

dr inż. Grzegorz Woźniak<sup>1)\*</sup>  
mgr inż. Ewelina Fic<sup>1)</sup>

# Ocena odporności ogniowej drewnianych belek i słupów zgodnie z Eurokodem 5

## *Assessment of fire resistance of beams and columns in accordance with Eurocode 5*

DOI: 10.15199/33.2015.07.04

**Streszczenie.** W artykule omówiono zasady projektowania konstrukcji drewnianych z uwagi na warunki pożarowe. Przedstawiono zasady ogólne oraz obliczeniowe metody ustalania odporności ogniowej belek i słupów drewnianych zgodnie z Eurokodem PN-EN 1995-1-2. Przytoczone przykłady zarówno dla elementów niezabezpieczonych, jak zabezpieczonych przed oddziaływaniem pożaru pozwalają na ocenę skuteczności ogniochronnej różnych typów rozwiązań konstrukcyjno-materiałowych.

**Słowa kluczowe:** konstrukcje drewniane, odporność ogniowa, drewno, pożar, belka, słup.

**Abstract.** This article discusses design rules of timber structures under fire conditions. General rules and calculation methods enabling assessment of the fire resistance of timber beams and columns in accordance with Eurocode PN-EN 1995-1-2 are presented. Given examples of unprotected and protected elements against the fire load enable to assess effectiveness of fire protective materials applied to different structural-material solutions.

**Keywords:** timber structures, fire resistance, timber, fire, beam, column.

**W** wykorzystywane obecnie metody oceny odporności ogniowej elementów konstrukcji drewnianych są przedstawione w PN-EN 1995-1-2 Eurokod 5: *Projektowanie konstrukcji drewnianych. Część 1-2: Postanowienia ogólne. Projektowanie konstrukcji z uwagi na warunki pożarowe* [2]. Praktyczne stosowanie zawartych tam zapisów wymaga znajomości postanowień kilku innych norm europejskich, w tym PN-EN 1995-1-1 [1], PN-EN 1991-1-2 [3] oraz PN-EN 1990 [4].

Przedstawione w artykule zasady i obliczeniowe metody oceny odnoszą się do prętowych elementów konstrukcyjnych, tj. belek, słupów, pasów kratownic, ściągów, zastrzałów, wykonanych z drewna litego lub drewna klejonego warstwowo. W budynku elementy te pełnią funkcję nośną, zatem projektowanie ich na warunki pożarowe wymaga spełnienia kryteriów nośności ogniowej (klasa odporności ogniowej R), nie mają zaś funkcji oddzielającej obejmującej izolacyjność i szczelność ogniową (klasy E, I). Omówione w artykule procedury obliczeń projektowych wykorzystują metodę zredukowanego przekroju wg PN-EN 1995-1-2 [2], bio-

racząc pod uwagę, iż druga z normowych metod, tj. metoda zredukowanych właściwości, nie jest uznana za metodę zalecaną wg tej normy.

### Wymagania

W tabeli 1 podano wymagane w Polsce, zgodnie z rozporządzeniem [7], klasy odporności ogniowej elementów w zależności od klasy odporności pożarowej budynku i oznaczono kolorem szarym obszar wymagań typowych dla budownictwa drewnianego. Należy zaznaczyć, iż wymagania podane w kolumnach 4, 5 i 6 dotyczące przegród, obejmują też elementy belkowe lub słupowe (klasa R), stanowiące nośne elementy konstrukcyjne ściana lub stropów. Pomimo iż wymagania w klasach odporności ogniowej R30 i R60 nie są wysokie, elementy drewniane zaprojektowane z uwagi na warunki normalne nie są zwykle w stanie im sprostać bez do-

datkowych zabiegów polegających na zwiększaniu przekroju elementu lub zastosowaniu zabezpieczeń ogniochronnych drewna.

