

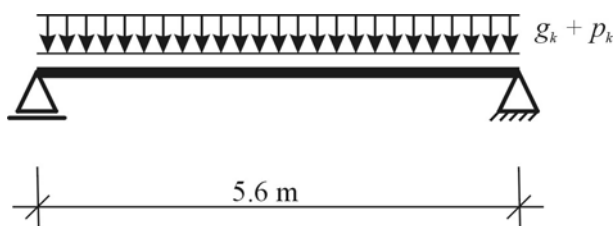
## Část 5.9 Spřažený požárně chráněný ocelobetonový nosník

P. Schaumann, T. Trautmann  
*University of Hannover*

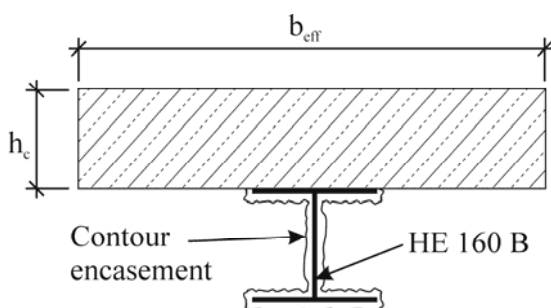
J. Žižka  
*České vysoké učení technické v Praze*

### 1 ZADÁNÍ

V příkladě je posouzen spřažený ocelobetonový nosník administrativní budovy. Jedná se o prostě podepřený nosník zatížený spojitým zatížením. Betonová deska chrání horní stranu ocelového nosníku proti požáru, nosník je tedy vystaven požáru ze tří stran. Jako protipožární ochrana je použit hrubý nástřík vermikulitu a sádry po obvodě nosníku. Požadovaná požární ochrana je R 60.



Obrázek 1. Statický systém



Obrázek 2. Průřez

kde Contour encasement je požární ochrana nástříkem

Materiálové vlastnosti:

Nosník:

Profil:	HEB 160
Ocel:	S 355
Výška:	$h = 160$ mm
Výška stojiny:	$h_w = 134$ mm
Šířka:	$b = b_1 = b_2 = 160$ mm

Tloušťka stojiny:	$e_w = 8 \text{ mm}$
Tloušťka pásnice:	$e_f = e_1 = e_2 = 13 \text{ mm}$
Průřezová plocha:	$A_a = 5430 \text{ mm}^2$
Mez kluzu:	$f_{y,a} = 355 \text{ N/mm}^2$
Betonová deska:	
Třída:	C 25/30
Tloušťka:	$h_c = 160 \text{ mm}$
Efektivní šířka:	$b_{eff} = 1400 \text{ mm}$
Pevnost v tlaku:	$f_c = 25 \text{ N/mm}^2$
Modul pružnosti:	$E_{cm} = 29\,000 \text{ N/mm}^2$
Spřahování trny:	
Počet:	$n = 34$
Průměr:	$d = 22 \text{ mm}$
Pevnost v tahu:	$f_u = 500 \text{ N/mm}^2$
Nástřík:	
Materiál:	sádra
Tloušťka:	$d_p = 15 \text{ mm}$ (nástřík)
Tepelná vodivost:	$\lambda_p = 0,12 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$
Měrné teplo:	$c_p = 1100 \text{ J/(kg}\cdot\text{K)}$
Hustota:	$\rho_p = 550 \text{ kg/m}^3$

Zatížení:	
Stálé:	
Vlastní tíha:	$g_k = 20,5 \text{ kN/m}$
Příčky:	$g_k = 7,5 \text{ kN/m}$
Nahodilé:	
Užitné:	$p_k = 15,0 \text{ kN/m}$

## 2 POŽÁRNÍ ODOLNOST SPŘAŽENÉHO NOSNÍKU

### 2.1 Zatížení během požáru

EN 1991-1-2

Během požáru se uvažuje mimořádná kombinace zatížení konstrukce:

$$E_{dA} = E \left( \sum G_k + A_d + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

čl. 4.3

Dílčí součinitel spolehlivosti  $\gamma_{GA}$  pro mimořádné situace se uvažuje hodnotou  $\gamma_{GA} = 1,0$ . Kombinační faktor pro rozhodující nahodilé zatížení v administrativní budově se uvažuje hodnotou  $\psi_{2,1} = 0,3$ .

