Przykład dla PN-EN 1991-1-2: Pożar strefowy

P. Schaumann, T. Trautmann
Uniwersytet Hanowerski – Instytut Konstrukcji Stalowych, Hanower, Niemcy

1 ZADANIE

Należy określić temperaturę gazu dla całkowicie rozwiniętego pożaru w biurze Do przeprowadzenia tej analizy wybrany został pokój „symulacja biura" w budynku Cardington. Temperatury pomierzone w trakcie w pełni rozwiniętego pożaru zostały przedstawione na rys. 3. Możemy więc porównać wynik obliczeń z rezultatami testu.

Do obliczenia temperatury gazu przyjęto model pożaru naturalnego Dla przypadku pożarów, w których występuje faza rozgorzenia, można przyjąć model strefowy. Prostą metodę obliczeniową wykorzystującą parametryczną krzywą temperatura-czas opisuje załącznik A normy PN-EN 1991-1-2.

Rysunek 1. Budynek Cardington (z lewej) i biuro testu "symulacja biura" (z prawej)

Powierzchnia podłogi:	A_f = 135 m²
Całkowita powierzchnia obudowy:	A_t = 474 m²
Całkowita powierzchnia otworów pionowych:	A_v = 27 m²
Pow. pionowych otworów odniesiona do pow. podłogi:	α_v = 0.2
Pow. poziomych otworów odniesiona do pow. podłogi:	α_h = 0.0
Wysokość:	H = 4.0 m
Średnia ważona wysokości okien we wszystkich ścianach:	h_{eq} = 1.8 m (założenie)
	ρ = 1900 kg/m²
Beton lekki:	c = 840 J/kgK
	λ = 1.0 W/mK
Wskaźnik szybkości wzrostu pożaru	średni

2 OKREŚLENIE GĘSTOŚCI OBCIĄŻENIA OGNIOWEGO

PN-EN 1991-1-2

Gęstość obciążenia ogniowego określić można korzystając z załącznika E normy PN-EN 1991-1-2 Obliczeniowa wartość gęstości obciążenia ogniowego może być określona przy wykorzystaniu krajowych zestawień obciążeń użytkowania lub/i określona doświadczalnie dla indywidualnych projektów.

W tym przykładzie wykorzystano drugi sposób.

$$q_{f,d} = q_{f,k} \cdot m \cdot \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \delta_n$$

Załącznik E.1

gdzie:

m współczynnik spalania

δ_{q1} współczynnik uwzględniający ryzyko pojawienia się pożaru spowodowane wielkością strefy

δ_{q2} współczynnik uwzględniający ryzyko pojawienia się pożaru spowodowane sposobem użytkowania

δ_n współczynnik uwzględniający istnienie aktywnych środków ochrony przeciwpożarowej

Obciążenie ogniowe składa się w 20 % z tworzyw, 11 % z papieru i 69 % z drewna, a więc w przeważającej części z materiałów celulozowych. Stąd współczynnik spalania wynosi:

$$m = 0.8$$

Współczynnik δ_{q1} uwzględniający ryzyko pojawienia się pożaru spowodowane wielkością strefy, podany jest w Tablicy 1.

Tablica 1. Ryzyko pojawienia się pożaru w zależności od wielkości strefy (patrz PN-EN 1991-1-2, Tablica E.1)

	Powierzchnia podłogi strefy A_f [m²]				
	≤ 25	≤ 250	≤ 2500	≤ 5000	≤ 10,000
Niebezpieczeństwo pojawienia się pożaru δ_{q1}	1.10	1.50	1.90	2.00	2.13

$$\delta_{q1} = 1.5$$

Współczynnik δ_{q2} uwzględniający ryzyko pojawienia się pożaru spowodowane sposobem użytkowania, podany jest w Tablicy 2.

Tablica 2. Ryzyko pojawienia się pożaru w zależności od sposobu użytkowania (patrz PN-EN 1991-1-2, Tablica E.1)

Niebezpieczeństwo pojawienia się pożaru δ_{q2}	Przykłady sposobów użytkowania
0.78	galeria sztuki, muzeum, basen
1.00	biura, mieszkanie, hotel, przemysł papierniczy
1.22	wytwórnia maszyn i silników
1.44	laboratorium chemiczne, warsztat malarski
1.66	Wytwórnia fajerwerków lub farb

$$\delta_{q2} = 1.0$$

Współczynnik uwzględniający różne czynne środki ochrony przeciw pożarowej oblicza się następująco:

$$\delta_n = \prod_{i=1}^{10} \delta_{ni}$$

Współczynnik δ_{ni} jest podany w Tablicy 3.

Tablica 3. Współczynnik δ_{ni} (patrz PN-EN 1991-1-2, Tablica E.2)

δ_{ni} wartości charakteryzujące czynne środki ochrony przeciwpożarowej				
Stałe automatyczne urządzenia gaśnicze	Samoczynne urządzenia gaśnicze wodne	δ_{n1}		0.61
	Niezależne zaopatrzenie w wodę	δ_{n2}	0 1 2	1.0 0.87 0.7
Samoczynne wykrywanie pożaru	Samoczynna detekcja pożaru i alarm pożarowy	δ_{n3}	detekcja ciepła	0.87
		δ_{n4}	detekcja dymu	0.73
	Samoczynna transmisja alarmu pożarowego do straży pożarnej	δ_{n5}		0.87
Gaszenie pożaru siłami ludzkimi	Zakładowa zawodowa straż pożarna	δ_{n6}		0.61
	Zewnętrzna publiczna straż pożarna	δ_{n7}		0.78
	Bezpieczne pożarowe drogi dostępu	δ_{n8}		0.9 lub 1.0 lub 1.5
	Urządzenia przeciwpożarowe	δ_{n9}		1.0 lub 1.5
	System oddymiania	δ_{n10}		1.0 lub 1.5

$$\delta_n = 1.0 \cdot 0.73 \cdot 0.87 \cdot 0.78 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 0.50$$

Charakterystyczne obciążenie ogniowe jest określone wzorem:

$$Q_{fi,k} = \sum M_{k,i} \cdot H_{ui} \cdot \psi_i$$

Załącznik E.2

gdzie:

$M_{k,i}$ ilość materiałów palnychl [kg]

H_{ui} wartość ciepła spalania netto [MJ/kg], patrz PN-EN 1991-1-2, Tablica E.3

ψ_i współ. opcjonalny uwzględniający zabezpieczone obciążenia ogniowe

Całkowite obciążenie ogniowe odpowiada 46 kg drewna/m², stąd charakterystyczne obciążenie ogniowe wynosi:

$$Q_{fi,k} = (135 \cdot 46) \cdot 17.5 \cdot 1.0 = 108{,}675 \text{ MJ}$$

Znana jest więc charakterystyczna wartość gęstości obciążenia ogniowego:

$$q_{f,k} = Q_{fi,k} / A_f = 108{,}675/135 = 805 \text{ MJ/m}^2$$

Stąd obliczeniowa wartość gęstości obciążenia ogniowego wynosi:

$$q_{f,d} = 805 \cdot 0.8 \cdot 1.5 \cdot 1.0 \cdot 0.5$$
$$= 483.0 \text{ MJ/m}^2$$

Należy określić, czy całkowicie rozwinięty pożar podlega kontroli wentylacyjnej czy paliwowej. W tym celu należy określić wskaźnik otworów w strefie pożarowej i obliczeniową wartość gęstości obciążenia ogniowego odniesionego do całkowitego pola powierzchni elementów ograniczających.

$$O = \sqrt{h_{eq}} \cdot A_v / A_t = \sqrt{1.8} \cdot 27/474 = 0.076 \text{ m}^{1/2} \begin{cases} \geq 0.02 \\ \leq 0.2 \end{cases}$$

i

$$q_{t,d} = q_{f,d} \cdot A_f / A_t = 483.0 \cdot 135/474 = 137.6 \text{MJ/m}^2$$

Aby ustalić, czy pożar jest kontrolowany wentylacyjnie czy paliwowo, korzystamy z poniższej zależności:

$$0.2 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d} / O = 0.2 \cdot 10^{-3} \cdot 137.6/0.076 = 0.362 \text{ h} > t_{\text{lim}} = 0.333 \text{ h}$$

$\Rightarrow$ Pożar jest kontrolowany wentylacyjnie

Współczynnik b pozwala na określenie krzywych temperatura-czas dla fazy ogrzania i chłodzenia. Współczynnik ten określa absorbcyjność termiczną dla całkowitej powierzchni elementów ograniczających. Gęstość, ciepło właściwe i przewodność cieplna elementów ograniczających może być określona dla temperatury otoczenia. Podłoga, płyta stropowa i ściany wykonane są z betonu lekkiego

$$b = \sqrt{\rho \cdot c \cdot \lambda} = \sqrt{1900 \cdot 840 \cdot 1.0} = 1263.3 \frac{\text{J}}{\text{m}^2\text{s}^{1/2}\text{K}} \begin{cases} \geq 100 \\ \leq 2200 \end{cases}$$

Krzywa temperatura-czas dla fazy ogrzania określona jest przez:

$$\theta_g = 20 + 1325 \cdot \left(1 - 0.324 \cdot \text{e}^{-0.2 \cdot t^*} - 0.204 \cdot \text{e}^{-1.7 \cdot t^*} - 0.472 \cdot \text{e}^{-19 \cdot t^*}\right)$$

Ponieważ pożar jest kontrolowany wentylacyjnie, t^* jest określone jako:

$$t^* = t \cdot \Gamma$$

gdzie:

$$\Gamma = \frac{(O/b)^2}{(0.04/1160)^2} = \frac{(0.076/1263.3)^2}{(0.04/1160)^2} = 3.04$$

Stąd obliczona może być faza ogrzania:

$$\theta_g = 20 + 1325 \cdot \left(1 - 0.324 \cdot \text{e}^{-0.2 \cdot (3.04 \cdot t)} - 0.204 \cdot \text{e}^{-1.7 \cdot (3.04 \cdot t)} - 0.472 \cdot \text{e}^{-19 \cdot (3.04 \cdot t)}\right)$$

Przy określaniu fazy chłodzenia należy wykorzystać maksymalną wartość temperatury.

$$\theta_{\max} = 20 + 1325 \cdot \left(1 - 0.324 \cdot e^{-0.2 \cdot t^*_{\max}} - 0.204 \cdot e^{-1.7 \cdot t^*_{\max}} - 0.427 \cdot e^{-19 \cdot t^*_{\max}}\right)$$

gdzie:

$$t^*_{\max} = t_{\max} \cdot \Gamma$$

Wartość $t_{\max}$ wyznaczamy zgodnie z równaniem poniżej (t_{lim} patrz Tablica 4).

$$t_{\max} = \max \begin{cases} 0.2 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d} / O = 0.2 \cdot 10^{-3} \cdot 137.6/0.076 = 0.363 \text{ h} \\ t_{\lim} = 0.333 \text{ h} \end{cases}$$

Tablica 4. Czas $t_{\lim}$ dla różnych wskaźników wzrostu pożaru

	Wolny wskaźnik wzrostu pożaru	Średni wskaźnik wzrostu pożaru	Szybki wskaźnik wzrostu pożaru
$t_{\lim}$ [h]	0.417	0.333	0.250

Stąd $t^*_{\max}$ jest wyznaczane wg:

$$t^*_{\max} = 0.363 \cdot 3.04 = 1.10 \text{ h}$$

Zatem maksymalna temperatura wynosi:

$$\theta_{\max} = 20 + 1325 \cdot \left(1 - 0.324 \cdot e^{-0.2 \cdot 1.10} - 0.204 \cdot e^{-1.7 \cdot 1.10} - 0.427 \cdot e^{-19 \cdot 1.10}\right)$$
$$= 958.8 \text{ °C}$$

t^* i $t^*_{\max}$ podczas fazy chłodzenia należy wyznaczyć:

$$t^* = t \cdot \Gamma = t \cdot 3.04 \quad [\text{h}]$$

$$t^*_{\max} = \left(0.2 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d} / O\right) \cdot \Gamma = 1.10\text{h}$$

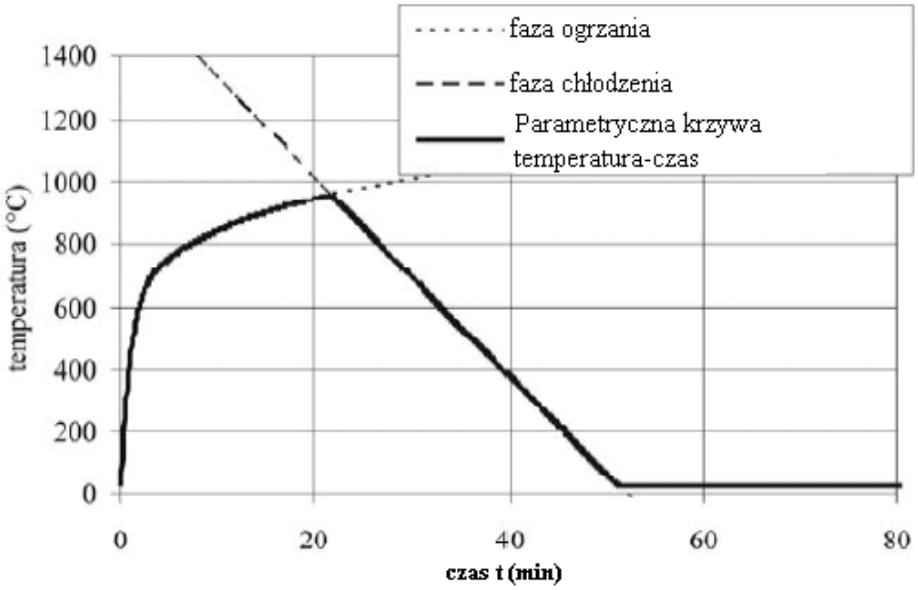
Krzywa temperatura-czas dla fazy chłodzenia dla $0.5 \le t^*_{\max} \le 2.0$ określona jest jak poniżej:

$$\theta_g = \theta_{\max} - 250 \cdot \left(3 - t^*_{\max}\right) \cdot \left(t^* - t^*_{\max} \cdot x\right)$$
$$= 958.8 - 250 \cdot (3 - 1.10) \cdot (t \cdot 3.04 - 1.10 \cdot 1.0)$$

gdzie:

$t_{\max} > t_{\lim}$ $\qquad x = 1.0$

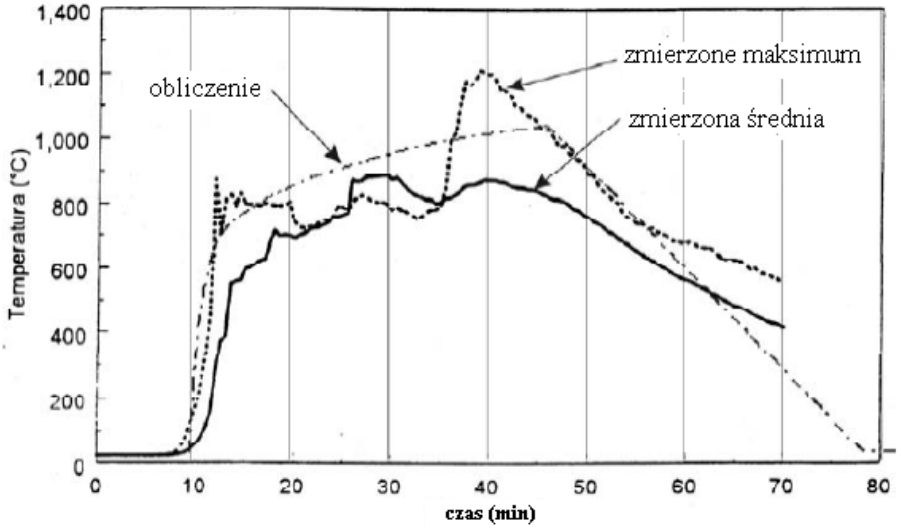
Połączenie krzywych fazy ogrzania i chłodzenia pozwala na określenie parametrycznej krzywej temperatura-czas (patrz rys. 2).



Rysunek 2. Temperatura gazu w biurze wyznaczona z wykorzystaniem parametrycznej krzywej temperatura-czas dla biura.

4 PORÓWNANIE TESTU POŻAROWEGO Z WYNIKAMI OBLICZEŃ

Aby porównać temperatury obliczone z pomierzonymi podczas testu, należy dla obliczeń przyjąć δ_1, δ_2 i δ_{ni} jako 1,0 (patrz rys. 3).



