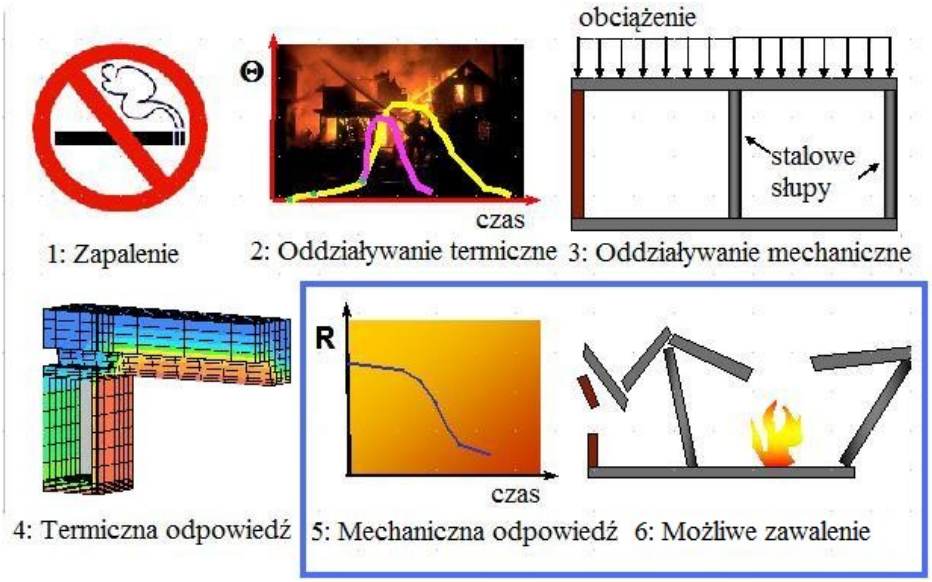
# CZĘŚĆ 3 : Odpowiedź mechaniczna

B. ZHAO
*CTICM – Centre Technique de la Construction Métallique, France*

## 1 WPROWADZENIE DO ANALIZY MECHANICZNEJ ODPOWIEDZI KONSTRUKCJI W WARUNKACH POŻAROWYCH

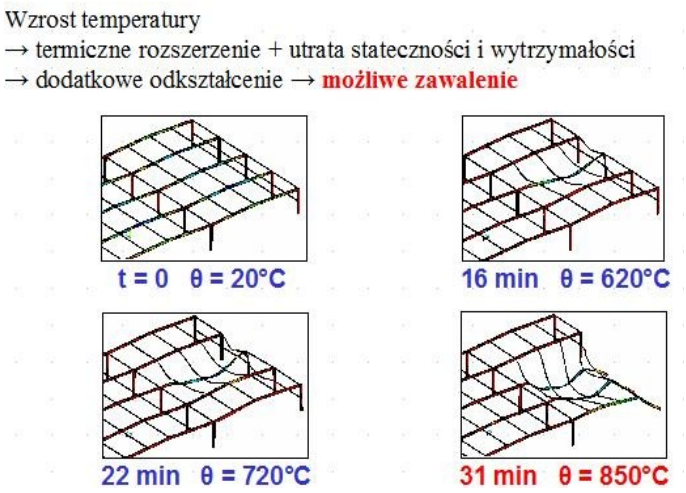
Odpowiedź mechaniczna konstrukcji podczas pożaru jest pokazana jako ostatnie spośród rożnych zdarzeń przedstawionych na rys. 1. Jest to jedno z najważniejszych, spowodowanych pożarem oddziaływań na konstrukcję budynku.




Rysunek 1 Odporność ogniowa – łańcuch zdarzeń

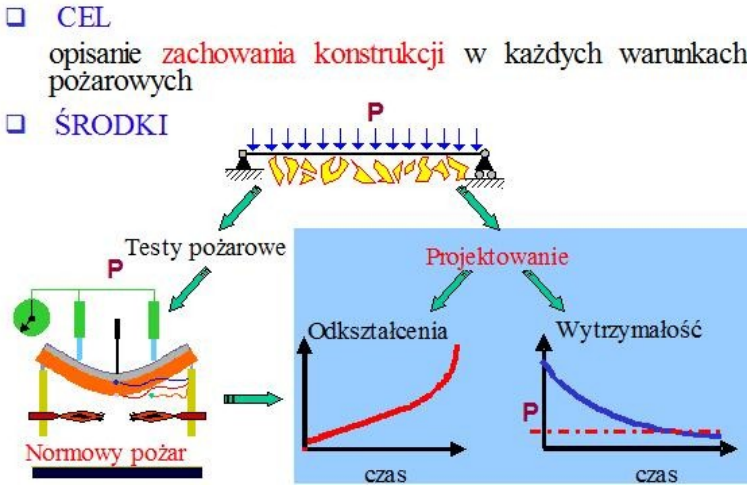
Należy zauważyć, że odpowiedź mechaniczna konstrukcji w sytuacji pożarowej jest bezpośrednio związana z jej zachowaniem pod wpływem pożaru. Ogólnie odpowiedź konstrukcji na pożar można podsumować następująco (patrz rys. 2):

- wzrost temperatury nazywany także odpowiedzią termiczną spowodowany jest przepływem ciepła od pożaru,
- po ogrzaniu się konstrukcji ulegnie ona odkształceniu stosownie do współczynnika rozszerzalności termicznej, który jest zazwyczaj dodatni,
- jednocześnie znaczący wzrost temperatury doprowadzi do uplastycznienia materiału, a utrata zarówno sztywności jak i wytrzymałości skutkować będzie dodatkowym odkształceniem konstrukcji,
- w niektórych przypadkach utrata sztywności i wytrzymałości nabierają takiego znaczenia, że konstrukcja nie jest w stanie przenosić przyłożonych obciążeń i następuje jej zawalenie.




Rysunek 2 Jak konstrukcja reaguje na pożar

Ogólne zrozumienie zachowania się konstrukcji w trakcie pożaru nie jest trudne. Jednak niezwykle ważne jest aby inżynier był w stanie właściwie przewidzieć zachowanie się konstrukcji w celu dokładnego określenia poziomu jego bezpieczeństwa pożarowego. Obecnie w obrębie projektowania bezpieczeństwa pożarowego istnieją dwa główne podejścia do wyznaczania odpowiedzi mechanicznej konstrukcji lub elementów konstrukcji narażonych na oddziaływanie ognia (patrz rys. 3). Jak powszechnie wiadomo, testy pożarowe zawsze są dostępnym źródłem informacji o odpowiedzi mechanicznej konstrukcji i jej elementów. Niezależnie od ich kosztów pozostaną one bardzo użytecznym narzędziem badania mechanicznego zachowania się konstrukcji narażonych na oddziaływanie ognia. Z drugiej strony inżynierowie coraz częściej przewidują odpowiedzi mechaniczne konstrukcji lub jej elementów konstrukcji w warunkach pożaru za pomocą zasad projektowania, co jest także głównym celem tej prezentacji.




Rysunek 3 Ocena mechanicznej odpowiedzi konstrukcji podczas pożaru

# 2 OGÓLNE ZASADY STOSOWANIA PROJEKTOWANIA POŻAROWEGO DO KONSTRUKCJI STALOWYCH I ZESPOLONYCH

## *2.1 Podstawowe cechy związane z oceną pożarową odpowiedzi mechanicznej konstrukcji stalowych i zespolonych*

Jeśli chodzi o konstrukcje stalowe i zespolone, ocena ich odpowiedzi mechanicznych w sytuacji pożarowej przy pomocy metod projektowania wg Eurokodów wymaga dobrej wiedzy na temat następujących właściwości:

- po pierwsze, określenia odnośnego obciążenia mechanicznego, któremu konstrukcja będzie poddana w trakcie pożaru,
- po drugie, odpowiednich właściwości materiałowych zależnych od temperatury, takich jak związek między naprężeniem a odkształceniem, moduł Younga, granica plastyczności w podwyższonych temperaturach,
- po trzecie, różnych możliwości projektowych i obszarów ich zastosowania zarówno przy uproszczonych zasadach obliczania jak i zaawansowanych narzędziach projektowania bezpieczeństwa pożarowego,
- na koniec, określonych punktów takich jak specjalne detale konstrukcyjne, elementy połączenia różnych elementów konstrukcyjnych, które nie są uwzględniane wprost w standardowych regułach projektowania pożarowego, ale są niezwykle ważne dla osiągnięcia wystarczającego poziomu bezpieczeństwa pożarowego.

## *2.2 Obciążenie mechaniczne – kombinacje wg Eurokodów*

Obciążenia działające na konstrukcję w sytuacji pożarowej można obliczyć z następującego wzoru (patrz zależność 6.11b w EN1990):

$$\sum_{i \geqslant 1} G_{i,j} + \left(\Psi_{1,1}\ lub\ \Psi_{2,1}\right) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geqslant 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

gdzie:

$G_{k,j}$: wartość charakterystyczna obciążenia stałego,
$Q_{k,1}$: wartość charakterystycznego głównego obciążenia zmiennego,
$Q_{k,i}$: wartości charakterystyczne towarzyszących obciążeń zmiennych,
$\psi_{1,1}$: współczynnik jednoczesności występowania obciążenia zmiennego,
$\psi_{2,i}$: współczynnik jednoczesności występowania obciążenia zmiennego, długotrwałego.

Zalecane wartości współczynników $\psi_1$ i $\psi_2$ podane są w tablicy A1.1 normy EN 1990 lecz mogły zostać zmodyfikowane w Krajowych Załącznikach.

Tablica A1.1 – Zalecane wartości współczynników $\psi$ w budownictwie

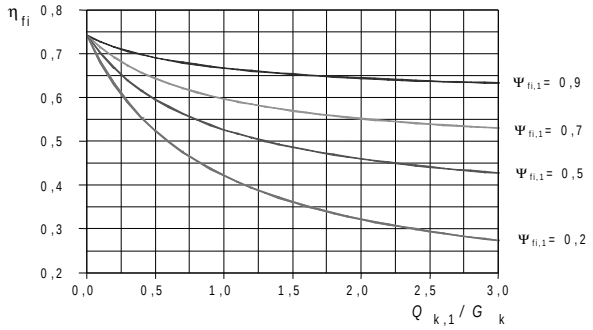
| **Oddziaływanie** | $\psi_0$ | $\psi_1$ | $\psi_2$ |
|---|---|---|---|
| Obciążenie użytkowe w budynku, kategoria (patrz EN 1991-1-1) | | | |
| kategoria A: domy jednorodzinne, rezydencje | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| kategoria B: biura | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| kategoria C: miejsca zgromadzeń | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| kategoria D: sklepy | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| kategoria E: magazyny | 1,0 | 0,9 | 0,8 |
| kategoria F: powierzchnia ruchu publicznego (obciążenie pojazdami < 30 kN) | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| kategoria G: powierzchnia ruchu publicznego (obciążenie pojazdami < 160 kN) | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| kategoria H: dachy | 0 | 0 | 0 |
| Obciążenie budynków śniegiem (patrz EN 1991-1-3*) | | | |
| Finlandia, Islandia, Norwegia, Szwecja | 0,7 | 0,5 | 0,2 |
| Pozostałe kraje członkowskie CEN, dla miejsc położonych na wysokości H>1000m n.p.m. | 0,7 | 0,5 | 0,2 |
| Pozostałe kraje członkowskie CEN, dla miejsc położonych na wysokości H<1000m n.p.m. | 0,5 | 0,2 | 0 |
| Obciążenie budynków wiatrem (patrz EN 1991-1-4) | 0,6 | 0,2 | 0 |
| Temperatura w budynkach (niepożarowa) (patrz EN 1991-1-5) | 0,6 | 0,5 | 0 |
| Uwaga: Wartości $\psi$ mogą być ustalone przez krajowe załączniki.<br>* Dla krajów nie wymienionych, obowiązują odpowiednie warunki lokalne. | | | |

Innym istotnym zapisem szeroko stosowanym w metodach projektowania pożarowego wg Eurokodów jest poziom obciążenia w sytuacji pożarowej $\eta_{fi,t}$, który zdefiniowany jest jako $\eta_{fi,t} = \dfrac{E_{d,fi}}{E_d}$ gdzie $E_d$ i $E_{d,fi}$ są odpowiednio wartością obliczeniową efektów oddziaływań w temperaturze pokojowej oraz wartością obliczeniową efektów oddziaływań w sytuacji pożarowej. Alternatywnie może być on określony następująco:

$$\eta_{fi,t} = \frac{G_k + \psi_{fi,1} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}}$$

gdzie $\gamma_{Q,1}$ jest cząstkowym współczynnikiem głównego obciążenia zmiennego 1.