### Projektowanie prętowych elementów drewnianych na warunki pożarowe

Projektowanie elementów drewnianych na warunki pożarowe nie różni się pod względem metodyki zasadniczo od projektowania w warunkach normalnych. Wykorzystuje się warunki stanów granicznych nośności i współczynniki częściowe, zdefiniowane w PN-EN 1995-1-1 [1], adaptując je do warunków pożarowych. Celem obliczeń projektowych dotyczących elementu konstrukcyjnego w warunkach pożarowych jest weryfikacja wzoru:

$$E_{d,fi} \leq R_{d,fi} \quad (1)$$

**Tabela 1. Wymagane klasy odporności ogniowej elementów budynków wg [7]**

*Table 1. Required classes of fire resistance of building elements in accordance with [7]*

Klasa odporności pożarowej budynku	Klasa odporności ogniowej elementów budynku					
	główna konstrukcja nośna	konstrukcja dachu	strop	ściana zewnętrzna	ściana wewnętrzna	przykrycie dachu
1	2	3	4	5	6	7
„A”	R240	R30	REI 120	EI 120	EI 60	RE 30
„B”	R120	R30	REI 60	EI 60	EI 30	RE 30
„C”	R60	R15	REI 60	EI 30	EI 15	RE 15
„D”	R30	(-)	REI 30	EI 30	(-)	(-)
„E”	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)

<sup>1)</sup> Instytut Techniki Budowlanej, Zakład Badań Ogniowych

<sup>\*)</sup> Autor do korespondencji: g.wozniak@itb.pl

Przez określony czas trwania pożaru obliczeniowy efekt oddziaływań  $E_{d,fi}$  nie może przekroczyć obliczeniowej nośności  $R_{d,fi}$  elementu w warunkach pożarowych. W tabeli 2 dokonano porównania podstawowych parametrów wykorzystywanych przy projektowaniu z uwagi na warunki normalne i pożarowe.

### Przykład obliczeń projektowych z uwagi na warunki pożarowe dla be-

**Tabela 2. Zasady projektowania elementów drewnianych w warunkach normalnych i warunkach pożarowych – porównanie**

Table 2. Design principles of timber elements under normal and fire conditions – comparison

Aspekt/parametr projektowania	Warunki normalne	Warunki pożarowe
Stan graniczny nośności	$E_d \leq R_d$	$E_{d,fi} \leq R_{d,fi}$
Stan graniczny użytkowania	ugięcie $f < f_{dop}$	nie sprawdza się
Współczynniki częściowe	$k_{mod} \cdot \gamma_M \text{ np. } k_{mod} = 0,7, \gamma_M = 1,3$	$k_{mod,fi}, \gamma_{M,fi}, k_{fi}$ np. $k_{mod,fi} = 1,0, \gamma_{M,fi} = 1,0, k_{fi} = 1,25$
Wytrzymałość obliczeniowa	$f_d = k_{mod} \cdot (f_k / \gamma_M)$ np. $f_d = 0,7 \cdot 20 / 1,3 = 10,8 \text{ MPa}$	$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot (f_k / \gamma_{M,fi})$ np. $f_{d,fi} = 1,0 \cdot 1,25 \cdot 20 / 1,0 = 25 \text{ MPa}$
Oddziaływania mechaniczne	kombinacja podstawowa: $E_d = \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k = 1,35 G_k + 1,50 Q_k$ np. $E_d = 1,35 \cdot 2 + 1,5 \cdot 2 = 5,7 \text{ kN/m}^2$	kombinacja wyjątkowa: $E_{d,fi} = \eta_{fi} E_d$ np. $E_{d,fi} = 0,6 \cdot 5,7 = 3,4 \text{ kN/m}^2$
Zmiana przekroju/zwęglanie	nie ma zmiany przekroju $A_o = \text{const}$ , $W_o = \text{const}$	zmniejszanie przekroju $A_{fi}$ , $W_{fi}$ wraz ze zwięglaniem postępującym z prędkością $\beta_n = 0,8 \text{ mm/min}$
Nośność elementu	$R_d$ – niezmienna w czasie eksploatacji	$R_{d,fi}$ – maleje z czasem wskutek zwięglania
Stężenia, podparcia, usztywnienia	niezmiennie w czasie eksploatacji	należy uwzględnić możliwość ich zmiany w trakcie pożaru

**lek zginanych.** Warunek stanu granicznego nośności w normalnej sytuacji projektowej można zapisać jako:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (2)$$

gdzie:

$\sigma_{m,d}$  – obliczeniowe naprężenie zginające;  
 $f_{m,d}$  – wytrzymałość obliczeniowa na zginanie.