Návrhový moment během požáru:

$$M_{f,d} = (20,5 + 7,5) + 0,3 \cdot (15,0) \cdot \frac{5,6^2}{8} = 127,4 \text{ kNm}$$

### 2.2 Výpočet teploty průřezu

EN 1994-1-2

Pro výpočet teploty průřezu se průřez rozdělí podle čl. 4.3.4.2 normy EN 1994-1-2 na několik různých částí: betonová deska, horní pásnice, stojina a spodní pásnice.

Teploty horní i spodní pásnice a stojiny se určí podle Euro-Nomogramů ("Euro-Nomogram", ECCS No.89, 1996). K určení těchto teplot potřebujeme znát součinitel průřezu.

Spodní pásnice:

$$\left(\frac{A_p}{V}\right)_l = \frac{2 \cdot (b_1 + e_1)}{b_1 \cdot e_1} = \frac{2 \cdot (0,16 + 0,013)}{0,16 \cdot 0,013} = 166,3 \text{ m}^{-1}$$

čl. 4.3.4.2

Stojina:

$$\left(\frac{A_p}{V}\right)_w = \frac{2 \cdot (h_w)}{h_w \cdot e_w} = \frac{2 \cdot (0,134)}{0,134 \cdot 0,008} = 250,0 \text{ m}^{-1}$$

Horní pásnice (více než 85% horní pásnice je v kontaktu s betonovou deskou):

$$\left(\frac{A_p}{V}\right)_u = \frac{(b_2 + 2 \cdot e_2)}{b_2 \cdot e_2} = \frac{(0,16 + 2 \cdot 0,013)}{0,16 \cdot 0,013} = 89,4 \text{ m}^{-1}$$

Teploty se určí podle součinitelů v tabulce 1:

ECCS No.89

Tabulka 1. Teploty horní pásnice, stojiny a spodní pásnice

	$\left(\frac{A_p}{V}\right)_i \cdot \frac{\lambda_p}{d_p} \left[ \frac{\text{W}}{\text{m}^3\text{K}} \right]$	$\theta_{a,max,60} [^{\circ}\text{C}]$
Horní pásnice	715	390
Stojina	2000	650
Spodní pásnice	1330	550

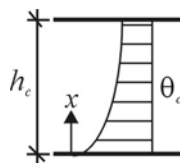
Teplota v betonové desce nemá konstantní průběh po výšce. Tento jev způsobuje měnění se pevnost betonu v tlaku po výšce desky. Pevnost v tlaku se nemění pro teploty menší než 250 °C. Pro teploty nad 250 °C se pevnost v tlaku redukuje součinitelem  $k_{c,\theta}$ . Výpočet teploty po výšce lze provést po vrstvách o tloušťce 10 mm na základě tabulky 2.

EN 1994-1-2

čl. D.3

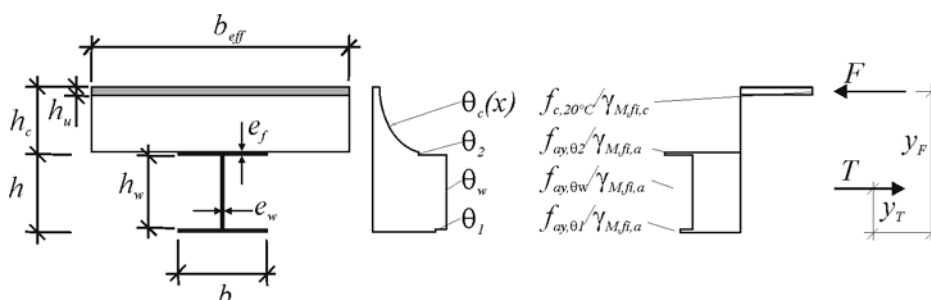
Tabulka 2. Rozdělení teploty v plné desce o tloušťce 100 mm z normálního betonu bez tepelné izolace (viz EN 1994-1-2, příloha D.3, tabulka D.5)

