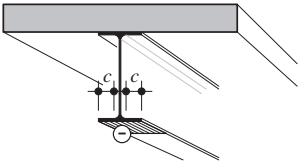
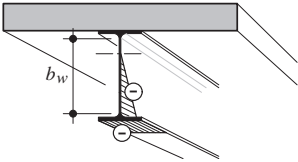
Le principal avantage du calcul élastique est de permettre l'application du principe de superposition (la sollicitation due à la somme de deux charges est égale à la somme des sollicitations dues à chacune des deux charges calculées séparément). Le calcul élastique ne permet cependant pas de faire intervenir une redistribution des moments de flexion, due par exemple à la fissuration et la plastification sur appui. En effet, pour les poutres continues, les moments sont maximaux sur appui, là où la section résistante se réduit pratiquement à la poutre métallique. L'influence de ce type de phénomène est examinée dans le TGC volume 11.

## Stabilité

Lors du dimensionnement de la poutre mixte, les conditions d'élancement des éléments de la section en compression (voilement) doivent être respectées, ainsi que, notamment au stade de construction, les longueurs de déversement. Ces conditions sont plus ou moins sévères selon la méthode de vérification choisie (EE, EP ou PP).

Au *stade de construction*, la poutre métallique agit seule et les conditions de stabilité (voilement et déversement) sont identiques à celles valables pour une structure métallique. Au *stade définitif*, la liaison entre la dalle et la poutre métallique empêche cette dernière de déverser. Il est cependant encore nécessaire de vérifier les conditions d'élancement des éléments métalliques de la partie comprimée de la section mixte. On peut pour cela utiliser les valeurs d'élancements limites contenues dans le tableau 5.7. Le tableau 5.38 illustre le cas où la partie inférieure du profilé est comprimée. La norme SIA 264 et l'Eurocode 4 ajoutent que dans le cas de l'aile supérieure comprimée, celle-ci peut être calculée selon la méthode plastique si, d'une part l'écartement longitudinal des axes des goujons est inférieur ou égal à  $22 t_f \sqrt{235 / f_y}$  pour les dalles pleines et à  $15 t_f \sqrt{235 / f_y}$  pour les dalles mixtes (dont les tôles profilées sont perpendiculaires à l'axe des profilés métalliques). D'autre part, la distance entre le goujon et l'arête extérieure doit être inférieure ou égale à  $9 t_f \sqrt{235 / f_y}$ . Dans le cas où ces conditions ne sont pas respectées, il faut utiliser la méthode élastique.

**Tableau 5.38** Elancements limites pour une poutre mixte sur appui.

Élément comprimé		Classe de section		
		3	2	1
Aile comprimée		$\frac{c}{t_f} \leq 14 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$\frac{c}{t_f} \leq 10 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$\frac{c}{t_f} \leq 9 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
Ame fléchie		$\frac{b_w}{t_w} \leq 42 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$\frac{b_w}{t_w} \leq 38 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$\frac{b_w}{t_w} \leq 33 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

## Vérification de la sécurité structurale

Il faut à nouveau distinguer entre le stade de construction et le stade définitif. La vérification de la sécurité structurale au *stade de construction* se fait, avec les charges définies précédemment, à l'aide de la relation (5.35), pour chaque section de la poutre métallique, en tenant compte de la présence éventuelle d'un étayage :

$$M_{Ed} \leq \frac{M_{el}}{\gamma_a} \quad (5.35)$$

$M_{Ed}$  : valeur absolue de la valeur de calcul du moment de flexion dû aux charges à considérer au stade de construction

$M_{el}$  : moment élastique de la poutre métallique



On utilise au stade de construction un calcul élastique afin d'éviter une plastification de l'acier, qui entraînerait des déformations trop importantes.

Remarquons que nous avons modifié dans cette section, tout comme à la section 4.7, l'indice du facteur de résistance de l'acier ( $\gamma_{M1}$  devient  $\gamma_a$ ) afin d'éviter toute confusion avec les autres matériaux intervenant ici.

On tiendra compte de l'effet mixte au *stade définitif* en considérant la résistance de la section mixte telle qu'elle a été définie à la section 4.7. La résistance est habituellement évaluée à l'aide d'un calcul plastique pour les poutres mixtes de bâtiment, et d'un calcul élastique pour les poutres mixtes de ponts. Précisons encore que :

- les sections des poutres métalliques doivent respecter les conditions de stabilité correspondant à la méthode de calcul utilisée;
- en calcul élastique, la résistance ultime est influencée par la présence éventuelle d'étais lors du bétonnage de la dalle, car cela a une incidence sur la répartition élastique des contraintes dans la section;
- en calcul plastique, la résistance ultime n'est pas influencée par la séquence de mise en charge de la poutre (un éventuel étayage au montage n'influence aucunement la résistance ultime);
- en calcul plastique, l'influence du fluage, du retrait et de la température sur la résistance est négligeable du fait de la plastification des sections qui «efface» l'effet de ces actions.

La sécurité structurale au stade définitif est donc satisfaite si la relation suivante est vérifiée (§ 4.7.4):

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (5.36)$$

$M_{Ed}$  : valeur absolue de la valeur de calcul du moment dû aux charges à considérer au stade définitif

$M_{Rd}$  : valeur de calcul de la résistance à la flexion de la section mixte ( $M_{pl,Rd}$  pour un calcul plastique et  $M_{el,Rd}$  pour un calcul élastique)

Dans le cas d'un calcul élastique, et surtout dans le domaine des ponts, la vérification est effectuée en général avec les contraintes (§ 4.7.4). Ceci permet de tenir compte des modifications de la géométrie de la section et de certaines caractéristiques des matériaux en fonction du temps, en considérant les sections avec le coefficient d'équivalence  $n$  correspondant (§ 4.7.2):

$$\sigma_{Ed} \leq \sigma_{Rd} \quad (5.37)$$

$\sigma_{Ed}$  : valeur absolue de la valeur de calcul de la contrainte due aux charges à considérer au stade définitif

$\sigma_{Rd}$  : valeur limite propre au matériau ( $f_y/\gamma_a$  ou  $\sigma_D/\gamma_a$  pour l'acier,  $f_{sk}/\gamma_s$  pour l'acier d'armature,  $f_{ck}/\gamma_c$  pour le béton)

### Vérification de l'aptitude au service

La vérification de l'aptitude au service d'une poutre mixte consiste essentiellement à vérifier sa déformation. Une déformation trop importante peut entraver la fonction pour laquelle la structure a été prévue, ou aussi nuire à son aspect.

Les différents problèmes découlant d'une déformation excessive sont décrits dans les volumes 11 et 12 du TGC. Ils peuvent être résolus en réalisant une *contreflèche* ou en limitant les déformations sous charge de service. La contreflèche peut être déterminée conformément aux indications données au paragraphe 2.6.3, en considérant les charges et les actions suivantes :

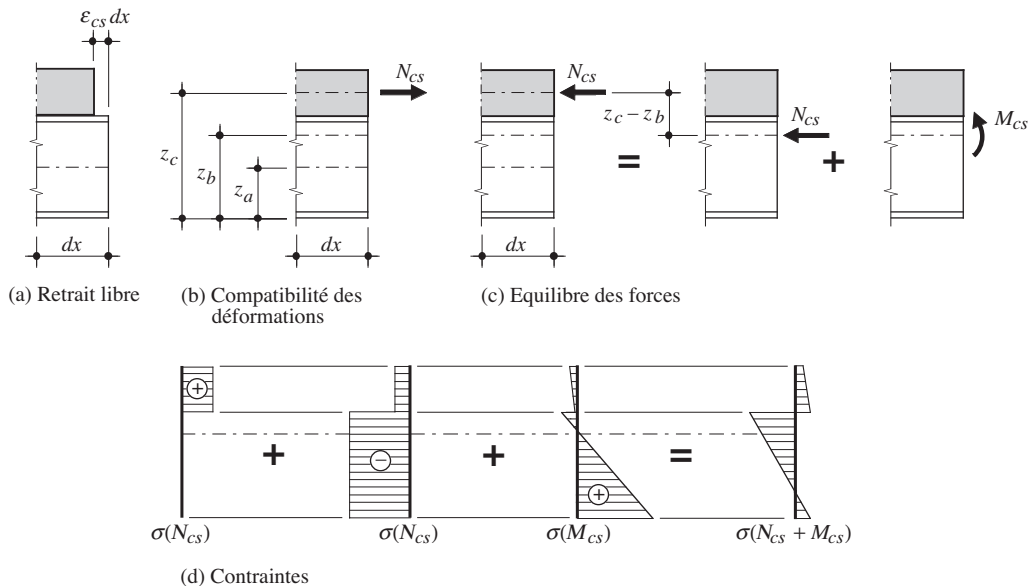
- le poids propre de la poutre métallique et de la dalle (cette charge n'agit que sur la poutre métallique),
- les réactions des étais éventuels,
- le poids des finitions,
- les actions variables quasi-permanentes,
- l'effet du retrait (§ 5.8.5).

Suivant l'état-limite de service à vérifier, on considérera la valeur rare, fréquente ou quasi-permanente de la charge utile pour le contrôle de la flèche. On tiendra non seulement compte des exigences données dans les normes SIA 260 et 264, mais également des considérations de la norme SIA 262 relatives aux ouvrages en béton.

### 5.8.5 Effet du retrait

L'effet du retrait sur le comportement d'une poutre mixte doit être étudié avec soin, car il influence à la fois les vérifications de la sécurité structurale (calcul élastique seulement) et celles de l'aptitude au service. La figure 5.39 illustre l'effet du retrait à l'aide du modèle de réflexion suivant :

- On considère un élément de poutre mixte de longueur  $dx$ . Si aucune liaison n'existe entre l'acier et le béton, le retrait est libre et la dalle se raccourcit de  $\epsilon_{cs} dx$ ,  $\epsilon_{cs}$  étant égal à la déformation relative due au retrait, ou retrait spécifique, du béton (§ 3.3.4).



**Fig. 5.39** Effet du retrait.

- En réalité, la liaison entre la poutre métallique et la dalle de béton empêche le libre raccourcissement de la dalle de béton. Afin de respecter la compatibilité des déformations, il faut appliquer sur le béton un effort normal de traction  $N_{cs}$ , ce qui crée dans la dalle un état de contrainte uniforme.
- L'effort normal de traction  $N_{cs}$  agissant dans la dalle de béton est équilibré par un effort normal de compression de même intensité, mais agissant sur la section mixte, à la hauteur du centre de gravité  $z_c$  de la dalle de béton.
- L'effet de l'effort de compression  $N_{cs}$ , agissant sur la section mixte, est équivalent à celui d'une force de compression  $N_{cs}$  agissant au niveau de l'axe de gravité  $z_b$  de la section mixte et d'un moment de flexion  $M_{cs}$  égal à  $N_{cs}$ , multiplié par l'excentricité de l'axe de gravité de la dalle de béton par rapport à l'axe de gravité de la section mixte. La figure 5.39 donne également l'allure du diagramme des contraintes correspondant à ces deux efforts intérieurs.