W rzeczywistości poziom obciążenia $\eta_{fi}$ zależy w znacznym stopniu od współczynnika $\psi_{1,1}$, który zmienia się wraz z kategorią funkcji budynku. W EN 1993-1-2, (część dotycząca konstrukcji stalowych w warunkach pożaru) i EN 1994-1-2 (część dotycząca konstrukcji zespolonych w warunkach pożaru) przedstawiono poniższy rysunek (rys. 4), który pokazuje wpływy zarówno współczynnika obciążenia $Q_{k,1}/G_k$ jak i współczynnika $\psi_{1,1}$ na poziom obciążenia.




Rysunek 4 Zmiany współczynnika redukcyjnego $\eta_{fi}$ wraz ze współczynnikiem obciążenia $Q_{k,1}/G_k$

Ponadto oprócz powyższej metody określania poziomu obciążenia $\eta_{fi,t}$, innym, bardziej realistycznym i praktycznym sposobem określania go jest:

$$\eta_{fi,t} = \frac{E_{d,fi}}{R_d}$$

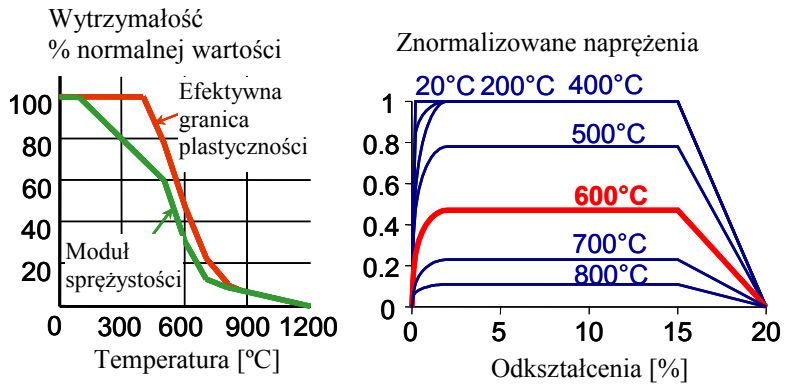
gdzie $R_d$ jest obliczeniową nośnością elementu w temperaturze normalnej i spełnia zależność $E_d \leq R_d$.

Poziom obciążenia określony w powyższy sposób jest generalnie mniej ważny niż uzyskany przy zastosowaniu obciążenia obliczeniowego w temperaturze pokojowe, co w konsekwencji prowadzi do bardziej ekonomicznego projektowania pożarowego.

## *2.3 Podstawowe materiałowe właściwości mechaniczne konstrukcji stalowych i zespolonych w podwyższonej temperaturze*

### *2.3.1 Zależność naprężenie-odkształcenie dla stali w podwyższonej temperaturze*

Dwoma podstawowymi materiałami używanymi w konstrukcjach stalowych i zespolonych są stal i beton. Stąd konieczne jest określenie ich mechanicznych właściwości w podwyższonej temperaturze. Normy EN 1993-1-2 i EN 1994-1-2 zawierają szczegółowe informacje o tych dwóch materiałach. Jeśli chodzi o konstrukcje stalowe, ich wytrzymałość w funkcji temperatury oraz zależność naprężenie-odkształcenie w podwyższonej temperaturze są przedstawione na rys. 5. Można zauważyć, że stal zaczyna tracić w znacznym stopniu wytrzymałość i sztywność poczynając od temperatury 400°C. Przy 600°C jej sztywność może być zredukowana o około 70% a wytrzymałość o około 50%. Szczegółowe właściwości mechaniczne stali w podwyższonej temperaturze można uzyskać korzystając z tablicy 3.1 oraz z rys. 3.1 normy EN 1993-1-2.




Moduł sprężystości w temp. 600ºC zredukowany o około 70%

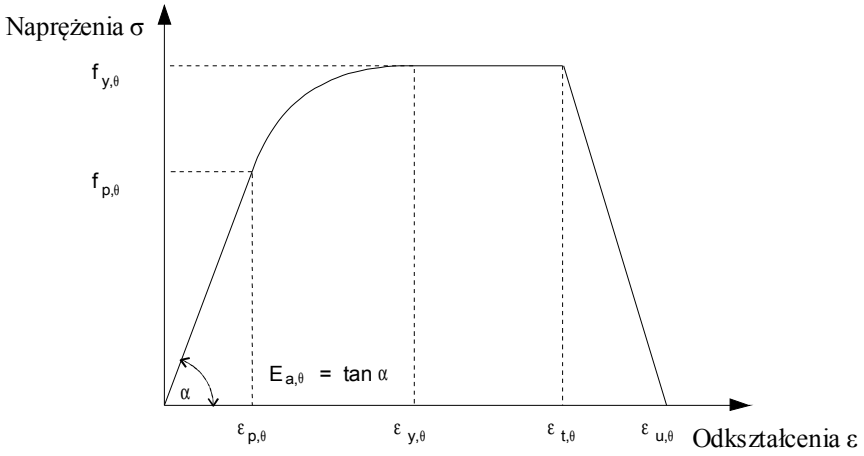
Granica plastyczności w temp. 600ºC zredukowana o około 50%

Rysunek 5 Mechaniczne właściwości stali konstrukcyjnej w podwyższonej temperaturze

Tablica 3.1 Współczynniki redukcyjne dla zależności naprężenie-odkształcenie stali węglowej w podwyższonej temperaturze

| Temperatura stali $\theta_a$ | Współczynniki redukcyjne w temperaturze $\theta_a$ względem wartości $f_y$ lub $E_a$ w 20°C | | |
|---|---|---|---|
| | Współczynnik redukcyjny (względem $f_y$) dla efektywnej granicy plastyczności $k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$ | Współczynnik redukcyjny (względem $f_y$) dla granicy proporcjonalności $k_{p,\theta} = f_{p,\theta} / f_y$ | Współczynnik redukcyjny (względem $E_s$) dla nachylenia zakresu sprężystości liniowej $k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a$ |
| 20 °C | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| 100 °C | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| 200 °C | 1,000 | 0,807 | 0,900 |
| 300 °C | 1,000 | 0,613 | 0,800 |
| 400 °C | 1,000 | 0,420 | 0,700 |
| 500 °C | 0,780 | 0,360 | 0,600 |
| 600 °C | 0,470 | 0,180 | 0,310 |
| 700 °C | 0,230 | 0,075 | 0,130 |
| 800 °C | 0,110 | 0,050 | 0,090 |
| 900 °C | 0,060 | 0,0375 | 0,0675 |
| 1000 °C | 0,040 | 0,025 | 0,045 |
| 1100 °C | 0,020 | 0,0125 | 0,0225 |
| 1200 °C | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| UWAGA: Dla wartości pośrednich temperatury stali można zastosować interpolację liniową. | | | |

| Zakres odkształceń | Naprężenia σ | Moduł Younga |
|---|---|---|
| $\varepsilon \le \varepsilon_{p,\theta}$ | $\varepsilon\, E_{a,\theta}$ | $E_{a,\theta}$ |
| $\varepsilon_{p,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{y,\theta}$ | $f_{p,\theta} - c + (b/a)\left[a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2\right]^{0,5}$ | $\dfrac{b(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)}{a\left[a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2\right]^{0,5}}$ |
| $\varepsilon_{y,\theta} \le \varepsilon \le \varepsilon_{t,\theta}$ | $f_{y,\theta}$ | 0 |
| $\varepsilon_{t,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{u,\theta}$ | $f_{y,\theta}\left[1 - (\varepsilon - \varepsilon_{t,\theta})/(\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta})\right]$ | - |
| $\varepsilon = \varepsilon_{u,\theta}$ | 0,00 | - |
| Parametry | $\varepsilon_{p,\theta} = f_{p,\theta}/E_{a,\theta}$ $\quad \varepsilon_{y,\theta} = 0{,}02$ $\quad \varepsilon_{t,\theta} = 0{,}15$ $\quad \varepsilon_{u,\theta} = 0{,}20$ | |
| Funkcje | $a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + c/E_{a,\theta})$<br>$b^2 = c(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})E_{a,\theta} + c^2$<br>$c = \dfrac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})E_{a,\theta} - 2(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})}$ | |




Legenda:

$f_{y,\theta}$ granica plastyczności;

$f_{p,\theta}$ granica sprężystości;

$E_{a,\theta}$ moduł Younga;

$\varepsilon_{p,\theta}$ odkształcenia sprężyste;

$\varepsilon_{y,\theta}$ odkształcenia plastyczne;

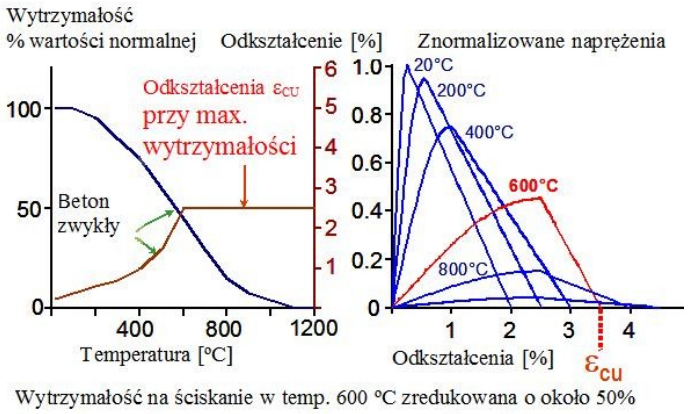
$\varepsilon_{t,\theta}$ graniczne odkształcenia plastyczne;

$\varepsilon_{u,\theta}$ graniczne odkształcenie.

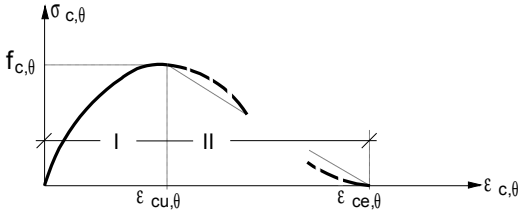
Rysunek 3.1: Zależoność naprężenie odkształcenie dla węglowej stali w podwyższonej temperaturze

### *2.3.2 Zależność naprężeni- odkształcenie dla betonu w wysokiej temperaturze*

Podobnie, właściwości mechaniczne betonu w wysokiej temperaturze można uzyskać z normy EN 1994-1-2 (patrz rys. 6). Jeśli zwrócimy uwagę na wytrzymałość betonu na ściskanie w podwyższonej temperaturze, można łatwo zauważyć, że przy 600°C spada ona stopniowo do 50% swojej wartości w temperaturze pokojowej, a więc całkiem podobnie do zachowania się stali konstrukcyjnej. Szczegółowe informacje pozwalające ustalić mechaniczne właściwości betonu w podwyższonej temperaturze podane są w tablicy 3.1 i na rys. 3.1 normy EN 1994-1-2.