Rysunek 3. Porównanie krzywych temperatura-czas: zmierzona i obliczona

5 ŹRÓDŁA

PN-EN 1991, *Eurokod 1:Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-2: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru*, Warszawa: PKN, kwiecień 2006

The Behaviour of multi-storey steel framed buildings in fire, Moorgate: British Steel plc, Swinden Technology Centre, 1998

Valorisation Project: Natural Fire Safety Concept, Sponsored by ECSC, June 2001

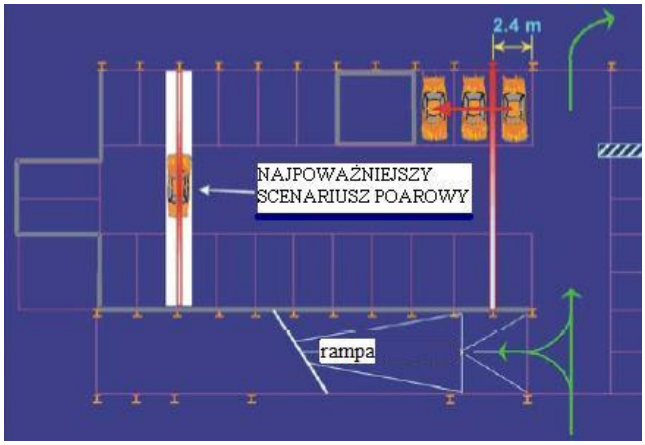
Przykład dla PN-EN 1991-1-2: Pożar lokalny

P. Schaumann, T. Trautmann
Uniwersytet Hanowerski – Instytut Konstrukcji Stalowych, Hanower, Niemcy

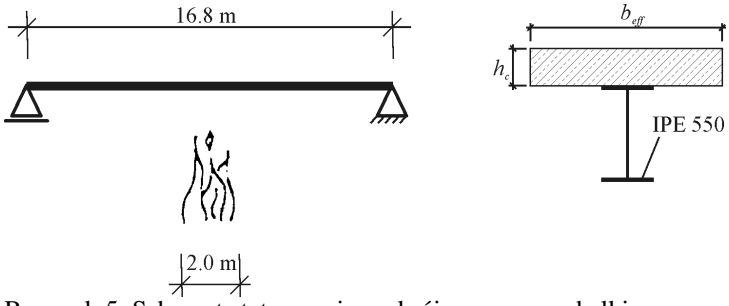
1 ZADANIE

Należy określić temperaturę dla belki stalowej. Jest ona częścią podziemnego parkingu poniżej centrum handlowego Auchan w Luksemburgu. Belki parkingu są wykończone bez jakiejkolwiek ochrony przeciwpożarowej. Najbardziej niebezpieczny scenariusz zakłada pożar samochodu znajdującego się pod środkiem belki (patrz rys. 1).

W celu uzyskania temperatury stali wykorzystano naturalny model pożarowy pożaru lokalnego.



Rysunek 4. Podziemny parking centrum handlowego Auchan



Rysunek 5. Schemat statyczny i przekrój poprzeczny belki

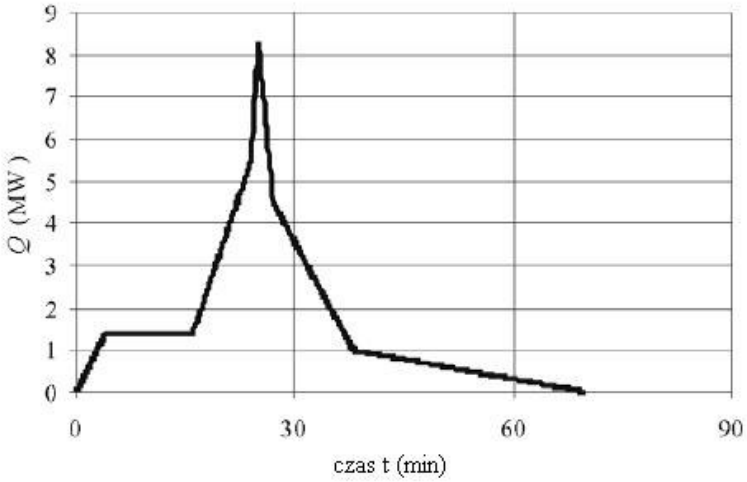
Średnica pożaru:	D	=	2.0 m
Odległość pomiędzy źródłem ognia i sufitem	H	=	2.7 m
Odległość pozioma pomiędzy osią ognia a punktem wzdłuż sufitu, gdzie obliczany jest strumień termiczny :	r	=	0.0 m
Emisyjność płomieni:	ε_f	=	1.0
Współczynnik konfiguracji:	Φ	=	1.0
Stała Stephana Boltzmanna:	σ	=	$5.67 \cdot 10^{-8}$ W/m^{2}K^4
Współczynnik przejmowania ciepła przez konwekcję:	α_c	=	25.0 W/m²K

Profil stalowy:	IPE 550		
Wskaźnik ekspozycji przekroju:	A_m/V	=	140 1/m
Gęstość :	ρ_a	=	7850 kg/m³
Emisyjność powierzchni:	ε_m	=	0.7
Współczynnik poprawkowy:	k_{sh}	=	1.0

2 SZYBKOŚĆ WYDZIELANIA CIEPŁA

PROJEKT ECSC

Szybkość wydzielania ciepła jest zazwyczaj wyznaczana zgodnie z normą PN-EN 1991-1-2 punkt E.4. Dla zwymiarowania belek tego parkingu szybkość wydzielania ciepła dla pojedynczego samochodu została zaczerpnięta z projektu ECSC pod tytułem "Wyznaczanie zasad projektowych dla konstrukcji stalowych w warunkach naturalnego pożaru na zamkniętym parkingu" [ang. "Development of design rules for steel structures subjected to natural fires in CLOSED CAR PARKS"] (patrz rys. 3).



Rysunek 6. Szybkość wydzielania ciepła przez jeden samochód

3 OBLICZENIA TEMPERATURY STALI

PN-EN 1991-1-2

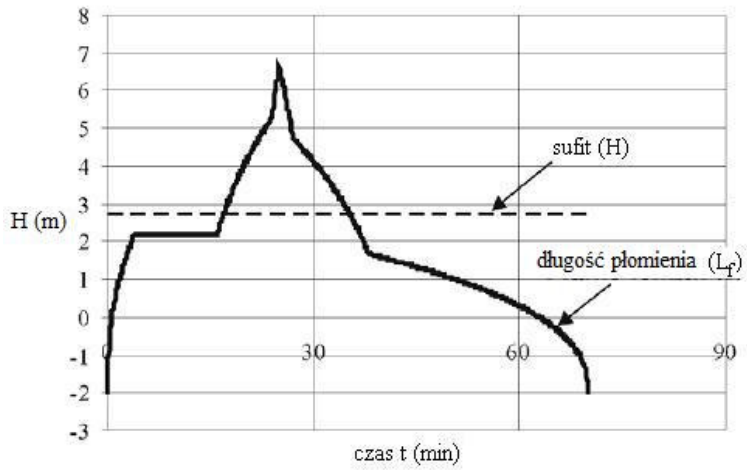
3.1 *Obliczenia długości płomienia*

Załącznik C

Długość płomienia jest określona wzorem

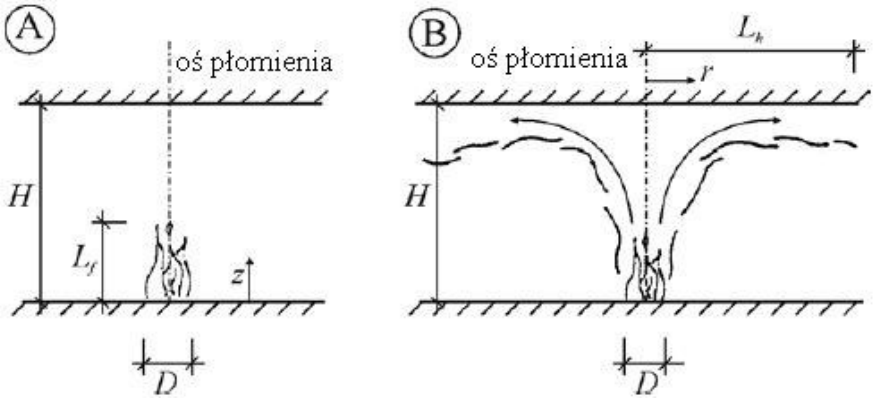
$$L_f = -1.02 \cdot D + 0.0148 \cdot Q^{2/5} = -2.04 + 0.0148 \cdot Q^{2/5}$$

Wykres powyższej funkcji na bazie wartości z rys. 3 jest przedstawiony na rys. 4. Przy wysokości stropu 2.80 m, płomienie sięgają sufitu po upływie 16.9 do 35.3 minut (patrz rys. 4).



Rysunek 7. Długość płomieni pożaru lokalnego

Wyznaczenie strumienia ciepła netto przebiega inaczej dla sytuacji gdy płomienie sięgają lub nie sięgają sufitu (patrz rys. 5).



Rysunek 8. Model płomieni: Płomienie nie sięgają sufitu (A); Płomienie sięgają sufitu (B)

3.2 *Obliczenie strumienia ciepła netto*

3.2.1 *Pierwszy przypadek: płomienie nie sięgają sufitu*

Strumień ciepła netto wyznaczamy zgodnie z paragrafem 3.1 normy PN-EN 1991-1-2.

$$\dot{h}_{net} = \alpha_c \cdot \left(\theta_{(z)} - \theta_m\right) + \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot \left(\left(\theta_{(z)} + 273\right)^4 - \left(\theta_m + 273\right)^4\right)$$

$$= 25.0 \cdot \left(\theta_{(z)} - \theta_m\right) + 3.969 \cdot 10^{-8} \cdot \left(\left(\theta_{(z)} + 273\right)^4 - \left(\theta_m + 273\right)^4\right)$$

Par. 3.1

Temperaturę gazu wyznaczamy z zależności:

Załącznik C

$$\theta_{(z)} = 20 + 0.25 \cdot \left(0.8 \cdot Q\right)^{2/3} \cdot \left(z - z_0\right)^{-5/3} \leq 900\ °\mathrm{C}$$

$$= 20 + 0.25 \cdot \left(0.8 \cdot Q\right)^{2/3} \cdot \left(4.74 - 0.0052 \cdot Q^{2/5}\right)^{-5/3} \leq 900\ °\mathrm{C}$$

gdzie:

z wysokość wzdłuż osi płomienia (2.7 m)

z_0 wirtualne położenie początkowe osi [m]

$$z_0 = -1.02 \cdot D + 0.0052 \cdot Q^{2/5} = -2.04 + 0.0052 \cdot Q^{2/5}$$

3.2.2 *Drugi przypadek: płomienie sięgają sufitu*

Strumień ciepła netto w sytuacji, gdy płomienie sięgają sufitu, jest określony wzorem:

$$\dot{h}_{net} = \dot{h} - \alpha_c \cdot (\theta_m - 20) - \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot \left((\theta_m + 273)^4 - (293)^4 \right)$$

$$= \dot{h} - 25.0 \cdot (\theta_m - 20) - 3.969 \cdot 10^{-8} \cdot \left((\theta_m + 273)^4 - (293)^4 \right)$$

Strumień ciepła zależny jest od parametru y. Dla różnych wymiarów y, stosujemy różne równania określające strumień ciepła.

jeżeli $y \leq 0.30$:

$$\dot{h} = 100{,}000$$

jeżeli $0.30 < y < 1.0$:

$$\dot{h} = 136{,}300 - 121{,}000 \cdot y$$

jeżeli $y \geq 1.0$:

$$\dot{h} = 15{,}000 \cdot y^{-3.7}$$

gdzie:

$$y = \frac{r + H + z'}{L_h + H + z'} = \frac{2.7 + z'}{L_h + 2.7 + z'}$$

Pozioma długość płomienia jest określona zależnością:

$$L_h = \left(2.9 \cdot H \cdot \left(Q_H^* \right)^{0.33} \right) - H = \left(7.83 \cdot \left(Q_H^* \right)^{0.33} \right) - 2.7$$

gdzie:

$$Q_H^* = Q \Big/ \left(1.11 \cdot 10^6 \cdot H^{2.5} \right) = Q \Big/ \left(1.11 \cdot 10^6 \cdot 2.7^{2.5} \right)$$

Pionowe położenie wirtualnego źródła ciepła określone jest przez:
jeżeli $Q_D^* < 1.0$:

$$z' = 2.4 \cdot D \cdot \left(\left(Q_D^* \right)^{2/5} - \left(Q_D^* \right)^{2/3} \right) = 4.8 \cdot \left(\left(Q_D^* \right)^{2/5} - \left(Q_D^* \right)^{2/3} \right)$$

jeżeli $Q_D^* \geq 1.0$:

$$z' = 2.4 \cdot D \cdot \left(1.0 - \left(Q_D^* \right)^{2/5} \right) = 4.8 \cdot \left(1.0 - \left(Q_D^* \right)^{2/5} \right)$$

gdzie:

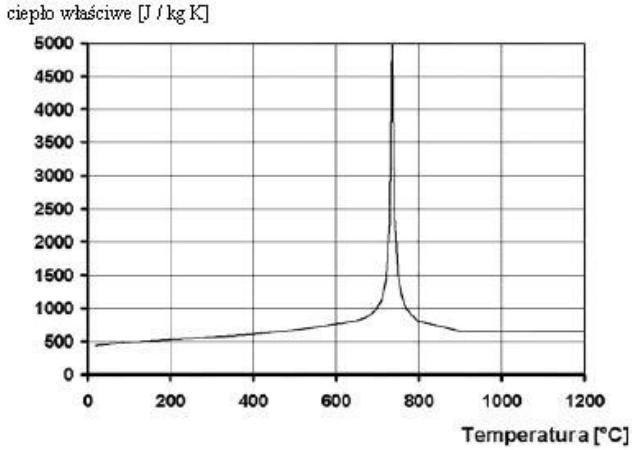
$$Q_D^* = Q \Big/ \left(1.11 \cdot 10^6 \cdot D^{2.5} \right) = Q \Big/ \left(1.11 \cdot 10^6 \cdot 2.0^{2.5} \right)$$

3.3 *Obliczenie krzywej temperatura-czas dla stali*

PN-EN 1993-1-2

Do określenia temperatury stali niezbędne jest ciepło właściwe stali c_a. Parametr ten jest podany w normie PN-EN 1993-1-2, paragraf 3.4.1.2, dla różnych temperatur stali.

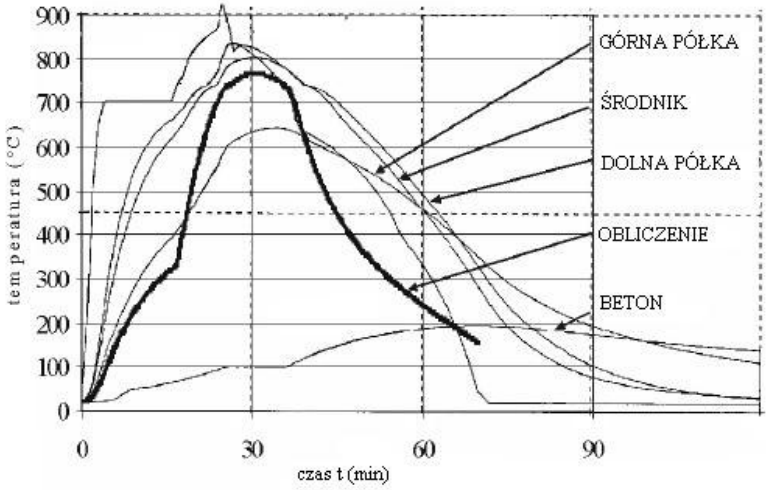
Par. 3.4.1.2



Rysunek 9. Ciepło właściwe stali węglowej jako funkcja temperatury(patrz PN-EN 1993-1-2, rys. 3.4)

$$\theta_{a,t} = \theta_m + k_{sh} \cdot \frac{A_m/V}{c_a \cdot \rho_a} \cdot \dot{h}_{net} \cdot \Delta t = \theta_m + \frac{1.78 \cdot 10^{-2}}{c_a} \cdot \dot{h}_{net}$$ Par. 4.2.5.1

Krzywa temperatur-czas dla stali przedstawiona jest na rys. 6. Dodatkowo dla porównania zamieszczono wyniki z analizy metody elementów skończonych (MES) wykonanych w programie PROFILARBED.



Rysunek 10. Porównanie krzywej temperatura-czas otrzymanej analitycznie z wynikami analizy numerycznej (PROFILARBED)

4 ŹRÓDŁA

PN-EN 1991, *Eurokod 1:Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-2: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru*, Warszawa: PKN, kwiecień 2006

PN-EN 1993, *Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-2: Reguły ogólne – Projektowanie konstrukcji z uwagi na warunki pożarowe*, Warszawa: PKN, kwiecień 2007

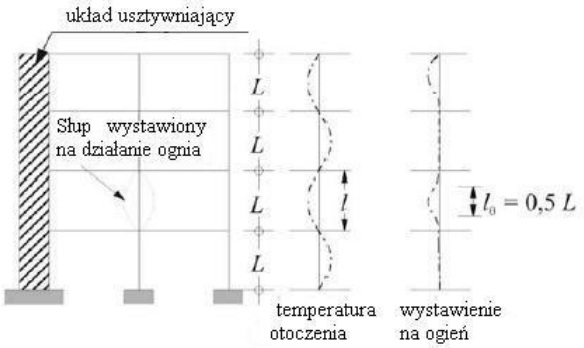
ECSC Project, *Development of design rules for steel structures subjected to natural fires in CLOSED CAR PARKS*, CEC agreement 7210-SA/211/318/518/620/933, Brussels, June 1996

Przykład dla PN-EN 1993-1-2: Słup obciążony siłą osiową

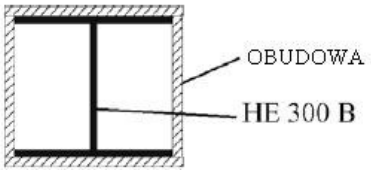
P. Schaumann, T. Trautmann
Uniwersytet Hanowerski – Instytut Konstrukcji Stalowych, Hanower, Niemcy

1 ZADANIE

W niniejszym przykładzie słup domu towarowego wymiarowany jest z uwzględnieniem odporności ogniowej. Słup jest elementem stężonej ramy oraz zapewnioną ma nieprzesuwność węzłów ograniczających element od góry i od dołu w sąsiednich pomieszczeniach. Jego wysokość wynosi 3.0 m. W trakcie oddziaływania pożaru długość wyboczeniowa słupa może być zredukowana jak pokazano to na rys. 1. Obciążenie stanowią osiowe siły ściskające. Słup narażony jest na działanie ognia z czterech stron. Jako zabezpieczenie ppoż. zastosowano gipsową izolację skrzynkową. Wymagana odporność ppoż. dla słupa wynosi R 90.