Le retrait du béton provoque ainsi un état de contraintes autoéquilibrées, caractérisé par un effort normal  $N_{cs}$  de traction dans la dalle, et par un effort normal  $N_{cs}$  de compression et un moment de flexion positif  $M_{cs}$  dans la section mixte. Une poutre simple subira des déformations dues à ces efforts intérieurs. En revanche, dans des systèmes hyperstatiques (poutre continue, poutre encastree, etc.), des moments hyperstatiques prendront alors naissance du fait des déformations empêchées sur les appuis.

L'effet du retrait impose donc les contrôles suivants :

- il y a lieu de considérer les efforts intérieurs  $N_{cs}$  et  $M_{cs}$  créés par le retrait lors de la vérification de la *sécurité structurale* à l'aide d'un calcul élastique; leur influence est cependant faible sur les poutres de bâtiment, pour lesquelles on peut en général négliger l'effet du retrait;
- le moment de flexion  $M_{cs}$  crée dans la poutre mixte des déformations dont il faut tenir compte pour la vérification de l'*aptitude au service*; on étudie cette influence autant pour les poutres mixtes de bâtiment que pour celles de pont; elle est surtout marquée pour les poutres simples et les travées de rive des poutres continues.

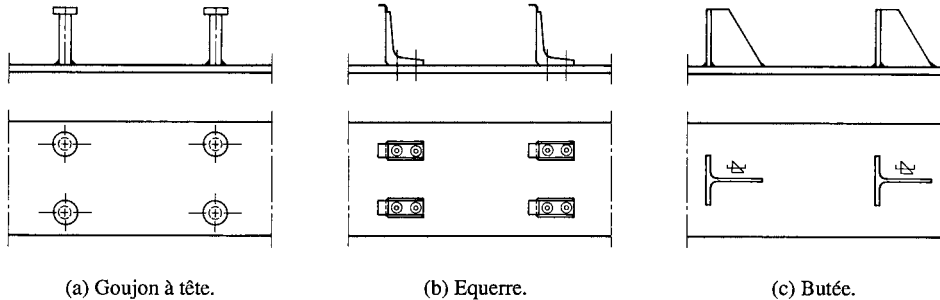
L'analyse des effets du retrait sur le dimensionnement des poutres mixtes est faite en détail dans les volumes 11 et 12 du TGC pour les poutres de bâtiment et de pont.

### 5.8.6 Calcul de la connexion

Toute la théorie des éléments mixtes acier-béton est basée sur l'hypothèse qu'il existe une liaison entre l'acier et le béton. L'adhérence du béton sur les poutres métalliques ou sur les tôles est non seulement trop faible, mais également trop peu durable pour réaliser cette liaison; la transmission des efforts rasants doit donc se faire par l'intermédiaire d'éléments de liaison, appelés **connecteurs**. Leur rôle est d'empêcher le glissement relatif des deux matériaux à leur surface de contact, ainsi que la séparation de la dalle et de la poutre métallique. Les connecteurs peuvent être classés en plusieurs catégories :

- *Goujons à tête* (fig. 5.40(a)) : il s'agit de connecteurs souples, soudés sur la poutre métallique avec un pistolet électrique (soudage par résistance) ou plus rarement à l'électrode. La tête du goujon permet d'empêcher l'arrachement de celui-ci et le soulèvement de la dalle de béton. C'est le type de connecteurs dont l'utilisation est la plus répandue, tant dans le domaine du bâtiment que dans celui des ponts.
- *Equerres en acier façonné à froid* (fig. 5.40(b)) : il s'agit de connecteurs souples, fixés sur la poutre métallique par clouage au pistolet. Ils sont utilisés exclusivement pour les poutres mixtes de bâtiment.

- *Butées* (fig. 5.40(c)) : il s'agit là de connecteurs rigides, soudés sur la poutre métallique, qui ne permettent pas la redistribution des efforts rasants. En Suisse, on les utilise plutôt rarement, essentiellement dans les ponts, pour l'introduction locale d'efforts rasants.



**Fig. 5.40** Exemples de connecteurs utilisés dans les sections mixtes acier-béton.

Il existe encore d'autres façons de réaliser la connexion entre l'acier et le béton (par exemple des boulons précontraints ou des ancrages réalisés à l'aide de barres d'armature). L'emploi des goujons à tête est cependant de loin le plus courant, grâce à la facilité et à la rapidité de pose. De plus, ces connecteurs ont l'avantage de présenter la même résistance dans toutes les directions. Ils permettent également une bonne redistribution de l'effort rasant, en raison de leur flexibilité. Les équerres clouées, apparues plus récemment sur le marché, représentent une alternative intéressante aux goujons, dans la mesure où leur mise en œuvre est possible même en cas de mauvaises conditions atmosphériques, et cela sans recourir au courant électrique. Par la suite, nous ne parlerons plus que de ces deux types de connecteurs.

Il existe deux principes de connexion : la *connexion totale* et la *connexion partielle*. On parle de connexion totale lorsque la résistance ultime de la poutre mixte n'est pas limitée par la résistance de la liaison acier-béton. Dans le cas contraire, on parle de connexion partielle. La connexion partielle peut, dans certains cas, être préférable à la connexion totale. Elle est cependant soumise à des restrictions :

- elle n'est utilisée que pour les poutres mixtes de bâtiment,
- elle est applicable seulement lors d'un calcul plastique de la résistance ultime des sections,
- selon la norme SIA 264, seuls les connecteurs dits souples sont compatibles avec une connexion partielle,
- le nombre de connecteurs doit atteindre au minimum 40% du nombre correspondant à la connexion totale pour les poutres de 5 à 10 m de portée; pour obtenir des valeurs plus précises voir SIA 264 (§ 6.1.1).

Nous allons examiner dans ce paragraphe le cas de la connexion totale. Le calcul de la résistance ultime des sections mixtes avec une connexion partielle est traité en détail dans le TGC volume 11.

L'Eurocode 4 contient à plusieurs endroits des indications en cas d'utilisation de connecteurs rigides ou de connexion partielle.

## Résistance ultime des goujons

La résistance ultime des goujons à tête dépend du mode de rupture de la connexion. Un des deux modes de rupture correspond à l'écrasement du béton au contact du goujon; les paramètres influençant

ce phénomène sont la surface de contact du goujon, ainsi que la résistance à la compression  $f_{ck}$  et le module d'élasticité  $E_{cm}$  du béton. L'autre mode de rupture se produit par rupture de la tige du goujon; ce phénomène dépend directement de la section du goujon et de la résistance à la traction de l'acier du goujon  $f_{uD}$  (de façon analogue au cisaillement des boulons).

La norme SIA 264 et l'Eurocode 4 donnent les expressions suivantes pour les résistances ultimes correspondant à ces deux modes de rupture (elles sont valables seulement si le goujon comporte une tête et que sa hauteur respecte la condition  $h_D \geq 4d$ ):

$$\text{écrasement du béton:} \quad P_{c,Rd} = \frac{0.29 d_D^2}{\gamma_v} \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \quad (5.38a)$$

$$\text{rupture de la tige du goujon:} \quad P_{D,Rd} = \frac{0.8 \cdot f_{uD}}{\gamma_v} \cdot \frac{\pi d_D^2}{4} \quad (5.38b)$$

$d_D$  : diamètre de la tige du goujon ( $12 \text{ mm} \leq d_D \leq 25 \text{ mm}$ )

$f_{ck}$  : valeur caractéristique de la résistance à la compression sur cylindre du béton (tab. 3.26)

$E_{cm}$  : module d'élasticité du béton (4.103) ( $E_{cm} = k_E \sqrt[3]{f_{ck} + 8}$ )

$f_{uD}$  : résistance à la traction de l'acier des goujons ( $f_{uD} = 450 \text{ N/mm}^2$ )

$\gamma_v$  : facteur de résistance relatif aux moyens de connection ( $\gamma_v = 1.25$ )

La valeur de calcul de la résistance au cisaillement  $P_{Rd}$  d'un goujon est donc égale à la plus petite des valeurs données par (5.38).

La valeur de la résistance ultime au cisaillement  $P_{Rd}$  ainsi obtenue est valable dans le cas d'une dalle pleine (sans tôle profilée) lors d'un calcul plastique de la résistance. Le tableau 5.41 contient, selon le type de béton et le diamètre du goujon, la valeur numérique de  $P_{Rd}$  selon (5.38).

Lors d'un calcul élastique de la résistance ultime des sections mixtes, le glissement relatif entre la dalle et la poutre métallique doit être limité afin de satisfaire l'hypothèse de la conservation des sections planes. La norme SIA 264 réduit la valeur donnée par (5.38a) à 75%. Les valeurs de  $P_{Rd}$ , obtenues en tenant compte de cette réduction, sont également contenues dans le tableau 5.41 ( $k_E = 10\,000$ ).

**Tableau 5.41** Valeurs de calcul de la résistance au cisaillement  $P_{Rd}$  d'un goujon soudé ( $f_{uD} = 450 \text{ N/mm}^2$ ).

	Calcul plastique			Calcul élastique				
Diamètre $d_D$ du goujon	Béton C 20/25	Béton C 25/30	Béton $\geq$ C 30/37	Béton C 16/20	Béton C 20/25	Béton C 25/30	Béton C 30/37	Béton $\geq$ C 35/45
13 mm	31 kN	35 kN	38 kN	20 kN	23 kN	26 kN	30 kN	33 kN
16 mm	46 kN	53 kN	58 kN	30 kN	35 kN	40 kN	45 kN	49 kN
19 mm	65 kN	75 kN	82 kN	43 kN	49 kN	56 kN	63 kN	70 kN
22 mm	88 kN	101 kN	109 kN	57 kN	66 kN	75 kN	85 kN	93 kN

Si la dalle comporte une tôle profilée, la résistance ultime des goujons doit être réduite dans certains cas. Cette réduction est due au fait que les goujons sont noyés dans des nervures de béton et qu'ainsi, les efforts entre les goujons et le béton sont transmis dans un volume de béton plus faible. On se référera au TGC volume 11 pour une analyse détaillée de cette influence.

### Résistance ultime des équerres

La résistance ultime des équerres clouées HVB a été établie sur la base d'essais. Les valeurs de résistance ultime  $P_{Rd}$  ainsi obtenues sont reportées au tableau 5.42. Indépendantes de la direction de l'effort rasant, elles sont valables pour un calcul plastique et pour un calcul élastique de la résistance pour des qualités de béton C 16/20 à C 35/45.

En cas de *calcul élastique* de la résistance ultime des sections mixtes, il faut multiplier la résistance ultime des équerres par un coefficient de réduction  $\alpha$  pour les mêmes raisons que celles mentionnées pour les goujons (sa valeur peut être prise égale à  $\alpha = 0.7$ ):

$$P_{el,Rd} = \alpha P_{Rd} \quad (5.39)$$

Les valeurs de résistance ainsi obtenues sont également reportées au tableau 5.42.

**Tableau 5.42** Résistance ultime au cisaillement  $P_{Rd}$  des équerres HVB.

Type d'équerre	Calcul plastique	Calcul élastique
HVB 80	23 kN	16 kN
HVB 95 à 140	28 kN	20 kN

En présence d'une *tôle profilée*, la résistance ultime des équerres devra éventuellement être réduite, comme dans le cas des goujons. Pour cela on consultera également le TGC volume 11.