Rysunek 6 Mechaniczne właściwości betonu o normalnym ciężarze w podwyższonej temperaturze




<u>ZAKRES I:</u>

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta}\left[3\left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}}\right)\Big/\left\{2+\left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}}\right)^{3}\right\}\right]$$

$$\left.\begin{array}{l} k_{c,\theta} = \dfrac{f_{c,\theta}}{f_c} \\ \text{and } \varepsilon_{cu,\theta} \end{array}\right\}$$ należy dobrać zgodnie z wartościami w tablicy 3.3

<u>ZAKRES II:</u>

Ze względów numerycznych należy przyjąć gałąź opadającą

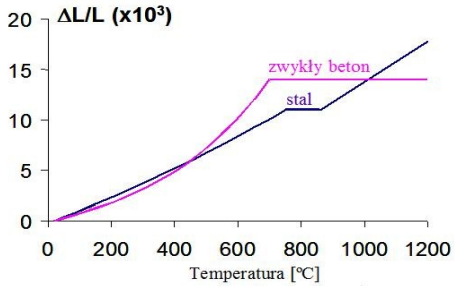
Rysunek 3.2:Matematyczny model zależności naprężenie-odkształcenie dla betonu ściskanego w podwyższonej temperaturze

Tablica 3.3 Wartości dwóch głównych parametrów zależności naprężenie-odkształcenie dla betonu o normalnym ciężarze (NC) i betonu lekkiego (LC) w podwyższonej temperaturze

| Temperatura betonu $\theta_c$ [ºC] | $k_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_c$ | | $\epsilon_{cu,\theta} \cdot 10^3$ |
|---|---|---|---|
| | NC | LC | NC |
| 20 | 1 | 1 | 2,5 |
| 100 | 1 | 1 | 4,0 |
| 200 | 0,95 | 1 | 5,5 |
| 300 | 0,85 | 1 | 7,0 |
| 400 | 0,75 | 0,88 | 10,0 |
| 500 | 0,60 | 0,76 | 15,0 |
| 600 | 0,45 | 0,64 | 25,0 |
| 700 | 0,30 | 0,52 | 25,0 |
| 800 | 0,15 | 0,40 | 25,0 |
| 900 | 0,08 | 0,28 | 25,0 |
| 1000 | 0,04 | 0,16 | 25,0 |
| 1100 | 0,01 | 0,04 | 25,0 |
| 1200 | 0 | 0 | - |

### *2.3.3 Rozszerzalność cieplna stali i betonu*

Równolegle do właściwości mechanicznych w większości przypadków projektowania w zakresie bezpieczeństwa pożarowego należy uwzględniać rozszerzalność cieplną, w szczególności w zaawansowanych modelach obliczeniowych. Jeśli chodzi o tę cechę normy EN 1993-1-2 i EN 1994-1-2 zalecają wykorzystanie krzywych rozszerzalności podanych na rys. 7 odpowiednio dla stali i betonu. Matematyczne wyrażenie opisujące te krzywe podane jest na rys. 7.




Rysunek 7 Rozszerzalność cieplna stali i betonu (EN 1992-1-2, EN 1993-1-2 i EN 1994-1-2)

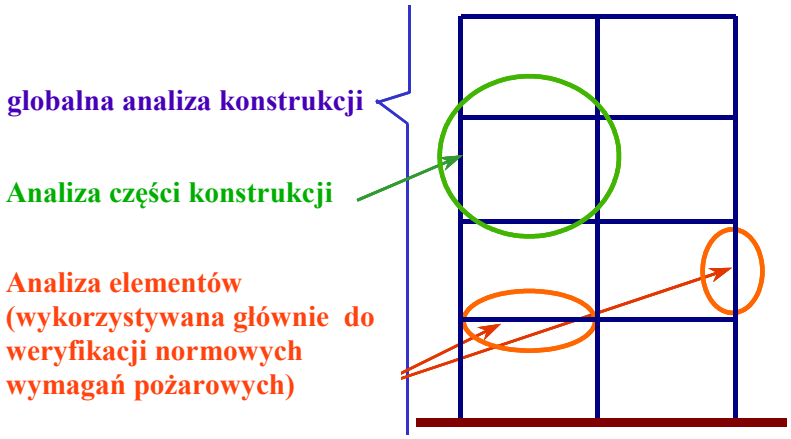
Szczegółowe równania powyższych krzywych podane są poniżej.

| | | |
|---|---|---|
| stal | $\Delta\ell / \ell = -2{,}416 \cdot 10^{-4} + 1{,}2 \cdot 10^{-5}\ \theta_a + 0{,}4 \cdot 10^{-8}\ \theta_a^2$ | dla $20\ °C < \theta_a \le 750\ °C$ |
| | $\Delta\ell / \ell = 11 \cdot 10^{-3}$ | dla $750\ °C < \theta_a \le 860\ °C$ |
| | $\Delta\ell / \ell = -6{,}2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5}\ \theta_a$ | dla $860\ °C < \theta_a \le 1200\ °C$ |
| | prosty sposób $\Delta\ell / \ell = 14 \cdot 10^{-6}\ (\theta_a - 20)$ | |
| beton | $\Delta\ell / \ell = -1{,}8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6}\ \theta_c + 2{,}3 \cdot 10^{-11}\ \theta_c^3$ | dla $20\ °C \le \theta_c \le 700\ °C$ |
| | $\Delta\ell / \ell = 14 \cdot 10^{-3}$ | dla $700\ °C < \theta_c \le 1200\ °C$ |
| | prosty sposób $\Delta\ell / \ell = 18 \cdot 10^{-6}\ (\theta_c - 20)$ | |
| gdzie | $\ell$ długość elementu stalowego lub betonowego w temp. 20 ºC<br>$\Delta\ell$ wydłużenie elementu stalowego lub betonowego spowodowane temperaturą<br>$\theta_a$ i $\theta_c$ odpowiednio temperatura stali i betonu | |

## *2.4 Odpowiedź mechaniczna konstrukcji w warunkach pożarowych – podejście projektowe*

Jeśli chodzi o projektowanie odpowiedzi mechanicznej konstrukcji w warunkach pożaru, można to osiągnąć poprzez poniższe trzy podejścia (patrz także rys. 8):

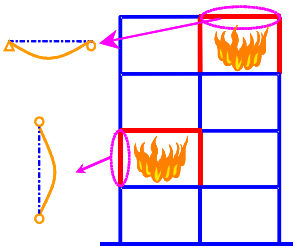
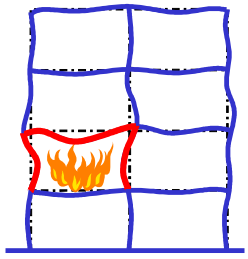
- Analiza elementów, w której każdy element konstrukcji oceniany jest w całkowitym oderwaniu od pozostałych elementów, a warunki połączeń z innymi elementami są zastępowane odpowiednimi warunkami brzegowymi,
- Analiza części konstrukcji, w której część konstrukcji jest bezpośrednio analizowana z uwzględnieniem odpowiednich warunków brzegowych odzwierciedlających jej połączeni z pozostałymi częściami konstrukcji,
- Globalna analiza konstrukcji gdzie oceniana jest cała konstrukcja.




Rysunek 8 Różne podejścia projektowe w opisie odpowiedzi mechanicznej konstrukcji

Jeśli chodzi o powyższe procedury projektowania związane z oceną odpowiedzi mechanicznej konstrukcji w sytuacji pożaru, można poczynić następujące uwagi:

- analiza elementu może być stosowana do wydzielonych elementów konstrukcyjnych (element po elemencie), dlatego jest prosta w użyciu w szczególności przy uproszczonych metodach obliczeniowych i w związku z tym szeroko stosowana dla nominalnych warunków pożarowych (na przykład: pożar normowy wg ISO-834),
- analiza części konstrukcji lub analiza globalna uwzględniają przynajmniej kilka elementów konstrukcyjnych razem, stąd interakcja pomiędzy nimi jest uwzględniana bezpośrednio; redystrybucja obciążenia z ogrzanych części (osłabione części wewnątrz przedziału pożarowego) do chłodnych (mocniejsze części poza przedziałem pożarowym) może zostać właściwie uwzględniona. Zostanie także przeanalizowane globalne zachowanie konstrukcji, zapewniając bardziej realistyczny obraz odpowiedzi mechanicznej konstrukcji w warunkach pożaru.

| Analiza elementu | Globalna analiza konstrukcji |
|---|---|
|  |  |
| - analiza niezależnych elementu konstrukcyjnych<br>- prosta w zastosowaniu<br>- ogólnie dla nominalnych warunków pożarowych | - interakcja wpływów między rożnymi fragmentami konstrukcji<br>- udział strefy<br>- stateczność globalna |

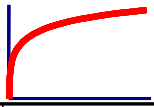
Rysunek 9 Porównanie różnych podejść projektowych w ocenie mechanicznej odpowiedzi konstrukcji w sytuacji pożarowej

Zgodnie z obecnymi Eurokodami do oceny mechanicznego zachowania się konstrukcji w sytuacji pożarowej można użyć trzech typów metod obliczeniowych przy różnych podejściach do projektowania objaśnionych wyżej. Należy stwierdzić, że:

- prosta metoda obliczeniowa bazująca na zdefiniowanych wstępnie danych tabelarycznych; ta metoda ma zastosowanie tylko do konstrukcji zespolonych stalowo-betonowych;
- proste modele obliczeniowe, ten typ metod projektowania można podzielić na dwie różne rodziny; pierwsza to słynna metoda temperatury krytycznej szeroko stosowanej przy analizie stalowych elementów konstrukcyjnych, druga to wszystkie proste modele mechaniczne opracowane do analizy stalowych i zespolonych elementów konstrukcyjnych;
- zaawansowane modele obliczeniowe; ten rodzaj narzędzia do projektowania może być stosowany do wszystkich typów konstrukcji, bazują one na ogół albo na metodzie elementów skończonych, albo na metodzie różnic skończonych. W nowoczesnym projektowaniu ppoż. jest to coraz częściej stosowany sposób podejścia do projektowania ze względu na związane z nim liczne zalety.

Przed przedstawieniem szczegółowo możliwości wykorzystania wspomnianych powyżej metod projektowania bardzo istotne jest zaznajomienie się z zakresem ich stosowania. Tablica podana na rysunku 10 pokazuje jasno różne możliwości zastosowania trzech metod projektowania w warunkach pożaru nominalnego (standardowego). Jak łatwo zauważyć, w przypadku analizy elementu wszystkie trzy metody mogą być stosowane. W bardzo niewielu przypadkach uproszczona metoda obliczeniowa może być także zastosowana przy analizie odpowiedzi mechanicznej części konstrukcji poddanej działaniu pożaru, np. prostej ramy stalowej. Tak więc uproszczone metody obliczeniowe są praktycznie ograniczone do analizy elementów. Nawet w przypadku nominalnych sytuacji pożarowych projektowanie pożarowe skomplikowanych konstrukcji powinno być generalnie realizowane przy użyciu zaawansowanych modeli obliczeniowych.

**Termiczne oddziaływanie określone w nominalnych pożarach**

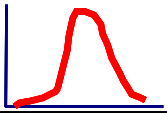


| Typ analizy | Dane tabelaryczne | Proste modele obliczeniowe | Zaawansowane modele obliczeniowe |
|---|---|---|---|
| Analiza elementu | TAK<br>ISO-834 - pożar normowy | TAK | TAK |
| Analiza części konstrukcji | NIE DOTYCZY | TAK<br>(jeśli dostępne) | TAK |
| Globalna analiza konstrukcji | NIE DOTYCZY | NIE DOTYCZY | TAK |

Rysunek 10 Obszar zastosowania różnych metod obliczeniowych w warunkach standardowego pożaru

W naturalnych warunkach pożarowych zastosowanie uproszczonych modeli obliczeniowych jest znacznie ograniczone, gdyż zachowanie ogrzanych elementów jest zupełnie inne od zachowania się tych elementów w standardowych warunkach pożarowych. Dlatego tablica pokazana na rysunku 11 pokazuje w większości przypadków brak możliwości analizowania modelami uproszczonymi. Jedynym przykładem ich zastosowania są elementy stalowe zabezpieczone przeciwogniowo lub nie, całkowicie objęte pożarem.
Z drugiej strony zastosowanie zaawansowanych modeli numerycznych w przypadku naturalnych warunków pożarowych nie będzie ograniczone z tego względu, że mogą one określać zarówno dokładną odpowiedź termiczną wszystkich elementów konstrukcyjnych poddanych zmiennym oddziaływaniom termicznym jak i odpowiedź mechaniczną elementów konstrukcyjnych, części lub całej konstrukcji uwzględniając rzeczywiste współczynniki redukcji wytrzymałości i sztywności materiału, wpływ rozszerzalności cieplnej, wzrostu temperatury itp.