W sytuacji pożarowej warunek stanu granicznego nośności przy zginaniu przyjmuje postać:

$$\frac{\sigma_{m,fi}}{f_{m,fi}} \leq 1 \quad (3)$$

którą po przekształceniach przedstawimy jako:

$$\eta_{fi} \alpha_M \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \frac{1}{k_{fi}} \frac{1}{k_{crit}} \frac{W_o}{W_{fi}} \leq 1 \quad (4)$$

Nierówność (4) zależy od czasu oddziaływania pożaru  $t$  i zmienia swoją postać, gdyż wraz ze zjawiskiem zwięglania ulega zmniejszeniu efektywny przekrój belki. Analogicznie można wprowadzić zależności dla innych stanów wyęźnienia elementów prętowych: ściskania, rozciągania, ścinania.

- ściskanie

$$\eta_{fi} \alpha_P \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \frac{1}{k_{fi}} \frac{1}{k_{c,y}} \frac{A_o}{A_{fi}} \leq 1 \quad (5)$$

- rozciąganie

$$\eta_{fi} \alpha_T \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \frac{1}{k_{fi}} \frac{A_o}{A_{fi}} \leq 1 \quad (6)$$

- ścinanie

$$\eta_{fi} \alpha_V \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \frac{1}{k_{fi}} \frac{A_o}{A_{fi}} \leq 1 \quad (7)$$

W zależnościach (4) do (7) symbole  $\alpha_M, \alpha_P, \alpha_T, \alpha_V$ , oznaczają odpowiednio

wskazniki wyęźnienia przy zginaniu, ściskaniu, rozciąganiu i ścinaniu, ustalone w warunkach normalnych dla przekroju elementu, zaś symbole  $k_{crit}, k_{c,y}$  oznaczają współczynniki redukcyjne nośności z uwagi na zwichrowanie belek lub wybożenie słupów. Oznaczenie pozostałych symboli podano w tabeli 2.

### Projektowanie drewnianych elementów niezabezpieczonych ogniochronnie

W celu spełnienia wymagań w zakresie odporności ogniowej w klasach R15, R30 lub R60, elementy drewniane należy projektować z zachowaniem odpowiednio dużego przekroju, uwzględniającego „rezerwę” na możliwe zwięglanie w pożarze. W tabelach 3 ÷ 4 podano minimalne wymiary przekroju  $b \times h$  (gdzie „b” jest szerokością, „h” – wysokością przekroju, zaś  $b/h$  proporcją tych wymiarów) wymagane w klasach odporności ogniowej, oddzielnie w przypadku zginania (elementy zabezpieczone przed zwichrzeniem), ściskania oraz rozciągania elementu. Obliczenia przeprowadzono na podstawie wzorów (4 ÷ 7), w zależności od poziomu wyęźnienia elementu  $\alpha_M, \alpha_N$ . Dane podane

**Tabela 3. Minimalny wymiar przekroju b [mm] belek zginanych – nagrzewanych z trzech stron (zabezpieczonych przed zwichrzeniem)**

Table 3. Minimum dimension of the cross-section b [mm] of beams under bending – three – side exposure (protected against warping).

$\alpha_M$	$k_{mod}$	Minimalny wymiar przekroju b [mm]								
		R15			R30			R60		
		b/h	b/h	b/h	b/h	b/h	b/h	b/h	b/h	b/h
1,00	0,9	96	77	69	156	125	112	277	222	199
	0,7	80	65	59	130	106	96	230	188	171
0,80	0,9	81	66	60	132	108	98	234	191	173
	0,7	70	58	54	114	95	87	202	168	155
0,60	0,9	69	57	53	112	93	86	198	165	153
	0,7	61	52	49	100	85	80	178	151	141

**Tabela 4. Minimalny wymiar b = h [mm] słupów smukłych o przekroju kwadratowym w przypadku 4-stronnego nagrzewania**

Table 4. Minimum dimension of the cross-section b [mm] of slender columns with square cross-section in the case of four – side exposure

Smukłość $\lambda_{cy}$	$k_{mod}$	Minimalny wymiar b = h [mm]								
		R15			R30			R60		
		$\alpha_N$	$\alpha_N$	$\alpha_N$	$\alpha_N$	$\alpha_N$	$\alpha_N$	$\alpha_N$	$\alpha_N$	$\alpha_N$
40	0,9	114	102	85	191	162	137	338	287	245
	0,7	101	90	79	165	145	128	293	258	225
55	0,9	159	132	106	265	211	170	470	375	299
	0,7	137	113	94	217	183	151	385	324	269
70	0,9	248	188	140	422	294	212	749	522	383
	0,7	183	147	112	306	237	188	542	420	330

w tabelach 3 + 4 mogą pomóc projektantowi wstępnie oszacować wymagany przekrój projektowanego elementu z uwagi na kryteria odporności ogniowej.