Rysunek 11. Długości wyboczeniowe słupów w stężonych ramach



Rysunek 12. Przekrój poprzeczny słupa

Właściwości materiału:

Słup:

Przekrój:	walcowany przekrój HE 300 B
Klasa stali:	S 235
Klasa przekroju:	1

Granica plastyczności:	f_y	=	23.5 kN/cm²
Pole powierzchni przekroju:	A_a	=	149 cm²
Moduł Younga:	E_a	=	21,000 kN/cm²
Moment bezwładności:	I_a	=	8560 cm^4 (słabsza oś)
Obudowa:			
Materiał: gips			
Grubość:	d_p	=	3.0 cm obudowa
Przewodność cieplna:	λ_p	=	0.2 W/(m·K)
Ciepło właściwe:	c_p =	1700 J/(kg·K)	
Gęstość:	ρ_p =	945 kg/m³	
Obciążenia:			
Stałe:	G_k	=	1200 kN
Zmienne:	P_k	=	600 kN

2 ODPORNOŚĆ OGNIOWA SŁUPA

2.1 *Mechaniczne oddziaływanie podczas pożaru*

PN-EN 1991-1-2

Dla kombinacji oddziaływań mechanicznych w warunkach pożaru stosuje się współczynniki kombinacji dotyczące wartości częstych obciążenia.

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

Par. 4.3

Współczynnik kombinacji dla domu towarowego wynosi $\psi_{2,1}$ = 0.6. Stąd osiowe obciążenie wynosi:

$$N_{fi,d} = 1200 + 0.6 \cdot 600 = 1560 \text{ kN}$$

2.2 *Obliczenie maksymalnej temperatury stali*

PN-EN 1993-1-2

Analiza wg PN-EN 1993-1-2 została wykorzystana do obliczenia temperatury stali słupa osłoniętego. Dla elementów osłoniętych, wskaźnik ekspozycji przekroju jest obliczony z zależności:

$$A_p / V = 2 \cdot (b + h) / A_a = 2 \cdot (30 + 30) \cdot 10^2 / 149 = 81 \text{ m}^{-1}$$

Par. 4.2.5.2

Euronomogramy (ECCS nr 89) podają następującą maksymalną temperaturę $\theta_{a,max,90}$ dla elementu stalowego:

$$\left(A_p / V\right) \cdot \left(\lambda_p / d_p\right) = 81 \cdot 0.2 / 0.03 = 540 \text{ W/m}^3\text{K}$$

ECCS nr 89

$$\Rightarrow \qquad \theta_{a,max,90} \approx 445 \text{ °C}$$

2.3 *Weryfikacja według kryterium temperaturowego*

PN-EN 1993-1-2

W normie PN-EN 1993-1-2 weryfikacja wg kryterium temperaturowego nie jest uwzględniana dla elementów, w których należy wziąć pod uwagę problemy stateczności.

Par. 4.2.4

2.4 *Weryfikacja według kryterium wytrzymałości*

Weryfikacja wg kryterium wytrzymałości w sytuacji narażenia na działanie ognia przeprowadzona jest z uwzględnieniem plastycznego stanu nośności.

$$E_{fi,d,t} \le R_{fi,d,t}$$

Par. 2.4.2

W tym przykładzie, sprawdzenie przeprowadzono dla siły osiowej.

$$N_{fi,d} \le N_{b,fi,t,Rd}$$

Obliczeniową nośność na wyboczenie w warunkach wysokich temperatur wyznaczamy z zależności:

$$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} \cdot A_a \cdot k_{y,\theta,\max} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}$$ Par. 4.2.3.2

Dla $\theta_{a,max,90}$ współczynniki redukcyjne $k_{y,\theta}$ i $k_{E,\theta}$ są podane w Tablicy 3.1 normy PN-EN 1993-1-2. Dla pośrednich wartości temperatury stali można zastosować interpolację liniową.

$$\Rightarrow \quad k_{y,445°C} = 0.901$$ Par. 3.2.1

$$k_{E,445°C} = 0.655$$

Nośność określona jest w zależności od smukłości względnej pręta w pożarowej sytuacji projektowej.

$$\bar{\lambda}_{fi,\theta} = \bar{\lambda} \cdot \sqrt{k_{y,\theta} / k_{E,\theta}} = 0.21 \cdot \sqrt{0.901/0.655} = 0.25$$ Par. 4.2.3.2

gdzie: PN-EN 1993-1-1

$$\bar{\lambda} = L_{Kz} / (i_z \cdot \lambda_a) = (0.5 \cdot 300) / (7.58 \cdot 93.9) = 0.21$$ Par. 6.3.1.3

Wraz z smukłością określamy współczynnik wyboczenia giętnego $\chi_{fi,\theta}$. PN-EN 1993-1-2

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_\theta + \sqrt{\varphi_\theta^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}} = \frac{1}{0.61 + \sqrt{0.61^2 - 0.25^2}} = 0.86$$ Par. 4.2.3.2

gdzie:

$$\varphi = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot \bar{\lambda} + \bar{\lambda}^2\right] = 0.5 \cdot \left[1 + 0.65 \cdot 0.25 + 0.25^2\right] = 0.61$$

oraz:

$$\alpha = 0.65 \cdot \sqrt{235/f_y} = 0.65 \cdot \sqrt{235/235} = 0.65$$

Obliczeniowa nośność na wyboczenie wynosi:

$$N_{b,fi,t,Rd} = 0.86 \cdot 149 \cdot 0.901 \cdot \frac{23.5}{1.0} = 2713 \text{ kN}$$

Sprawdzenie:

$$N_{fi,d} / N_{b,fi,t,Rd} = 1560/2713 = 0.58 < 1 \quad \checkmark$$

3 ŹRÓDŁA

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

PN-EN 1991, *Eurokod 1:Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-2: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru*, Warszawa: PKN, kwiecień 2006

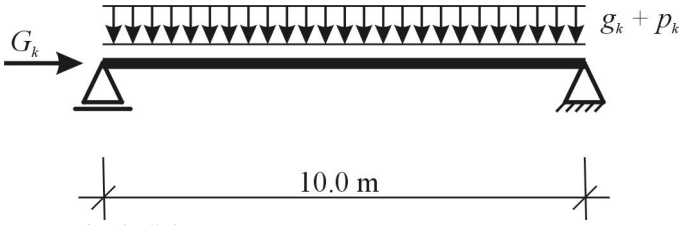
PN-EN 1993, *Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-2: Reguły ogólne – Projektowanie konstrukcji z uwagi na warunki pożarowe*, Warszawa: PKN, kwiecień 2007

Przykład dla PN-EN 1993-1-2: Belka zginana i ściskana

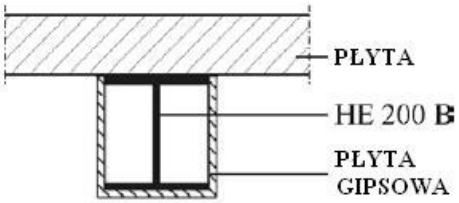
P. Schaumann, T. Trautmann
Uniwersytet Hanowerski – Instytut Konstrukcji Stalowych, Hanower, Niemcy

1 ZADANIE

W tym przykładzie analizowana jest belka obciążona obciążeniem równomiernie rozłożonym wywołującym moment zginający i siłę osiową. Ujęty zostanie również problem stateczności Analizowana belka jest elementem budynku biurowego. Jako zabezpieczenie ppoż. zastosowano skrzynkową obudowę z płyt gipsowych. Ze względu na kontakt belki z płyty stropową, belka jest narażona na oddziaływanie pożaru z trzech stron. Nieprzewidziano żadnego połączenia belki ze stropem przenoszącego siły ścinające. R 90 jest wymaganą klasą odporności dla belki.



Rysunek 13. Schemat statyczny



Rysunek 14. Przekrój poprzeczny belki

Właściwości materiału:

Belka:

Kształtownik:	gorąco walcowany HE 200 B	
Gatunek stali:	S 235	
Klasa przekroju:	1	
Granica plastyczności:	f_y	= 235 N/mm²
Moduł Younga:	E	= 210,000 N/mm²
Moduł ścinania:	G	= 81,000 N/mm²

Pole powierzchni przekroju:	A_a	= 7810 mm²
Moment bezwładności:	I_z	= 2000 cm^4
Moment skręcający:	I_t	= 59.3 cm^4
Moment wycinkowy:	I_w	= 171,100 cm^6
Wskaźniki:	$W_{el,y}$	= 570 cm²
	$W_{pl,y}$	= 642.5 cm³
Obudowa:		
Materiał:	gips	
Grubość:	d_p	= 20 mm (obudowa)
Przewodność cieplna:	λ_p	= 0.2 W/(m·K)
Ciepło właściwe:	c_p	= 1700 J/(kg·K)
Gęstość:	ρ_p	= 945 kg/m³
Obciążenia:		
Stałe:	G_k	= 96.3 kN
	g_k	= 1.5 kN/m
Zmienne:	p_k	= 1.5 kN/m

2 ODPORNOŚC OGNIOWA BELKI ZGINANEJ I ŚCISKANEJ

2.1 *Oddziaływania mechaniczne w trakcie pożaru*

PN-EN 1991-1-2

Dla kombinacji oddziaływań mechanicznych w warunkach pożaru stosuje się współczynniki kombinacji dotyczące wartości częstych obciążenia:

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

Par. 4.3

Współczynnik kombinacji dla budynku biurowego wynosi $\psi_{2,1} = 0.3$. Obciążenia obliczeniowe w warunkach wysokich temperatur wynoszą:

$$N_{fi,d} = 96.3 \text{ kN}$$

$$M_{fi,d} = \left[1.5 + 0.3 \cdot 1.5\right] \cdot \frac{10.0^2}{8} = 24.38 \text{ kNm}$$

2.2 *Obliczenie temperatury stali*

PN-EN 1993-1-2

Temperatura stali podana jest w Euronomogramach (ECCS Nr 89). W związku z tym należy określić wskaźnik ekspozycji przekroju A_p/V. Dla skrzynkowego zabezpieczenia ppoż. i elementów narażonych na działanie ognia z trzech stron wskaźnik ekspozycji przekroju wynosi:

$$\frac{A_p}{V} = \frac{2 \cdot h + b}{A_a} = \frac{2 \cdot 20.0 + 20.0}{78.1} \cdot 10^2 = 77 \text{ m}^{-1}$$

Par. 4.2.5.2

oraz

$$\frac{A_p}{V} \cdot \frac{\lambda_p}{d_p} = 77 \cdot \frac{0.2}{0.02} = 770 \ \frac{\text{W}}{\text{m}^3 \cdot \text{K}},$$

ECCS Nr 89

zatem krytyczna temperatura wynosi:

$$\Rightarrow \quad \theta_{a,max,90} \approx 540 \text{ °C}$$

2.3 *Weryfikacja według kryterium temperaturowego*

PN-EN 1993-1-2

Zgodnie z paragrafem 4.2.4 (2) normy PN-EN 1993-1-2 weryfikacja według

Par. 4.2.4

kryterium temperaturowego nie może być przeprowadzona z uwagi na problemy stateczności belki.

2.4 *Weryfikacja według kryterium wytrzymałościowego*

Przekroje klasy 1 przy jednoczesnym ściskaniu i zginaniu powinny być sprawdzone z uwzględnieniem niestateczności ogólnej.

2.4.1 *Wyboczenie giętne*

Sprawdzenie nośności elementu ze względu na wyboczenie giętne:

$$\frac{N_{fi,d}}{\chi_{\min,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} + \frac{k_y \cdot M_{y,fi,d}}{W_{pl,y} \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} \leq 1$$

Par. 4.2.3.5

Współczynnik wyboczenia w sytuacji pożarowej $\chi_{min,fi}$ jest minimalną wartością z dwóch współczynników $\chi_{y,fi}$ (wyboczenie względem osi y) i $\chi_{z,fi}$ (wyboczenie względem osi z). Do wyznaczenia powyższych współczynników wyboczenia należy określić smukłość względną w temperaturze θ_a.
Do określenia smukłości względnej w sytuacji pożarowej należy wyznaczyć smukłość względną w temperaturze otoczenia.

PN-EN 1993-1-1

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr}}{i_y \cdot \lambda_a} = \frac{1000}{8.54 \cdot 93.9} = 1.25$$

Par. 6.3.1.3

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z \cdot \lambda_a} = \frac{1000}{5.07 \cdot 93.9} = 2.10$$

Współczynniki redukcyjne $k_{y,\theta}$ i $k_{E,\theta}$ podaje PN-EN 1993-1-2 w Tablicy 3.1:

PN-EN 1993-1-2

$\Rightarrow$ $k_{y,\theta} = 0.656$

$k_{E,\theta} = 0.484$

Par. 3.2.1

Znając współczynniki redukcyjne może określić smukłości względne:

$$\bar{\lambda}_{y,\theta} = \bar{\lambda}_y \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 1.25\sqrt{\frac{0.656}{0.484}} = 1.46$$

Par. 4.2.3.2

$$\bar{\lambda}_{z,\theta} = \bar{\lambda}_z \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 2.1\sqrt{\frac{0.656}{0.484}} = 2.44$$

oraz

$$\alpha = 0.65 \cdot \sqrt{235/f_y} = 0.65 \cdot \sqrt{235/235} = 0.65$$

i

$$\varphi_{y,\theta} = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_{y,\theta} + \bar{\lambda}_{y,\theta}^{\,2}\right) = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + 0.65 \cdot 1.46 + 1.46^2\right) = 2.04\ ,$$

$$\varphi_{z,\theta} = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_{z,\theta} + \bar{\lambda}_{z,\theta}^{\,2}\right) = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + 0.65 \cdot 2.44 + 2.44^2\right) = 4.27$$

Zatem, współczynniki wyboczenia giętnego $\chi_{y,fi}$ i $\chi_{z,fi}$ wynoszą:

$$\chi_{y,fi} = \frac{1}{\varphi_{y,\theta} + \sqrt{\varphi_{y,\theta}^{\,2} - \bar{\lambda}_{y,\theta}^{\,2}}} = \frac{1}{2.04 + \sqrt{2.04^2 - 1.46^2}} = 0.29$$

$$\chi_{z,fi} = \frac{1}{\varphi_{z,\theta} + \sqrt{\varphi_{z,\theta}^{\ 2} - \bar{\lambda}_{z,\theta}^{\ 2}}} = \frac{1}{4.27 + \sqrt{4.27^2 - 2.44^2}} = 0.13$$

Sprawdzenie:

$$\frac{96.3}{0.13 \cdot 78.1 \cdot 0.656 \cdot 23.5} + \frac{1.50 \cdot 2438}{642.5 \cdot 0.656 \cdot 23.5} = 0.98 < 1 \quad \checkmark$$

Par. 4.2.3.5

gdzie:

$$\mu_y = \left(1.2 \cdot \beta_{M,y} - 3\right) \cdot \bar{\lambda}_{y,\theta} + 0.44 \cdot \beta_{M,y} - 0.29$$
$$= \left(1.2 \cdot 1.3 - 3\right) \cdot 1.46 + 0.44 \cdot 1.3 - 0.29$$
$$= -1.82$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{fi,d}}{\chi_{y,fi} \cdot A_a \cdot k_{y,\Theta} \cdot f_y / \gamma_{m,fi}} = 1 - \frac{-1.82 \cdot 96.3}{0.29 \cdot 78.1 \cdot 0,656 \cdot 23.5/1.0} = 1.50$$

2.4.2 *Zwichrzenie*

Drugie sprawdzenie dotyczy problemu zwichrzenia belki.

$$\frac{N_{fi,d}}{\chi_{z,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,fi,d}}{\chi_{LT,fi} \cdot W_{pl,y} \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} \le 1$$

Do określenia smukłości względnej w sytuacji pożarowej należy wyznaczyć smukłość względną w temperaturze otoczenia.