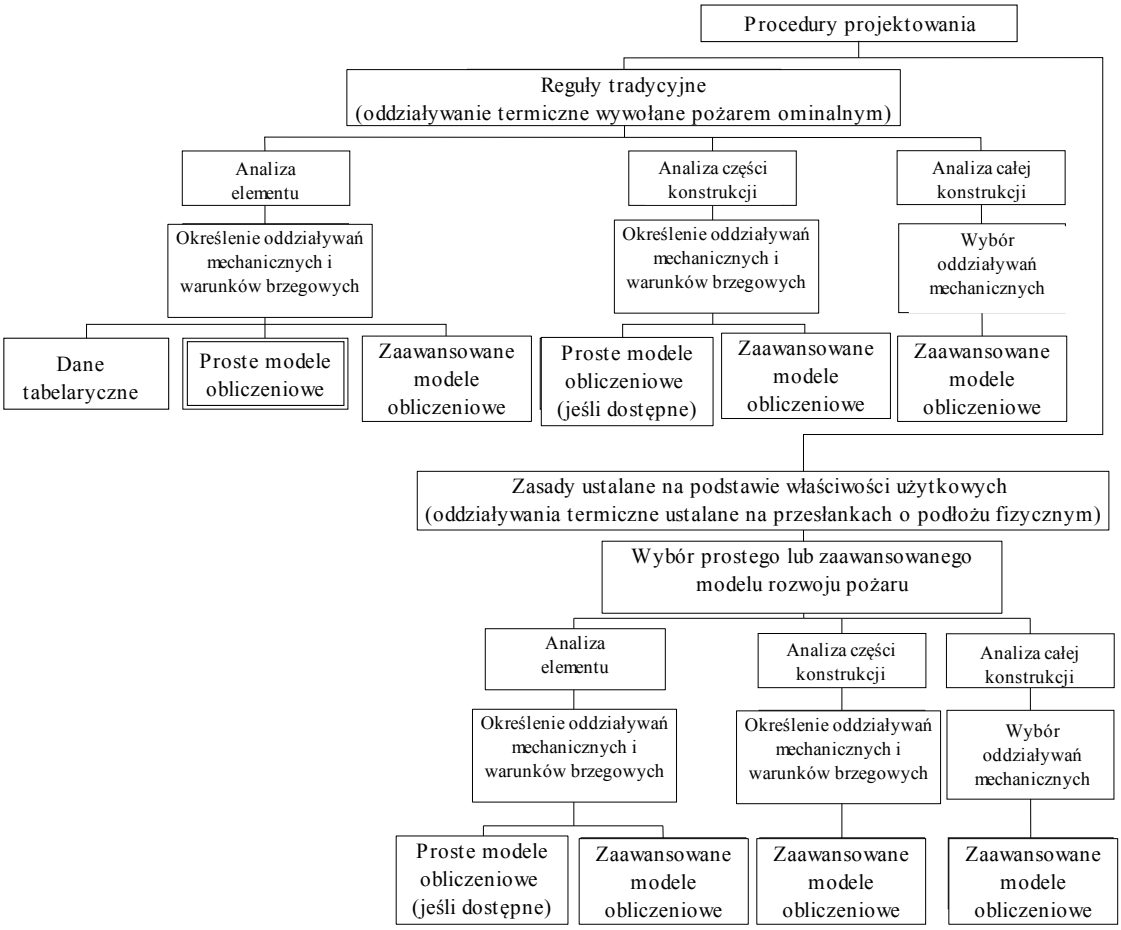
**Termiczne oddziaływanie określone w nominalnych pożarach**



| Typ analizy | Dane tabelaryczne | Proste modele obliczeniowe | Zaawansowane modele obliczeniowe |
|---|---|---|---|
| Analiza elementu | NIE DOTYCZY | TAK<br>(jeśli dostępne) | TAK |
| Analiza części konstrukcji | NIE DOTYCZY | NIE DOTYCZY | TAK |
| Globalna analiza konstrukcji | NIE DOTYCZY | NIE DOTYCZY | TAK |

Rysunek 11 Obszar zastosowania różnych metod obliczeniowych w warunkach naturalnego pożaru

Wszystkie powyższe procedury i strategie stosowania są także dokładnie opisane we wszystkich Eurokodach (patrz rys. 12 pokazany poniżej).



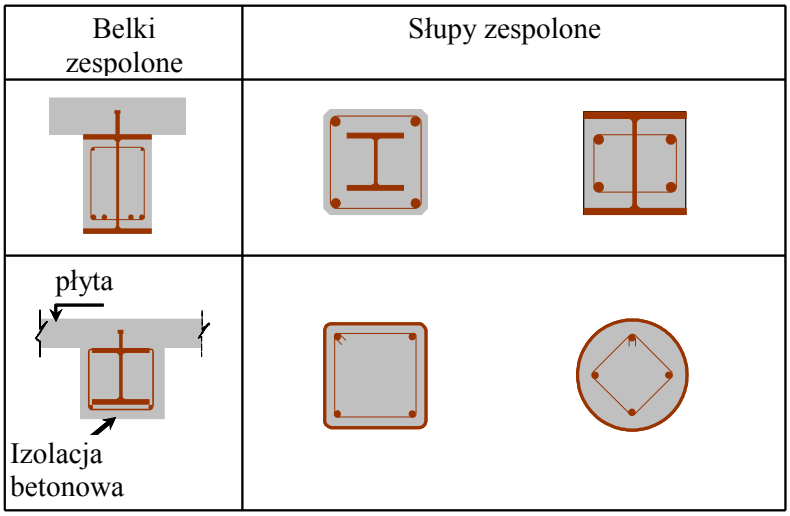

Rysunek 12 Alternatywne procedury obliczeniowe

# 3 PODSTAWOWY OPIS MODELI OBLICZENIOWYCH DO ANALIZY ELEMENTÓW KONSTRUKCJI STALOWYCH I ZESPOLONYCH

## *3.1 Dane tabelaryczne*

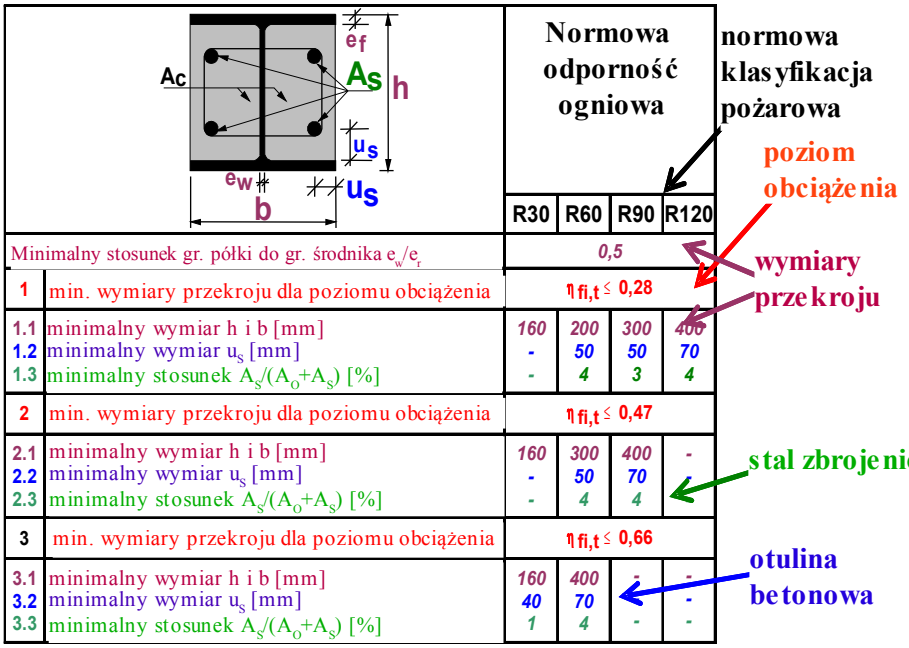
Po zdefiniowaniu obszaru stosowania wszystkich metod obliczeniowych kolejnym krokiem jest przedstawienie zasad stosowania tych metod. Na początek zaznajomimy się z najczęściej używaną uproszczoną metodą obliczeniową do analizy elementów konstrukcji zespolonych, stalowo-betonowych, danymi tabelarycznymi. Jak to jest pokazane na rys. 13, ten typ modelu projektowego jest stosowany dla następujących elementów konstrukcyjnych:

- stalowe i betonowe belki zespolone z częściowym lub całkowitym osłonięciem betonem belki stalowej
- stalowe i betonowe słupy zespolone z częściowym lub całkowitym osłonięciem betonem przekroju stalowego
- stalowe i betonowe słupy zespolone ze stalowymi profilami zamkniętymi wypełnionymi betonem (CHS lub RHS)




Rysunek 13 Obszar stosowania metod obliczeniowych z danymi tabelarycznymi

Co zawiera metoda obliczeniowa opierająca się na danych tabelarycznych dla elementów zespolonych stalowo-betonowych? Wykorzystuje wcześniej określone wartości bazując głównie na wynikach standardowych testów pożarowych ulepszonych przez badania analityczne jak pokazano na rys. 14. Wszystkie wartości łączą ze sobą szczególne standardowe klasyfikacje pożarowe, poziom obciążenia, minimalne wymiary przekroju elementu, niezbędna powierzchnia zbrojenia i minimalna otulina; w jednej lub większej liczbie tabel w celu szybkiego znalezienia wielkości elementu do zastosowania przy określonej długości trwania pożaru. Najistotniejszą zaletą tej metody jest prostota jej stosowania i bezpieczniejsze wyniki w porównaniu z innymi uproszczonymi lub zaawansowanymi modelami obliczeniowymi. Dzięki temu osoby takie jak architekci czy inżynierowie mogą ją stosować w trakcie wstępnego projektowania budynku, aby określić minimalny przekrój elementu na wypadek sytuacji pożarowej.

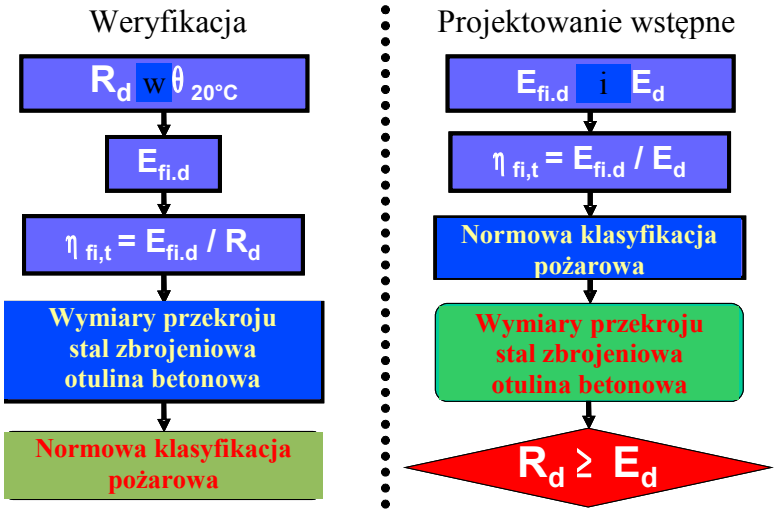



| | | R30 | R60 | R90 | R120 |
|---|---|---|---|---|---|
| | Minimalny stosunek gr. półki do gr. środnika $e_w/e_f$ | 0,5 | | | |
| 1 | min. wymiary przekroju dla poziomu obciążenia | $\eta_{fi,t} \leq 0,28$ | | | |
| 1.1 | minimalny wymiar h i b [mm] | 160 | 200 | 300 | 400 |
| 1.2 | minimalny wymiar $u_s$ [mm] | - | 50 | 50 | 70 |
| 1.3 | minimalny stosunek $A_s/(A_o+A_s)$ [%] | - | 4 | 3 | 4 |
| 2 | min. wymiary przekroju dla poziomu obciążenia | $\eta_{fi,t} \leq 0,47$ | | | |
| 2.1 | minimalny wymiar h i b [mm] | 160 | 300 | 400 | - |
| 2.2 | minimalny wymiar $u_s$ [mm] | - | 50 | 70 | - |
| 2.3 | minimalny stosunek $A_s/(A_o+A_s)$ [%] | - | 4 | 4 | - |
| 3 | min. wymiary przekroju dla poziomu obciążenia | $\eta_{fi,t} \leq 0,66$ | | | |
| 3.1 | minimalny wymiar h i b [mm] | 160 | 400 | - | - |
| 3.2 | minimalny wymiar $u_s$ [mm] | 40 | 70 | - | - |
| 3.3 | minimalny stosunek $A_s/(A_o+A_s)$ [%] | 1 | 4 | - | - |

Rysunek 14 Projektowanie z wykorzystaniem tabelarycznych danych
(przykład częściowo osłoniętego zespolonego słupa)

Zastosowanie uproszczonych metod obliczeniowych z wykorzystanie danych tabelarycznych jest możliwe w dwóch różnych sytuacjach (patrz rys. 15), w przypadku weryfikacji, gdy

wymiary elementów konstrukcyjnych są już znane lub w przypadku projektu wstępnego gdzie znane są tylko oddziaływania obliczeniowe. W przypadkach weryfikacji przekrój poprzeczny elementu konstrukcyjnego jak również nośność elementu $R_d$ są znane, więc możemy obliczyć oddziaływanie mechaniczne w sytuacji pożarowej $E_{fi,d}$ w celu obliczenia poziomu obciążenia $\eta_{fi,t} = E_{fi,d}/R_d$ . Dane tabelaryczne pozwalają określić wymaganą klasę pożarową elementu na podstawie wartości poziomu obciążenia, wymiarów i wymagań konstrukcyjnych dla przekroju poprzecznego elementu. W przypadkach projektowania wstępnego wymiary przekroju elementu konstrukcyjnego nie są zdefiniowane. Przeciwnie, znane są efekty działania $E_d$ i $E_{fi,d}$ na podstawie odpowiednich kombinacji obciążenia w temperaturze pokojowej i pożarowej. W tym przypadku przyjmujemy bezpieczny poziom obciążenia równy $\eta_{fi,t} = E_{fi,d}/E_d$ . Bazując na tej wartości oraz na standardowej klasyfikacji pożarowej można określić minimalne wymiary przekroju poprzecznego i odnośne warunki konstrukcyjne elementu. Następnie przekrój tak określony musi być sprawdzony przy projektowaniu w temperaturze pokojowej dla warunku $R_d \geq E_d$ .