W przypadku przekrojów o boku większym niż 26 cm ( $b > 26$  cm lub  $h > 26$  cm), tj. elementów z drewna litego praktycznie niedostępnych w handlu (z uwagi na wymiar), tabele 3 + 4 można wykorzystywać do określania przekroju elementów z drewna klejonego warstwowo.

Wymiary przekroju elementów ustalane dla normalnych warunków projektowania są z reguły wystarczające do spełnienia wymagań w klasie R15, natomiast niewystarczające w przypadku wymagań w klasach R30 i R60.

### Projektowanie elementów zabezpieczonych ogniochronnie

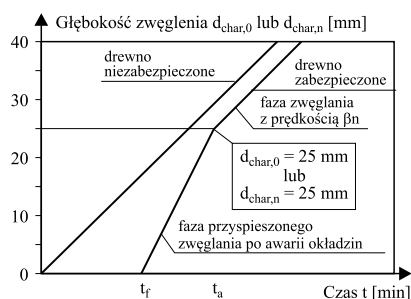
W przypadku, gdy zbyt małe wymiary przekroju uniemożliwiają uzyskanie wymaganej klasy odporności ogniowej elementu, właściwym rozwiązaniem jest zastosowanie zabezpieczeń ogniochronnych drewna. PN-EN 1995-1-2 podaje metody projektowania następujących typów okładzin stanowiących zabezpieczenie ogniochronne elementów drewnianych:

- płyty gipsowo-kartonowe typu A, F i H;
  - skalna wełna mineralna minimalnej grubości 20 mm i minimalnej gęstości 26 kg/m<sup>3</sup>;
  - drewno lub płyty drewnopochodne.
- W przypadku innych metod zabezpieczania ogniochronnego elementów drewnianych, np. przez ogniochronne natryski lub farby pęczniące, należy wykorzystywać wyniki badań ogniowych, które przeprowadza się zgodnie z PN-ENV 13381-7 [6].

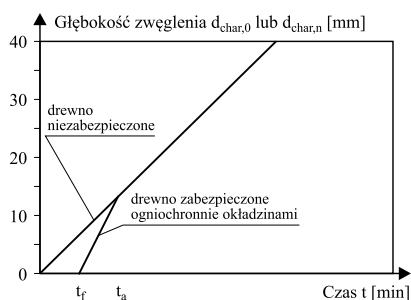
Zwęglanie drewna przebiega inaczej w elementach zabezpieczonych niż niezabezpieczonych ogniochronnie. W przypadku stosowania okładzin należy brać pod uwagę, iż:

- węglanie rozpoczyna się z opóźnieniem, po czasie  $t_{ch}$ ;
- do czasu awarii okładzin (najczęściej oznacza to odpadnięcie lub spalenie okładziny)  $t_f$  węglanie postępuje wolniej niż w elemencie niezabezpieczonym;
- po odpadnięciu okładzin po czasie  $t_f$  prędkość węglania wzrasta, a po czasie  $t_a$  stabilizuje się na tym samym poziomie, co w elemencie niezabezpieczonym.

Przebieg węglania drewna zabezpieczonego ogniochronnie różnego rodzaju okładzinami zilustrowano na rysunkach 1 + 3. Rysunek 1 ilustruje przypadek  $t_f = t_{ch}$ , gdy głębokość węglania po czasie  $t_a$  przekracza 25 mm (opłytywanie g-k typu A, H), rysunek 2 – przypadek, gdy głębokość węglania po czasie  $t_a$  jest mniejsza niż 25 mm (opłytywanie z płyt drewnopochodnych lub płyt g-k typu A, H), a rysunek 3 przebieg węglania przy  $t_{ch} < t_f$ , gdy głębokość węglania po czasie  $t_a$  przekracza 25 mm (opłytywanie g-k typu F oraz płyty z wełny mineralnej)