### Calcul élastique de la connexion

Un calcul élastique de l'effort rasant est nécessaire lorsque la résistance des sections mixtes est également établie avec un calcul élastique. Dans ce cas, l'effort rasant  $v_{el}$  dépend directement de l'effort tranchant  $V$  (fig. 5.43(a)), comme pour la liaison âme-semelle d'une poutre composée à âme pleine (sect. 5.5):

$$v_{el} = \frac{VS_c}{I_b n_{el}} \quad (5.40)$$

- $V$  : effort tranchant dans la section considérée
- $S_c$  : moment statique de la dalle (de largeur  $b_{eff}$ ) par rapport à l'axe neutre de la section mixte
- $I_b$  : inertie de la section mixte
- $n_{el}$  : coefficient d'équivalence élastique (4.111) ( $n_{el} = E_a/E_c$ )

Dans le domaine des ponts, il faut tenir compte des différentes valeurs du coefficient d'équivalence élastique  $n_{el}$  en fonction du type de charge et des caractéristiques de la section. L'effort rasant  $v_{el}$  s'exprime donc ainsi (l'indice  $i$  correspond à la  $i$ -ème charge dont il faut tenir compte):

$$v_{el} = \sum_{i=1}^n \frac{V_i S_{ci}}{I_{bi} n_{eli}} \quad (5.41)$$

Il est utile de préciser que les efforts tranchants à considérer pour le calcul des efforts rasants sont ceux dus aux charges appliquées *après* la réalisation de la liaison acier-béton. Il faut également mentionner que

les efforts rasants ne sont pas créés uniquement par des efforts tranchants, mais aussi par d'autres types d'actions, tels que l'introduction de la précontrainte, le retrait du béton ou une différence de température. Ces différents points sont examinés en détail dans les volumes 11 et 12 du TGC.

La *vérification* (ou le dimensionnement) d'un goujon se fait alors en comparant la valeur de calcul de l'effort rasant  $v_{el,Ed}$  qu'il doit reprendre à sa résistance ultime au cisaillement  $P_{el,Rd}$ . Cela revient donc à satisfaire la relation suivante :

$$v_{el,Ed} dx = N_{el} P_{el,Rd} \quad (5.42)$$

$v_{el,Ed}$  : valeur de calcul de l'effort rasant obtenue avec (5.41)

$dx$  : longueur du tronçon examiné

$N_{el}$  : nombre de goujons sur la longueur  $dx$

Pour des raisons pratiques de construction, on choisit en général des goujons identiques sur toute la longueur de la poutre. On fait donc varier leur écartement  $e$  de façon à s'adapter à la variation de l'effort rasant à reprendre.

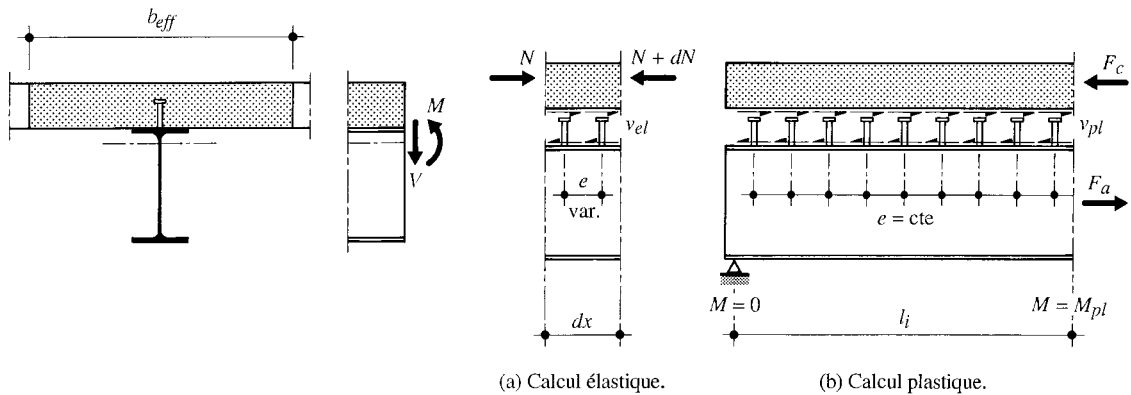


Fig. 5.43 Transmission de l'effort rasant.

### Calcul plastique de la connexion

Le calcul plastique de l'effort rasant est possible lorsque la résistance des sections mixtes est également établie avec un calcul plastique. Son principe ainsi que son application sont très simples: les connecteurs doivent être capables de supporter l'effort rasant à l'état limite ultime de la poutre mixte (rotule plastique développée). Le dimensionnement plastique est donc indépendant des charges extérieures, qui interviennent cependant de façon implicite, car elles influencent directement les dimensions de la section de la poutre mixte.

La connexion doit avoir une résistance  $v_{pl,Rd}$  suffisante pour permettre à la section de reprendre  $M_{pl,Rd}$  donc de se plastifier (fig. 5.43(b)). Cette transmission d'effort se fait sur une longueur  $l_i$  égale à la distance entre un point de moment nul et une rotule plastique, ou entre les sections où ont lieu d'importantes variations de l'effort tranchant (l'indice  $i$  désigne le  $i$ -ème tronçon de poutre à considérer). Pour chaque tronçon  $i$  de longueur  $l_i$ , l'effort rasant  $F_{vi,Rd}$  à transmettre est égal à :

$$F_{vi,Rd} = v_{pl,Rd} l_i \quad (5.43)$$

En *travée*, l'axe neutre de la section mixte est en général (lors d'un calcul plastique de la résistance) dans la dalle, qui est partiellement fissurée; la force de compression  $F_c$  agissant sur le béton est alors identique à la traction  $F_a$  due à la plastification de la poutre métallique. Si par contre l'axe neutre de la section se trouve dans la poutre métallique, la connexion doit transmettre l'effort de compression  $F_c$ , dû à la plastification de toute la section de béton. Pour chaque tronçon  $i$  de poutre mixte sollicité par un moment de flexion positif, la valeur de calcul de l'effort rasant  $F_{vi,Rd}$  obtenue par un calcul plastique vaut donc, selon la position de l'axe neutre :

$$\text{axe neutre dans la dalle:} \quad F_{vi,Rd} = F_a = (f_y/\gamma_a) A_a \quad (5.44a)$$

$$\text{axe neutre dans le profilé:} \quad F_{vi,Rd} = F_c = 0.85 (f_{ck}/\gamma_c) A_c \quad (5.44b)$$

$A_a$  : aire de la section d'acier du profilé  
 $A_c$  : aire de la section de béton ( $A_c = b_{eff} h_c$ )

Sur *appui*, la dalle est fissurée et ne reprend aucun effort de traction. La connexion doit donc reprendre l'effort de traction dû à la plastification de l'armature. L'effort rasant  $F_{vi,Rd}$  d'un tronçon de poutre sollicité par un moment de flexion négatif vaut dans ce cas :

$$F_{vi,Rd} = F_s = (f_{sk}/\gamma_s) A_s \quad (5.45)$$

La *vérification* (ou le dimensionnement) des goujons se fait alors en comparant l'effort rasant  $F_{vi,Rd}$  à la résistance de l'ensemble des goujons situés sur le tronçon  $i$  étudié. Cela revient donc à satisfaire la relation suivante (dans laquelle toutes les forces expriment une résistance) :

$$F_{vi,Rd} \leq N_i P_{Rd} \quad (5.46)$$

$N_i$  : nombre de goujons sur le tronçon  $i$  considéré  
 $P_{Rd}$  : résistance ultime au cisaillement d'un goujon

Ce dimensionnement suit la logique de se placer au niveau de calcul (c'est-à-dire diviser la résistance caractéristique de chaque matériau par son facteur de résistance), il faut cependant noter que cela n'assure plus une connexion systématiquement plus résistante que les éléments qu'elle assemble. Par ailleurs, on observe une discontinuité dans le nombre de connecteurs nécessaires lorsque l'axe neutre sort de la dalle.

Le calcul plastique permet, au contraire du calcul élastique, d'adopter sur chaque tronçon de poutre de longueur  $l_i$  un écartement  $e$  constant entre goujons. Si l'on a déjà fait le choix du type de goujon (on connaît donc  $P_{Rd}$  avec les tableaux 5.41 et 5.42), le nombre  $N_i$  de goujons à répartir sur le tronçon  $i$  est donné par :

$$N_i \geq \frac{F_{vi,Rd}}{P_{pl,Rd}} \quad (5.47)$$

Si par contre l'écartement  $e$  est connu ou imposé par des dispositions de construction (on connaît par conséquent le nombre de goujons  $N_i$ ), le choix des goujons doit alors se faire de façon à ce que la relation suivante soit satisfaite :



$$P_{pl,Rd} \geq \frac{F_{vi,Rd}}{N_i} \quad (5.48)$$

Il est à noter que la disposition des connecteurs sur la poutre est soumise à certaines règles, qui sont données dans les volumes 11 et 12 du TGC.

### Résistance au cisaillement longitudinal

La résistance de la liaison acier-béton peut être limitée non seulement par les connecteurs, mais aussi par la résistance au cisaillement du béton autour des connecteurs. Une vérification de l'effort de cisaillement dans le sens longitudinal de la poutre est donc nécessaire. La figure 5.44 présente les plans de cisaillement déterminants à considérer dans le cas d'une dalle mixte. La vérification de la résistance au cisaillement longitudinal n'est cependant pas développée ici, car elle est abordée au volume 11 du TGC.

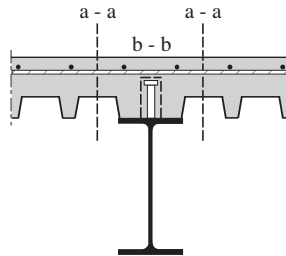


Fig. 5.44 Plans de cisaillement longitudinal.

### Exemple 5.6 Vérification d'une poutre mixte

Soit la poutre mixte définie à la figure 5.45. Elle est composée d'un profilé IPE 300 en acier S 235 ( $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ ), d'une dalle en béton C 30/37 ( $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ ) et d'une tôle profilée. Sa portée  $l$  est de 11.0 m alors que l'écartement  $a$  entre deux poutres est de 2.0 m. Lors du bétonnage de la dalle, on tiendra compte de la présence d'un étai placé à mi-travée et d'une charge de montage de  $1 \text{ kN/m}^2$ . Au stade définitif, on tiendra compte des deux charges suivantes :

- finitions (chape + revêtement): valeur caractéristique égale à  $1.5 \text{ kN/m}^2$ ,
- charge utile: valeur de  $2.0 \text{ kN/m}^2$ .

Vérifier cette poutre mixte au stade de construction puis au stade définitif (comme il s'agit d'une poutre mixte de bâtiment, on négligera l'effet du retrait). Déterminer également le nombre de goujons à tête de diamètre 16 mm nécessaire pour assurer la connexion entre l'acier et le béton.

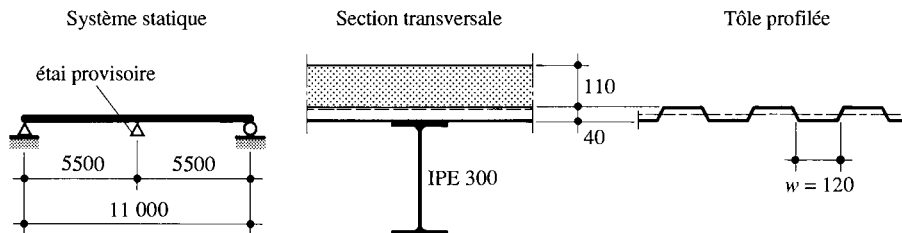


Fig. 5.45 Poutre mixte.