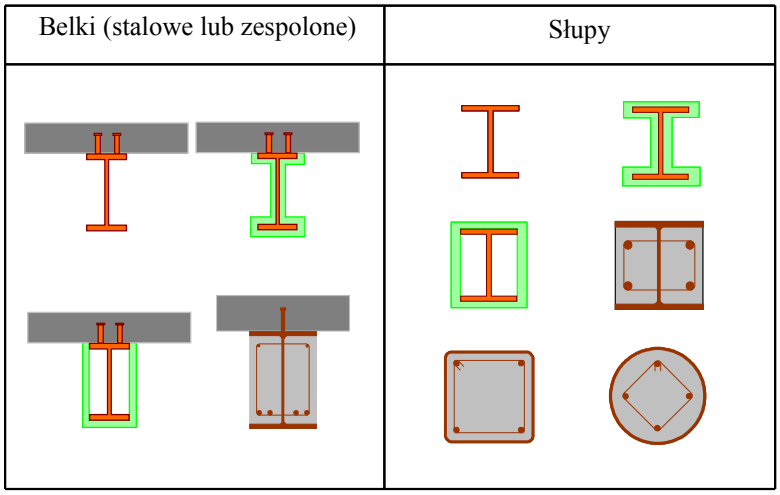



Rysunek 15 Zastosowanie danych tabelarycznych w projektowaniu dla dwóch różnych sytuacjach

## *3.2 Uproszczone modele obliczeniowe*

W porównaniu z metodami projektowania wykorzystującymi tabelaryczne dane wejściowe, uproszczone modele obliczeniowe mogą być stosowane do elementów stalowych oraz zespolonych stalowo-betonowych, tak wiec pokrywają znacznie szerszy obszar zastosowań niż dane tabelaryczne. Jak to przedstawiono na rys. 16, ten rodzaj modelu obliczeniowego ma zastosowanie do następujących elementów konstrukcyjnych:

- Prawie wszystkie rodzaje elementów stalowych takie jak elementy rozciągane, belki, słupy itp. z biernym zabezpieczeniem ppoż. i bez niego,
- Belki zespolone stalowo-betonowe z betonową osłoną kształtowników stalowych lub bez niej



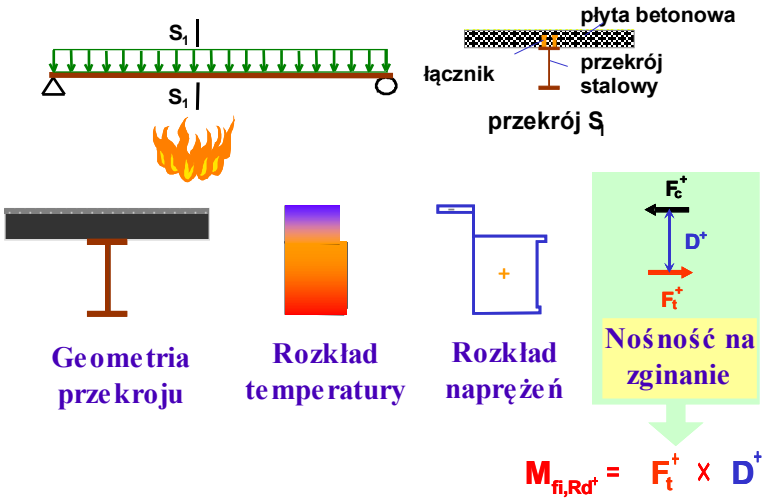

Rysunek 16 Obszar zastosowań metod projektowych z zastosowaniem uproszczonych modeli obliczeniowych

Metody projektowe z zastosowaniem uproszczonych modeli obliczeniowych mogą być podzielone na następujące trzy grupy:

- elementy obciążone zarówno siłą osiową jak i momentem zginającym bez możliwości utraty stateczności, w tym przypadku uproszczony model obliczeniowy oparty jest na plastycznych charakterystykach przekroju poprzecznego dla podwyższonych temperatur,
- elementy obciążone siłą osiową ściskającą z możliwością utraty stateczności, takie jak osiowo obciążone smukłe słupy, w tym przypadku uproszczony model obliczeniowy oparty jest na analizie krzywych wyboczeniowych dostosowanej do warunków pożarowych,
- elementy obciążone równocześnie osiową siłą ściskającą i momentem zginającym, takie jak mimośrodowo obciążone smukłe słupy, długie belki z możliwością wystąpienia zwichrzenia itp., w tym przypadku w uproszczonym modelu obliczeniowym brana jest pod uwagę kombinacja efektu zginania i ściskania poprzez połączenie powyższych dwóch modeli dla przypadku obciążenia prostego.

### *3.2.1 Przykłady uproszczonych modeli obliczeniowych – belki zespolone stalowo-betonowe w warunkach pożaru*

Rysunek 17 przedstawia jeden z najbardziej typowych przykładów elementów należących do pierwszej grupy, wolnopodpartą belkę zespoloną stalowo-betonową. W uproszczonym modelu obliczeniowym temperatura stalowego przekroju poprzecznego może mieć trzy różne wartości związane odpowiednio z górnym i dolnym pasem belki oraz środnikiem, a dla płyty betonowej przyjmuje się jednowymiarowy gradient temperatury na grubości płyty. W tym przypadku określenie krzywej równowagi naprężeń plastycznych oraz obliczenie nośności przekroju na zginanie jest dość proste Na tej postawie może być określona nośność graniczna belki.

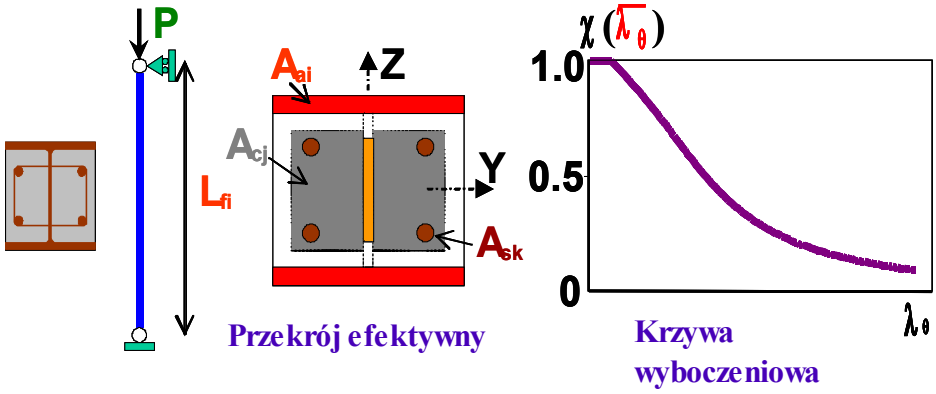



Rysunek 17 Przykład stalowo-betonowych belek zespolonych w warunkach pożaru

### 3.2.2 *Przykłady uproszczonych modeli obliczeniowych – częściowo obetonowane słupy zespolone w warunkach pożaru*

Innym typowym przykładem zastosowania uproszczonych modeli obliczeniowych są zespolone słupy stalowo-betonowe, częściowo obetonowane (patrz rys. 18). Podstawowe założenia:

- Nośność graniczna powinna być zdefiniowana w prosty sposób jako osiowa nośność plastyczną przekroju w podwyższonych temperaturach $N_{fi,pl,Rd}$ ze współczynnikiem redukcyjnym związanym z odpowiednimi krzywymi wyboczeniowymi $\chi(\bar{\lambda}_\theta)$.
- Współczynnik redukcyjny związany z odpowiednimi krzywymi wyboczeniowymi $\chi(\bar{\lambda}_\theta)$ zależy od względnej smukłości w warunkach pożaru $\bar{\lambda}_\theta$, która z kolei zależy od osiowej nośności przekroju plastycznego $N_{fi,pl,Rd}$, sztywności efektywnej przekroju $(EI)_{eff,fi}$ i długości wyboczeniowej $L_{fi}$ w podwyższonych temperaturach.




Nośność $N_{fi.Rd} = \chi(\bar{\lambda}_\theta)\, N_{fi.pl.Rd}$

gdzie:

smukłość względna - $\bar{\lambda}_\theta = (N_{fi.pl.Rd} / N_{fi.cr})^{0.5}$

nośność plastyczna - $N_{fi.pl.Rd} = \Sigma\, A_{ai} f_{ay,\theta i} / \gamma_{M,fi,a} + \Sigma\, A_{cj} f_{c,\theta i} / \gamma_{M,fi,c} + \Sigma\, A_{sk} f_{s,\theta k} / \gamma_{M,fi,s}$

krzywa wyboczeniowa Eulera - $N_{fi.cr} = \pi^2 (E\,I)_{eff,fi} / L_{fi}^2$

efektywna sztywność - $(EI)_{eff,fi} = \Sigma\, \varphi_{a,\theta}\, E_{a,\theta i}\, I_{ai} + \Sigma\, \varphi_{c,\theta}\, E_{c,\theta i}\, I_{cj} + \Sigma\, \varphi_{s,\theta}\, E_{s,\theta k}\, I_{sk}$

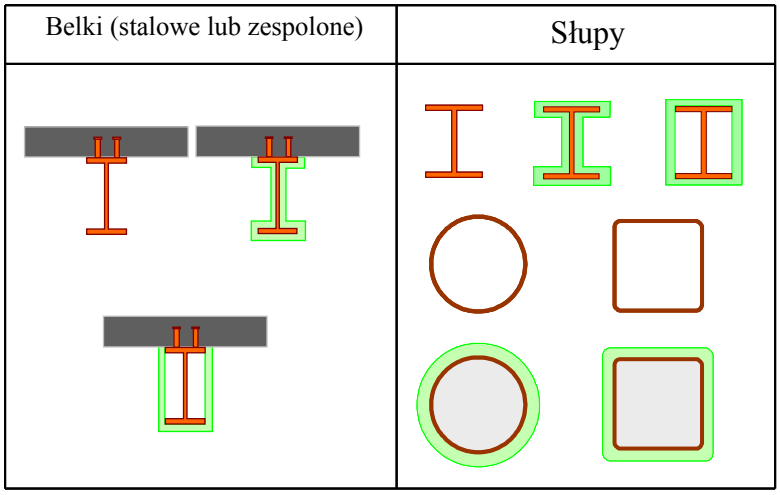
Rysunek 18 Przykłady projektowania z zastosowaniem uproszczonych modeli obliczeniowych dla częściowo obetonowanych słupów zespolonych

Jak można stwierdzić, w przypadku elementów wrażliwych na utratę stateczności odporność ogniową należy określać nie tylko na podstawie wytrzymałości w podwyższonych temperaturach ale należy także uwzględnić sztywność.

### *3.3 Metoda temperatury krytycznej*

Wśród uproszczonych modeli obliczeniowych podanych w Eurocodach 3 i 4 można znaleźć szczególną metodę zwaną ''metodą temperatury krytycznej''. W zasadzie metoda ta jest stosowana tylko do elementów konstrukcyjnych zawierających kształtowniki stalowe podgrzewane w sposób równomierny lub z małym gradientem temperatury. W związku z tym metoda ta może być stosowana do następujących elementów konstrukcyjnych (patrz rys. 19).