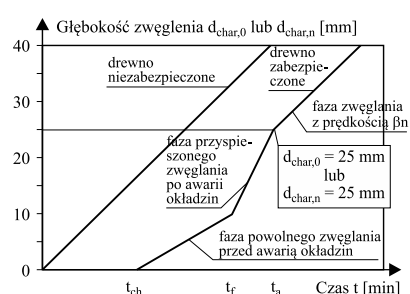
**Rys. 1. Zmiana głębokości węglania w przypadku  $t_{ch} = t_f$ , gdy głębokość węglania przekracza 25 mm (przypadek okładzin z płyt g-k typu A, H)**  
 Fig. 1. Time-dependent change of charring depth when  $t_{ch} = t_f$  and maximum charring depth of 25 mm (for ladding gypsum board paper type A, H)



**Rys. 2. Zmiana głębokości węglania w przypadku  $t_{ch} = t_f$ , zaś głębokość węglania po czasie  $t_a$  jest mniejsza niż 25 mm (przypadek okładzin drewnopochodnych lub płyt g-k typu A, H)**  
 Fig. 2. Time-dependent change of charring depth when  $t_{ch} = t_f$  and charring depth less than 25 mm after  $t_a$  (for cladding gypsum board type A, H)

W przypadku opłytywania g-k typu F przebieg węglania (rysunek 3) jest następujący:

- czas do początku węglania (przypadek pojedynczej warstwy płyt grubości  $h_p$  [mm]):  $t_{ch} = 2,8 h_p - 14$ ;
- czas do początku węglania (przypadek dwóch warstw płyt):  $t_{ch} = 2,8 h_{p2} - 14$ ,



**Rys. 3. Zmiana głębokości węglania w przypadku  $t_{ch} < t_f$  (przypadek okładzin g-k typu F oraz płyt z wełny mineralnej)**  
 Fig. 3. Time-dependent change of charring depth when  $t_{ch} < t_f$  (for cladding gypsum board type F and mineral wool boards)

gdzie: grubość  $h_{p2}$  [mm] = grubość warstwy zewnętrznej + 80% grubości warstwy wewnętrznej;

– początkowa prędkość węglania, gdy  $t_{ch} < t < t_f$ :  $\beta_{ninit} = k_2 \cdot \beta_n$ , gdzie:  $k_2 = 1 - 0,018h_p$ ;  $h_p$  – grubość warstwy opłytywania (przypadek pojedynczej warstwy płyt);  $h_p$  – grubość wewnętrznej warstwy opłytywania (przypadek kilku warstw płyt);

– awaria okładzin następuje po czasie  $t_f$  z chwilą osiągnięcia głębokości węglania  $d_{char,n} = 10$  mm:  $t_f - t_{ch} = 10/\beta_{ninit}$ ;

– prędkość węglania po awarii opłytywania  $t_a > t > t_f$ :  $\beta = \beta_n \cdot k_3 = \beta_n \cdot 2$ ;

– czas początku węglania z prędkością  $\beta_n$ :  $t_a = [25 - (t_f - t_{ch})k_2\beta_n]/(k_3\beta_n) + t_f$ .

W przypadku okładzin ze skalnej wełny mineralnej przebieg węglania, ustalany wg rysunku 3, jest następujący:

- czas do początku węglania (przypadek płyt z wełny mineralnej grubości  $h_{ins}$  [mm] i gęstości  $\rho_{ins}$  [kg/m<sup>3</sup>):  $t_{ch} = 0,07(h_{ins} - 20) \rho_{ins}^{0,5}$ ;

- początkowa prędkość węglania dla czasu  $t_{ch} < t < t_f$ :  $\beta_{ninit} = k_2 \cdot \beta_n$ , gdzie:  $k_2 = 1$  dla grubości  $h_{ins} = 20$  mm;  $k_2 = 0,6$  dla grubości  $h_{ins} \geq 45$  mm;

- czas awarii okładzin  $t_f$  następuje z chwilą osiągnięcia głębokości węglania  $d_{char,n} = 10$  mm:  $t_f - t_{ch} = 10/\beta_{ninit}$ ;

- prędkość węglania po awarii opłytywania  $t_a > t > t_f$ :  $\beta = \beta_n \cdot k_3 = \beta_n \cdot 2$ ;
- czas początku węglania z prędkością  $\beta_n$ :  $t_a = [25 - (t_f - t_{ch})k_2\beta_n]/(k_3\beta_n) + t_f$ .