### Largeur participante

Dans le cas d'une poutre simple, la largeur participante est donnée par (5.34):

$$b_{eff} = 2b_{eff,1} + b = 2 \cdot 1285 + 150 = 2720 \text{ mm} > a = 2000 \text{ mm, d'où } b_{eff} = 2000 \text{ mm}$$

avec

$$b_{eff,1} = 0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot l_0 = 0.2 \cdot 925 + 0.1 \cdot 11\,000 = 1285 \text{ mm}$$

$$b_1 = (a - b)/2 = (2000 - 150)/2 = 925 \text{ mm}$$

$$l_0 = l = 11\,000 \text{ mm}$$

### Caractéristiques de la section mixte

La section de la poutre mixte vérifiée dans cet exemple est la même que celle qui a été traitée dans les exemples 4.13 et 4.14. Son inertie et la valeur de calcul de son moment résistant plastique valent respectivement  $I_b = 403 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$  (exemple 4.13, avec  $n_{el} = E_a/E_c = 5.8$ , valable pour des actions de courte durée) et  $M_{pl,Rd} = 340 \text{ kNm}$  (exemple 4.14, avec l'axe neutre dans la dalle).

### Charges à considérer

- Stade de construction

Poids propre du profilé IPE 300 (selon les tables SZS C5):  $g_a = 0.42 \text{ kN/m}$

Poids propre de la dalle:  $g_c = \gamma_c h_c a = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.15 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} = 7.50 \text{ kN/m}$

(comme simplification, on a pris la totalité de la hauteur de la dalle et négligé le poids de la tôle)

Charge de construction:  $q_m = 1 \text{ kN/m}^2 \cdot a = 1 \text{ kN/m}^2 \cdot 2 \text{ m} = 2 \text{ kN/m}$

Valeur de calcul de l'effet des actions au stade de construction:

$$q_{Ed} = \gamma_G (g_a + g_c) + \gamma_Q q_m = 1.35 (0.42 \text{ kN/m} + 7.5 \text{ kN/m}) + 1.5 \cdot 2.0 \text{ kN/m} = 13.7 \text{ kN/m}$$

- Stade définitif

Poids propre du profilé et de la dalle:  $g_a + g_c = 7.92 \text{ kN/m}$  (identique au stade de construction)

Finitions:  $g_{fin} = 1.5 \text{ kN/m}^2 \cdot a = 1.5 \text{ kN/m}^2 \cdot 2 \text{ m} = 3.0 \text{ kN/m}$

Charge utile:  $q_k = 2.0 \text{ kN/m}^2 \cdot a = 2.0 \text{ kN/m}^2 \cdot 2 \text{ m} = 4.0 \text{ kN/m}$

Valeur de calcul de l'effet des actions au stade définitif:

$$q_{Ed} = \gamma_G (g_a + g_c + g_{fin}) + \gamma_Q q_k = 1.35 (7.92 \text{ kN/m} + 3.0 \text{ kN/m}) + 1.5 \cdot 4.0 \text{ kN/m} = 20.8 \text{ kN/m}$$

Valeur de calcul de l'effet des actions variables pour la vérification de l'aptitude au fonctionnement:

$$\psi_1 q_k = 0.7 \cdot 2.0 \text{ kN/m}^2 \cdot 2 \text{ m} = 2.8 \text{ kN/m}$$

### Vérification au stade de construction

- Vérification de la sécurité structurale (calcul élastique de la résistance)

La résistance à la flexion du profilé IPE 300 est donnée par:

$$M_{el} = f_y W_{y,el} = 235 \text{ N/mm}^2 \cdot 557 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 = 131 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 131 \text{ kNm}$$

Valeur de calcul du moment de flexion sur l'appui intermédiaire créé par l'étais:

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} (l/2)^2}{8} = \frac{13.7 \text{ kN/m} (11 \text{ m}/2)^2}{8} = 50.3 \text{ kNm}$$

Le profilé IPE 300 est donc suffisant, car la relation (5.35) est vérifiée:

$$M_{Ed} = 50.3 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = \frac{M_{el}}{\gamma_a} = \frac{131 \text{ kNm}}{1.05} = 125 \text{ kNm}$$

On peut vérifier la nécessité de l'étaillage en déterminant la valeur de calcul du moment à mi-travée, dans le cas où il n'y a pas d'étais:

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} l^2}{8} = \frac{13.7 \text{ kN/m} (11 \text{ m})^2}{8} = 207 \text{ kNm}$$

La présence d'un étau à mi-travée se justifie donc absolument, car sinon, la vérification ci-dessus ne serait pas satisfaite. Contrôle qu'il n'y a pas de déversement: en travée, la tôle retient la semelle supérieure et sur appui intermédiaire,  $N_{Ed}/N_{Rd} = 0 < 0.15$ , tableau 6 SIA 263 applicable.  $L_{cr} = 2.7 i_z (1 - 0.5 \psi) \sqrt{E/f_y} = 2.7 \cdot 33.5 \cdot (1 - 0.5 \cdot 0) \cdot \sqrt{210 \cdot 10^3/235} = 2704 \text{ mm}$ .  $l_D = 5500/4 \text{ mm} = 1375 \text{ mm} < l_{cr,EE} = 1.1 \cdot l_{cr,EP} = 2974 \text{ mm}$ , le critère est satisfait.

- Vérification de l'aptitude au service

La valeur de la flèche maximale sous l'effet du poids propre du profilé et de la dalle peut être obtenue à l'aide de la figure 5.4. Avec  $I = 83.6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$ ,  $M_A = 0$  et  $M_B = -0.125$  (en considérant une poutre à deux travées de 5.5 m de portée), on obtient  $w(g_a + g_c) = 2.2 \text{ mm}$ , ce qui ne nécessite pas de mesure particulière. On peut vérifier que ceci ne serait pas le cas sans étayage, où l'on aurait en effet une flèche  $w(g_a + g_c) = 86 \text{ mm}$ . Cette valeur élevée nécessiterait soit la réalisation d'une contreflèche  $w_0$ , soit l'étayage de la poutre (solution choisie ici).

### Vérification au stade définitif

- Vérification de la sécurité structurale (calcul plastique de la résistance)

La valeur de calcul du moment de flexion vaut (la figure 5.37 montre qu'elle ne dépend pas de la présence d'un étai lors du montage):

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} l^2}{8} = \frac{20.8 \text{ kN/m} (11 \text{ m})^2}{8} = 314 \text{ kNm}$$

La section mixte est suffisante, puisque la relation (5.36) donne:

$$M_{Ed} = 314 \text{ kNm} \leq M_{pl,Rd} = 340 \text{ kNm}$$

- Vérification de l'aptitude au service

La flèche de la poutre mixte, pour l'état-limite aptitude au fonctionnement, vaut:

$$w(\psi_1 q_k) = \frac{5}{384} \frac{\psi_1 q_k l^4}{E_a I_b} = \frac{5}{384} \frac{2.8 \text{ kN/m} (11 \text{ m})^4}{210 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2 \cdot 403 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4} = 0.006 \text{ m} = 6 \text{ mm}$$

L'aptitude au service est donc vérifiée, puisqu'on respecte la valeur limite indicative pour l'état-limite aptitude au fonctionnement donnée au tab. 2.29 (repris de l'annexe A de la SIA 260):

$$w(\psi_1 q_k) = 6 \text{ mm} \leq \frac{l}{350} = \frac{11000 \text{ mm}}{350} = 31 \text{ mm}$$

### Calcul du nombre de goujons

Etant donné que la résistance des sections est calculée par la méthode plastique, le nombre de goujons nécessaire sera également déterminé à l'aide de cette méthode en considérant le tronçon entre appui et mi-travée ( $l_i = 5500 \text{ mm}$ ). Comme l'axe neutre plastique se trouve dans la dalle (exemple 4.14), l'effort rasant à transmettre correspond à la plastification de la section d'acier. Il est donné par (5.44 a):

$$F_{vi} = f_y A_a = 235 \text{ N/mm}^2 \cdot 5380 \text{ mm}^2 = 1260 \cdot 10^3 \text{ N} = 1260 \text{ kN}$$

La valeur de calcul de la résistance au cisaillement d'un goujon de diamètre 16 mm vaut:

$$P_{Rd} = \frac{0.8 f_{ub}}{\gamma_v} \frac{\pi d^2}{4} = \frac{0.8 \cdot 450 \text{ N/mm}^2}{1.25} \cdot \frac{\pi (16 \text{ mm})^2}{4} = 57.9 \cdot 10^3 \text{ N} = 57.9 \text{ kN}$$

Et celle de la résistance à l'écrasement du béton vaut:

$$P_{Rd} = 61.7 \text{ kN}$$

Par conséquent:  $P_{Rd,min} = 57.9 \text{ kN}$

Le nombre de goujons nécessaire sur la demi-longueur de la poutre est donc:

$$N_i \geq \frac{F_{vi,Rd}}{P_{Rd,min}} = \frac{F_{vi}}{P_{Rd,min} \cdot \gamma_a} = \frac{1260 \text{ kN}}{57.9 \text{ kN} \cdot 1.05} = 21 \text{ goujons}$$

ce qui correspond à un écartement  $e$  des goujons de:

$$e = \frac{l_i}{N_i} = \frac{5500 \text{ mm}}{21} = 262 \text{ mm}$$

Les dispositions constructives relatives à la connexion sont détaillées dans le TGC volume 11.

## 5.9 Éléments à parois minces

### 5.9.1 Domaines d'application et fabrication

On appelle éléments à parois minces les éléments porteurs constitués de tôles profilées ou de profilés dont la section est obtenue par façonnage à froid d'une tôle mince plane (§ 3.2.4). Les principaux avantages des éléments à parois minces sont la possibilité qu'on a de leur donner des formes très variées, utilisant au mieux la matière, ainsi que leur facilité de fabrication et de montage.

Le matériau de base est l'acier de construction courant, possédant souvent une limite d'élasticité  $f_y$  plus élevée due au laminage à de petites épaisseurs, et présenté sous forme de bobines (pour les tôles) ou de feuilards (pour les profilés), ces derniers étant obtenus par laminage à chaud ou à froid dans des épaisseurs variant de 0.5 à 5.0 mm. Les tôles minces sont en général galvanisées à chaud en continu et, si nécessaire, revêtues (prélaquées) en vue d'améliorer leur résistance à la corrosion ainsi que leur aspect.

Les deux procédés les plus courants pour transformer une tôle mince plane sont :

- le profilage en continu, dans une machine à galets entraînés par une force motrice, pour la fabrication des tôles profilées et des profilés formés à froid,
- le pliage, dans une presse à matrice ou une plieuse à bras, pour les profilés formés à froid de longueur limitée.

La section ainsi obtenue est identique sur toute sa longueur. Cette section est formée d'éléments plans et arrondis juxtaposés et comporte souvent des raidisseurs en forme de rainures et de plis. Elle est caractérisée, à cause du procédé de fabrication, par une épaisseur mince mais constante du matériau.