- zabezpieczonych i niezabezpieczonych belek stalowych lub zespolonych z przekrojem stalowym odkrytym z trzech lub czterech stron.
- stalowych słupów z biernym zabezpieczeniem ppoż. lub bez całkowicie objętych pożarem.
- elementów rozciąganych objętych pożarem.




Rysunek 19 Obszar zastosowań metody projektowania z temperaturą krytyczną

Metoda temperatury krytycznej bazuje na uproszczonym modelu obliczeniowym równomiernie ogrzewanego elementu stalowego. W tym przypadku jest oczywiste, że nośność elementu w podwyższonych temperaturach $R_{fi,d,t}$ może być określona poprzez przemnożenie odporności elementu w temperaturze 20°C $R_{fi,d,o}$ przez współczynnik redukcyjny nośności $k_{y,\theta}$, zatem: $R_{fi,d,t} \geq k_{y,\theta} R_{fi,d,0}$. Z drugiej strony, odporność ogniowa elementu jest zapewniona, gdy $R_{fi,d,t} \geq E_{fi,d}$. Z tej zależności można z łatwością zdefiniować $R_{fi,d,t} \geq \mu_0 R_{fi,d,0}$ (patrz rys. 20) z $\mu_0 = E_{fi,d} / R_{fi,d,0}$ jako poziom wykorzystania nośności. Dlatego też, aby osiągnąć odpowiedni poziom odporności ogniowej elementu, należy spełnić warunek: $k_{y,\theta} \geq \mu_0$. W przypadku, gdy: $k_{y,\theta} = \mu_0$ (także w przypadku optimum należy spełnić warunek odporności ogniowej), odpowiednia temperatura dla poziomu wykorzystania nośności $\theta_{cr}$ jest zdefiniowana jako temperatura krytyczna. Temperatura krytyczna może być określona na podstawie wartości $k_{y,\theta}$ podanej w tablicy 3.1 normy EN 1993-1-2. Jednakże w większości przypadków, w celu określenia właściwej wartości temperatury krytycznej niezbędna jest interpolacja. Dlatego też, aby ominąć tą niedogodność, poniżej podano prosty wzór do bardzo szybkiego określania właściwej wartości temperatury krytycznej oparty na poziomie wykorzystania $\mu_0$:

$$\theta_{cr} = 39.19 \ell n \left[ \frac{1}{0,9674 \mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482$$

Jeśli dwie krzywe odpowiednio $k_{y,\theta}$ i $\mu_0$ w zależności od temperatury są określone na tym samym rysunku (patrz rys. 20) to łatwo zauważyć, że krzywe te prawie pokrywają się określając zakres stosowalności metody opartej na temperaturze krytycznej dowolnie przyjętego elementu konstrukcyjnego w warunku pożaru.

- Zgodnie z prostymi modelami obliczeniowymi, dla równomiernie ogrzanych stalowych elementów: $R_{fi,d,t} = k_{y,\theta} R_{fi,d,0}$,
- Odporność ogniowa powinna spełniać:

$$R_{fi,d,t} \geq E_{fi,d} = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}} R_{fi,d,0} = \mu_0 R_{fi,d,0} \Rightarrow k_{y,\theta} \geq \mu_0$$

- W szczególności, kiedy $k_{y,\theta} = \mu_0$ odpowiednia temp. jest zdefiniowana jak temp. krytyczna $\theta_{cr}$
- W EN1993-1-2 podana jest prosta formuła określająca temperaturę krytyczną $\theta_{cr}$

$$\theta_{cr} = 39.19 \ln\left[\frac{1}{0.9674\mu_0^{3.833}} - 1\right] + 482$$

Rysunek 20: Podstawowe założenia projektowania z zastosowaniem metody temperatury krytycznej

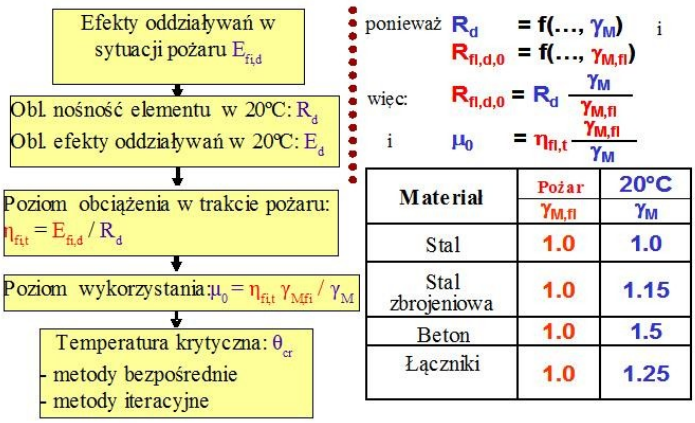
W praktycznym projektowaniu konstrukcji w warunkach pożaru, metoda temperatury krytycznej może być zastosowana zgodnie z następującą procedurą (patrz rys. 21):

- Po pierwsze, należy określić skutki oddziaływania w warunkach pożarowych $E_{fi,d}$
- Po drugie, należy określić obliczeniową nośność elementu $R_d$ lub obliczeniową wartość oddziaływania $E_d$
- Po trzecie, należy określić odpowiedni poziom obciążenia $\eta_{fi,t}$ stosując równanie: $\eta_{fi,t} = E_{fi,d} / R_d$
- Następnie, należy określić poziom wykorzystania $\mu_0$ z równania $\mu_0 = \eta_{fi,t} \gamma_{M,fi} / \gamma_M$
- Na koniec, obliczyć wartość temperatury krytycznej $\theta_{cr}$ wprost z równania: $\theta_{cr} = 39.19 \ell n\left[\frac{1}{0,9674\mu_0^{3,833}} - 1\right] + 482$ lub zastosować procedurę małej iteracji (maksymalnie dwie iteracje) powyższej zależności.

Szczególną uwagę należy zwrócić na obliczenie poziomu wykorzystania $\mu_0$ bazując na poziomie obciążenia $\eta_{fi,t}$. Różnica między nimi polega na tym, że poziom wykorzystania $\mu_0$ jest ustalony z uwzględnieniem odporności ogniowej w czasie 0 $R_{fi,d,o}$, a więc w temperaturze pokojowej ale ze współczynnikiem bezpieczeństwa $\gamma_{M,fi}$ w sytuacji pożaru; natomiast, poziom obciążenia $\eta_{fi,t}$ określony jest na podstawie $R_d$, granicznej nośności w temperaturze pokojowej, a więc z odpowiednim współczynnikiem bezpieczeństwa $\gamma_M$, który jest różny od $\gamma_{M,fi}$ patrz rys. 21.

W konsekwencji, $R_{fi,d,0} = R_d \gamma_M / \gamma_{M,fi}$ stąd: $\mu_0 = \frac{E_{d,fi}}{R_{d,fi,0}} = \frac{E_{d,fi}}{R_d \gamma_M / \gamma_{M,fi}} = \frac{E_{d,fi}}{R_d} \frac{\gamma_{M,fi}}{\gamma_M} = \eta_{fi,t} \frac{\gamma_{M,fi}}{\gamma_M}$

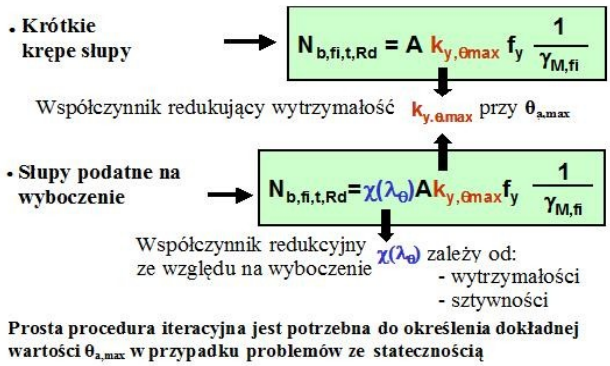
Warto zwrócić uwagę na fakt, iż poziom wykorzystania $\mu_0$ jest zwykle niższy niż poziom obciążenia $\eta_{fi,t}$ stąd $\gamma_M$ jest zwykle wyższy niż $\gamma_{M,fi}$.




| Materiał | Pożar $\gamma_{M,fi}$ | 20°C $\gamma_M$ |
|---|---|---|
| Stal | 1.0 | 1.0 |
| Stal zbrojeniowa | 1.0 | 1.15 |
| Beton | 1.0 | 1.5 |
| Łączniki | 1.0 | 1.25 |

Rysunek 21 Procedura zastosowania metody temperatury krytycznej w projektowaniu

Jak można zauważyć z poprzedniego rysunku (patrz rys. 21) temperatura krytyczna $\theta_{cr}$ powinna być określana przy zastosowaniu raczej metody iteracyjnej niż obliczenia wprost. Kiedy występuje taka sytuacja? Przeanalizujmy przypadek stalowego słupa w warunkach pożaru (patrz rys. 22). Jeśli słup jest na tyle krępy aby zjawisko wyboczenia nie pojawiło się, wtedy wytrzymałość w podwyższonych temperaturach może być obliczona wprost jako: $N_{b,fi,t,Rd} = Ak_{y,\theta\,\max} f_y / \gamma_{M,fi}$. W tym przypadku wytrzymałość słupa w funkcji temperatury zależy jedynie od współczynnika redukcyjnego nośności $k_{y,\theta}$, gdyż wszystkie pozostałe wielkości są parametrami stałymi. W przeciwnym wypadku, jeśli słup jest na tyle smukły, że może ulec wyboczeniu w podwyższonych temperaturach, jego wytrzymałość w podwyższonych temperaturach powinna być obliczona z $N_{b,fi,t,Rd} = \chi(\lambda_\theta) Ak_{y,\theta\,\max} f_y / \gamma_{M,fi}$. W tej sytuacji nośność słupa w funkcji temperatury zależy zarówno od współczynnika redukcyjnego nośności $k_{y,\theta}$ jak i od smukłości względnej w warunkach pożaru $\bar{\lambda}_\theta$, która zależy nie tylko od nośności wyrażonej w $k_{y,\theta}$ ale także od sztywności $k_{E,\theta}$, dlatego że $\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda}\,[k_{y,\theta} / k_{E,\theta}]^{0,5}$. W konsekwencji nie ma możliwości obliczenia wprost temperatury krytycznej $\theta_{cr}$ która zależy tylko od $k_{y,\theta}$ Zatem w przypadku elementów wrażliwych na utratę stateczności, niezbędne jest zastosowanie prostej procedury iteracyjnej (maksimum dwie iteracje) aby znaleźć dokładną wartość $\theta_{cr}$. Wyjaśniona powyżej procedura iteracyjna wydaje się dość kłopotliwa do zastosowania w metodzie temperatury krytycznej. W celu uniknięcia tych trudności istnieje możliwość przyjęcia stałej, bezpiecznej wartości wyrażenia $[k_{y,\theta} / k_{E,\theta}]^{0,5}$ tak aby $\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda}\,[k_{y,\theta} / k_{E,\theta}]^{0,5}$ nie zmieniało się już wraz z temperaturą a obliczenie temperatury krytycznej wprost stało się możliwe nawet w przypadku wystąpienia utraty stateczności.