W przypadku okładzin z płyt drewnopochodnych przebieg węglania, ustalany wg rysunku 2, jest następujący:

- czas do początku węglania (przypadek pojedynczej warstwy płyt o grubości  $h_p$  [mm]):  $t_{ch} = h_p/\beta_o$ ;



- czas awarii okładzin:  $t_f = t_{ch}$ ;
- czas początku zwęglania z prędkością  $\beta_n$  (lub  $\beta_o$ ):  $t_a = \text{minimum}(2t_f \text{ lub } 25/k_3 \beta_n + t_f)$ ;
- prędkość zwęglania po awarii opłytowania  $t_a > t > t_f$ :  $\beta = \beta_n \cdot k_3 = \beta_n \cdot 2$ .

**W przypadku opłytowania g-k typu A lub H** przebieg zwęglania jest następujący (rysunki 1 i 2):

► czas do początku zwęglania (przypadek pojedynczej warstwy płyt grubości  $h_p$  [mm]:  $t_{ch} = 2,8 h_p - 14$ ;

► czas do początku zwęglania (przypadek dwóch warstw płyt):  $t_{ch} = 2,8 h_{p2} - 14$ ; gdzie: grubość  $h_{p2}$  [mm] = grubość warstwy zewnętrznej + 50% grubości warstwy wewnętrznej;

► czas awarii okładzin:  $t_f = t_{ch}$ ;

► czas do początku zwęglania z prędkością  $\beta_n$ :  $t_a = \text{minimum}(2t_f \text{ lub } 25/k_3 \beta_n + t_f)$ ;

► prędkość zwęglania po awarii opłytowania  $t > t_f$ , lecz  $t < t_a$ :  $\beta = \beta_n \cdot k_3 = \beta_n \cdot 2$ .

W tabeli 5 dokonano porównania skuteczności ogniochronnej omówionych czterech typów izolacji. Skuteczność ogniochronną różnych typów izolacji konstrukcji drewnianych można także porównać na podstawie danych zawartych w tabeli 6, w której podano wymaganą grubość zabezpieczeń zaprojektowanych zgodnie z PN-EN 1995-1-2, w przypadku płyt g-k typu F, płyt g-k typu A lub H, płyt z wełny mineralnej gęstości 80 kg/m<sup>3</sup> (MW) oraz płyt drewnopochodnych (OSB). Porównanie przeprowadzono w przypadku belek zginanych, przy 3-stronnym nagrzewaniu, zabezpieczonych przed zwichrzeniem, pracujących w warunkach pełnego wyężenia elementu  $\alpha_M = 1,0$ . Przyjęto współczynnik redukcyjny wytrzymałości  $k_{mod} = 0,9$ . Zestawienie dotyczy wymagań w klasach R30 i R60 w przypadku belek o przekroju b x h z zakresu od 8 x 8 cm do 14 x 28 cm.

**Tabela 5. Skuteczność ogniochronna różnego typu zabezpieczenia ogniochronnego – porównanie**

Table 5. Effectiveness of different fire protective insulations – comparison

Typ izolacji	Grubość/gęstość	Czas [min]			
		$t_{ch}$	$t_f$	$t_d = 10$ mm	$t_d = 25$ mm
Płyty g-k typu F	2 x 12,5 mm	49	65	65	74,5
Płyty g-k typu A lub H	2 x 12,5 mm	38,5	38,5	44,5	54
Wełna mineralna	45 mm/ $\rho = 50$ kg/m <sup>3</sup>	12	33	33	42,5
Wełna mineralna	45 mm/ $\rho = 80$ kg/m <sup>3</sup>	15,5	36,5	36,5	46
Płyty drewnopochodne	1 x 25 mm	28	28	34	43,5
Brak zabezpieczenia	–	–	–	12,5	31

**Tabela 6. Wymagana grubość zabezpieczenia ogniochronnego [mm] w przypadku zastosowania różnego typu izolacji**

Table 6. Required thickness of the fire protective insulation in [mm] for different types of insulation