Les tôles profilées sont principalement utilisées dans les dalles mixtes, les bardages de façade et les couvertures de toiture, tandis que les profilés formés à froid le sont surtout en tant que pannes de toiture et filières de façade. Il existe une tendance actuelle à utiliser ces éléments à parois minces non seulement pour les éléments secondaires, mais aussi pour les éléments porteurs principaux tels que cadres de halles industrielles, hangars agricoles et pylônes de lignes électriques.

La figure 5.46 donne des exemples de tôles profilées utilisées en façade, en toiture et pour des planchers. La hauteur des tôles peut varier d'environ 30 à 180 mm et leur épaisseur de 0.6 à 1.5 mm. Les tôles profilées ne doivent pas seulement reprendre des actions telles que le vent ou les charges utiles dans un bâtiment, mais elles servent souvent de coffrage (dalle mixte) ou de support d'isolation (toiture). Lors de la construction, elles servent de plate-forme de travail et de coffrage. En façade, les tôles constituent, en plus de leur fonction principale d'enveloppe, un élément décoratif important.

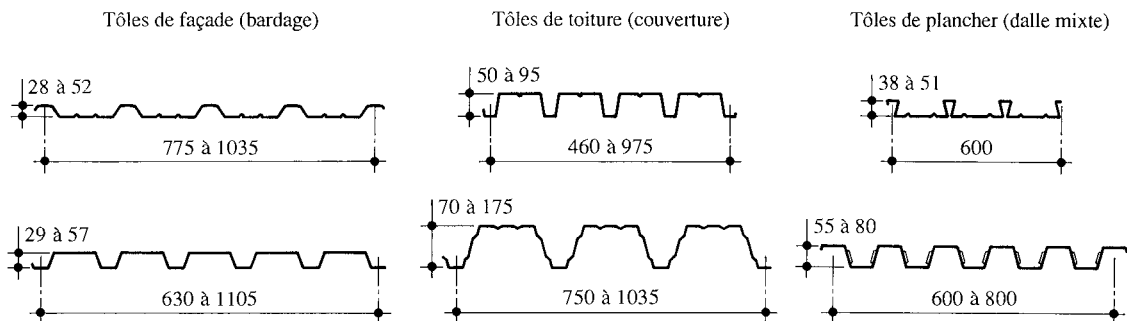


Fig. 5.46 Exemples de tôles profilées.

La figure 5.47 illustre quelques types de profilés formés à froid, utilisés en général dans les structures de bâtiment. Les formes usuelles sont les Z, les C et les I. Les formes en  $\Sigma$  possèdent plusieurs avantages par rapport à celles en C, tels que résistance ultime et rigidité à la torsion plus grandes pour une masse égale. En général, la hauteur de ces profilés varie de 80 à 250 mm et leur épaisseur de 1 à 5 mm. Etant donné qu'il s'agit d'éléments porteurs, leur résistance ultime (à la compression, à la flexion, à la torsion) et leur rigidité (flexionnelle, torsionnelle) sont les caractéristiques essentielles à considérer lors du dimensionnement.

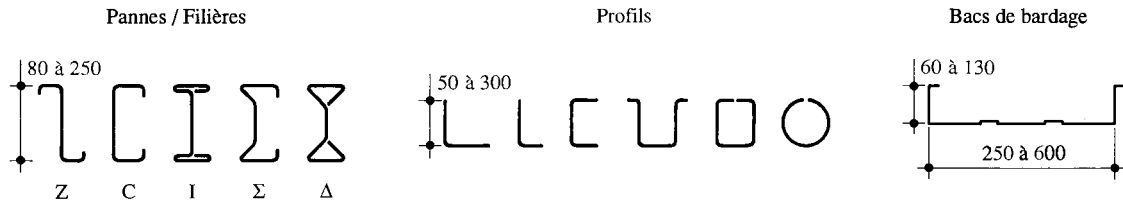


Fig. 5.47 Types de profilés formés à froid.

### 5.9.2 Dimensionnement

Les éléments plans constituant les éléments à parois minces sollicités par des contraintes normales de compression ou des contraintes tangentiellles sont sujets au voilement. Etant donné que leur élancement (rapport largeur/épaisseur) est en général assez grand, la contrainte critique de voilement est relativement basse; la mise en place de raidisseurs pour éviter ce phénomène est difficile et coûteuse. Il est donc nécessaire d'utiliser la résistance post-critique de l'élément comprimé ou cisailé, bien qu'elle fasse appel à des méthodes d'analyse plus complexes (TGC vol. 11).

On retrouve ainsi un comportement semblable à celui des poutres composées à âme pleine (sect. 5.5), dont les différents éléments ne satisfont pas les conditions d'élancement nécessaires pour pouvoir tenir compte de la section entière lors de l'évaluation de sa résistance ultime. La notion de largeur efficace  $b_{eff}$  est donc également utilisée, comme le montre la figure 5.48 pour l'aile comprimée d'un élément à parois minces (il en serait de même pour la partie inférieure de l'élément en cas de

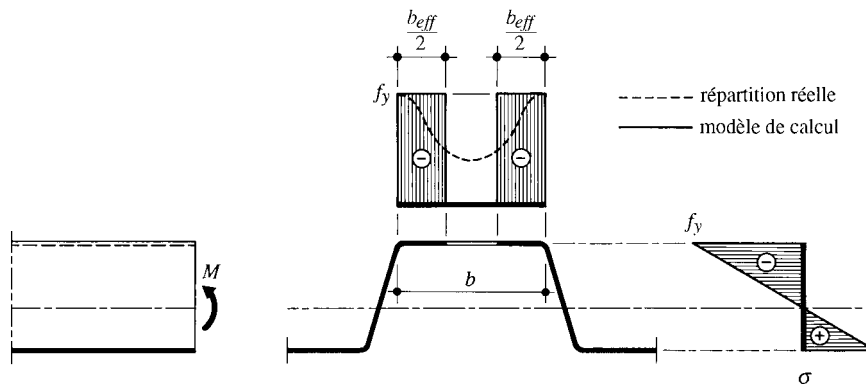


Fig. 5.48 Section réduite de l'aile comprimée d'un élément à parois minces.

moment négatif). Notons que la partie comprimée de l'âme de tels éléments doit également être réduite dans certaines conditions, et qu'on peut parfois tenir compte de la réserve plastique à disposition dans la partie tendue de la section. Des précisions sur les détails de la procédure de dimensionnement des éléments à parois minces et de leurs éléments de fixation [5.7] sont contenues dans le TGC volume 11.

## Références

- [5.1] *Beton-Kalender 1980/Teil 1*, Ernst & Sohn, Berlin, 1980.
- [5.2] BACHMANN, H., AMMANN, W., *Vibrations in Structures Induced by Man and Machines*, IABSE-AIPC-IVBH, Zurich, 1987.
- [5.3] *Wabenträger*, Beratungsstelle für Stahlverwendung, Düsseldorf, 1965 (Merkblatt 361).
- [5.4] *CELLBEAM/Design of Composite and Non-Composite Cellform Beams*, Westok Structural Services Ltd, Wakefield (UK), 1990.
- [5.5] WARD, J.K., *Design of Composite and Non-Composite Cellular Beams*, Steel Construction Institute, Ascot (UK), 1990 (SCI Publication 100).
- [5.6] RICKENSTORF, G., *Tragwerk für Hochbauten*, BSB B.G. Teubner Verlagsgesellschaft, Leipzig, 1972.
- [5.7] SZS B7, *Directive concernant la fixation des tôles profilées en acier*, SZS Centre suisse de la construction métallique, Zurich, 1993.



## 6.5 Poteaux mixtes

### 6.5.1 Hypothèses de base

On parle de poteau mixte lorsqu'un profilé laminé (ou d'autres types de sections métalliques) soumis essentiellement à de la compression est combiné avec du béton. Les poteaux mixtes, souvent préfabriqués, sont essentiellement utilisés pour reprendre un effort normal important avec une section d'aire relativement faible. Ils sont également utilisés dans les bâtiments élevés sensibles aux actions horizontales telles que le vent (pour augmenter la rigidité des poteaux, donc diminuer les déformations horizontales) ou les séismes (pour lesquels la ductilité de l'acier est importante). La présence du béton autour d'un profilé métallique à section ouverte ou à l'intérieur d'un profilé creux contribue par ailleurs à améliorer la résistance au feu de l'élément métallique. La figure 6.18 présente quelques exemples courants de sections de poteaux mixtes, dans lesquelles on relèvera aussi parfois la présence d'armature longitudinale, qui contribue également à la résistance du poteau mixte.

Pour résoudre le problème complexe du flambage d'un poteau composé de deux matériaux, l'acier et le béton, les recherches effectuées ont montré qu'il était possible d'appliquer les théories développées pour les profilés métalliques, en étendant la notion de coefficient d'élancement  $\bar{\lambda}_K$  aux sections mixtes. La résistance ultime des poteaux mixtes soumis à de la compression centrée et à de la flexion composée, qui sont les deux modes de sollicitation essentiels de ce type d'éléments, est présentée dans cette section. Certaines conditions doivent être respectées pour que les méthodes de calcul simplifiées exposées ici, pour lesquelles le retrait peut être négligé, soient applicables. Ces conditions sont les suivantes :

- Le poteau mixte est considéré comme un élément isolé (on raisonne donc avec la notion de barre équivalente introduite à la section 6.1) faisant partie d'une structure tenue latéralement ou pouvant être considérée comme rigide. Pour estimer la rigidité latérale d'une structure, le lecteur est renvoyé au chap. 11 du TGC 11. La SIA 263 (§ 4.2.4) ainsi que l'Eurocode 3 (§ 5.2.1) proposent des critères.
- Le poteau mixte est doublement symétrique et de section constante sur toute sa longueur.
- Le taux d'armature longitudinale ne dépasse pas 8%.
- La contribution du profilé à la résistance ultime de la section mixte doit se situer entre les valeurs limites du paramètre de section  $\delta$ , qui est défini dans la SIA 263, ainsi que dans l'Eurocode 4, comme le rapport entre les valeurs de calcul de la résistance de la section métallique et celle de la section mixte ( $N_{pl,Rd}$  selon (6.56)). En-dessous de 20%, l'élément comprimé est à considérer comme un poteau en béton armé. Au-dessus de 90%, l'élément est à considérer comme un poteau métallique.

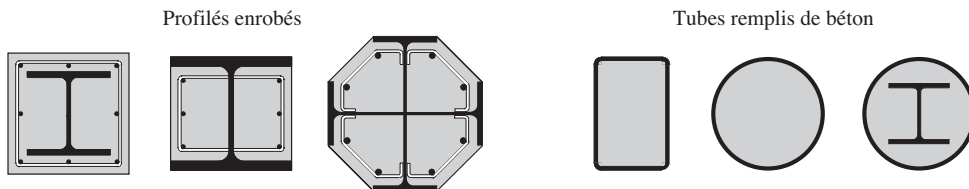


Fig. 6.18 Exemples de sections de poteaux mixtes.