PN-EN 1993-1-1

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{642.5 \cdot 23.5}{14,203.5}} = 1.03$$

Par. 6.3.2.2

gdzie:

$$M_{cr} = \zeta \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l^2} \cdot \left(\sqrt{c^2 + 0.25 \cdot z_p^2} + 0.5 \cdot z_p\right)$$

DIN 18800-2

$$= 1.12 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 21,000 \cdot 2000}{\left(1.0 \cdot 1000\right)^2} \cdot \left(\sqrt{1241.9 + 0,25 \cdot \left(\frac{20}{2}\right)^2} - 0.5 \cdot \frac{20}{2}\right)$$

$$= 14,203.5 \text{ kNcm}$$

oraz: $c^2 = \dfrac{I_\omega + 0.039 \cdot l^2 \cdot I_T}{I_z} = \dfrac{171,100 + 0.039 \cdot 1000^2 \cdot 59.3}{2000} = 1241.9$

W sytuacji pożarowej, smukłość względną wyznaczamy zgodnie z:

PN-EN 1993-1-2

$$\bar{\lambda}_{LT,\theta} = \bar{\lambda}_{LT} \cdot \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 1.03 \cdot \sqrt{\frac{0.656}{0.484}} = 1.20$$

Par. 4.2.3.3

oraz

$$\phi_{LT,\theta} = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_{LT,\theta} + \bar{\lambda}_{LT,\theta}^{\ 2}\right) = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + 0.65 \cdot 1.20 + 1.20^2\right) = 1.61,$$

Współczynnik zwichrzenia $\chi_{LT,fi}$ określamy z zależności:

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\phi_{LT,\theta} + \sqrt{\phi_{LT,\theta}^{\ 2} - \bar{\lambda}_{LT,\theta}^{\ 2}}} = \frac{1}{1.61 + \sqrt{1.61^2 - 1.20^2}} = 0.37$$

Sprawdzenie:

$$\frac{96.3}{0.13 \cdot 78.1 \cdot 0.656 \cdot 23.5/1.0} + \frac{0.80 \cdot 2438}{0.37 \cdot 642.5 \cdot 0.656 \cdot 23.5/1.0}$$

$$= 0.62 + 0.53 = 1.15 \leq 1$$

Par. 4.2.3.5

gdzie:

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{fi,d}}{\chi_{z,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} = 1 - \frac{0.33 \cdot 96.3}{0.13 \cdot 78.1 \cdot 0.656 \cdot \frac{23.5}{1.0}} = 0.80$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \bar{\lambda}_{z,\theta} \cdot \beta_{M,LT} - 0.15 < 0.9$$

$$= 0.15 \cdot 2.44 \cdot 1.3 - 0.15$$

$$= 0.33 < 0.9$$

3 ŹRÓDŁA

DIN 18800, *Stahlbauten, Teil 2 Stabilitätsfälle, Knicken bei Stäben* , Berlin: Beuth Verlag GmbH, Germany, November 1990

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

PN-EN 1991, *Eurokod 1:Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-2: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru*, Warszawa: PKN, kwiecień 2006

PN-EN 1993, *Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-1: Reguły ogólne*, Warszawa: PKN

PN-EN 1993, *Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-2: Reguły ogólne – Projektowanie konstrukcji z uwagi na warunki pożarowe*, Warszawa: PKN, kwiecień 2007

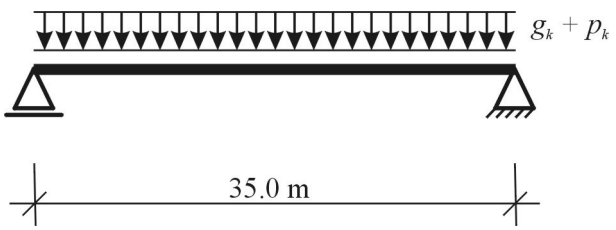
Literatur for MCr (for example: Steel Construction Manual)

Przykład dla PN-EN 1993-1-2: Belka wykonana z przekroju skrzynkowego

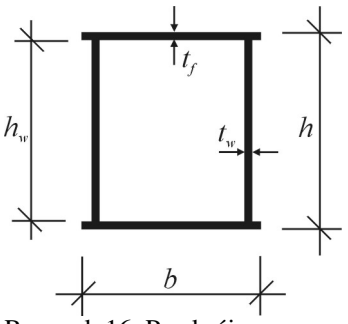
P. Schaumann, T. Trautmann
Uniwersytet Hanowerski – Instytut Konstrukcji Stalowych, Hanower, Niemcy

1 ZADANIE

W tym przykładzie wymiarowany jest przekrój skrzynkowy spawany. Jest on częścią konstrukcji dachu hali. Długość belki wynosi 35.0 m, a rozstaw belek 10.0 m. Belka obciążona jest obciążeniem równomiernie rozłożonym oraz jest zabezpieczona przed zwichrzeniem. Nie posiada żadnych zabezpieczeń ppoż. Wymagana klasa odporności ogniowej dla tej belki wynosi R 30.



Rysunek 15. Schemat statyczny



Rysunek 16. Przekrój poprzeczny

Właściwości materiału:

Gatunek stali:	S 355	
Granica plastyczności:	f_y	= 355 N/mm²
Wysokość:	h	= 700 mm
Wysokość środnika:	h_w	= 650 mm
Szerokość:	b	= 450 mm
Grubość półek:	t_f	= 25 mm

Grubość środnika: t_w = 25 mm
Pole powierzchni półki: A_f = 11,250 mm²
Pole powierzchni środnika: A_w = 16,250 mm²
Ciepło właściwe: c_a = 600 J/(kg·K)
Gęstość: ρ_a = 7850 kg/m³
Współ. emisyjności belki: ε_m = 0.7
Współ. emisyjności ognia: ε_r = 1.0
Współ. konfiguracji: Φ = 1.0
Współ. przejmowania ciepła przez konwekcję:
α_c = 25.0 W/m²K
Stała Stephana Boltzmanna: σ = 5.67 · 10^{-8} W/m²K^4
Obciążenia:
Stałe:
Belka: $g_{a,k}$ = 4.32 kN/m
Dach: $g_{r,k}$ = 5.0 kN/m
Zmienne:
Śnieg: $p_{s,k}$ = 11.25 kN/m

2 ODPORNOŚĆ OGNIOWA BELKI O PRZEKROJU SKRZYNKOWYM

2.1 *Oddziaływania mechaniczne w trakcie pożaru*

PN-EN 1991-1-2

Dla kombinacji oddziaływań mechanicznych w warunkach pożaru stosuje się współczynniki kombinacji dotyczące wartości częstych obciążenia.

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

Par. 4.3

Współczynnik kombinacji dla śniegu wynosi $\psi_{2,1}$ = 0.0. Stąd obliczeniowe obciążenie zginające wynosi:

$$M_{fi,d} = \left[\left(4.32 + 5.0\right) + 0.0 \cdot 11.25\right] \cdot \frac{35.0^2}{8} = 1427.1 \text{ kNm}$$

2.2 *Obliczenie temperatury stali*

PN-EN 1993-1-2

Przyrost temperatury przekroju stalowego określamy jako:

Par. 4.2.5.1

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \cdot \frac{A_m/V}{c_a \cdot \rho_a} \cdot \dot{h}_{net,d} \cdot \Delta t = 1.0 \cdot \frac{40}{600 \cdot 7850} \cdot 5 \cdot \dot{h}_{net} = 4.25 \cdot 10^{-5} \cdot \dot{h}_{net}$$

gdzie:
k_{sh} współczynnik poprawkowy związany z efektem zacienienia (k_{sh} = 1.0)
Δt przedział czasu (Δt = 5 s)
A_m/V wskaźnik ekspozycji przekroju elementu stalowego bez izolacji ognioochronnej (Tablica 4.2)

$$A_m/V = 1/t = 1/0.025 = 40 \ 1/\text{m}$$

Strumień ciepła netto wyznaczamy zgodnie z PN-EN 1991-1-2.

PN-EN 1991-1-2

$$\dot{h}_{net} = \alpha_c \cdot \left(\theta_g - \theta_m\right) + \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot \left(\left(\theta_g + 273\right)^4 - \left(\theta_m + 273\right)^4\right)$$

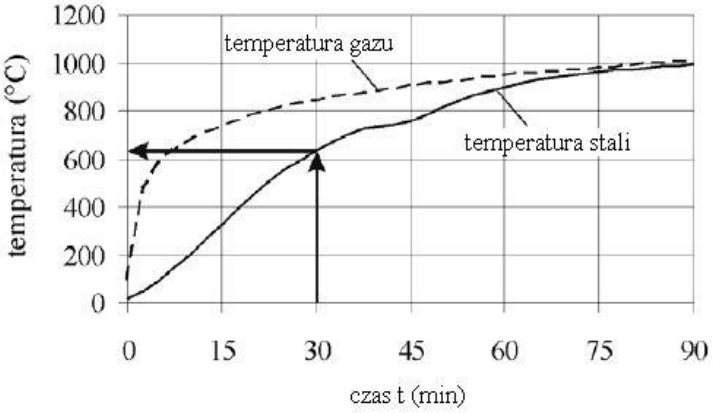
$$= 25 \cdot \left(\theta_g - \theta_m\right) + 3.969 \cdot 10^{-8} \cdot \left(\left(\theta_g + 273\right)^4 - \left(\theta_m + 273\right)^4\right)$$

Par. 3.1

Standardową krzywą temperatura-czas wykorzystamy do wyznaczenia temperatury gazu.

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1)$$ Par. 3.2.1

Krzywa temperatura-czas dla stalowych przekrojów skrzynkowych przedstawiona jest na rys. 3:



Rysunek 17. Krzywa temperatura-czas dla stalowego przekroju skrzynkowego

$$\Rightarrow \quad \theta_{a,max,30} = 646 \text{ °C}$$

2.3 *Weryfikacja według kryterium temperaturowego*

PN-EN 1993-1-2

Obliczeniowa nośność przekroju przy zgnaniu w czasie t = 0 pozwala wyznaczyć wskaźnik wykorzystania nośności na początku pożaru.

$$M_{fi,Rd,0} = W_{pl} \cdot f_y \cdot k_{y,\theta,\max} / \gamma_{M,fi}$$ Par. 4.2.3.3

$$= 12{,}875{,}000 \cdot 355 \cdot \frac{1.0}{1.0} \cdot 10^{-6}$$

$$= 4570.6 \text{ kNm}$$

gdzie:

$k_{y,\theta,max}$ = 1.0 dla θ = 20 °C w czasie t = 0

$\gamma_{M,fi}$ = 1.0

i:

$$W_{pl} = 2 \cdot \left(\frac{2 \cdot A_w}{2} \cdot \frac{h_w}{4} + A_f \cdot \frac{h - t_w}{2} \right)$$

$$= 2 \cdot \left(16{,}250 \cdot \frac{650}{4} + 11{,}250 \cdot \frac{700 - 25}{2} \right)$$

$$= 12{,}875{,}000 \text{ mm}^3$$

Wskaźnik wykorzystania nośności na początku pożaru wynosi:

$$\mu_0 = E_{fi,d} / R_{fi,d,0} = M_{fi,d} / M_{fi,Rd,0} = 1427.1 / 4570.6 = 0.31$$ Par. 4.2.4

Temperatura krytyczna $\theta_{a,cr}$ podana jest w Tablicy 4.1 normy PN-EN 1993-1-2.

$$\Rightarrow \quad \theta_{a,cr} = 659 \text{ °C}$$

Weryfikacja:

$$\frac{646}{659} = 0.98 < 1 \qquad \checkmark$$

2.4 *Weryfikacja według kryterium wytrzymałościowego*

W celu obliczenia nośności na zginanie należy wyznaczyć współczynnik redukcyjny $k_{y,\theta}$ w temperaturze $\theta_{a,max,30}$ = 646 °C. Współczynnik ten podany jest Tablicy 3.1 normy PN-EN 1993-1-2:

$$k_{y,\theta} = 0.360$$ Par. 3.2.1

Dodatkowo określić należy współczynniki przystosowania κ_1 i κ_2.

Współczynnik przystosowania κ_1 uwzględnia nierównomierny rozkład temperatury w przekroju.

Tablica 5. Współczynnik przystosowania κ_1 Par. 4.2.3.3

	κ_1 [-]
Belka narażona na pożar ze wszystkich czterech stron	1.0
Nieosłonięta belka narażona na pożar z trzech stron i stykająca się z płytą stropową zespoloną lub żelbetową po stronie czwartej	0.7
Osłonięta belka narażona na pożar z trzech stron i stykająca się płytą stropową lub zespoloną po stronie czwartej	0.85

W naszym przykładzie analizowana belka jest elementem nieosłoniętym narażonym na pożar ze wszystkich czterech stron. Stąd:

$$\kappa_1 = 1.0$$

Współczynnik przystosowania κ_2 uwzględnia nierównomierny rozkład temperatury na długości belki.

Tablica 6. Współczynnik przystosowania κ_2

	κ_2 [-]
Na podporach belek statycznie niewyznaczalnych	0.85
We wszystkich pozostałych przypadkach	1.0

Sprawdzenie przeprowadzone jest w środku belki statycznie wyznaczalnej. Dlatego:

$$\kappa_2 = 1.0$$

Stąd obliczeniowa nośność przy zginaniu jest określona wzorem:

$$M_{fi,t,Rd} = M_{pl,Rd,20°C} \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{\gamma_{M,1}}{\gamma_{M,fi}} \cdot \frac{1}{\kappa_1 \cdot \kappa_2}$$

$$= (12{,}875{,}000 \cdot 355/1.1) \cdot 0.36 \cdot \frac{1.1}{1.0} \cdot \frac{1}{1.0 \cdot 1.0} \cdot 10^{-6} = 1645.4 \text{ kNm}$$

Weryfikacja:

$$\frac{1427.1}{1645.4} = 0.87 < 1 \qquad \checkmark$$

3 ŹRÓDŁA

PN-EN 1991, *Eurokod 1:Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-2: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru*, Warszawa: PKN, kwiecień 2006

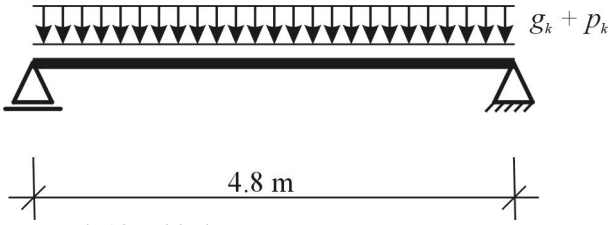
PN-EN 1993, *Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-2: Reguły ogólne – Projektowanie konstrukcji z uwagi na warunki pożarowe*, Warszawa: PKN, kwiecień 2007

Przykład dla EN 1994-1-2: Płyta zespolona

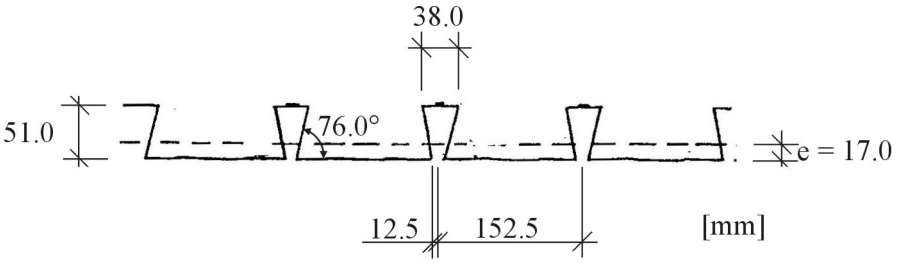
P. Schaumann, T. Trautmann
Uniwersytet Hanowerski – Instytut Konstrukcji Stalowych, Hanower, Niemcy

1 ZADANIE

Należy zwymiarować płytę zespoloną w sytuacji pożarowej. Jest ona częścią centrum handlowego i posiada rozpiętość 4,8 m. Płyta będzie wymiarowana jako szereg belek swobodnie podpartych. Wymagana normowa klasa odporności ogniowej dla tej płyty wynosi R 90.



Rysunek 18. Układ statyczny



Rysunek 19. Blacha fałdowa

Właściwości materiałowe

Blacha stalowa:

Granica plastyczności:	f_{yp}	= 350 N/mm²
Pole przekroju poprz.:	A_p	= 1562 mm²/m
Parametry dla metody m+k:	k	= 0,150 N/mm²

Beton:

Kategoria wytrzymałości:	C 25/30	
Wytrzymałość na ściskanie:	f_c	= 25 N/mm²
Wysokość:	h_t	= 140 mm

Pole przekroju poprz.: A_c = 131.600 mm²/m

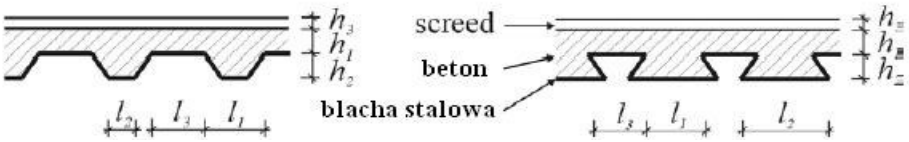
Obciążenia:
Obciążenia stałe:
Blacha stalowa $g_{p,k}$ = 0,13 kN/m²
Beton: $g_{c,k}$ = 3,29 kN/m²
Obciążenie od wykończenia: $g_{f,k}$ = 1,2 kN/m²
Obciążenia zmienne:
Obciążenie użytkowe: p_k = 5,0 kN/m²

Obliczeniowy moment zginający (przęsłowy)
w temperaturze otoczenia: $M_{s,d}$ = 39,56 kNm

2 ODPORNOŚĆ OGNIOWA PŁYTY ZESPOLONEJ

Płyta zespolona musi być sprawdzana zgodnie z paragrafem 4.3 i Aneksem D.

2.1 *Parametry geometryczne i zakres stosowania*



Rysunek 20. Geometria przekroju poprzecznego

h_1 = 89 mm h_2 = 51 mm
l_1 = 115 mm l_2 = 140 mm l_3 = 38 mm

Tabela 7. Zakres stosowania w odniesieniu do płyt wykonanych z normalnego betonu i wklęsłej blachy stalowej

Zakres stosowania dla profili wklęsłych [mm]	Istniejące parametry geometryczne [mm]
$77{,}0 \le l_1 \le 135{,}0$	$l_1 = 115{,}0$
$110 \le l_2 \le 150{,}0$	$l_2 = 140{,}0$
$38{,}5 \le l_3 \le 97{,}5$	$l_3 = 38{,}0$
$50{,}0 \le h_1 \le 130{,}0$	$h_1 = 89{,}0$
$30{,}0 \le h_2 \le 70{,}0$	$h_2 = 51{,}0$

2.2 *Oddziaływania mechaniczne podczas styczności z ogniem* EN 1991-1-2

Obciążenie określa się wg zasad łączenia obciążeń w sytuacjach wyjątkowych.

$$E_{dA} = E\left(\sum G_k + A_d + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\right)$$ Par. 4.3

Zgodnie z normą EN 1994 Część 1-2, obciążenie E_d można zmniejszyć przy użyciu współczynnika redukcyjnego η_{fi}. Oblicza się go następująco: EN 1994-1-2

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} = \frac{(0.13 + 3.29 + 1.2) + 0.6 \cdot 5.0}{1.35 \cdot (0.13 + 3.29 + 1.2) + 1.5 \cdot 5.0} = 0.55$$ Par. 2.4.2

Dzięki η_{fi}, można obliczyć obliczeniowy moment zginający $M_{fi,d}$:

$$M_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot M_{sd} = 0.55 \cdot 39.56 = 21.76 \text{ kNm/m}$$

2.3 *Izolacja termiczna*

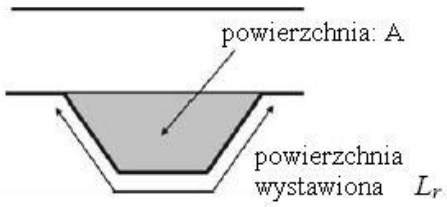
Par. D.1

Kryterium "I" dla izolacji termicznej polega na zapewnieniu ograniczenia stanu termicznego elementu. Temperatura na górnej powierzchni płyty nie powinna przekraczać średnio 140°C a jej wartość maksymalna - 180°C.