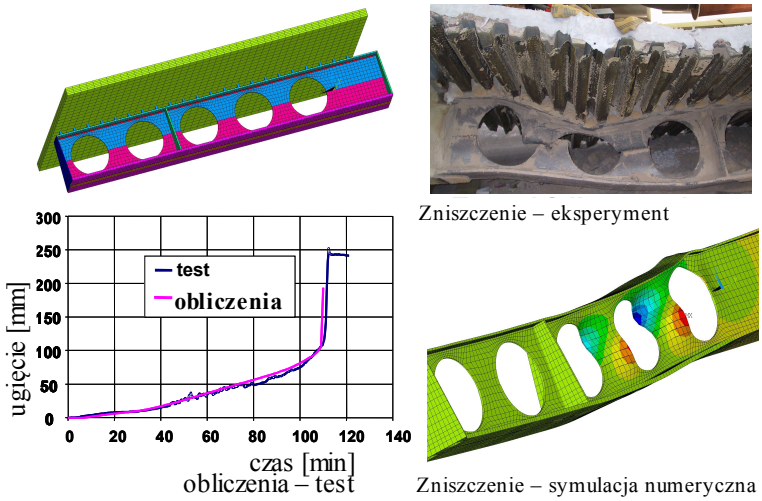

Rysunek 22 Zasady stosowania procedury iteracyjnej oraz obliczeń bezpośrednich do określenia wartości temperatury krytycznej

### *3.4 Zaawansowane modele obliczeniowe*

W zasadzie zaawansowane modele obliczeniowe mogą być stosowane do analizy każdego typu elementów konstrukcyjnych w warunkach pożarowych. Jednakże, niezbędne jest uwzględnienie następujących właściwości:

- Stosując zaawansowane metody obliczeniowe do określenia odpowiedzi mechanicznej konstrukcji, należy bazować na uznanych zasadach i założeniach teorii mechaniki konstrukcji z uwzględnieniem wpływu temperatury na zmianę własności mechanicznych.
- Wszystkie potencjalne postacie zniszczenia nie uwzględniane w zaawansowanych metodach obliczeniowych (w tym wyboczenie miejscowe lub zniszczenie przy ścinaniu) powinny być wyeliminowane odpowiednimi środkami. Na przykład, w przypadku analizy numerycznej z zastosowaniem elementów belkowych.
- Zaawansowane metody obliczeniowe mogą być wykorzystane w połączeniu z każdą krzywą ogrzewania, pod warunkiem, że własności materiałowe są znane dla odnośnego zakresu temperatury.
- Należy uwzględnić wszystkie odkształcenia i naprężenia na skutek wzrostu jak i różnicy temperatur.
- Model mechanicznej odpowiedzi konstrukcji powinien uwzględniać:
  - połączony efekt oddziaływań mechanicznych, imperfekcji geometrycznych oraz oddziaływań termicznych,
  - własności mechaniczne materiału zależne od temperatury, patrz rozdział 3,
  - geometryczne efekty nieliniowe,
  - efekty nieliniowych własności materiału, włączając niekorzystny wpływ obciążania i odciążania na sztywność konstrukcji.

Typowy przykład zastosowania zaawansowanych modeli obliczeniowych przedstawiono na rys. 23. Dotyczy on stalowej belki ażurowej w warunkach standardowego pożaru. Obecnie obowiązujące przepisy normowe (Eurokod) nie uwzględniają tego typu konstrukcji, dlatego też niezbędne jest zastosowanie zaawansowanych modeli obliczeniowych. Jednakże, zastosowanie zaawansowanych modeli obliczeniowych należy poprzedzić porównaniem ich z odnośnymi badaniami ogniowymi nie tylko w zakresie globalnego zachowania (ugięcie, czas zniszczenia itp.), ale także pod względem szczegółowej analizy postaci zniszczenia elementu podczas ekspozycji ogniowej. Przykład na rys. 23 pokazuje, że wszystkie te warunki mogą być łatwo spełnione poprzez przyjęcie odpowiednich zaawansowanych modeli numerycznych.




Rysunek 23 Zastosowanie zaawansowanych modeli obliczeniowych w projektowaniu pożarowym (belka ażurowa)

# 4 OPIS ZASAD GLOBALNEJ ANALIZY KONSTRUKCJI

## *4.1 Podstawowe zasady stosowania globalnej analizy konstrukcji w projektowaniu ogniowym*

Globalna analiza konstrukcji znajduje coraz szersze zastosowanie w inżynierskim modelowaniu bezpieczeństwa pożarowego. W rezultacie w Eurokodach zawarto szczegółowe zasady prowadzenia tego typu analiz. Stosując powyższe podejście w zakresie analizy mechanicznej odpowiedźi konstrukcji należy uwzględnić następująca elementy:

- Po pierwsze, w większości przypadków globalna analiza konstrukcji wymaga użycia zaawansowanych modeli obliczeniowych.
- Istotne jest przyjęcie odpowiedniej strategii modelowania konstrukcji (wielkość, typ itp.)
- Należy odpowiednio odwzorować rzeczywiste warunki brzegowe.
- Warunki obciążenia modelowanej konstrukcji muszą odpowiadać warunkom pożarowym.
- Modele materiałowe użyte w modelowaniu numerycznym powinny być reprezentatywne dla rzeczywistego zachowania się materiału w podwyższonych temperaturach.
- W przypadku modelowania części konstrukcji należy odpowiednio uwzględnić stan utwierdzenia zapewniany przez niemodelowane części konstrukcji.
- Istnieje konieczność przeprowadzenia wnikliwej analizy wyników numerycznych i dokonania na tej podstawie szczegółowego sprawdzenia kryteriów zniszczenia.
- W celu uzyskania jak największej zgodności modelu numerycznego z rzeczywistą konstrukcją, należy dokonać przeglądu detali, które nie były uwzględnione bezpośrednio w analizie.

Wszystkie powyższe elementy będą szczegółowo wyjaśnione na następnych rysunkach na przykładzie rzeczywistych zastosowań globalnej analizy konstrukcji w projektowaniu inżynierskim z uwzględnieniem bezpieczeństwa pożarowego.

## *4.2 Wymagania dotyczące stosowania zaawansowanych modeli obliczeniowych w globalnej analizie konstrukcji stalowych i zespolonych*

W przypadku stosowania globalnej analizy konstrukcji stalowych i zespolonych należy zwrócić szczególną uwagę na następujące aspekty:

- Odnośnie modelu materiałowego, należy zwrócić uwagę na:
  - -wpadkowe odkształceń ze składowymi odkształceń wywołanymi podwyższoną temperaturą
  - -kinematyczny model materiału przy zmianie temperatury
  - -wytrzymałość niektórych materiałów takich jak beton w fazie chłodzenia
- Zmienny proces podgrzewania konstrukcji w warunkach pożaru wymaga raczej zastosowania iteracyjnej procedury krok po kroku niż analizy ustalonego stanu dla danej chwili w czasie.
- Należy odpowiednio odwzorować rzeczywiste warunki brzegowe.
- Warunki obciążenia modelowanej konstrukcji muszą odpowiadać warunkom w sytuacji pożarowej.
- Modele materiałowe użyte w modelowaniu numerycznym powinny możliwie najpełniej oddawać rzeczywiste zachowanie materiału w podwyższonych temperaturach.
- W przypadku zaawansowanych obliczeń przy projektowaniu pożarowym konstrukcji stalowych i zespolonych, należy zachować szczególną ostrożność w odniesieniu do pewnych cech, które nie są na ogół uwzględniane w modelowaniu wprost, takich jak pękanie stali zbrojeniowej wywołane nadmiernym wydłużeniem, zarysowanie i pękanie betonu, łączna wytrzymałość, połączenie pomiędzy betonem i stalą itp.

### *4.2.1 Składowe odkształceń modelu materiałowego w zaawansowanym modelowaniu numerycznym*

W zaawansowanym modelowaniu numerycznym do globalnej analizy konstrukcji stalowych i zespolonych należy pamiętać, że odkształcenia każdego elementu w warunkach pożaru składają się z wielu składowych i mogą być wyrażone za pomocą następującego równania: (patrz rys. 24)

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{th} + (\varepsilon_\sigma + \varepsilon_c + \varepsilon_{tr}) + \varepsilon_r$$

gdzie:

$\varepsilon_t$ - całkowite odkształcenie

$\varepsilon_{th}$ - odkształcenie wywołane wydłużeniem termicznym

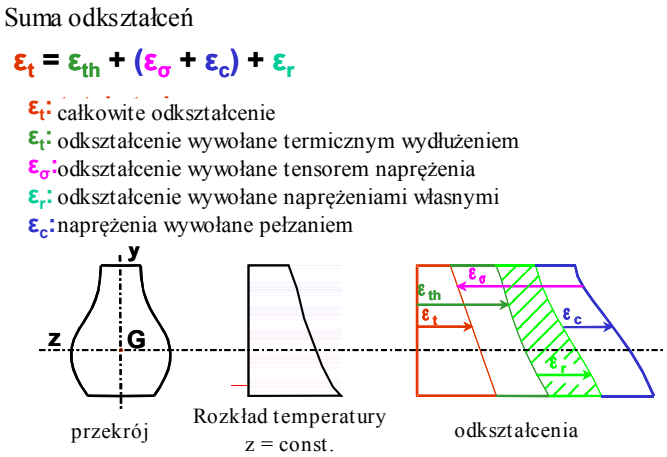
$\varepsilon_\sigma$ - odkształcenie wywołane naprężeniami

$\varepsilon_c$ - odkształcenie wywołane efektem pełzania w podwyższonych temperaturach

$\varepsilon_{tr}$ - odkształcenie wywołane przejściowym i nierównomiernym podgrzewaniem betonu

$\varepsilon_r$ - odkształcenie wywołane naprężeniami rezidualnymi zwykle występującymi w stali

W Eurokodach odkształcenia wywołane pełzaniem jak i odkształcenia przejściowe są przyjmowane za uwzględnione w zależnościach naprężenie-odkształcenie odpowiednich materiałów dla podwyższonych temperatur. Ponadto, naprężenia rezidualne są zwykle pomijane z wyjątkiem niektórych specjalnych analiz strukturalnych.

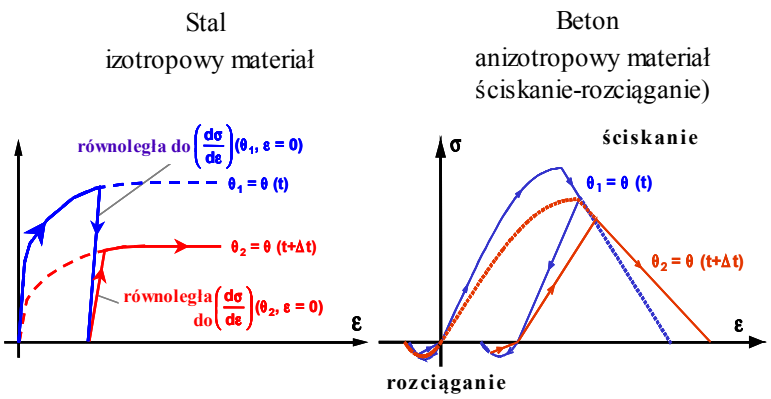



Rysunek 24 Sumowanie odkształceń modelu materiałowego w zaawansowanej analizie strukturalnej

### *4.2.2 Kinematyczny model materiałowy do uwzględniania zmiany temperatury*

W warunkach pożaru pole temperatury elementów konstrukcji zmienia się w funkcji czasu. Z drugiej strony wszystkie mechaniczne własności materiału są mniej lub bardziej zależne od temperatury. W rezultacie podczas pożaru materiały konstrukcji będą zachowywały się w taki sposób, że ich właściwości będą ulegały ciągłym zmianom. Ten typ zachowania materiału powinien być odpowiednio uwzględniony w zaawansowanych modelach obliczeniowych w postaci tzw. kinematycznego modelu materiałowego. Dwa główne materiały konstrukcji stalowych i zespolonych, stal i beton, to dwa zupełnie różne materiały do których należy stosować różne zasady kinematyczne (patrz rys. 25). W przypadku stali, przejście z jednej krzywej naprężenie-odkształcenie do drugiej wywołane zmianą temperatury, powinno być dokonane przy stałej wartości odkształceń plastycznych pomiędzy dwoma poziomami temperatury. To prawo przejścia pozostaje aktualne dla każdego stanu naprężenia występującego w stali (rozciąganie lub ściskanie). W przypadku betonu problem ten jest znacznie bardziej skomplikowany ze względu na różne zachowanie materiału przy rozciąganiu i

ściskaniu. Dlatego też należy zastosować różne prawa przejścia w zależności od tego, czy materiał jest rozciągany czy ściskany (patrz rys. 25).