Pozi- ce $x$ [mm]	Teplota $q_c$ [ $^{\circ}\text{C}$ ] při požáru v čase					
	30'	60'	90'	120'	180'	240'
5	535	705				
10	470	642	738			
15	415	581	681	754		
20	350	525	627	697		
25	300	469	571	642	738	
30	250	421	519	591	689	740
35	210	374	473	542	635	700
40	180	327	428	493	590	670
45	160	289	387	454	549	645
50	140	250	345	415	508	550
55	125	200	294	369	469	520
60	110	175	271	342	430	495
80	80	140	220	270	330	395
100	60	100	160	210	260	305



### 2.3 Ověření podle jednoduchého výpočetního modelu

Posoudí se sprážený nosník podle jednoduchého modelu na únosnost. Výpočet momentové únosnosti je proveden podle přílohy E.



Obrázek 3. Výpočet momentové únosnosti

Redukční součinitele meze kluzu oceli při zvýšené teplotě  $k_{y,\theta,i}$  jsou pro teploty oceli vypočítané v čl. 2.2 uvedeny v tabulce 3.2 normy EN 1994-1-2, čl. 3.2.1.

Tabulka 3. Výpočet redukované meze kluzu

	$\theta_{a,max,60}$ [°C]	$k_{y,\theta}$ [-]	$f_{av,\theta}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]
Horní pásnice	390	1,00	35,5
Stojina	650	$(0,47 + 0,23)/2 = 0,35$	12,4
Spodní pásnice	550	$(0,78 + 0,47)/2 = 0,625$	22,2

čl. E.1

Dalším krokem je výpočet tahové síly  $T$  v ocelovém nosníku podle obrázku 3:

$$T = \frac{f_{ay,\theta 1} \cdot (b \cdot e_f) + f_{ay,\theta w} \cdot (h_w \cdot e_w) + f_{ay,\theta 2} \cdot (b \cdot e_f)}{\gamma_{M,fi,a}}$$

$$= \frac{22,2 \cdot (16 \cdot 1,3) + 12,4 \cdot (13,4 \cdot 0,8) + 35,5 \cdot (16 \cdot 1,3)}{1,0}$$

$$= 1333,1 \text{ kN}$$

Poloha tahové síly:

$$y_T = \frac{f_{ay,\theta 1} \cdot \left(b \cdot \frac{e_f^2}{2}\right) + f_{ay,\theta w} \cdot (h_w \cdot e_w) \cdot \left(e_f + \frac{h_w}{2}\right) + f_{ay,\theta 2} \cdot (b \cdot e_f) \cdot \left(h - \frac{e_f}{2}\right)}{T \cdot \gamma_{M,fi,a}}$$

$$= \frac{22,2 \cdot \left(16 \cdot \frac{1,3^2}{2}\right) + 12,4 \cdot (13,4 \cdot 0,8) \cdot \left(1,3 + \frac{13,4}{2}\right) + 35,5 \cdot (16 \cdot 1,3) \cdot \left(16 - \frac{1,3}{2}\right)}{1333,1 \cdot 1,0}$$

$$= 9,53 \text{ cm}$$

U prostě podepřeného nosníku je velikost tahové síly  $T$  limitována hodnotou:

$$T \leq N \cdot P_{fi,Rd}$$

kde:

$N$  je počet spřahovacích trnů v kritické oblasti nosníku  
 $P_{fi,Rd}$  je návrhová únosnost trnu při požáru

Pro určení velikosti  $P_{fi,Rd}$ , je nutné určit redukční součinitele  $k_{u,\theta}$  a  $k_{c,\theta}$  (tabulka 5) a návrhové únosnosti spřahovacího trnu  $P_{Rd,1}$  a  $P_{Rd,2}$  při běžné teplotě.

