

Exemple d'application de l'EN 1994-1-2 : Dalle mixte

P. Schaumann, T. Trautmann

University of Hannover – Institute for Steel Construction, Hannover, Germany

1 OBJECTIF

Il s'agit de vérifier la stabilité au feu d'une dalle mixte en système isostatique dans un bâtiment de type commerce. La portée de la dalle est de 4,8 m. La résistance au feu exigée est R90.

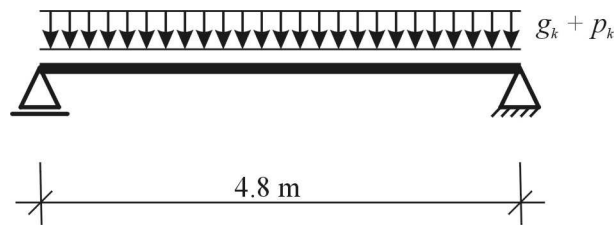


Figure 1: Plancher isostatique

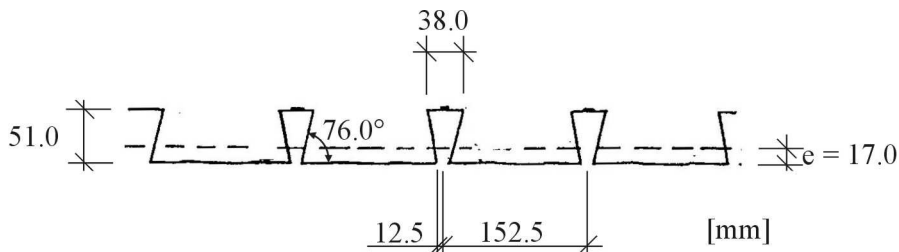


Figure 2 : Dimensions de la tôle d'acier

Caractéristiques géométriques et de matériaux :

Tôle en acier :

Limite d'élasticité : $f_{yp} = 350 \text{ N/mm}^2$
Aire de la section : $A_p = 1562 \text{ mm}^2/\text{m}$
Paramètres pour la méthode m+k : $k = 0.150 \text{ N/mm}^2$

Béton :

Classe : C 25/30
Résistance à la compression : $f_c = 25 \text{ N/mm}^2$
Hauteur : $h_t = 140 \text{ mm}$
Aire section : $A_c = 131,600 \text{ mm}^2/\text{m}$

Charges :

Charges permanentes :

Tôle en acier : $g_{p,k} = 0,13 \text{ kN/m}^2$

Béton : $g_{c,k} = 3,29 \text{ kN/m}^2$
 Charges de finition : $g_{f,k} = 1,2 \text{ kN/m}^2$
Charges variables :
 Charges d'exploitation : $p_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$

Moment fléchissant de calcul : $M_{s,d} = 39,56 \text{ kNm}$

2 RESISTANCE AU FEU DE LA DALLE MIXTE

La dalle mixte est vérifiée conformément au paragraphe 4.3 et l'Annexe D de l'EN 1994-1-2.

2.1 Paramètres géométriques et domaine d'application

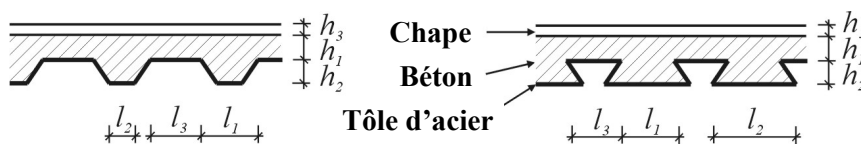


Figure 3 : Dimensions transversales de la dalle mixte

Les dimensions de la dalle mixte sont les suivantes :

$h_1 = 89 \text{ mm}$ $h_2 = 51 \text{ mm}$
 $l_1 = 115 \text{ mm}$ $l_2 = 140 \text{ mm}$ $l_3 = 38 \text{ mm}$

Tôle d'acier à profils rentrants [mm]	Paramètres géométriques existants [mm]
$77.0 \leq l_1 \leq 135.0$	$l_1 = 115.0$
$110 \leq l_2 \leq 150.0$	$l_2 = 140.0$
$38.5 \leq l_3 \leq 97.5$	$l_3 = 38.0$
$50.0 \leq h_1 \leq 130.0$	$h_1 = 89.0$
$30.0 \leq h_2 \leq 70.0$	$h_2 = 51.0$

Tableau 1: Domaine d'application des dalles réalisées à partir de béton de masse volumique normale et tôle en acier rentrante.

Les conditions sont satisfaites.