Sprawdzenie dokonywane jest w sferze czasu. Czas, w którym płyta spełnia kryteria izolacyjności "I" oblicza się następująco:

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

Wskaźnik geometrii żebra A/L_r odpowiada wskaźnikowi przekroju A_p/V dla belek. Wskaźnik uwzględnia fakt, że masa i wysokość mają dodatni wpływ na ogrzewanie płyty.



Rysunek 21. Definicja wskaźnika geometrii żebra

$$\frac{A}{L_r} = \frac{h_2 \cdot \left(\frac{l_1 + l_2}{2}\right)}{l_2 + 2 \cdot \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2}\right)^2}} = \frac{51 \cdot \left(\frac{115 + 140}{2}\right)}{140 + 2 \cdot \sqrt{51^2 + \left(\frac{115 - 140}{2}\right)^2}} = 26.5\text{mm}$$

Wskaźnik rzutu powierzchni Φ uwzglednia wpływ zasłaniania przez żebro na górną półkę.

$$\Phi = \left[\sqrt{h_2^2 + \left(l_3 + \frac{l_1 - l_2}{2}\right)^2} - \sqrt{h_2^2 + \left(+\frac{l_1 - l_2}{2}\right)^2}\right] \Big/ l_3$$

$$= \left[\sqrt{51^2 + \left(38 + \frac{115 - 140}{2}\right)^2} - \sqrt{51^2 + \left(\frac{115 - 140}{2}\right)^2}\right] \Big/ 38$$

$$= 0.119$$

Współczynniki a_i dla betonu o normalnym ciężarze podano w Tabeli 2:

Tabela 8. Współczynniki do określania odporności ogniowej w odniesieniu do izolacji termicznej (patrz EN 1994-1-2, Aneks D, Tabela D.1)

	a_0 [min]	a_1 [min/mm]	a_2 [min]	a_3 [min/mm]	a_4 mm·min	a_5 [min]
Beton zwykły	-28,8	1,55	-12,6	0,33	-735	48,0
Beton lekki	-79,2	2,18	-2,44	0,56	-542	52,3

Przy użyciu tych parametrów oblicza się t_i :

$$t_i = (-28.8) + 1.55 \cdot 89 + (-12.6) \cdot 0.119$$
$$+ 0.33 \cdot 27 + (-735) \cdot 1/38 + 48 \cdot 27 \cdot 1/38$$

$$= 131.48 \text{ min} > 90 \text{ min} \qquad \checkmark$$

2.4 *Sprawdzenie nośności* Par. 4.3.2

Obliczeniową nośność plastyczną na zginanie oblicza się następująco:

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

Aby uzyskać współczynniki redukcyjne $k_{y,\theta}$ dla pasa górnego, dolnego i środnika, należy określić wartości temperatury. Oblicza się je następująco:

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

Współczynniki b_i można uzyskać z Tabeli 3:

Tabela 9. Współczynniki do określania temperatury części blachy stalowej płyty (patrz EN 1994-1-2, Aneks D, Tabela D.2)

Beton	Odporność ogniowa [min]	Część blachy stalowe	b_0 [°C]	b_1 [°C·mm]	b_2 [°C/mm]	b_3 [°C]	b_4 [°C]
Beton zwykły	60	Dolna półka	951	-1197	-2,32	86,4	-150,7
		Środnik	661	-833	-2,96	537,7	-351,9
		Górna półka	340	-3269	-2,62	1148,4	-679,8
	90	Dolna półka	1018	-839	-1,55	65,1	-108,1
		Środnik	816	-959	-2,21	464,9	-340,2
		Górna półka	618	-2786	-1,79	767,9	-472,0
	120	Dolna półka	1063	-679	-1,13	46,7	-82,8
		Środnik	925	-949	-1,82	344,2	-267,4
		Górna półka	770	-2460	-1,67	592,6	-379,0

Temperatury dla różnych części blachy stalowej wynoszą:
Dolna półka:

$$\theta_{a,l} = 1018 - 839 \cdot \frac{1}{38} - 1.55 \cdot 27 + 65.1 \cdot 0.119 - 108.1 \cdot 0.119^2$$
$$= 960.29\ °\mathrm{C}$$

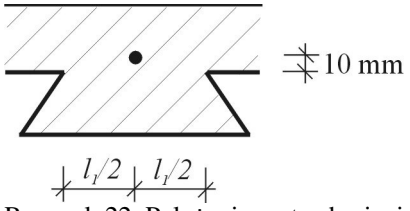
Środnik:

$$\theta_{a,w} = 816 - 959 \cdot \frac{1}{38} - 2.21 \cdot 27 + 464.9 \cdot 0.119 - 340.2 \cdot 0.119^2$$
$$= 781.60\ °\mathrm{C}$$

Górna półka:

$$\theta_{a,l} = 618 - 2786 \cdot \frac{1}{38} - 1.79 \cdot 27 + 767.9 \cdot 0.119 - 472.0 \cdot 0.119^2$$
$$= 580.87\ °\mathrm{C}$$

Aby uzyskać wymaganą nosność podczas pożaru należy instalować pręty zbrojeniowe, które są normalnie pomijane przy projektowaniu w temperaturze otoczenia. Dla każdego żebra dobrano jeden pręt zbrojeniowy Ø10 mm. Położenie pręta można zobaczyć na Rys. 5.



Rysunek 22. Położenie pręta zbrojeniowego

Temperaturę pręta zbrojeniowego oblicza się następująco:

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

gdzie:

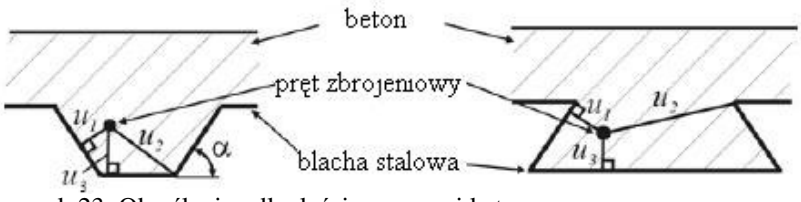
$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_1}} + \frac{1}{\sqrt{u_2}} + \frac{1}{\sqrt{u_3}}$$

$$= \frac{1}{\sqrt{l_1/2}} + \frac{1}{\sqrt{l_1/2}} + \frac{1}{\sqrt{h_2 + 10}} \quad \text{(simplified)}$$

$$= \frac{1}{\sqrt{57}} + \frac{1}{\sqrt{57}} + \frac{1}{\sqrt{61}}$$

$$= 0{,}393 \ 1/\text{mm}^{0.5}$$

$$\Rightarrow \qquad z = 2.54 \ \text{mm}^{0.5}$$



Rysunek 23. Określenie odległości u_1, u_2, u_3 i kąta α

Współczynniki c_i dla betonu zwykłego podano w Tabeli 4.

Tabela 10. Współczynniki do określania temperatury w prętach zbrojeniowych w żebrze (patrz EN 1994-1-2, Aneks D, Tabela D.3)

Beton	Odporność ogniowa [min]	c_0 [°C]	c_1 [°C]	c_2 [°C/mm$^{0.5}$]	c_3 [°C/mm]	c_4 [°C/°]	c_5 [°C]
Beton zwykły	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

Przy takich parametrach temperatura pręta zbrojeniowego wynosi:

$$\theta_s = 1342 + (-256) \cdot \frac{61}{51} + (-235) \cdot 2{,}54$$

$$+ (-5{,}30) \cdot 27 + 1{,}39 \cdot 104 + (-1267) \cdot \frac{1}{38}$$

$$= 407.0 \ °\text{C}$$

Współczynniki redukcyjne dla blachy stalowej $k_{y,i}$ podano w Tabeli 3.2 normy EN 1994-1-2. Współczynnik redukcyjny dla zbrojenia podano w Tabeli 3.4, gdyż pręty zbrojeniowe są produkowane na zimno.

Teraz można obliczyć nośność każdej części blachy stalowej i prętów zbrojeniowych.

Tabela 11. Współczynniki redukcyjne i nośności

	Temperatura θ_i [°C]	Współczynnik redukcyjny $k_{y,i}$ [-]	Powierzchnia części A_i [cm²]	$f_{y,i}$ [kN/cm²]	Z_i [kN]
Dolna półka	960,29	0,047	1,204	35,0	1,98
Środnik	781,60	0,132	0,904	35,0	4,18
Górna półka	580,87	0,529	0,327	35,0	6,05
Zbrojenie	407,0	0,921	0,79	50,0	36,38

Plastyczna oś obojętna jest wyznaczana jako miejsce równowagi sił poziomych. Równowagę wyznacza się dla jednego żebra ($b = l_1 + l_2$).

$$z_{pl} = \frac{\sum Z_i}{a_{slab} \cdot (l_1 + l_3) \cdot f_c} = \frac{1.98 + 4.18 + 6.05 + 36.38}{0,85 \cdot (115 + 38) \cdot 25 \cdot 10^{-3}} = 15.0 \text{ mm}$$

Obliczeniowa nośność plastyczna na zginanie dla jednego żebra określa się następująco:

Tabela 12. Obliczanie plastycznej nośności na zginanie żebra

	Z_i [kN]	z_i [cm]	M_i [kNcm]
Dolna półka	1,98	14,0	27,72
Środnik	4,18	14,0 – 5,1 / 2 = 11,45	47,86
Górna półka	6,05	14,0 – 5,1 = 8,9	53,85
Zbrojenie	36,38	14,0 – 5,1 – 1,0 = 7,9	287,4
Beton	-48,59	1,50 / 2 = 0,75	-36,44
			Σ 380,39

Dla momentu plastycznego $M_{pl,rib}$ = 3,80 kNm i szerokości jednego żebra w_{rib} = 0,152 m obliczeniowa nośność plastyczna na zginanie płyty zespolonej wynosi:

$$M_{fi,Rd} = 3.80/0.152 = 25.00 \text{ kNm/m}$$

Sprawdzenie:

$$\frac{21.76}{25.00} = 0.88 < 1 \qquad \checkmark$$

3 ŹRÓDŁA

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

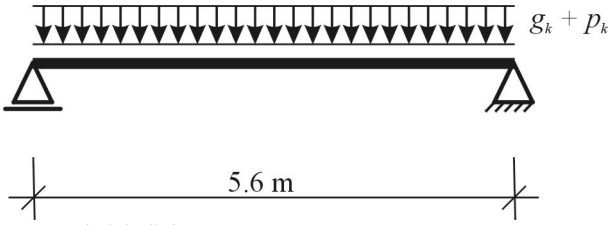
EN 1994, *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2: General Rules – Structural Fire Design*, Brussels: CEN, November 2006

Przykład dla PN-EN 1994-1-2: Belka zespolona

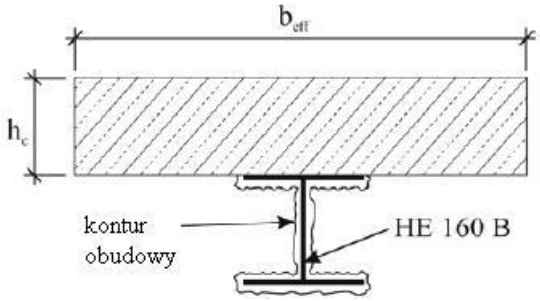
P. Schaumann, T. Trautmann
Uniwersytet Hanowerski – Instytut Konstrukcji Stalowych, Hanower, Niemcy

1 ZADANIE

Sprawdzenie bezpieczeństwa w sytuacji pożarowej będzie omówione na przykładzie belki zespolonej dla budynku biurowego. Jest to belka swobodnie podparta i obciążona obciążeniem równomiernie rozłożonym. Płyta stropowa zabezpiecza belkę z góry tak więc w sytuacji pożaru jest ona elementem narażonym na działanie ognia z trzech stron. Zabezpieczenie popż. belki stalowej stanowi izolacja gipsowa (izolacja konturowa). Wymagana klasa odporności ogniowej dla belki wynosi R 60.



Rysunek 24. Schemat statyczny



Rysunek 25. Przekrój poprzeczny

Właściwości materiału:

Belka:

Kształtownik:	gorącowalcowany HE 160 B
Gatunek stali:	S 355
Wysokość:	h = 160 mm

Wysokość środnika: h_w = 134 mm
Szerokość: b = b_1 = b_2 = 160 mm
Grubość środnika: e_w = 8 mm
Grubość półek: e_f = e_1 = e_2 = 13 mm
Pole powierzchni przekroju:
A_a = 5430 mm²
Granica plast.: $f_{y,a}$ = 355 N/mm²

Płyta:
Klasa betonu: C 25/30
Wysokość: h_c = 160 mm
Szerokość efektywna: b_{eff} = 1400 mm
Wytrzymałość na ściskanie:
f_c = 25 N/mm²
Moduł sprężysty: E_{cm} = 29,000 N/mm²

Łączniki ścinane:
Ilość: n = 34 (equidistant)
Średnica: d = 22 mm
Wytrzymałość na rozciąganie:
f_u = 500 N/mm²

Izolacja:
Materiał: tynk
Grubość: d_p = 15 mm (izolacja konturowa)
Przewodność cieplna: λ_p = 0.12 W/(m·K)
Ciepło właściwe: c_p = 1100 J/(kg·K)
Gęstość: ρ_p = 550 kg/m³

Obciążenia:
Stałe:
Ciężar własny: g_k = 20.5 kN/m
Ciężar wykończenia: g_k = 7.5 kN/m
Zmienne:
Użytkowe: p_k = 15.0 kN/m

2 ODPORNOŚĆ OGNIOWA BELKI ZESPOLONEJ

2.1 *Oddziaływania mechaniczne w sytuacji pożaru*

PN-EN 1991-1-2

Dla kombinacji oddziaływań mechanicznych w warunkach pożaru stosuje się współczynniki kombinacji dotyczące wartości częstych obciążenia:

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

Par. 4.3

Częściowy współczynnik bezpieczeństwa γ_{GA} dla sytuacji wyjątkowej wynosi γ_{GA} = 1.0. Współczynnik kombinacji dla wiodącego obciążenia dla budynku biurowego wynosi $\psi_{2,1}$ = 0.3.

Posiadając powyższe dane możemy wyznaczyć obliczeniowy moment zginający w sytuacji pożarowej:

$$M_{fi,d} = (20.5 + 7.5) + 0.3 \cdot (15.0) \cdot \frac{5.6^2}{8} = 127.4 \text{ kNm}$$

2.2 *Wyznaczenie temperatury w przekroju poprzecznym*

PN-EN 1994-1-2

W celu wyznaczenia temperatury należy podzielić przekrój na kilka elementów. Są to płyta betonowa, pas górny, środnik i pas dolny (patrz paragraf 4.3.4.2 normy PN-EN 1994-1-2).

Temperaturę w pasie górnym, środniku i pasie dolnym wyznaczamy przy pomocy Euronomogramów (“Euro-Nomogram”, ECCS Nr 89, 1996). Stąd wskaźnik przekroju wynosi odpowiednio:
w pasie dolnym -

$$\left(\frac{A_p}{V}\right)_l = \frac{2\cdot(b_1+e_1)}{b_1\cdot e_1} = \frac{2\cdot(0.16+0.013)}{0.16\cdot 0.013} = 166.3\ \mathrm{m}^{-1}$$

Par. 4.3.4.2

w środniku -

$$\left(\frac{A_p}{V}\right)_w = \frac{2\cdot(h_w)}{h_w\cdot e_w} = \frac{2\cdot(0.134)}{0.134\cdot 0.008} = 250.0\ \mathrm{m}^{-1}$$

w pasie górnym (więcej niż 85% pasa górnego styka się z płytą stropową) -

$$\left(\frac{A_p}{V}\right)_u = \frac{(b_2+2\cdot e_2)}{b_2\cdot e_2} = \frac{(0.16+2\cdot 0.013)}{0.16\cdot 0.013} = 89.4\ \mathrm{m}^{-1}$$

Temperatury wynoszą:

ECCS Nr 89

Tablica 13. Temperatury w górnej półce, środniku i dolnej półce

	$\left(\frac{A_p}{V}\right)_i \cdot \frac{\lambda_p}{d_p}$ $\left[\frac{\mathrm{W}}{\mathrm{m^3K}}\right]$	$\theta_{a,max,60}$ [°C]
Pas górny	715	390
Środnik	2000	650
Pas dolny	1330	550

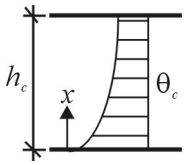
Temperatura w płycie betonowej nie jest stała na wysokości przekroju. Stąd wytrzymałość na ściskanie zróżnicowana jest na wysokości przekroju. Dla temperatur niższych niż 250 °C, nie redukujemy wytrzymałości na ściskanie. Powyżej 250 °C wprowadzamy współczynnik redukcyjny $k_{c,\theta}$. Ocena temperatur może być przeprowadzona dla warstw o grubości 10 mm zgodnie z Tablicą 2.