Teploty uvažované pro získání hodnot redukčních součinitelů mají velikost 80 % pro spřahování trny a 40 % pro beton z teploty pásnice (viz EN 1994-1-2, čl. 4.3.4.2.5 (2)). Redukční součinitel pevnosti trnu v tahu je v tabulce 3.2 normy EN 1994-1-2, čl. 3.2.1. Účinek zpevnění materiálu ( $k_{u,\theta} > 1$ ) lze uvažovat pouze v případě, kdy lze prokázat, že nedojde k lokálnímu porušení (např. lokální ztráta stability, porušení smykem, rozdrčení betonu atd.). V tomto případě se zpevnění materiálu neuvažuje. Redukční součinitel pevnosti betonu v tlaku je v tabulce 3.3 normy EN 1994-1-2, čl. 3.2.1.

$$\theta_v = 0,8 \cdot 390 = 312 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\Rightarrow k_{u,\theta} = 1,0$$

$$\theta_c = 0,4 \cdot 390 = 156 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\Rightarrow k_{c,\theta} = 0,98$$

Návrhové únosnosti spřahovacích trnů se určí podle EN 1994-1-1 za použití dílčího součinitele spolehlivosti  $\gamma_{M,fi,v}$  namísto  $\gamma_v$ .

$$P_{Rd,1} = 0,8 \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M,fi,v}} \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 0,8 \cdot \frac{50,0}{1,0} \cdot \frac{\pi \cdot 2,2^2}{4} = 152 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_c \cdot E_{cm}}}{\gamma_{M,fi,v}} = 0,29 \cdot 1,0 \cdot 2,2^2 \cdot \frac{\sqrt{2,5 \cdot 2900}}{1,0} = 120 \text{ kN}$$

Návrhová únosnost spřahovacího trnu při požáru:

$$P_{fi,Rd} = \min \begin{cases} P_{fi,Rd,1} = 0,8 \cdot k_{u,\theta} \cdot P_{Rd,1} = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 152 = 121,6 \text{ kN} \\ P_{fi,Rd,2} = k_{c,\theta} \cdot P_{Rd,2} = 0,98 \cdot 120 = 117,6 \text{ kN} \leftarrow \text{rozhoduje} \end{cases}$$

Ověření limitu pro tahovou sílu:

$$1333,1 \text{ kN} < 34/2 \cdot 117,6 = 1999,2 \text{ kN}$$

Musí být splněna podmínka rovnováhy osových sil v průřezu. Z této podmínky vyplývá poloha neutrální osy  $h_u$  od horního povrchu:

$$h_u = \frac{T}{b_{eff} \cdot f_c / \gamma_{M,fi,c}} = \frac{1333,1}{140,0 \cdot 2,5 / 1,0} = 3,8 \text{ cm}$$

Mohou nastat dva stavy. V případě prvního stavu je teplota betonu v tlaku nižší než 250 °C, ve druhém případě je teplota alespoň některých vrstev tlačného betonu vyšší než 250 °C. Rozhodnutí, ve kterém stavu se tlačný beton nachází, závisí na hodnotě:

$$(h_c - h_u) = 16 - 3,8 = 12,2 \text{ cm}$$

Pokud je tato hodnota větší než pozice  $x$  podle tabulky 2, je teplota tlačného betonu menší než 250 °C a pevnost v tlaku se nemusí redukovat.

$$h_{cr} = x = 5,0 \text{ cm} < 12,2 \text{ cm}$$

Poloha působící tlakové síly  $y_F$  se určí jako:

$$y_F = h + h_c - (h_u/2) = 16 + 16 - (3,8/2) = 30,1 \text{ cm}$$

EN 1994-1-1

čl. 6.6.3.1

EN 1994-1-2

čl. 4.3.4.2

čl. E.1

Únosnost v ohybu:

$$M_{f_i,Rd} = T \cdot (y_F - y_T) = 1333,1 \cdot (30,1 - 9,53) \cdot 10^{-2} = 274,2 \text{ kNm}$$

Posudek:

$$127,4/274,2 = 0,46 < 1 \quad \checkmark$$

## LITERATURA

ECCS No.89, *Euro-Nomogram*, Brussels: ECCS – Technical Committee 3 – Fire Safety of Steel Structures, 1995

EN 1991, *Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire*, Brussels: CEN, November 2002

EN 1994, *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General Rules and rules for buildings*, Brussels: CEN, December 2004

EN 1994, *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2: General Rules – Structural Fire Design*, Brussels: CEN, November 2006