- Pour tenir compte de l'influence des effets à long terme, on utilise habituellement une valeur réduite du module d'élasticité  $E_c$  du béton, que l'on admet non fissuré. La norme SIA 264 et l'Eurocode 4 (§ 6.7.3) proposent pour cela une valeur de  $E_c$  définie par (4.106):

$$E_c = E_{cm} \frac{1}{1 + \frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \varphi(t, t_0)} \quad (6.50)$$

$E_c$  : module d'élasticité du béton pour les poteaux mixtes [N/mm<sup>2</sup>]

$E_{cm}$  : module d'élasticité du béton défini sous (4.103a)

$N_{G,Ed}$  : part permanente de la valeur de calcul de l'effort normal

$\varphi(t, t_0)$  : coefficient de fluage selon la norme SIA 262

En règle générale, on peut prendre comme simplification la relation conservatrice suivante  $E_c = E_{cm}/2.5$  pour tenir compte des effets à long terme (fluage et retrait) dans les éléments comprimés.

- La résistance au cisaillement à l'interface acier-béton qui peut être assurée par adhérence et frottement vaut:
  - profilés entièrement enrobés :  $\tau_u = 0.3 \text{ N/mm}^2$ ,
  - profilés partiellement enrobés: ailes :  $\tau_u = 0.2 \text{ N/mm}^2$ ,
  - profilés partiellement enrobés: âmes :  $\tau_u = 0.0 \text{ N/mm}^2$ ,
  - profilés creux remplis de béton :  $\tau_u = 0.4 \text{ N/mm}^2$ .

Si ces contraintes sont dépassées, tout le cisaillement doit être repris par des connecteurs.

- Le coefficient d'élancement  $\lambda$  du poteau mixte ne doit pas être plus grand que 2.0.
- La prise en compte des contraintes résiduelles et des imperfections s'effectue en admettant une déformée initiale, identique à celle admise pour les éléments comprimés métalliques (§ 10.3.2).
- Les effets du voilement local de la section métallique sont négligeables si les conditions suivantes sont respectées pour les profilés en double té à âme enrobée:

- recouvrement minimal de béton : se référer à la norme SIA 262 (§ 5.2.2.4),
- taux d'armature longitudinale minimal : 0.6 % (norme SIA 262) ou 0.3 % (Eurocode 4),
- élancement des ailes :  $b/t_f \leq 44 \sqrt{235/f_y}$ ,

et pour les tubes remplis de béton:

- tubes ronds :  $d/t \leq 90 (235/f_y)$ ,
- tubes carrés ou rectangulaires :  $h/t \leq 52 \sqrt{235/f_y}$ .

### 6.5.2 Effort normal

Il a été vu au paragraphe 4.7.3 que l'effort normal plastique  $N_R$  d'une section mixte soumise à un effort normal pouvait s'exprimer par la relation suivante:

$$N_R = A_a f_y + A_c 0.85 f_{ck} \cdot \eta_1 + A_s f_{sk} \quad (6.51)$$

$f_y$  : limite d'élasticité de l'acier du profilé

$f_{sk}$  : limite d'élasticité de l'acier des armatures

- $f_{ck}$  : valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton  
 $A_a$  : aire de la section d'acier du profilé  
 $A_s$  : aire de la section d'armature  
 $A_c$  : aire de la section de béton  
 $\eta_1$  : facteur de correction pour le confinement du béton (par défaut  $\eta_1 = 1$ , pour les profilés creux remplis de béton  $\eta_1 = 1.18$ )

Si l'élément comprimé est d'une certaine longueur, sa résistance ultime est influencée par le flambage qui risque de se produire à un niveau de charge inférieur à  $N_R$ . La résistance ultime au flambage  $N_K$  peut être déterminée à l'aide du coefficient de flambage  $\chi_K$  obtenu avec les courbes européennes de flambage (fig. 6.4), qui sont fonction du *coefficient d'élancement*  $\bar{\lambda}$  défini par (10.26):

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_R}{N_{cr}}} \leq 2 \quad (6.52)$$

$N_{cr}$  : charge critique de flambage élastique définie par (6.53)

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff,\lambda}}{l_K^2} \quad (6.53)$$

$l_K$  : longueur de flambage

$(EI)_{eff,\lambda}$ : rigidité de la section mixte définie par (6.54)

$$(EI)_{eff,\lambda} = E_a I_a + E_s I_s + 0.6 E_c I_c \quad (6.54)$$

$E_a$  : module d'élasticité de l'acier du profilé

$E_s$  : module d'élasticité de l'acier d'armature ( $E_s = E_a$ )

$E_c$  : module d'élasticité du béton tenant compte du comportement à long terme, voir formule (4.106)

$I_a$  : inertie de la section du profilé

$I_s$  : inertie de la section des armatures

$I_c$  : inertie de la section de béton admis non fissuré

La résistance ultime au flambage  $N_K$  peut finalement être établie à partir de la relation suivante, similaire à (6.2),

$$N_{K,Rd} = \chi_K N_{pl,Rd} \quad (6.55)$$

dans laquelle intervient la résistance ultime à l'effort normal  $N_{pl,Rd}$ , établie au paragraphe 4.7.3:

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} + A_c \cdot \eta_1 \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (6.56)$$

La vérification de la sécurité structurale d'un poteau mixte soumis à un effort normal se fait selon la relation suivante:

$$N_{Ed} \leq \chi_K N_{pl,Rd} \quad (6.57)$$

$N_{Ed}$  : valeur de calcul de l'effort normal de compression

### Exemple 6.6 Poteau mixte comprimé

Soit le poteau mixte situé à l'intérieur d'un bâtiment, dont la section transversale et le système statique sont définis à la figure 6.19. Le profilé HEA 180 est en acier S 235 ( $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ ), l'armature longitudinale est en acier B500B ( $f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$ ) et le béton utilisé pour l'enrobage est un béton C 30/37 ( $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$  et  $f_{cm} = 38 \text{ N/mm}^2$ ).

Calculer la résistance ultime au flambage de ce poteau mixte, dont les résistances en section élastique et plastique ont été déterminées à l'exemple 4.12.

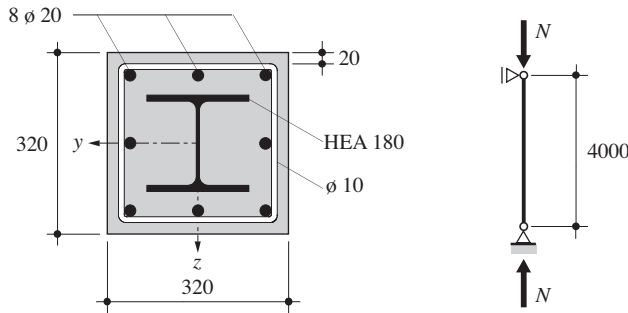


Fig. 6.19 Poteau mixte comprimé.

### Caractéristiques de la section par rapport à l'axe z

Comme la longueur de flambage selon les deux axes y et z est identique, le flambage selon l'axe z est déterminant. Les caractéristiques de la section par rapport à cet axe sont les suivantes:

$$A_a = 4530 \text{ mm}^2 \text{ selon les tables SZS C5}$$

$$A_s = 2512 \text{ mm}^2 \text{ (correspond à huit barres } \phi 20 \text{ mm)}$$

$$A_c = A_{tot} - A_a - A_s = 320^2 \text{ mm}^2 - 4530 \text{ mm}^2 - 2512 \text{ mm}^2 = 95\,360 \text{ mm}^2$$

$$I_{az} = 9.25 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \text{ selon les tables SZS C5}$$

$$I_{sz} \cong 2 \cdot 3 \cdot \frac{\pi (20 \text{ mm})^2}{4} (160 \text{ mm} - 40 \text{ mm})^2 = 27.1 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \text{ (inertie propre négligée)}$$

$$I_{cz} = \frac{bh^3}{12} - I_{az} - I_{sz} = \frac{(320 \text{ mm})^4}{12} - 9.25 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 - 27.1 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$= 837.5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\text{Vérification du taux d'armature: } \rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{2512 \text{ mm}^2}{95\,360 \text{ mm}^2} = 2.6\%$$

Ce taux est compris entre les valeurs limites des normes SIA 262 et SIA 264: 0.6% et 8%.

Avant de pouvoir déterminer la résistance ultime au flambage, il est nécessaire de contrôler si la méthode de calcul pour poteaux mixtes s'applique dans notre cas. Pour cela, il faut vérifier que la valeur du paramètre de section  $\delta$  se situe entre 0.2 et 0.9. Cela s'effectue comme suit, avec l'aide de la valeur de calcul de l'effort normal résistant plastique établi à l'exemple 4.12 ( $N_{pl,Rd} = 3730 \text{ kN}$ ):

$$\delta = \frac{A_a f_y / \gamma_a}{N_{pl,Rd}} = \frac{4530 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ N/mm}^2 / 1.05}{3730 \cdot 10^3 \text{ N}} = 0.27$$

La participation de l'acier n'est donc ni trop faible, ni trop importante, et la méthode de calcul pour poteaux mixtes s'applique.

### Charge critique de flambage élastique

Pour le poteau mixte, la charge critique de flambage élastique selon l'axe  $z$  est donnée par (6.53) avec les caractéristiques suivantes :

$$l_{Kz} = l = 4000 \text{ mm}$$

$$E_a = E_s = 210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = k_E (f_{cm})^{1/3} = 10\,700 \cdot (38 \text{ N/mm}^2)^{1/3} = 36 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = E_{cm} \frac{1}{1 + \frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \varphi(t, t_0)} = E_{cm} \frac{1}{1 + \frac{1/2 N_{Ed}}{N_{Ed}} \varphi(t, t_0)} = E_{cm}/2$$

$= 18 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$  (pour tenir compte du comportement à long terme, avec les hypothèses que  $N_{G,Ed} = 1/2 N_{Ed}$  et  $\varphi = 2$ , voir explications données dans l'exemple 4.12)

$$(EI)_{eff,\lambda} = E_a I_{az} + 0.6 E_c I_{cz} + E_s I_{sz} = (210 \cdot 9.25 + 0.6 \cdot 18.0 \cdot 837.5 + 210 \cdot 27.1) 10^9$$

$$= 16\,680 \cdot 10^9 \text{ Nmm}^2$$

$$N_{crz} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff,\lambda}}{l_{Kz}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 16\,680 \cdot 10^9 \text{ Nmm}^2}{(4000 \text{ mm})^2} = 10\,290 \cdot 10^3 \text{ N} = 10\,290 \text{ kN}$$

### Résistance au flambage

Le profilé étant entièrement dans le béton, le poteau ne présente aucun risque de voilement. La courbe de flambage à considérer pour la section mixte est celle qui correspond au profilé métallique, à savoir la courbe c pour le flambage selon l'axe faible d'un profilé HEA 180. La valeur caractéristique de la résistance plastique à l'effort normal vaut :

$$N_{pl} = A_a f_y + A_c \eta_1 0.85 f_{ck} + A_s f_{sk} = (4530 \cdot 235 + 95360 \cdot 1 \cdot 0.85 \cdot 30 + 2512 \cdot 500) 10^{-3} = 4752 \text{ kN}$$

La résistance au flambage peut alors être obtenue en utilisant successivement (6.52) et (6.55) :

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{crz}}} = \sqrt{\frac{4752 \text{ kN}}{10290 \text{ kN}}} = 0.68 \leq 2.0$$

d'où  $\chi_z = 0.74$  avec la courbe de flambage c (SIA 263 figure 7 ou tables SZS C4.1)

$$N_{Kz,Rd} = \chi_z N_{pl,Rd} = 0.74 \cdot 3730 \text{ kN} = 2749 \text{ kN}$$

Sur la base d'un calcul similaire, on aurait obtenu une valeur de calcul de la résistance au flambage  $N_{Kz,Rd} = 3022 \text{ kN}$  pour un HEB 180 et  $N_{Kz,Rd} = 3408 \text{ kN}$  pour un HEM 160 (la résistance en section de ces deux profilés a été établie à l'exemple 4.12).