2.2 Actions mécaniques en situation d'incendie

La charge est déterminée avec une combinaison des actions pour des situations accidentelles :

$$E_d = E \left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right)$$

Conformément à l'EN 1994-1-2, la charge E_d peut être réduite par le facteur de réduction η_{fi} donnée par la relation suivante :

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} = \frac{(0,13 + 3,29 + 1,2) + 0,7 \cdot 5,0}{1,35 \cdot (0,13 + 3,29 + 1,2) + 1,5 \cdot 5,0} = 0,59$$

EN 1991-1-2

§ 4.3

EN 1994-1-2

§ 2.4.2

Le moment de flexion sollicitant $M_{fi,d}$ en situation d'incendie est alors calculé avec η_{fi} de la manière suivante :

$$M_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot M_{sd} = 0.59 \times 39,56 = 23,34 \text{ kNm}$$

2.3 Résistance au feu en fonction de l'isolation thermique

§ D.1

Le critère d'isolation thermique "I" est défini de la manière suivante :

- L'élévation moyenne de la température de la face non exposée ne dépasse pas 140 K
- L'élévation maximale de cette température est limitée à 180 K.

La résistance au feu correspondant au critère "I" (exprimée en minutes) peut être vérifiée à partir de l'équation ci-dessous :

$$t_i = a_0 + a_1 \cdot h_1 + a_2 \cdot \Phi + a_3 \cdot \frac{A}{L_r} + a_4 \cdot \frac{1}{l_3} + a_5 \cdot \frac{A}{L_r} \cdot \frac{1}{l_3}$$

Le facteur de géométrie de la nervure A/L_r est équivalent au facteur de massivité des poutres. Ce facteur considère que la masse et la hauteur ont un effet positif sur l'échauffement de la dalle.

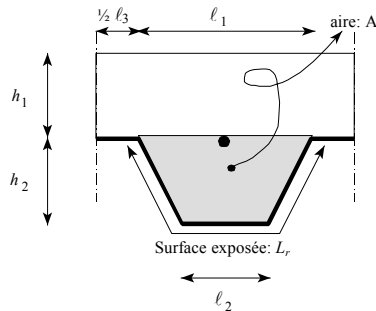


Figure 4 : Définition du facteur de géométrie de la nervure

Le facteur de géométrie est calculé de la manière suivante :

$$\frac{A}{L_r} = \frac{h_2 \cdot \left(\frac{l_1 + l_2}{2} \right)}{l_2 + 2 \cdot \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2}} = \frac{52 \cdot \left(\frac{115 + 140}{2} \right)}{140 + 2 \cdot \sqrt{51^2 + \left(\frac{115 - 140}{2} \right)^2}} = 27 \text{ mm}$$

Le facteur de vue Φ prend en compte l'effet d'ombre de la nervure sur la semelle supérieure :

$$\begin{aligned} \Phi &= \left[\sqrt{h_2^2 + \left(l_3 + \frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2} - \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2} \right] / l_3 \\ &= \left[\sqrt{51^2 + \left(38 + \frac{115 - 140}{2} \right)^2} - \sqrt{51^2 + \left(\frac{115 - 140}{2} \right)^2} \right] / 38 \\ &= 0.119 \end{aligned}$$

Les facteurs a_i pour le béton de densité normale sont données dans le tableau 2.

	a_0 [min]	a_1 [min/mm]	a_2 [min]	a_3 [min/mm]	a_4 mm·min	a_5 [min]
Béton normal	-28.8	1.55	-12.6	0.33	-735	48.0
Béton léger	-79.2	2.18	-2.44	0.56	-542	52.3

Tableau 2 : Facteurs pour la détermination de la résistance au feu par rapport à l'isolation thermique "P" (voir l'EN 1994-1-2, Annexe D, Tableau D.1)

Avec ces paramètres, on obtient :

$$\begin{aligned}
 t_i &= (-28.8) + 1.55 \cdot 89 + (-12.6) \cdot 0.119 \\
 &\quad + 0.33 \cdot 27 + (-735) \cdot 1/38 + 48 \cdot 27 \cdot 1/38 \\
 &= 131.48 \text{ min} > 90 \text{ min} \quad \checkmark
 \end{aligned}$$

La dalle est considérée suffisante pour assurer le rôle d'isolation thermique sous feu normalisé pendant 90 minutes.

2.4 Vérification de la capacité portante

Le moment résistant peut être déterminé par l'expression :

$$M_{f_i, Rd} = \sum A_i \cdot z_i \cdot k_{y, \theta, i} \cdot \left(\frac{f_{y, i}}{\gamma_{M, f_i}} \right) + \alpha_{slab} \cdot \sum A_j \cdot z_j \cdot k_{c, \theta, j} \cdot \left(\frac{f_{c, j}}{\gamma_{M, f_i, c}} \right)$$

Pour évaluer les facteurs de réduction $k_{y, \theta}$ pour la semelle supérieure, l'âme et la semelle inférieure de la tôle en acier, il est nécessaire de connaître la répartition des températures dans la dalle.