Szerokość belki b [mm]	Typ izolacji	R30 b/h		R60 b/h	
		1	0,5	1	0,5
80	G-K typu F	12,5	12,5	20	20
	G-K typu A	9,5+9,5	9,5+9,5	NA	NA
	MW	42	38	84	80
	OSB	22	20	49	47
140	G-K typu F	12,5	0	18	18
	G-K typu A	12,5	0	NA	NA
	MW	33	0	72	63
	OSB	16	0	43	38

Oznaczenia: „9,5 + 9,5” oznacza 2 warstwy płyt 9,5 mm; NA – nie można zabezpieczyć 2 warstwami płyt 2x12,5 mm

Stosowanie zabezpieczeń ogniochronnych konstrukcji drewnianych najczęściej dotyczy przypadków modernizacji lub remontu obiektów, połączonych z dostosowaniem konstrukcji do obowiązujących wymagań w zakresie bezpieczeństwa pożarowego. Warto jednak zwrócić uwagę, iż również na etapie projektowania nowych konstrukcji może okazać się technicznie i ekonomicznie uzasadnione stosowanie izolacji kosztem zmniejszenia wymiarów przekroju projektowanego elementu. Jako przykład może posłużyć belkowy dźwigar drewniany o wymaganym z uwagi na kryteria nośności i ugięć przekroju b x h = 12 x 24 cm. Dźwigar ten jako element głównej konstrukcji nośnej budynku powinien spełniać wymagania odporności ogniowej w klasie R60. Z wcześniejszych analiz wynika (tabela 3), iż wymagany przekrój belki w tej klasie powinien wynosić b x h = 19,1 x 38,2 cm. Zastosowanie tak dużego przekroju belki wiązałoby się jednak ze zwiększeniem objętości i ciężaru projektowanego elementu o 150%! Rozsądną alter-

natywą wydaje się zatem zastosowanie obudowy ogniochronnej np. z płyt gipsowo-kartonowych, które przy grubości obudowy 18 mm pozwolą zapewnić ten sam efekt odporności ogniowej belki (tabela 6).

## Podsumowanie

W artykule, wykorzystując obliczeniowe metody oceny odporności ogniowej konstrukcji drewnianych zgodnie z Eurokodem PN-EN 1995-1-2, przeanalizowano zachowanie słupów i belek drewnianych w warunkach pożarowych. Z reguły drewniane konstrukcje prętowe, bez stosowania dodatkowych środków, spełniają wymagania w klasie R15, natomiast spełnienie wymagań w wyższych klasach R30, R60 lub R120 można osiągnąć przez zwiększenie wymiarów przekroju elementu lub zastosowanie zabezpieczenia ogniochronnego drewna.

W związku z tym, że wiele ważnych szczegółów projektowych i wykonawczych zostało w artykule pominiętych, zainteresowanych Czytelników odsyłamy do innych źródeł literaturowych, np. [8] czy Poradnika [9].

## Literatura

- [1] PN-EN 1995-1-1:2010/NA:2010P. Eurokod 5 – Projektowanie konstrukcji drewnianych – Część 1-1: Postanowienia ogólne. Reguły ogólne i reguły dotyczące budynków.
- [2] PN-EN 1995-1-2:2008/NA:2010P. Eurokod 5 – Projektowanie konstrukcji drewnianych – Część 1-2: Postanowienia ogólne. Projektowanie konstrukcji z uwagi na warunki pożarowe.
- [3] PN-EN 1991-1-2. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-2: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru.
- [4] PN-EN 1990:2004. Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji.
- [5] PN-EN 13501-2+A1:2010. Klasyfikacja ogniowa wyrobów budowlanych i elementów budynków. Część 2: Klasyfikacja na podstawie badań odporności ogniowej, z wyłączeniem instalacji wentylacyjnej.
- [6] PN-ENV 13381-7. Metody badawcze ustalania wpływu zabezpieczeń na odporność ogniową elementów konstrukcyjnych. Część 7: Zabezpieczanie elementów drewnianych.
- [7] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz.U. nr 75 poz. 690).
- [8] Dębski M., Sulik P., Szacowanie nośności belek drewnianych w sytuacji ogniowej. Materiały Budowlane, 2014, nr 10, s. 97 – 99.
- [9] Woźniak G., Roszkowski P., Projektowanie konstrukcji drewnianych z uwagi na warunki pożarowe według Eurokodu 5. Poradnik projektowania, ITB 2014.

Przyjęto do druku: 06.05.2015 r.