### 6.5.3 Effort normal et flexion uniaxiale

Comme le poteau mixte est un élément porteur faisant en général partie d'une structure entière (ossature de bâtiment, par exemple), il est souvent soumis, en plus de l'effort de compression, à de la flexion, éventuellement même influencée par des effets du second ordre. Le cas général de sollicitation d'un poteau mixte est donc une interaction entre un effort normal, des moments d'extrémité et une charge transversale éventuelle (fig. 6.20).

La résistance d'un élément mixte soumis à de la flexion composée peut être calculée à l'aide de courbes d'interaction, comme on le fait couramment pour les éléments en béton armé (TGC vol. 7). La méthode exposée dans la norme SIA 264 et dans l'Eurocode 4 (§ 6.7.3.2) consiste à établir la courbe d'interaction plastique  $M-N$  propre à la section transversale considérée. Un exemple d'une telle courbe est donné à la figure 6.21. Calculer cette courbe précisément nécessite un lourd travail de calcul, c'est

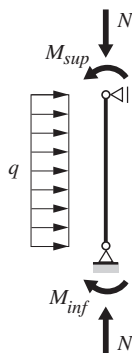


Fig. 6.20 Système statique et sollicitations d'un poteau mixte soumis à de la flexion composée.

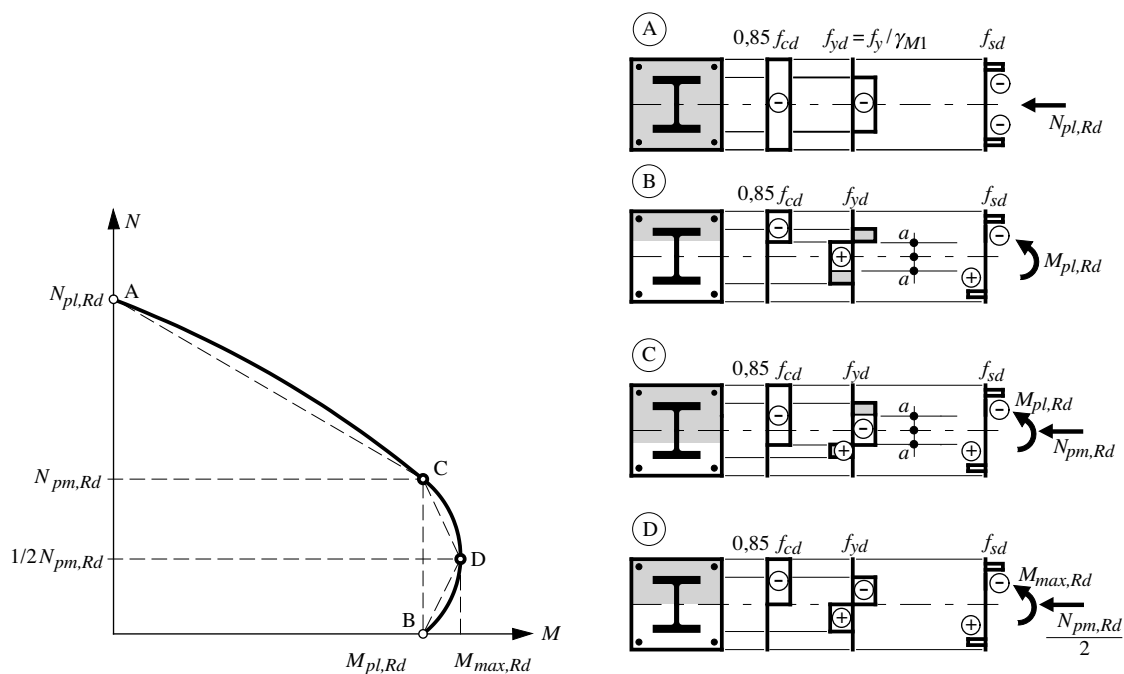


Fig. 6.21 Courbe d'interaction  $M-N$  d'une section mixte.

pourquoi il y a la possibilité de simplifier cette courbe par une ligne polygonale. Pour un poteau bisymétrique, la marche à suivre est la suivante:

- Cette courbe d'interaction compression-flexion uniaxiale peut être simplifiée par une ligne polygonale composée des points A, C, D et B ou A, C et B si  $M_{Ed}$  et  $N_{Ed}$  sont indépendants l'un de l'autre, car on ne peut alors pas s'assurer que  $N_{Ed}$  sera toujours présent pour augmenter la résistance en flexion de la section.
- Le point A représente le cas où la section du poteau mixte est sollicitée uniquement par un effort normal  $N_{pl,Rd}$  dont la valeur a été définie par (6.56).

- Le point B correspond à une sollicitation du poteau mixte en flexion pure. Pour connaître la valeur de  $M_{pl,Rd}$ , il faut en premier lieu déterminer la position de l'axe neutre en garantissant l'équilibre entre les forces de la partie comprimée et de la partie tendue. La participation du béton tendu peut être négligée.
- Le point C est déterminé par une certaine résistance à un effort normal noté  $N_{pm,Rd}$  en plus de la mobilisation entière de la résistance en flexion pure  $M_{pl,Rd}$ . L'axe neutre est symétrique (axe de symétrie passant par le milieu de la section) à la position qu'il a au point B. La résultante des forces internes, tout comme pour B passe par le milieu de la section, ainsi la résistance en flexion  $M_{pl,Rd}$  reste identique à celle trouvée au point B.
- Le point D représente la situation où la section possède une résistance maximale en flexion  $M_{max,Rd}$ . Dans ce cas, l'axe neutre coïncide avec l'axe de symétrie de la section. Par ailleurs, on peut démontrer que la résistance à la compression équivaut à la moitié de la valeur qu'elle affichait au point C.
- Connaissant à présent la position de cette droite polygonale, il est possible de trouver pour tout  $N_{Ed}$  le moment plastique réduit  $M_{pl,N,Rd}$  au moyen de la relation suivante :

$$M_{pl,N,Rd} = \mu_d \cdot M_{pl,Rd} \quad (6.58)$$

où apparaît le coefficient  $\mu_d$  qui exprime le rapport entre le moment plastique réduit et non réduit :

$$\mu_d = \frac{M_{pl,N,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (6.59)$$

Notons, à nouveau, que les valeurs  $\mu_d > 1.0$  ne doivent être considérées que si  $M_{Ed}$  et  $N_{Ed}$  sont dépendants l'un de l'autre.

- La vérification de la sécurité structurale des éléments mixtes soumis à de la flexion composée peut alors être effectuée à l'aide des relations suivantes :

$$N_{Ed} \leq N_{K,Rd} \quad (6.60)$$

$$\frac{M_{Ed,max}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed,max}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq 0.9 \quad (6.61)$$

- $N_{Ed}$  : valeur de calcul de l'effort normal de compression  
 $N_{K,Rd}$  : valeur de la résistance au flambage, établie avec (6.55) ( $N_{K,Rd} = \chi_K N_{pl,Rd}$ )  
 $M_{Ed,max}$  : valeur absolue de la valeur de calcul du moment de flexion maximal agissant sur le poteau ( $M_{Ed,max}$  n'agit donc pas forcément à l'une des extrémités du poteau)  
 $M_{pl,N,Rd}$  : valeur de calcul du moment plastique du poteau sollicité par l'effort  $N_{Ed}$  (tiré d'une courbe d'interaction telle qu'illustrée à la figure 6.21)

L'Eurocode 4 précise que la valeur limite 0.9 dans (6.61) doit être remplacée par 0.8 pour les nuances d'acier S 420 et S 460.

- Les effets du second ordre doivent en général être considérés. Ils ne peuvent être négligés que lorsqu'il n'y a pas de moment aux extrémités et que  $N_{Ed}/N_{cr} \leq 0.1$  avec  $N_{cr}$  défini par (6.53). Sinon, il faut alors remplacer dans (6.61) le moment du premier ordre  $M_{Ed,max}$  par le moment du second ordre  $\mathcal{M}_{Ed,max}$ , qui peut être établi de la façon suivante :

$$\mathcal{M}_{Ed,max} = \left( \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \right) \omega M_{Ed,max} = k M_{Ed,max} \geq M_{Ed,max} \quad (6.62)$$

- (...) : facteur d'amplification pour tenir compte des effets du second ordre  
 $\omega$  : coefficient défini par (6.15) ( $\omega = 1.0$  lorsqu'une charge transversale agit sur la barre)  
 $k$  : facteur d'amplification défini dans la SIA 264 ( $k \geq 1.0$ )

### Exemple 6.7 Poteau mixte comprimé et fléchi

Soit un poteau mixte dont la section transversale (identique à celle examinée à l'exemple 6.6) et le système statique sont définis à la figure 6.22. Le profilé HEA 180 est en acier S 235 ( $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ ), l'armature longitudinale est en acier B500B ( $f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$ ) et le béton utilisé pour l'enrobage est un béton C 30/37 ( $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$  et  $f_{cm} = 38 \text{ N/mm}^2$ ).

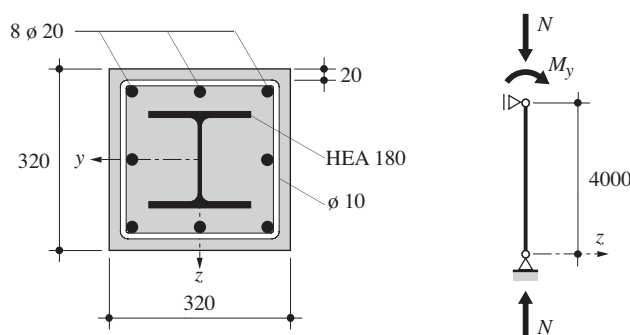


Fig. 6.22 Poteau mixte comprimé et fléchi.

Déterminer la valeur de calcul maximale du moment de flexion  $M_{y,Ed}$  que peut reprendre ce poteau s'il est soumis simultanément à un effort normal de compression centré dont la valeur de calcul vaut  $N_{Ed} = 2500 \text{ kN}$ . On admet que le poteau est tenu latéralement selon l'axe faible  $z$ , ce qui exclut le flambage selon cet axe.