Ces températures sont calculées à partir de la relation :

$$\theta_a = b_0 + b_1 \cdot \frac{1}{l_3} + b_2 \cdot \frac{A}{L_r} + b_3 \cdot \Phi + b_4 \cdot \Phi^2$$

Les facteurs b_i sont obtenus à partir du tableau 3.

béton	Résistance au feu [min]	Partie de la tôle en acier	b_0 [°C]	b_1 [°C·mm]	b_2 [°C/mm]	b_3 [°C]	b_4 [°C]
béton normal	60	Semelle supérieure	951	-1197	-2.32	86.4	-150.7
		âme	661	-833	-2.96	537.7	-351.9
		Semelle inférieure	340	-3269	-2.62	1148.4	-679.8
	90	semelle supérieure	1018	-839	-1.55	65.1	-108.1
		âme	816	-959	-2.21	464.9	-340.2
		Semelle inférieure	618	-2786	-1.79	767.9	-472.0
	120	Semelle supérieure	1063	-679	-1.13	46.7	-82.8
		âme	925	-949	-1.82	344.2	-267.4
		Semelle inférieure	770	-2460	-1.67	592.6	-379.0

Tableau 3 : Facteurs pour la détermination des températures des différentes parties de la tôle en acier (voir EN 1994-1-2, Annexe D, Tableau D.2)

Pour les différentes parties de la tôle en acier, les températures sont :

§ 4.3.2

§ D.2

Semelle inférieure:

$$\begin{aligned}\theta_{a,l} &= 1018 - 839 \cdot \frac{1}{38} - 1.55 \cdot 27 + 65.1 \cdot 0.119 - 108.1 \cdot 0.119^2 \\ &= 960.29 \text{ }^\circ\text{C}\end{aligned}$$

Âme:

$$\begin{aligned}\theta_{a,w} &= 816 - 959 \cdot \frac{1}{38} - 2.21 \cdot 27 + 464.9 \cdot 0.119 - 340.2 \cdot 0.119^2 \\ &= 781.60 \text{ }^\circ\text{C}\end{aligned}$$

Semelle supérieure:

$$\begin{aligned}\theta_{a,l} &= 618 - 2786 \cdot \frac{1}{38} - 1.79 \cdot 27 + 767.9 \cdot 0.119 - 472.0 \cdot 0.119^2 \\ &= 580.87 \text{ }^\circ\text{C}\end{aligned}$$

Afin d'assurer la capacité portante exigée en situation d'incendie, il est nécessaire d'utiliser des barres d'armature qui sont habituellement négligées en conditions normales d'utilisation. Pour chaque nervure (onde), une seule barre d'armature de diamètre $\varnothing 10$ est utilisée. La position de cette armature est présentée sur la figure 5.

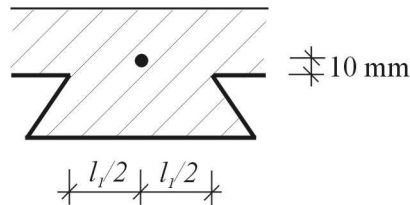


Figure 5 : Position des barres d'armatures

La température de la barre d'armature est calculée par la relation :

$$\theta_s = c_0 + c_1 \cdot \frac{u_3}{h_2} + c_2 \cdot z + c_3 \cdot \frac{A}{L_r} + c_4 \cdot \alpha + c_5 \cdot \frac{1}{l_3}$$

Avec :

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_1}} + \frac{1}{\sqrt{u_2}} + \frac{1}{\sqrt{u_3}}$$

Dans notre cas :

$$\frac{1}{z} \cong \frac{1}{\sqrt{l/2}} + \frac{1}{\sqrt{l/2}} + \frac{1}{\sqrt{h_2 + 10}} = \frac{1}{\sqrt{70}} + \frac{1}{\sqrt{70}} + \frac{1}{\sqrt{61}} = 0.367 \text{ l/mm}^{0.5}$$

$$\Rightarrow z = 2.72 \text{ mm}^{0.5}$$

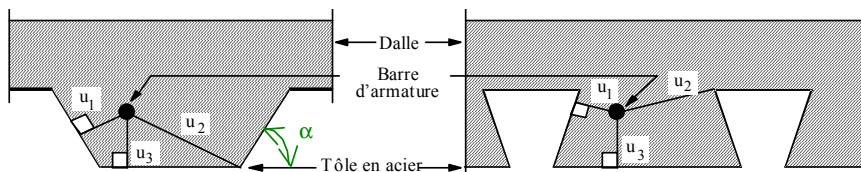


Figure 6 : Définition des distances u_1, u_2, u_3 et l'angle α

Les facteurs c_i pour le béton de densité normale sont donnés dans le tableau 4.