PN-EN 1994-1-2

Par. D.3

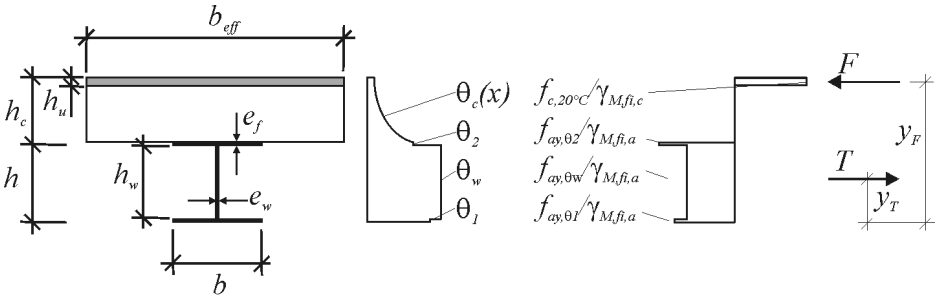
Tablica 14. Rozkład temperatury w niezaizolowanej płycie grubości 100 mm wykonanej z betonu zwykłego, (patrz PN-EN 1994-1-2, Załącznik D.3, Tablica D.5)

Grubość x [mm]	Temperatura q_c [°C] uzależniona od czasu wystawienia na warunki pożaru w minutach. 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 *Sprawdzenie za pomocą modelu obliczeniowego*

Belka zespolona została sprawdzona przy użyciu prostego modelu obliczeniowego. Jest to weryfikacja według kryterium wytrzymałości. Wyznaczenie nośności na zginanie przeprowadzone jest zgodnie z załącznikiem E.



Rysunek 26. Obliczanie nośności na zginanie

Temperatury przekroju stalowego zostały określone w podpunkcie 3.2. Współczynniki redukcyjne $k_{y,\theta,i}$ do wyznaczania granicy plastyczności w warunkach podwyższonej temperaturze podaje tablica 3.2 normy PN-EN 1994-1-2, paragraf 3.2.1.

Tablica 15. Wyznaczenie współczynników redukcyjnych do wyznaczania granicy plast.

	$\theta_{a,max,60}$ [°C]	$k_{y,\theta}$ [-]	$f_{ay,\theta}$ [kN/cm²]
Pas górny	390	1.00	35.5
Środnik	650	$(0.47+0.23)/2=0.35$	12.4
Pas dolny	550	$(0.78+0.47)/2=0.625$	22.2

Par. E.1

Kolejnym krokiem jest wyznaczenie siły rozciągającej T w belce stalowej pokazanej na rys. 3.

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

$$=\frac{22.2\cdot(16\cdot 1.3)+12.4\cdot(13.4\cdot 0.8)+35.5\cdot(16\cdot 1.3)}{1.0}$$

$$=1333.1\text{ kN}$$

Położenie siły rozciągającej określamy według:

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

$$=\frac{22.2\cdot\left(16\cdot\frac{1.3^2}{2}\right)+12.4\cdot(13.4\cdot 0.8)\cdot\left(1.3+\frac{13.4}{2}\right)+35.5\cdot(16\cdot 1.3)\cdot\left(16-\frac{1.3}{2}\right)}{1333.1\cdot 1.0}$$

$$=9.53\text{ cm}$$

Dla swobodnie podpartej belki wartość siły rozciągającej T jest ograniczona zależnością:

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

gdzie:

N liczba łączników ścinanych dla jednej długości krytycznej belki

$P_{fi,Rd}$ Obliczeniowa nośność łącznika ścinanego w sytuacji pożaru

Aby otrzymać $P_{fi,Rd}$, należy wyznaczyć $P_{Rd,1}$ i $P_{Rd,2}$, współczynniki redukcyjne $k_{u,\theta}$ i $k_{c,\theta}$ (tablica 5) jak również obliczeniową nośność łączników ścinanych w temperaturze toczenia.

Temperatury potrzebne do wyznaczenia współczynników redukcyjnych są określone jako 80 % (łączniki sworzniowe) i 40 % (beton) stalowego pasa (patrz PN-EN 1994 Part 1-2, paragraf 4.3.4.2.5 (2)). Współczynnik redukcyjny dla naprężeń rozciągających w łącznikach sworzniowych podany jest w tablicy 3.2 normy PN-EN 1994-1-2, paragraf 3.2.1. Efekt wzmocnienia odkształceń ($k_{u,\theta}$ >1) powinien być wyznaczony tylko wtedy jeżeli, jest udowodnione, że lokalne zniszczenia (to jest lokalne wyboczenie, ścięcie i inne) nie występują. W tym przypadku efekt wzmocnienia odkształceń nie jest uwzględniony. Współczynnik redukcyjny dla naprężeń ściskających w betonie podany jest w tablicy 3.3 normy PN-EN 1994-1-2, paragraf 3.2.1.

$$\theta_v = 0.8 \cdot 390 = 312 \text{ °C}$$

$$\Rightarrow \qquad k_{u,\theta} = 1.0$$

$$\theta_c = 0.4 \cdot 390 = 156 \text{ °C}$$

$$\Rightarrow \qquad k_{c,\theta} = 0.98$$

Obliczeniowa nośność łączników ścinanych wyznaczana jest zgodnie z PN-EN 1994-1-1, gdzie częściowe współczynniki bezpieczeństwa $\gamma_{M,fi,v}$ zastąpiono przez γ_v. PN-EN 1994-1-1

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M,fi,v}} \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 0.8 \cdot \frac{50.0}{1.0} \cdot \frac{\pi \cdot 2.2^2}{4} = 152 \text{ kN}$$ Par. 6.6.3.1

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_c \cdot E_{cm}}}{\gamma_{M,fi,v}} = 0.29 \cdot 1.0 \cdot 2.2^2 \cdot \frac{\sqrt{2.5 \cdot 2900}}{1.0} = 120 \text{ kN}$$

Obliczeniowa nośność w sytuacji pożaru łączników ścinanych jest określona: PN-EN 1994-1-2

$$P_{fi,Rd} = \min \begin{cases} P_{fi,Rd,1} = 0.8 \cdot k_{u,\theta} \cdot P_{Rd,1} = 0.8 \cdot 1.0 \cdot 152 = 121.6 \text{ kN} \\ P_{fi,Rd,2} = k_{c,\theta} \cdot P_{Rd,2} = 0.98 \cdot 120 = 117.6 \text{ kN} \quad \leftarrow \text{relevant} \end{cases}$$ Par. 4.3.4.2

Stąd ograniczenie może być sprawdzone:

$$1333.1 \text{ kN} < 34/2 \cdot 117.6 = 1999.2 \text{ kN}$$ Par. E.1

Dla równowagi sił, siła ściskająca musi być równa sile rozciągającej. Stąd grubość strefy ściskanej h_u jest określona z warunku:

$$h_u = \frac{T}{b_{eff} \cdot f_c / \gamma_{M,fi,c}} = \frac{1333.1}{140.0 \cdot 2.5/1.0} = 3.8 \text{ cm}$$

Rozpatrujemy dwie sytuacje. Pierwsza gdy temperatura w każdej warstwie betonu w strefie ściskanej jest mniejsza niż 250°C. W drugim przypadku temperatura w niektórych warstwach betonu jest wyższa od 250°C. Poniższa zależność pozwala stwierdzić jaka sytuacja występuje:

$$(h_c - h_u) = 16 - 3.8 = 12.2 \text{ cm}$$

Jeżeli wynik z tego równania jest większy od głębokości x podanej w tablicy 2, odpowiadającej temperaturze betonu mniejszej niż 250°C, przekrój betonowy w strefie ściskanej nie może być zredukowany

$$h_{cr} = x = 5.0 \text{ cm} < 12.2 \text{ cm}$$

Punkt przyłożenia siły ściskającej y_F jest określony według:

$$y_F = h + h_c - (h_u/2) = 16 + 16 - (3.8/2) = 30.1 \text{ cm}$$

Nośność na zginanie wynosi:

$$M_{fi,Rd} = T \cdot (y_F - y_T) = 1333.1 \cdot (30.1 - 9.53) \cdot 10^{-2} = 274.2 \text{ kNm}$$

Sprawdzenie:

$$127.4/274.2 = 0.46 < 1 \qquad \checkmark$$

3 ŹRÓDŁA

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

PN-EN 1991, *Eurokod 1:Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-2: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru*, Warszawa: PKN, kwiecień 2006

PN-EN 1994, *Eurokod 4: Projektowanie konstrukcji zespolonych stalowo-betonowych –Część 1-1:Reguły ogólne i reguły dla budynków*, Warszawa: PKN, 2005

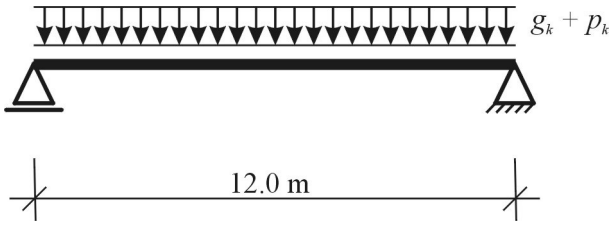
PN-EN 1994, *Eurokod 4: Projektowanie konstrukcji stalowo-betonowych – Część 1-2: Zasady ogólne – Projektowanie na warunki pożarowe*, Warszawa: PKN, 2005

Przykład dla EN 1994-1-2: Belka zespolona składająca się z częściowo obetonowanej belki stalowej

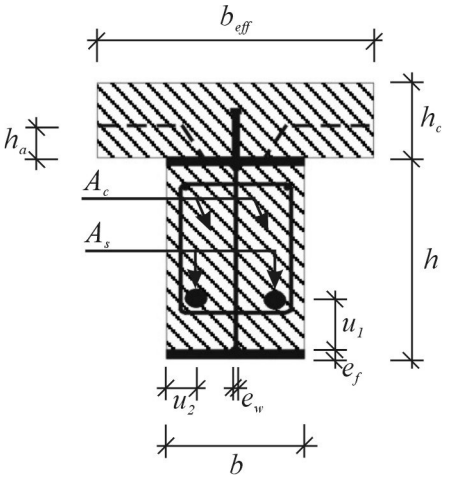
P. Schaumann, T. Trautmann
Uniwersytet Hanowerski – Instytut Konstrukcji Stalowych, Hanower, Niemcy

1 ZADANIE

Należy przeprowadzić sprawdzenie bezpieczeństwa ogniowego belki zespolonej w magazynie. Jest to belka swobodnie podparta obciążona równomiernie i posiadająca rozpiętość 12,0 m. Belka stalowa jest częściowo obetonowana, a płyta jest płytą zespoloną z wklęsłą blachą stalową. Wymagana normowa klasa odporności ogniowej dla tej belki wynosi R 90.



Rysunek 27. Układ statyczny



Rysunek 28. Przekrój poprzeczny

Właściwości materiałowe:

Belka:

Profil: kształtownik walcowany IPE 500
Gatunek stali: S 355
Wysokość: h = 500 mm
Szerokość: b = 200 mm
Grubość środnika: e_w = 10,2 mm
Grubość półki: e_f = 16 mm
Pole przekroju poprz.: A_a = 11.600 mm²
Granica plastyczności: $f_{y,a}$ = 355 N/mm²

Płyta:
Kategoria wytrzymałości: C 25/30
Wysokość: h_c = 160 mm
Szerokość efektywna: b_{eff} = 3000 mm
Wytrzymałość na ściskanie: f_c = 25 N/mm²

Blacha stalowa profilowana:
Typ: wklęsła
Wysokość: h_a = 51 mm

Zbrojenie wewnątrz częściowego obetonowania:
Gatunek stali: S 500
Średnica: 2 Ø 30
Pole przekroju poprz.: A_s = 1410 mm²
Odległości od osi: u_1 = 110 mm
u_{s1} = 60 mm
Granica plastyczności: $f_{y,s}$ = 500 N/mm²

Beton między półkami:
Kategoria wytrzymałości: C 25/30
Szerokość: b_c = 200 mm
Wytrzymałość na ściskanie: f_c = 25 N/mm²

Obciążenia:
Obciążenia stałe:
Ciężar własny: $g_{s,k}$ = 15,0 kN/m
Obciążenie od wykończenia: $g_{f,k}$ = 6,0 kN/m
Obciążenia zmienne:
Obciążenie użytkowe: p_k = 30,0 kN/m

2 ODPORNOŚĆ OGNIOWA BELKI ZESPOLONEJ SKŁADAJĄCEJ SIĘ Z CZĘŚCIOWO OBETONOWANEJ BELKI STALOWEJ

2.1 *Oddziaływania mechaniczne podczas styczności z ogniem*

EN 1991-1-2

Oddziaływania na konstrukcję w sytuacji pożaru klasyfikowane są jako wypadek:

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

Par. 4.3

Współczynnik kombinacji dla głównego oddziaływania zmiennego i dla magazynu wynosi $\psi_{2,1}$ = 0,8.

Dzięki tym parametrom można obliczyć obliczeniowy moment zginający podczas styczności z ogniem:

$$M_{fi,d} = \left((15.0 + 6.0) + 0.8 \cdot (30.0)\right) \cdot \frac{12.0^2}{8} = 810.0 \text{ kNm}$$

2.2 *Weryfikacja przy użyciu prostego modelu obliczeniowego*

EN 1994-1-2

Sprawdzenie belki zespolonej przeprowadza się przy użyciu prostego modelu obliczeniowego. Odbywa się to zgodnie z normą EN 1994-1-2, Par. 4.3.4.3 i Aneksem F.

Par. 4.3.4.3

Aby można było wykorzystać ten model płyta musi mieć minimalną grubość h_c. Dodatkowo belka stalowa musi posiadać minimalną wysokość h, minimalną szerokość b_c (gdzie b_c to minimalna szerokość belki stalowej lub betonowej obudowy) i minimalną powierzchnię $h \cdot b_c$ (patrz Tabela 1).

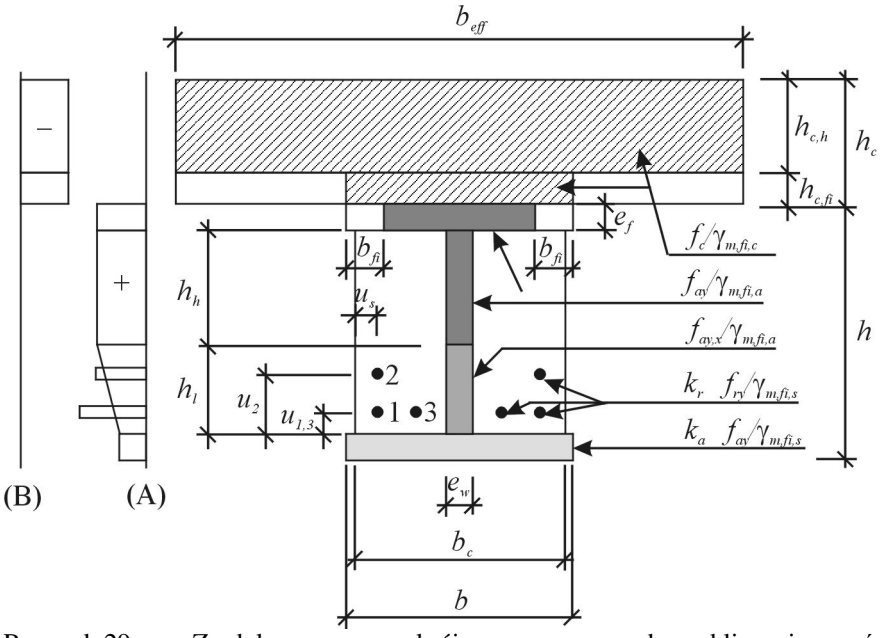
Tabela 16. Minimalne wymiary pozwalające na zastosowanie prostego modelu obliczeniowego do belek zespolonych obejmujących częściowo obetonowane belki stalowe (patrz EN 1994 Część 1-2, Par. 4.3.4.3, Tabela 4.8)

Normowa odporność ogniowa	Minimalna grubość płyty h_c [mm]
R 30	60
R 60	80
R 90	100
R 120	120
R 180	150

$$h_c = 160 \text{ mm} > \min h_c = 100 \text{ mm} \quad \checkmark$$

W modelu obliczeniowym zawartym w Aneksie F przekrój poprzeczny podzielony jest na różne części. W niektórych częściach redukcji podlega granica plastyczności, w innych pole przekroju poprzecznego.

Par. F.1



Rysunek 29. Zredukowany przekrój poprzeczny do obliczania nośności plastycznej na zginanie i rozkładu naprężeń w stali (A) i betonie (B)

Ogrzanie płyty betonowej jest uwzględniane poprzez zredukowanie pola przekroju poprzecznego. W Tabeli 2 podano redukcję grubości $h_{c,fi}$ dla różnych klas odporności ogniowej. W przypadku płyt zespolonych wykonanych z wklęsłej blachy stalowej należy uwzględnić minimalną redukcję grubości $h_{c,fi,min}$. Ta minimalna redukcja grubości jest równa wysokości blachy stalowej (patrz EN 1994-1-2, Aneks F, Rys. F.2).