### Caractéristiques de la section par rapport à l'axe fort $y$

A l'exception des inerties, les caractéristiques de la section ont été établies à l'exemple 6.6. Les inerties par rapport à l'axe  $y$  sont les suivantes:

$$I_{ay} = 25.1 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \text{ selon les tables SZS C5}$$

$$I_{sy} = I_{sz} \cong 2 \cdot 3 \frac{\pi (20 \text{ mm})^2}{4} (160 \text{ mm} - 40 \text{ mm})^2 = 27.1 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \text{ (inertie propre négligée)}$$

$$I_{cy} = \frac{bh^3}{12} - I_{ay} - I_{sy} = \frac{(320 \text{ mm})^4}{12} - 25.1 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 - 27.1 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 = 821.6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

### Charge critique de flambage élastique

Pour le poteau mixte, la charge critique de flambage élastique selon l'axe  $y$  est donnée par (6.53) avec les caractéristiques suivantes:

$$l_{Ky} = l = 4000 \text{ mm}$$

$$E_a = E_s = 210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = k_E (f_{cm})^{1/3} = 10\,700 \cdot (38 \text{ N/mm}^2)^{1/3} = 36 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}
E_c &= E_{cm} \frac{1}{1 + \frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \varphi(t, t_0)} = E_{cm} \frac{1}{1 + \frac{1/2 N_{Ed}}{N_{Ed}} \varphi(t, t_0)} = E_{cm}/2 \\
&= 18 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 \text{ (pour tenir compte du comportement à long terme, avec les hypothèses que } \\
&\quad N_{G,Ed} = 1/2 N_{Ed} \text{ et } \varphi = 2, \text{ voir les explications données dans l'exemple 4.12)} \\
(EI)_{eff,\lambda} &= E_a I_{ay} + E_s I_{sy} + 0.6 E_c I_{cy} = (210 \cdot 25.1 + 210 \cdot 27.1 + 0.6 \cdot 18.0 \cdot 821.6) 10^9 \\
&= 19\,835 \cdot 10^9 \text{ Nmm}^2 \\
N_{cry} &= \frac{\pi^2 (EI)_{eff,\lambda}}{l_{ky}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 19\,835 \cdot 10^9 \text{ Nmm}^2}{(4000 \text{ mm})^2} = 12\,235 \cdot 10^3 \text{ N} = 12\,235 \text{ kN}
\end{aligned}$$

### Résistance au flambage

Il a déjà été démontré à l'exemple 6.6 que la valeur du paramètre de section permettait l'utilisation de la méthode de calcul pour poteaux mixtes. L'effort normal résistant plastique ainsi que sa valeur de calcul valent respectivement (exemple 6.6):

$$N_R = 4752 \text{ kN et } N_{pl,Rd} = 3730 \text{ kN}$$

La courbe de flambage pour la section mixte est celle qui correspond au profilé métallique, à savoir la courbe b pour le flambage selon l'axe fort d'un profilé HEA 180. La résistance ultime au flambage est obtenue en utilisant successivement (6.52) et (6.55):

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{N_R}{N_{cry}}} = \sqrt{\frac{4752 \text{ kN}}{12\,235 \text{ kN}}} = 0.62 \leq 2.0$$

d'où  $\chi_{Ky} = 0.83$  avec la courbe de flambage b (tables SZS C4.1)

$$N_{Ky,Rd} = \chi_{Ky} N_{pl,Rd} = 0.83 \cdot 3730 \text{ kN} = 3096 \text{ kN}$$

L'application de (6.60) montre que la résistance au flambage de ce poteau est suffisante:

$$N_{Ed} = 2500 \text{ kN} \leq N_{Ky,Rd} = 3096 \text{ kN}$$

### Moment de flexion pouvant être repris

La vérification est la suivante:

$$\frac{\mathcal{M}_{Ed,max}}{M_{pl,N,Rd}} \leq 0.9$$

$\mathcal{M}_{Ed,max}$  représente la valeur de calcul du moment appliqué en tenant compte, si nécessaire, des effets du second ordre. Comme le rapport  $N_{Ed}/N_{cry} = 0.2 > 0.1$ , il est nécessaire de vérifier si les effets du second ordre sont à considérer. Le coefficient  $k$  permettant d'établir le moment du second ordre peut être établi en utilisant (6.15) pour le coefficient  $\omega_y$ :

$$\omega_y = 0.6 + 0.4 \frac{M_{Ed,min}}{M_{Ed,max}} = 0.6 + 0 = 0.6 \geq 0.4$$

$$k = \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cry}}} \omega_y = \frac{0.6}{1 - \frac{2500 \text{ kN}}{12\,235 \text{ kN}}} = 0.75 < 1.0 \text{ d'où } k = 1.0$$

Le moment de flexion du premier ordre  $M_{y,Ed}$  ne doit donc pas être amplifié pour tenir compte de l'influence du second ordre  $\mathcal{M}_{Ed,max} = M_{y,Ed}$ .

La valeur de calcul du moment de flexion  $M_{pl,N,Rd}$  qui peut être repris simultanément à l'effort normal  $N_{Ed} = 2500 \text{ kN}$  est déterminée en appliquant la méthode de calcul décrite dans le paragraphe 6.5.3 ou dans



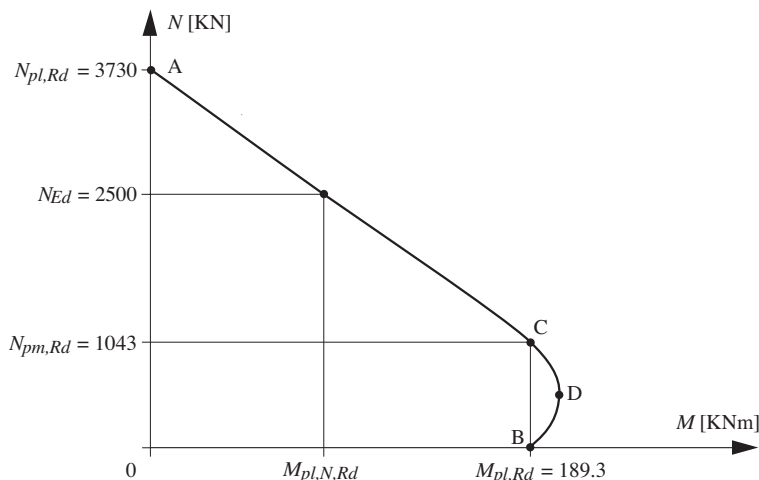


Fig. 6.23 Courbe d'interaction  $M$ - $N$  de la section mixte examinée.

le paragraphe 6.7.3.2 de l'Eurocode 4. Les calculs de la courbe d'interaction  $M$ - $N$  de la section mixte examinée dans cet exemple ne sont pas donnés ici, uniquement le résultat est représenté à la figure 6.23. On a déterminé la valeur de calcul du moment plastique de la section mixte  $M_{pl,Rd} = 189.3$  kNm selon le TGC volume 7 (dans le diagramme d'interaction, cette valeur correspond à  $N_{Ed} = 0$ , point B de la courbe). On a également déterminé la valeur de calcul de l'effort normal plastique qui peut être repris avec le moment ci-dessus (dans le diagramme d'interaction, ceci correspond au point C:  $M_{pl,Rd} = 189.3$  kNm,  $N_{pm,Rd} = 1043$  kN). Le point D est également représenté mais il n'est pas utilisé dans cet exemple. En admettant une droite entre les points A et C, on peut alors en déduire la valeur de calcul du moment qui peut être repris sous un effort normal de  $N_{Ed} = 2500$  kN:

$$M_{pl,N,Rd} = 189.3 \text{ kNm} \frac{3730 \text{ kN} - 2500 \text{ kN}}{3730 \text{ kN} - 1043 \text{ kN}} = 86.7 \text{ kNm}$$

En utilisant la vérification à satisfaire, on trouve alors que le moment qui peut être repris vaut:

$$M_{y,Ed} \leq 0.9 M_{pl,N,Rd} = 0.9 \cdot 86.7 = 78 \text{ kNm}$$

Pour que la vérification de la sécurité structurale soit complète, il serait encore nécessaire de contrôler la résistance à l'effort tranchant, le voilement local ainsi que l'introduction des forces aux extrémités du poteau.

#### 6.5.4 Effort normal et flexion gauche

Le calcul de la résistance d'un élément mixte soumis à de la flexion gauche composée est analogue à celui de la flexion composée présenté au paragraphe 6.5.3. La méthode est décrite dans l'Eurocode 4 (§ 6.7.3.6). Outre la vérification de la stabilité avec l'effort normal (6.60), il est nécessaire de vérifier l'interaction  $M$ - $N$  selon les axes  $y$  et  $z$ :

$$\frac{M_{y,Ed,max}}{\mu_{dy} \cdot M_{y,pl,Rd}} \leq 0.9 \quad (6.63)$$

$$\frac{M_{z,Ed,max}}{\mu_{dz} \cdot M_{z,pl,Rd}} \leq 0.9 \quad (6.64)$$

ainsi que l'interaction entre les moments selon les deux axes :

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} \cdot M_{y,pl,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} \cdot M_{z,pl,Rd}} \leq 1.0 \quad (6.65)$$

De la même façon que pour la flexion composée (flexion uniaxiale et effort normal), il faudra déterminer deux courbes d'interaction, selon  $y$  et selon  $z$ , pour connaître les moments plastiques réduits. Le calcul de ces courbes (ou lignes polygonales) se fait selon le principe décrit dans le paragraphe 6.5.3. La figure 6.24 illustre un exemple de courbes d'interaction.

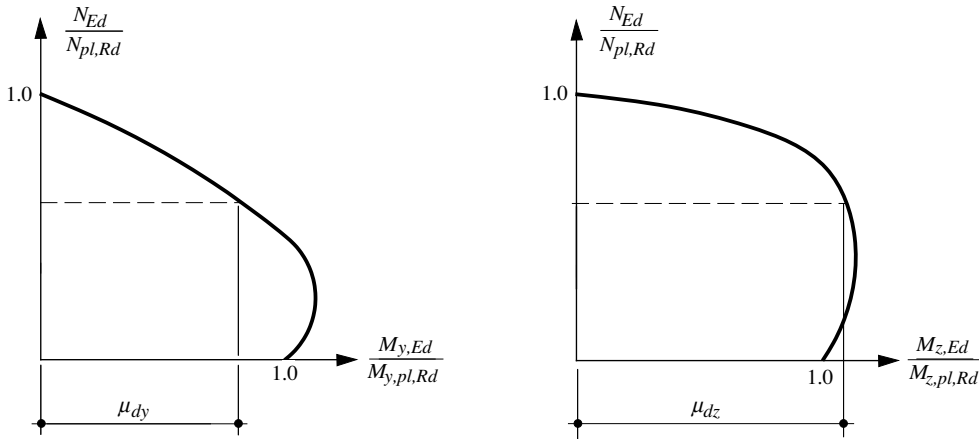


Fig. 6.24 Courbes d'interaction  $M$ - $N$  d'une section mixte soumise à de la flexion gauche composée.

## 6.6 Éléments à parois minces

### 6.6.1 Introduction

Les éléments à parois minces sont utilisés de plus en plus fréquemment en charpente métallique, que ce soit en compression simple ou en flexion composée. Citons parmi leurs applications les plus courantes les éléments verticaux des ossatures de façade, les treillis constituant des pylônes ou des mâts de lignes à haute tension ainsi que les éléments porteurs principaux et secondaires de serres.

La section des profils à parois minces est formée d'éléments plans et arrondis juxtaposés. Elle comporte souvent des raidisseurs en forme de rainures et de plis (§ 5.9.1). Plusieurs profils peuvent être assemblés par rivetage, boulonnage ou soudage pour former une section composée. De ce fait, la variété de section des éléments à parois minces est très grande. La figure 6.25 en présente quelques-unes des plus typiques, bien qu'il en existe de très particulières développées pour des applications spécifiques.

Contrairement aux éléments en profilés laminés à chaud, les éléments à parois minces ne remplissent pas les conditions d'élancement nécessaires pour permettre un calcul élastique de leur résistance en