béton	résistance au feu [min]	c_0 [°C]	c_1 [°C]	c_2 [°C/mm ^{0.5}]	c_3 [°C/mm]	c_4 [°C/°]	c_5 [°C]
béton normal	60	1191	-250	-240	-5.01	1.04	-925
	90	1342	-256	-235	-5.30	1.39	-1267
	120	1387	-238	-227	-4.79	1.68	-1326

Tableau 4 : Facteurs pour la détermination des températures pour les barres d'armature dans la nervure (voir EN 1994-1-2, Annexe D, Tableau D.3)

Avec ces paramètres, la température de la barre d'armature est :

$$\begin{aligned} \theta_s &= 1342 + (-256) \cdot \frac{61}{51} + (-235) \cdot 2.72 \\ &\quad + (-5.30) \cdot 27 + 1.39 \cdot 104 + (-1267) \cdot \frac{1}{38} \\ &= 364,19 \text{ °C} \end{aligned}$$

Pour la tôle en acier, les facteurs de réduction $k_{y,i}$ sont donnés en fonction de la température dans le tableau 3.2 de l'EN 1994-1-2. Ceux relatifs aux barres d'armature sont regroupés dans le tableau 3.4.

Les contributions sur la capacité portante des différentes parties de la tôle en acier et de la barre d'armature peuvent maintenant être calculées. Elles sont regroupées dans le tableau 5.

	Température θ_i [°C]	Facteur de réduction $k_{y,i}$ [-]	Aire partielle A_i [cm ²]	$f_{y,i}$ [kN/cm ²]	F_i [kN]
semelle inférieure	960,29	0,047	1,204	35,0	1,98
âme	781,60	0,132	0,904	35,0	4,18
semelle supérieure	580,87	0,529	0,327	35,0	6,05
armatures	364,19	0,961	0,79	50,0	37,96

Tableau 5: Facteurs de réduction et capacités portantes

L'axe neutre plastique est calculé en établissant l'équilibre des forces horizontales entre la compression et la traction. Pour une nervure, on obtient: ($b = l_1 + l_3$) :

$$z_{pl} = \frac{\sum F_i}{\alpha_{slab} (l_1 + l_2) \cdot f_c} = \frac{1,98 + 4,18 + 6,05 + 37,96}{0,85 \times (115 + 38) \times 25 \cdot 10^{-3}} = 15,4 \text{ mm}$$

Il est à noter que la position de l'axe neutre a été calculé ici en considérant que la zone comprimée de béton avait une température inférieure à 250°C, et donc qu'il n'y a pas de réduction de la résistance du béton. Avant de poursuivre l'analyse, il est nécessaire de vérifier que la température du béton dans la zone comprimée est bien inférieure à 250°C. Cette vérification s'effectue sur la base des valeurs données dans le tableau D.5 de l'Annexe D de l'EN 1994-1-2. Avec une épaisseur efficace de dalle de 131,5 mm environ et une hauteur de la zone comprimée de 15 mm environ, le centre de la zone comprimée se situe à 124 mm de la face exposée. La température atteinte

dans cette zone après 90 minutes d'exposition au feu est donc inférieure à 160°C. Finalement, on peut poursuivre l'analyse avec l'épaisseur de la zone comprimée calculée précédemment.

Le moment résistant d'une nervure est alors :

	F_i [kN]	z_i [cm]	M_i [kNcm]
semelle inférieure	1,98	14,0	27,72
âme	4,18	$14,0 - 5,1 / 2 = 11,45$	47,86
Semelle supérieure	6,05	$14,0 - 5,1 = 8,9$	53,85
armatures	37,96	$14,0 - 5,1 - 1,0 = 7,9$	299,88
béton	-50,17	$1,54 / 2 = 0,77$	-38,63
			$\Sigma 390,68$

Tableau 6 : Calcul du moment résistant d'une nervure

A partir du moment plastique de la nervure $M_{pl,rib} = 3,91$ kNm et de la largeur de la nervure $w_{rib} = 0,152$ m, on obtient le moment résistant positif de la dalle mixte :

$$M_{fi,Rd} = 3.91/0.152 = 25.72 \text{ kNm/m}$$

Vérification :

$$\frac{M_{fi,d}}{M_{fi,t,Rd}} = \frac{23,34}{25,72} = 0,9 < 1 \quad \checkmark$$

La stabilité de la dalle est donc assurée.

REFERENCES

- EN 1991, *Eurocode 1: Actions sur les structures – Partie 1-2: Actions générales – Actions sur les structures exposées au feu*, Bruxelles: CEN, Novembre 2002.
 EN 1994, *Eurocode 4: Calcul des structures mixtes acier-béton – Partie 1-2: Règles Générales – Calcul du comportement au feu*, Bruxelles: CEN, Octobre 2003.