$h_{c,fi}$ = 30 mm

$h_{c,fi,min}$ = 51 mm

Tak więc wysokość betonu wystawionego na działanie ognia wyniesie $h_{c,h}$ wyniesie:

$$h_{c,h} = 160 - 51 = 109 \text{ mm}$$

Tabela 17. Redukcja grubości $h_{c,fi}$ płyty betonowej (patrz EN 1994-1-2, Aneks F, Tabela F.1)

Normowa odporność ogniowa	Zmniejszenie płyty $h_{c,fi}$ [mm]
R 30	10
R 60	20
R 90	30
R 120	40
R 180	55

Rysunek 30. Minimalna redukcja grubości $h_{c,fi,min}$ dla profili wklęsłych

Ogrzanie górnej półki belki stalowej jest uwzględniane poprzez zredukowanie powierzchni jej przekroju poprzecznego. Obliczanie zmniejszenia szerokości b_{fi} pokazano w Tabeli 3.

$$b_{fi} = (16.0/2) + 30 + (200 - 200)/2 = 38.0 \text{ mm}$$

Szerokość efektywna jest obliczana wg wzoru:

$$b_{fi,u} = 200 - 2 \cdot 38 = 124.0 \text{ mm}$$

Tabela 18. Redukcja szerokości b_{fi} górnej półki (patrz EN 1994-1-2, Aneks F, Tabela F.2)

Normowa odporność ogniowa	Redukcja szerokości b_{fi} [mm]
R 30	$(e_f/2) + (b - b_c)/2$
R 60	$(e_f/2) + 10 + (b - b_c)/2$
R 90	$(e_f/2) + 30 + (b - b_c)/2$
R 120	$(e_f/2) + 40 + (b - b_c)/2$
R 180	$(e_f/2) + 60 + (b - b_c)/2$

Środnik belki stalowej jest podzielony na dwie części. Część górna środnika posiada pełną wartość granicy plastyczności, podczas gdy granica plastyczności części dolnej zmienia się liniowo od wartości granicy plastyczności górnej części do zredukowanej wartości granicy plastyczności dolnej półki. Wysokość dolnej części środnika h_l oblicza się następująco:

$$h_l = \frac{a_1}{b_c} + \frac{a_2 \cdot e_w}{b_c \cdot h} > h_{l,\min}$$

Parametry a_1 i a_2, a także minimalną wysokość $h_{l,min}$, podano w Tabeli 4 dla $h/b_c > 2$.

$$h/b_c = 500 \text{ mm} / 200 \text{ mm} = 2.5$$

$$h_l = \frac{14{,}000}{200} + \frac{75{,}000 \cdot 10.2}{200 \cdot 500} = 77.7 \text{ mm} > 40 \text{ mm}$$

Tabela 19. Parametry a_1, a_2 i minimalna wysokość $h_{l,min}$ dla $h/b_c > 2$ (patrz EN 1994-1-2, Aneks F, Tabela F.3)

Normowa odporność ogniowa	a_1 [mm²]	a_2 [mm²]	$h_{l,min}$ [mm]
R 30	3600	0	20
R 60	9500	0	30
R 90	14.000	75.000	40
R 120	23.000	110.000	45
R 180	35.000	250.000	55

Powierzchnia przekroju poprzecznego dolnej półki podlega redukcji. W tym przypadku redukuje się granicę plastyczności przy użyciu współczynnika k_a. Współczynnik ten ograniczony jest wartościami minimalną i maksymalną. Te wartości graniczne, a także obliczanie k_a, pokazano w Tabeli 5.

$$a_0 = 0.018 \cdot e_f + 0.7 = 0.018 \cdot 16.0 + 0.7 = 0.988$$

$$k_a = \left(0.12 - \frac{17}{200} + \frac{500}{38 \cdot 200}\right) \cdot 0.988 = 0.100 \begin{cases} > 0.06 \\ < 0.12 \end{cases}$$

Tabela 20. Współczynnik redukcyjny k_a granicy plastyczności dolnej półki (patrz EN 1994-1-2, Aneks F, Tabela F.4)

Normowa odporność ogniowa	Współczynnik redukcyjny k_a	$k_{a,min}$	$k_{a,max}$
R 30	$\left(1.12 - \frac{84}{b_c} + \frac{h}{22 \cdot b_c}\right) \cdot a_0$	0,5	0,8
R 60	$\left(0.21 - \frac{26}{b_c} + \frac{h}{24 \cdot b_c}\right) \cdot a_0$	0,12	0,4
R 90	$\left(0.12 - \frac{17}{b_c} + \frac{h}{38 \cdot b_c}\right) \cdot a_0$	0,06	0,12
R 120	$\left(0.1 - \frac{15}{b_c} + \frac{h}{40 \cdot b_c}\right) \cdot a_0$	0,05	0,1
R 180	$\left(0.03 - \frac{3}{b_c} + \frac{h}{50 \cdot b_c}\right) \cdot a_0$	0,03	0,06

Ogrzanie prętów zbrojeniowych w częściowej obudowie betonowej uwzględnia się poprzez obniżenie granicy plastyczności. Współczynnik redukcyjny zależy od klasy odporności ogniowej i położenia prętów zbrojeniowych. Podobnie jak w przypadku współczynnika redukcyjnego k_a, współczynnik redukcyjny k_r posiada górną i dolną wartość graniczną.

$$A_m = 2 \cdot h + b_c = 2 \cdot 500 + 200 = 1200 \text{ mm}$$

$$V = h \cdot b_c = 500 \cdot 200 = 100{,}000 \text{ mm}^2$$

$$u = \frac{1}{(1/u_i) + (1/u_{si}) + 1/(b_c - e_w - u_{si})}$$
$$= \frac{1}{(1/110) + (1/60) + 1/(200 - 10.2 - 60)}$$
$$= 29.88 \text{ mm}$$
$$k_r = \frac{(u \cdot a_3 + a_4) \cdot a_5}{\sqrt{A_m/V}} = \frac{(29.88 \cdot 0.026 - 0.154) \cdot 0.09}{\sqrt{1200/100{,}000}} = 0.51 \begin{cases} > 0.1 \\ < 1.0 \end{cases}$$

Tabela 21. Parametry do obliczania k_r (patrz EN 1994-1-2, Aneks F, Tabela F.5)

Normowa odporność ogniowa	a_3	a_4	a_5	$k_{r,min}$	$k_{r,max}$
R 30	0,062	0,16	0,126	0,1	1,0
R 60	0,034	-0,04	0,101	0,1	1,0
R 90	0,026	-0,154	0,090	0,1	1,0
R 120	0,026	-0,284	0,082	0,1	1,0
R 180	0,024	-0,562	0,076	0,1	1,0

Aby uzyskać nośność plastyczną na zginanie należy określić siły osiowe w różnych częściach.
Beton:

$$C_c = b_{eff} \cdot h_{c,h} \cdot \alpha_c \cdot f_c = 300.0 \cdot 10.9 \cdot 0.85 \cdot 2.5 = 6948.8 \text{ kN}$$

Górna półka:

$$T_{f,u} = b_{fi,u} \cdot e_f \cdot f_y = 12.4 \cdot 1.60 \cdot 35.5 = 704.3 \text{ kN}$$

Górna część środnika:

$$T_{w,u} = e_w \cdot h_h \cdot f_y = 1.02 \cdot 39.03 \cdot 35.5 = 1413.3 \text{ kN}$$

gdzie:

$$h_h = h - 2 \cdot e_f - h_l = 50.0 - 2 \cdot 1.6 - 7.77 = 39.03 \text{ cm}$$

Dolna część środnika:

$$T_{w,l} = e_w \cdot h_l \cdot \left(\frac{1 + k_a}{2}\right) \cdot f_y = 1.02 \cdot 7.77 \cdot \left(\frac{1 + 0.1}{2}\right) \cdot 35.5 = 154.7 \text{ kN}$$

$$z_{w,l} = h_l \cdot \frac{2 \cdot k_a + 1}{3 \cdot (k_a + 1)} = 7.77 \cdot \frac{2 \cdot 0.1 + 1}{3 \cdot (0.1 + 1)} = 2.8 \text{ cm}$$

Dolna półka:

$$T_{f,l} = b \cdot e_f \cdot k_a \cdot f_{y,a} = 20.0 \cdot 1.6 \cdot 0.1 \cdot 35.5 = 113.6 \text{ kN}$$

Pręty zbrojeniowe:

$$T_r = A_s \cdot k_r \cdot f_{y,s} = 14.1 \cdot 0.51 \cdot 50.0 = 359.6 \text{ kN}$$

Ze względu na fakt, że siła ściskająca C_c jest większa niż suma sił rozciągających T_i, plastyczna oś obojętna zlokalizowana jest w płycie betonowej. W związku z tym plastyczną oś obojętną oblicza się następująco:

$$z_{pl} = \frac{\sum T_i}{\alpha_c \cdot f_c \cdot b_{eff}} = \frac{704.3 + 1413.3 + 154.7 + 113.6 + 359.6}{0.85 \cdot 2.5 \cdot 300} = 4.31 \text{ cm}$$

Aby obliczyć nośność na zginanie potrzebne są dolne ramiona sił:
Płyta betonowa (odnosi się do górnej krawędzi płyty):

$$z_c = z_{pl}/2 = 4.31/2 = 2.16 \text{ cm}$$

Górna półka (odnosi się do środka ciężkości płyty betonowej):

$$z_{f,u} = h_c + e_f/2 - z_c = 16.0 + 1.6/2 - 2.16 = 14.64 \text{ cm}$$

Górna część środnika:

$$z_{w,u} = h_c + e_f + h_h/2 - z_c = 16.0 + 1.6 + 39.03/2 - 2.16 = 34.96 \text{ cm}$$

Dolna część środnika:

$$z_{w,l} = h_c + e_f + h_h + z_{w,l} - z_c = 16 + 1.6 + 39.03 + 2.8 - 2.16 = 57.27 \text{ cm}$$

Dolna półka:

$$z_{f,l} = h_c + h - e_f/2 - z_c = 16.0 + 50.0 - 1.6/2 - 2.16 = 63.04 \text{ cm}$$

Zbrojenie:

$$z_r = h_c + h - e_f - u_1 - z_c = 16.0 + 50.0 - 1.6 - 11.0 - 2.16 = 51.24 \text{ cm}$$

Nośność plastyczną na zginanie określa się wg wzoru:

$$\begin{aligned} M_{fi,Rd} &= T_{f,u} \cdot z_{f,u} + T_{w,u} \cdot z_{w,u} + T_{w,l} \cdot z_{w,l} + T_{f,l} \cdot z_{f,l} + T_r \cdot z_r \\ &= 704.3 \cdot 14.64 + 1413.3 \cdot 34.96 + 154.7 \cdot 57.27 + 113.6 \cdot 63.04 \\ &\quad + 359.6 \cdot 51.24 \\ &= 10,311 + 49,409 + 8860 + 7161 + 18,426 \\ &= 94,167 \text{ kNcm} = 942.7 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Sprawdzenie:

$$\frac{810.0}{942.7} = 0.86 < 1 \qquad \checkmark$$

3 ŹRÓDŁA

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

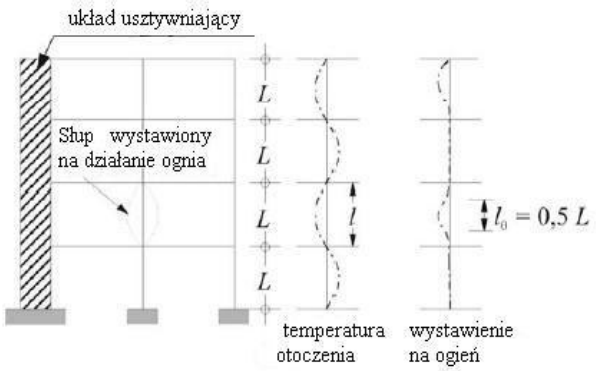
EN 1994, *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2: General Rules – Structural Fire Design*, Brussels: CEN, November 2006

Przykład dla EN 1994-1-2: Słup zespolony z częściowo obetonowanymi kształtownikami stalowymi

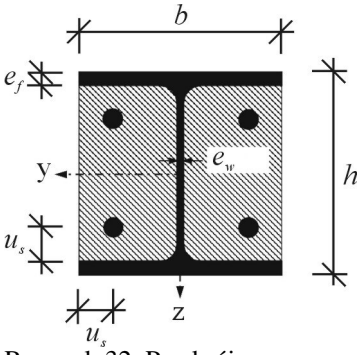
P. Schaumann, T. Trautmann
Uniwersytet Hanowerski – Instytut Konstrukcji Stalowych, Hanower, Niemcy

1 ZADANIE

Poniższy przykład dotyczy słupa zespolonego wykonanego z częściowo obetonowanych kształtowników stalowych. Jest on częścią budynku biurowego i posiada długość $L = 4{,}0$ m. W przykładzie tym zastosowano prosty model obliczeniowy i metodę "danych stabelaryzowanych". Słup jest częścią ramy stężonej i jest połączony ze słupami powyżej i poniżej w sposób odporny na zginanie. W związku z tym długość wyboczeniowa może zostać ograniczona tak jak pokazano na rys. 1. Wymagana normowa klasa odporności ogniowej dla tego słupa wynosi R 60.



Rysunek 31. Długości wyboczeniowe słupów ram stężonych



Rysunek 32. Przekrój poprzeczny słupa

Właściwości materiałowe:

Słup stalowy:

Profil: kształtownik walcowany HE 300 B

Gatunek stali: S 235

Wysokość: h = 300 mm

Szerokość: b = 300 mm

Grubość środnika: e_w = 11 mm

Grubość półki: e_f = 19 mm

Pole przekroju poprz.: A_a = 14900 mm²

Granica plastyczności: f_y = 235 N/mm²

Moduł sprężystości: E_a = 210.000 N/mm²

Moment bezwładności: I_z = 8560 cm^4 oś mniejszego momentu bezwładności

Zbrojenie:

Gatunek stali: S 500

Średnica: 4 Ø 25

Pole przekroju poprz.: A_s = 1960 mm²

Granica plastyczności: f_s = 500 N/mm²

Moduł sprężystości: E_s = 210.000 N/mm²

Moment bezwładności: I_s = $4 \cdot 4{,}9 \cdot (30{,}0 / 2 - 5{,}0)^2 = 1960$ cm^4

Odległość od osi: u_s = 50 mm

Beton:

Kategoria wytrzymałości: C 25/30

Pole przekroju poprz.: A_c = $300 \cdot 300 - 14900 - 1960 = 73.140$ mm²

Wytrzymałość na ściskanie: f_c = 25 N/mm²

Moduł sprężystości: E_{cm} = 30.500 N/mm²

Moment bezwładności: I_c = $30 \cdot 30^3 / 12 - 8560 - 1960 = 56.980$ cm^4

Obciążenia:

Obciążenia stałe: G_k = 960 kN

Obciążenia zmienne: P_k = 612,5 kN

2 ODPORNOŚĆ OGNIOWA SŁUPA ZESPOLONEGO O CZĘŚCIOWO OBETONOWANYCH KSZTAŁTOWNIKACH STALOWYCH

2.1 *Oddziaływania mechaniczne podczas styczności z ogniem*

EN 1991-1-2

Przy projektowaniu ogniowym stosuje się kombinację obciążeń odpowiadającą wypadkowi:

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

Par. 4.3

Dla $\psi_{2,1}$ = 0,3 osiowe obciążenie obliczeniowe podczas styczności z ogniem wynosi:

$$N_{fi,d} = 1.0 \cdot 960 + 0.3 \cdot 612.5 = 1143.8 \text{ kN}$$

2.2 *Weryfikacja przy użyciu prostego modelu obliczeniowego*

EN 1994-1-2

2.2.1 *Zakres stosowania*

Prosty model obliczeniowy umożliwia weryfikację w sferze wytrzymałości. Należy sprawdzić, czy obciążenie przy podwyższonej temperaturze jest niższe od obliczeniowej odporności na obciążenia.

$$N_{fi,d} / N_{fi,Rd} \le 1$$

Par. 4.3.5.1

Obliczeniową odporność na obciążenia osiowe i wyboczenie wokół osi z (osi słabej) oblicza się według wzoru:

$$N_{fi,Rd,z} = \chi_z \cdot N_{fi,pl,Rd}$$

gdzie:

χ_z współczynnik redukcyjny zależny od krzywej wyboczenia c i smukłości bezwymiarowej

$N_{fi,pl,Rd}$ wartość obliczeniowa oporu plastycznego na ściskanie osiowe w sytuacji pożaru

Aby można było zastosować prosty model obliczeniowy, muszą być spełnione rózne ograniczenia. Dodatkowo słup powinien być częścią ramy stężonej.

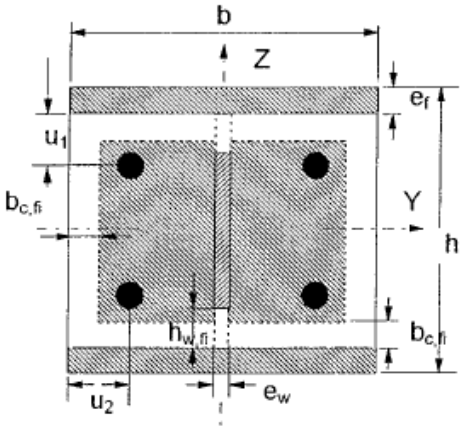
Par. 4.3.5.2
Par. G.8

Tabela 22. Ograniczenia związane ze stosowaniem prostego modelu obliczeniowego

Ograniczenie	Stan istniejący	
$\max l_\theta = 13.5 \cdot b = 13.5 \cdot 0.3 = 4.05$ m	$l_\theta = 0.5 \cdot 4.0 = 2.0$ m	✓
$230 \text{ mm} \le h \le 1100$ mm	$h = 300$ mm	✓
$230 \text{ mm} \le b \le 500$ mm	$b = 300$ mm	✓
$1\% \le A_s / (A_c + A_s) \le 6\%$	$19.6/(731.4 + 19.6) = 0.03 = 3\%$	✓
max R 120	R 60	✓
$l_\theta < 10 \cdot b$ if $\begin{cases} 230 \le b < 300 \text{ or} \\ h/b > 3 \end{cases}$	$b = 300$ mm $h/b = 300/300 = 1$	
$l_\theta < 10 \cdot b = 10 \cdot 300\ mm = 3\ m$	$l_\theta = 0.5 \cdot 4.0 = 2.0$ m	✓

2.2.2 *Obliczanie obliczeniowego oporu plastycznego i efektywnej sztywności zginania*

Zgodnie z Aneksem G do normy EN 1994-1-2, przekrój poprzeczny słupa zespolonego ulega redukcji. Redukcja niektórych części przekroju poprzecznego polega na zmniejszeniu ich pola, a innych na obniżeniu granicy plastyczności i modułu sprężystości.



Rysunek 33. Zmniejszony przekrój poprzeczny dla projektowania odporności ogniowej konstrukcji

Półki profili stalowych podlegają redukcji poprzez określenie współczynników redukcyjnych dla granicy plastyczności i modułu sprężystości. W tym celu należy obliczyć średnią temperaturę półek.

$$\theta_{f,t} = \theta_{o,t} + k_t \cdot A_m / V$$

Par. G.2

Wartości temperatury $\theta_{o,t}$ i współczynnika redukcyjnego k_t podane zostały w Tabeli 2. Współczynnik dla kształtownika obliczany jest jak niżej:

$$\frac{A_m}{V} = \frac{2\cdot(h+b)}{h\cdot b} = \frac{2\cdot(0.3+0.3)}{0.3\cdot 0.3} = 13.3 \text{ m}^{-1}$$

Tabela 23. Parametry do obliczania średniej temperatury półek (patrz EN 1994-1-2, Aneks G, Tabela G.1)

Normowa odporność ogniowa	$\theta_{o,t}$ [°C]	k_t [m°C]
R 30	550	9,65
R 60	680	9,55
R 90	805	6,15
R 120	900	4,65

Dla R 60 średnia temperatura rośnie do:

$$\theta_{f,t} = 680 + 9.55\cdot 13.3 = 807 \text{ °C}$$

Współczynniki redukcyjne $k_{y,\theta}$ i $k_{E,\theta}$ dla tej temperatury można znaleźć w Tabeli 3.2 normy EN 1994 Część 1-2, przy czym wartości pośrednie można określić przy pomocy interpolacji liniowej.

$$k_{y,\theta} = 0.06 + \left((900-807)/(900-800)\right)\cdot(0.11-0.06) = 0.107$$

$$k_{E,\theta} = 0.0675 + \left((900-807)/(900-800)\right)\cdot(0.09-0.0675) = 0.088$$

Obliczeniowy osiowy opór plastyczny półek i ich sztywność zginania określa się wg poniższych wzorów:

$$N_{fi,pl,Rd,f} = 2\cdot\left(b\cdot e_f\cdot k_{y,\theta}\cdot f_{ay,f}\right)/\gamma_{M,fi,a} = 2\cdot(30\cdot 1.9\cdot 0.107\cdot 23.5)/1.0$$
$$= 286.65 \text{ kN}$$

$$(EI)_{fi,f,z} = k_{E,\theta}\cdot E_{a,f}\cdot\left(e_f\cdot b^3\right)/6 = 0.088\cdot 21{,}000\cdot\left(1.9\cdot 30^3\right)/6$$
$$= 1.58\cdot 10^7 \text{ kNcm}^2$$

Środnik ulega redukcji w zakresie swojego pola przekroju poprzecznego i granicy plastyczności. Zmniejszenie wysokości oblicza się jak niżej, przy czym wysokość ulega redukcji na obu krawędziach półki.

$$h_{w,fi} = 0.5\cdot\left(h-2\cdot e_f\right)\cdot\left(1-\sqrt{1-0.16\cdot\left(H_t/h\right)}\right)$$ Par. G.3

Wartości parametru H_t podano w Tabeli 3.

Table 24. Parametr do redukcji środnika (patrz EN 1994-1-2, Aneks G, Tabela G.2)

Normowa odporność ogniowa	H_t [mm]
R 30	350
R 60	770
R 90	1100
R 120	1250

W związku z tym $h_{w,fi}$ oblicza się wg wzoru:

$$h_{w,fi} = 0.5\cdot(30-2\cdot 1.9)\cdot\left(1-\sqrt{1-0.16\cdot(77/30)}\right) = 3.04 \text{ cm}$$

Granica plastyczności zostaje obniżona do:

$$f_{ay,w,t} = f_{ay,w} \cdot \sqrt{1-0.16\cdot(H_t/h)} = 23.5\cdot\sqrt{1-0.16\cdot(77/30)} = 18.04 \text{ kN/cm}^2$$

Obliczeniowy osiowy opór plastyczny i sztywność zginania środnika podczas styczności z ogniem wynoszą:

$$N_{fi,pl,Rd,w} = \left[e_w\cdot\left(h-2\cdot e_f-2\cdot h_{w,fi}\right)\cdot f_{ay,w,t}\right]\Big/\gamma_{M,fi,a}$$
$$= \left[1.1\cdot(30-2\cdot 1.9-2\cdot 3.04)\cdot 18.04\right]\Big/1.0$$
$$= 399.26 \text{ kN}$$

$$(EI)_{fi,w,z} = \left[E_{a,w}\cdot\left(h-2\cdot e_f-2\cdot h_{w,fi}\right)\cdot e_w^3\right]\Big/12$$
$$= \left[21{,}000\cdot(30-2\cdot 1.9-2\cdot 3.04)\cdot 1.1^3\right]\Big/12$$
$$= 0.0047\cdot 10^7 \text{ kNcm}$$

W obliczeniach pomija się zewnętrzną warstwę betonu o grubości $b_{c,fi}$. Grubość ta podana jest w Tabeli 4.

$\Rightarrow$ $b_{c,fi}$ = 1.5 cm Par. G.4

Tabela 25. Redukcja grubości betonu (patrz EN 1994-1-2, Aneks G, Tabela G.3)

Normowa odporność ogniowa	$b_{c,fi}$ [mm]
R30	4,0
R 60	15,0
R 90	$0.5\cdot(A_m/V)+22.5$
R 120	$2.0\cdot(A_m/V)+24.0$

Pozostała część betonu podlega redukcji przy zastosowaniu współczynnika redukcyjnego $k_{c,\theta}$ który zależy od temperatury betonu. Średnia temperatura betonu jest podana w Tabeli 5. Zależy ona od wskaźnika przekroju A_m/V.

Tabela 26. Średnia temperatura betonu w zależności od wskaźnika przekroju (patrz EN 1994-1-2, Aneks G, Tabela G.4)

R 30		R 60		R 90		R 120	
A_m/V [m^{-1}]	$\theta_{c,t}$ [°C]	A_m/V [m^{-1}]	$\theta_{c,t}$ [°C]	A_m/V [m^{-1}]	$\theta_{c,t}$ [°C]	A_m/V [m^{-1}]	$\theta_{c,t}$ [°C]
4	136	4	214	4	256	4	265
23	300	9	300	6	300	5	300
46	400	21	400	13	400	9	400
---	---	50	600	33	600	23	600
---	---	---	---	54	800	38	800
---	---	---	---	---	---	41	900
---	---	---	---	---	---	43	1000

$$\Rightarrow \qquad \theta_{c,t} = 400-\left((21-13.3)/(21-9)\right)\cdot(400-300) = 336 \text{ °C}$$

gdzie:

$$A_m/V = 13.3 \text{ m}^{-1},$$

Współczynnik redukcyjny $k_{c,\theta}$ i odkształcenie $\varepsilon_{cu,\theta}$ odpowiadające $f_{c,\theta}$ podano w Tabeli 3.3 of normy EN 1994-1-2.

$$k_{c,\theta} = 0.75 + \left(\left(400-336\right)/\left(400-300\right)\right)\cdot\left(0.85-0.75\right) = 0.814$$

$$\varepsilon_{cu,\theta} = \left[10 - \left(\left(400-336\right)/\left(400-300\right)\right)\cdot\left(10-7\right)\right]\cdot 10^{-3} = 8.08\cdot 10^{-3}$$

W związku z tym moduł sieczny betonu oblicza się wg wzoru:

$$E_{c,sec,\theta} = k_{c,\theta}\cdot f_c/\varepsilon_{cu,\theta} = 0.814\cdot 2.5\Big/\left(8.08\cdot 10^{-3}\right) = 251.9 \text{ kN/cm}^2$$

Teraz można określić obliczeniowy opór osiowy i sztywność zginania betonu:

$$\begin{aligned} N_{fi,pl,Rd,c} &= 0{,}86\cdot\left(\left(\left(h-2\cdot e_f-2\cdot b_{c,fi}\right)\cdot\left(b-e_w-2\cdot b_{c,fi}\right)\right)-A_s\right) \\ &\quad\cdot f_{c,\theta}/\gamma_{M,fi,c} \\ &= 0{,}86\cdot\left(\left(\left(30-2\cdot 1{,}9-2\cdot 1{,}5\right)\cdot\left(30-1{,}1-2\cdot 1{,}5\right)\right)-19{,}6\right) \\ &\quad\cdot\left(0{,}814\cdot 2{,}5\right)/1{,}0 \\ &= 1017{,}3 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \left(EI\right)_{fi,c,z} &= E_{c,sec,\theta}\cdot\left(\left(\left(h-2\cdot e_f-2\cdot b_{c,fi}\right)\cdot\left(\left(b-2\cdot b_{c,fi}\right)^3-e_w^3\right)\Big/12\right)-I_{s,z}\right) \\ &= 251{,}9\cdot\left(\left(\left(30-2\cdot 1{,}9-2\cdot 1{,}5\right)\cdot\left(\left(30-2\cdot 1{,}5\right)^3-1{,}1^3\right)\Big/12\right)-1960\right) \\ &= 0{,}909\cdot 10^7 \text{ kNcm}^2 \end{aligned}$$

Redukcja prętów zbrojeniowych dotyczy tylko ich granicy plastyczności i modułu sprężystości. Współczynnik redukcyjny $k_{y,t}$ do redukcji granicy plastyczności podano w Tabeli 6 a współczynnik redukcyjny $k_{E,t}$ do redukcji modułu sprężystości można uzyskać z Tabeli 7. Obydwa zależą od klasy odporności ogniowej i średniej geometrycznej u odległości osiowych prętów zbrojeniowych od zewnętrznej powierzchni betonu.

$$u = \sqrt{u_1\cdot u_2} = \sqrt{50\cdot 50} = 50 \text{ mm}$$ Par. G.5

gdzie:

u_1 odległość osiowa zewnętrznego pręta zbrojeniowego od wewnętrznej krawędzi półki

u_2 odległość osiowa zewnętrznego pręta zbrojeniowego od powierzchni betonu

Tabela 27. Współczynnik redukcyjny $k_{y,t}$ dla granicy plastyczności f_{sy} prętów zbrojeniowych (patrz EN 1994-1-2, Aneks G, Tabela G.5)

Normowa odporność ogniowa	u [mm] 40	45	50	55	60
R 30	1	1	1	1	1
R 60	0,789	0,883	0,976	1	1
R 90	0,314	0,434	0,572	0,696	0,822
R 120	0,170	0,223	0,288	0,367	0,436

Tabela 28. Współczynnik redukcyjny $k_{E,t}$ dla modułu sprężystości E_s prętów zbrojeniowych (patrz EN 1994-1-2, Aneks G, Tabela G.6)

Normowa odporność ogniowa	u [mm] 40	45	50	55	60
R 30	0,830	0,865	0,888	0,914	0,935
R 60	0,604	0,647	0,689	0,729	0,763
R 90	0,193	0,283	0,406	0,522	0,619
R 120	0,110	0,128	0,173	0,233	0,285

$\Rightarrow$ $k_{y,t} = 0{,}976$

$$k_{E,t} = 0{,}689$$

Obliczeniowy opór plastyczny i sztywność zginania prętów zbrojeniowych oblicza się wg wzoru:

$$N_{fi,pl,Rd,s} = A_s \cdot k_{y,t} \cdot f_{sy} / \gamma_{M,fi,s} = 19{,}6 \cdot 0{,}976 \cdot 50{,}0/1{,}0 = 956{,}5 \text{ kN}$$

$$(EI)_{fi,s,z} = k_{E,t} \cdot E_s \cdot I_{s,z} = 0{,}689 \cdot 21\,000 \cdot 1960 = 2{,}836 \cdot 10^7 \text{ kNcm}^2$$

Całkowity opór obliczeniowy przekroju poprzecznego oblicza się wg wzoru:

$$\begin{aligned} N_{fi,pl,Rd} &= N_{fi,pl,Rd,f} + N_{fi,pl,Rd,w} + N_{fi,pl,Rd,c} + N_{fi,pl,Rd,s} \\ &= 286{,}7 + 399{,}3 + 1017{,}3 + 956{,}5 \\ &= 2659{,}8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Aby obliczyć efektywną sztywność zginania przekroju poprzecznego należy określić współczynniki redukcyjne $\varphi_{i,\theta}$. Przedstawiono je w Tabeli 8.

Tabela 29. Współczynniki redukcyjne do obliczania efektywnej sztywności zginania (patrz EN 1994-1-2, Aneksy G, Tabela G.7)

Normowa odporność ogniowa	$\varphi_{f,\theta}$	$\varphi_{w,\theta}$	$\varphi_{c,\theta}$	$\varphi_{s,\theta}$
R 30	1,0	1,0	0,8	1,0
R 60	0,9	1,0	0,8	0,9
R 90	0,8	1,0	0,8	0,8
R 120	1,0	1,0	0,8	1,0

$$\begin{aligned} (EI)_{fi,eff,z} &= \varphi_{f,\theta} \cdot (EI)_{fi,f,z} + \varphi_{w,\theta} \cdot (EI)_{fi,w,z} + \varphi_{c,\theta} \cdot (EI)_{fi,c,z} + \varphi_{s,\theta} \cdot (EI)_{fi,s,z} \\ &= 0{,}9 \cdot 1{,}58 \cdot 10^7 + 1{,}0 \cdot 0{,}0047 \cdot 10^7 + 0{,}8 \cdot 0{,}909 \cdot 10^7 + 0{,}9 \cdot 2{,}836 \cdot 10^7 \\ &= 4{,}70 \cdot 10^7 \text{ kNcm}^2 \end{aligned}$$

2.2.3 *Obliczanie osiowego obciążenia wyboczeniowego przy podwyższonej temperaturze*

Par. G.6

Obciążenie wyboczeniowe Eulera czyli sprężyste obciążenie krytyczne oblicza się z wzoru:

$$N_{fi,cr,z} = \pi^2 \cdot (EI)_{fi,eff,z} / l_\theta^2 = \pi^2 \cdot 4{,}70 \cdot 10^7 / (0{,}5 \cdot 400)^2 = 11610{,}7 \text{ kN}$$

gdzie:

l_θ długość wyboczeniowa słupa w sytuacji pożaru

Smukłość bezwymiarową oblicza się z wzoru:

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{N_{fi,pl,R} / N_{fi,cr,z}} = \sqrt{2659{,}8/11610} = 0{,}48$$

gdzie:

$N_{fi,pl,R}$ wartość $N_{fi,pl,Rd}$ z częściowymi współczynnikami bezpieczeństwa $\gamma_{M,fi,I} = 1.0$

Współczynnik redukcyjny χ_z określa się wykorzystując krzywą wyboczeniową *c* z Tabeli 6.1 normy EN 1993-1-1 i następnie smukłość bezwymiarową w sytuacji pożaru.

EN 1993-1-1

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_\theta^{\,2}}} = \frac{1}{0{,}68 + \sqrt{0{,}68^2 - 0{,}48^2}} = 0{,}86$$

Par. 6.3.1.2

gdzie:

$$\Phi = 0,5 \cdot \left(1 + \alpha \cdot \left(\bar{\lambda}_\theta - 0,2\right) + \bar{\lambda}_\theta^{\,2}\right) = 0,5 \cdot \left(1 + 0,49 \cdot \left(0,48 - 0,2\right) + 0,48^2\right)$$
$$= 0,68$$

Obliczeniowy opór wyboczeniowy oblicza się wg wzoru: EN 1994-1-2

$$N_{fi,Rd,z} = \chi_z \cdot N_{fi,pl,Rd} = 0,86 \cdot 2659,8 = 2287,4 \text{ kN}$$

Sprawdzenie:

$$N_{fi,d} / N_{fi,Rd,z} = 1143,8/2287,4 = 0,50 < 1 \quad \checkmark$$

2.3 *Sprawdzenie przy użyciu metody danych stabularyzowanych*

Sprawdzenie przy użyciu danych stabelaryzowanych należy przeprowadzać w sferze wytrzymałości. Par. 4.2.3.3

Przy określaniu poziomu obciążenia $\eta_{fi,t}$ stopień zbrojenia musi mieścić się między 1% i 6%. Nie należy uwzględniać stopni wyższych ani niższych.

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \begin{cases} \geq 1\% \\ \leq 6\% \end{cases}$$

$$\frac{19.6}{731.4 + 19.6} = 0.03 = 3\% \begin{cases} > 1\% \\ < 6\% \end{cases}$$

Poziom obciążenia oblicza się wg wzoru:

$$\eta_{fi,t} = E_{fi,d,t} / R_d = N_{fi,d} / N_{Rd} = 1143.8/4130.4 = 0.28$$

Parametry podane w Tabeli 4.6 normy EN 1994-1-2 mogą być interpolowane liniowo. W tym przypadku nie ma potrzeby stosowania interpolacji.

Tabela 30. Sprawdzenie słupa zespolonego z częściowo obetonowanymi kształtownikami stalowymi

Minimalne	Istniejące	
$\min e_w / e_f = 0.5$	$e_w / e_f = 1.1/1.9 = 0.58$	✓
$\min b = \min h = 200$ mm	$b = h = 300$ mm	✓
$\min u_s = 50$ mm	$u_s = 50$ mm	✓
$\min A_s / (A_c + A_s) = 4\%$	$A_s / (A_c + A_s) = 3\%$	✗

Stopień zbrojenia słupa zespolonego jest za niski. Aby podwyższyć ten stopień można zastosować pręty zbrojeniowe o większych średnicach lub po kilka prętów zbrojeniowych w każdym narożniku.

Jednakże weryfikacja przy użyciu prostego modelu obliczeniowego mogłaby dać wynik pozytywny. Oznacza to, że metoda "danych stabelaryzowanych" prowadzi do wyników ostrożnych.

3 ŹRÓDŁA

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

EN 1993, *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules*, Brussels: CEN, May 2005

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