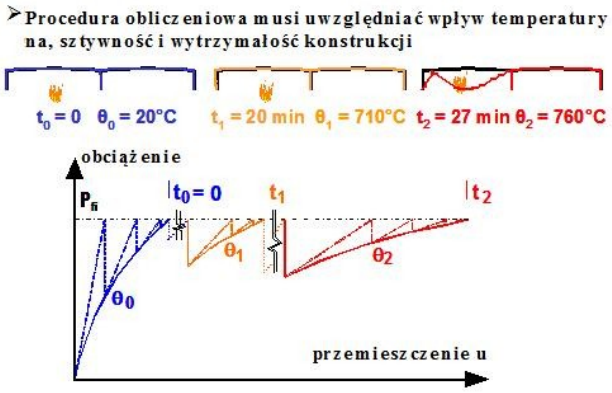

Rysunek 25 Kinematyczny model obliczeniowy z uwzględnieniem zmiany temperatury

Zwykle takie modele materiałowe są już wprowadzone we wszystkich zaawansowanych modelach obliczeniowych do projektowania bezpieczeństwa ogniowego. Jednakże istotne jest aby użytkownicy wiedzieli jak korzystać z tych modeli materiałowych w zastosowaniach praktycznych.

### *4.2.3 Zasady procedury iteracyjnej „krok po kroku" w zaawansowanych obliczeniach numerycznych*

Generalnie analiza konstrukcji w warunkach pożaru oparta jest na analizie stanu granicznego w celu określenia stanu równowagi konstrukcji pomiędzy jej odpornością a przyłożonym obciążeniem dla różnych stanów ogrzania. Jednakże, z powodu osłabienia i rozszerzania się materiału prowadzącego do jego uplastycznienia wywołanych działaniem temperatury pojawiają się znaczne przemieszczenia konstrukcji. Dlatego też w zaawansowanych analizach ogniowych nie stosuje się już liniowej analizy sprężystej, ale nieliniową analizę sprężysto-plastyczną w której zarówno wytrzymałość jak i sztywność zachowują się nieliniowo. Z matematycznego punktu widzenia rozwiązanie tego typu analizy nie jest możliwe wprost, dlatego należy zastosować następującą procedurę (patrz rys. 26):

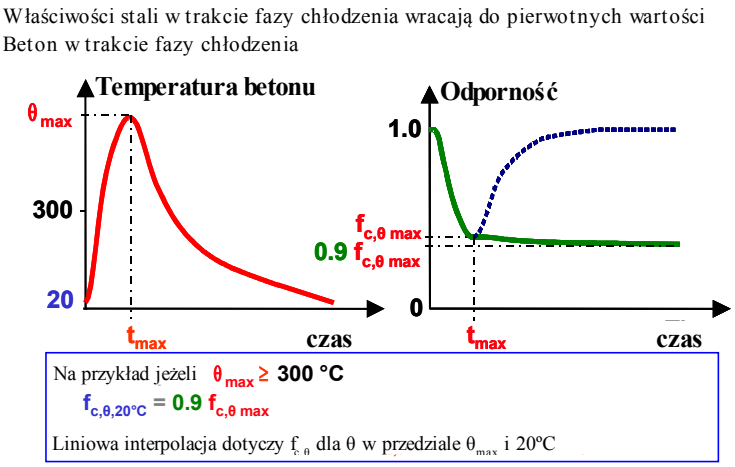
- Analiza "krok po kroku" w celu określenia stanu równowagi konstrukcji w różnych chwilach czasu tj. dla różnych pól temperatur.
- W ramach każdego kroku czasowego konieczna jest procedura iteracyjna w celu określenia stanu równowagi konstrukcji zachowującej się w sposób sprężysto-plastyczny.




Rysunek 26 Założenia procedury rozwiązania iteracyjnego " krok po kroku" w zaawansowanych obliczeniach numerycznych

### *4.2.4 Mechaniczne zachowanie betonu podczas fazy chłodzenia*

Następnym istotnym elementem, który musi znaleźć swoje odzwierciedlenie w zaawansowanych modelach obliczeniowych konstrukcji stalowych i zespolonych w naturalnych warunkach pożarowych jest zachowanie materiału podczas fazy chłodzenia. Jak powszechnie wiadomo, zwykłe gatunki stali traktowane są jako materiał sprężysty odwracalny jeśli chodzi o wpływ temperatury na własności mechaniczne, co znaczy, ze stal jednokrotnie podgrzana a następnie ochłodzona powraca do swoich pierwotnych własności mechanicznych. Niestety, zjawisko to nie dotyczy betonu, którego struktura zostanie całkowicie zmieniona, jeśli podgrzejemy go do pewnego poziomu temperatury. Po ochłodzeniu, beton nie powróci do swojej początkowej wytrzymałości. Co więcej, jego wytrzymałość może być nawet gorsza niż przy maksymalnej wartości obciążenia temperaturą. Zatem, w normie EN1994-1-2 zdefiniowano specjalne zasady opisujące to zjawisko (patrz rys. 27). Zgodnie z tym, jeśli beton będzie podgrzany do temperatury ponad 300°C, a następnie ochłodzony do 20°C, to jego wytrzymałość zmniejszy się o dodatkowe 10% w stosunku do redukcji wytrzymałości w stanie maksymalnego podgrzania. Zjawisko to jest szczególnie istotne ze względu na możliwość zniszczenia konstrukcji zawierającej beton podczas fazy ochładzania pożaru.




Rysunek 27 Właściwości mechaniczne betonu w fazie chłodzenia

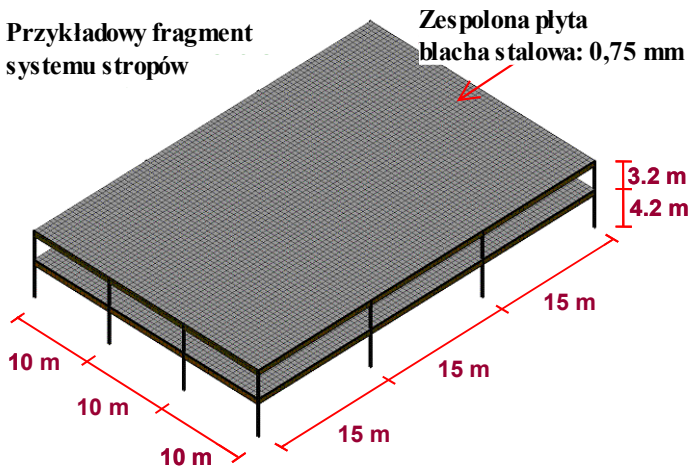
## *4.3 Przykłady zastosowania globalnej analizy strukturalnej konstrukcji stalowych i konstrukcji zespolonych*

### *4.3.1 Opis badanych konstrukcji*

Po wyjaśnieniu wymagań związanych ze stosowaniem zaawansowanych modeli obliczeniowych w globalnej analizie konstrukcji elementów stalowych i zespolonych, w celu lepszego zrozumienia powyższych metod, przedstawiony będzie przykład ich zastosowania. Wybrany przykład (patrz rys. 28) odnosi się do dwupoziomowej stalowo-betonowej konstrukcji zespolonej składającej się z zespolonego systemu stropowego (belki stalowe połączone z płytą zespoloną) i ze słupów stalowych. Główne wymiary konstrukcji są następujące:

- Rozpiętość belek drugorzędnych: 15 m
- Rozpiętość belek głównych: 10 m
- Rozpiętość płyty zespolonej: 3.33 m
- Wysokość pierwszego piętra: 4.2 m
- Wysokość drugiego piętra: 3.2 m

W sytuacji pożaru, jeden z dwóch stropów będzie podgrzewany lokalnie przez naturalne źródło ognia zajmujące obszar 5 m x 12 m, tj. 60 m². Projektowanie pożarowe zostanie wykonane przy użyciu naturalnych, a nie normowych warunków ogrzewania.




Rysunek 28 Przykład konstrukcji stalowego stropu zespolonego

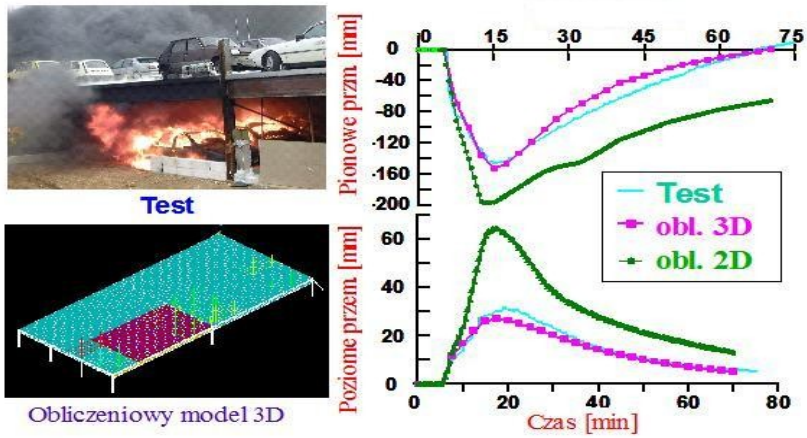
W przykładzie tym uwzględnione zostały tylko cechy związane z analizą mechanicznej odpowiedzi konstrukcji. Pozostałe cechy, takie jak scenariusz pożaru, rozwój pożaru, odpowiedź termiczna konstrukcji, zostały celowo pominięte.

### *4.3.2 Wybór modelu konstrukcji i sposobu modelowania*

Powracając do analizy mechanicznej tej konstrukcji narażonej na działanie zlokalizowanego naturalnego pożaru, zaawansowane modele obliczeniowe można zastosować w dwojaki sposób: pierwszy oparty jest na dwuwymiarowym modelu (2D) ramy zespolonej, drugi, bardziej skomplikowany, wykorzystuje trójwymiarowy (3D) modelu stropu zespolonego. Należy dokonać wyboru pomiędzy tymi dwoma zaawansowanymi modelami. Zanim jednak przedstawimy naszą propozycję, prześledźmy zalety i wady tych dwóch podejść:

- 2D model ramy zespolonej z użyciem tylko elementów belkowych:
  - możliwa redystrybucja obciążenia wzdłuż belki zespolonej
- efekt membranowy zespolonej płyty pomiędzy dwoma równoległymi belkami nie jest uwzględniany
- aby uzyskać jeden scenariusz pożaru należy przeprowadzić wiele symulacji numerycznych
- duża efektywność ze względu na niski koszt symulacji numerycznych
- 3D model stropu zespolonego z elementami powłokowymi, belkowymi i łączącymi:
  - efekt membranowy jest uwzględniany dla całego stropu zespolonego
- redystrybucja obciążenia możliwa za pomocą elementów powłokowych
- aby uzyskać jeden scenariusz pożaru wystarczy przeprowadzić jedną symulację numeryczną
- wysoki koszt obliczeń ze względu na dużą liczbę elementów użytych do modelowania

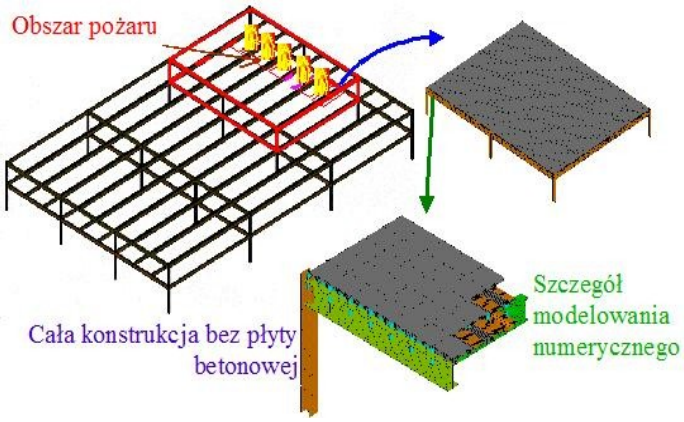
Porównując powyższe dwa modele, można zauważyć, że model 2D jest bardziej efektywny, jednakże wiele bardzo istotnych mechanicznych zalet stropu zespolonego narażonego na lokalne podgrzanie nie jest uwzględnionych, co sprawia że obciążenie temperaturą jest przeszacowane i w konsekwencji projektowana jest cięższa konstrukcja stalowa lub silniejsze zabezpieczenie ppoż. W związku z tym, zdecydowanie zaleca się modelowanie 3D. Jednakże należy zachować ostrożność przy stosowaniu tak skomplikowanych modeli obliczeniowych ze względu na ich prawdziwość w stosunku do rzeczywistości. Na przykład model 3D stropu zespolonego opisany powyżej został w pełni potwierdzony poprzez różne testy pożarowe przeprowadzone w ramach ostatniego projektu badawczego ECSC w pełnej skali naturalnego pożaru.




Rysunek 29 Słuszność modelu 3D stropu zespolonego

Typowy przypadek oceny reprezentatywności to naturalne testy pożaru w otwartych parkingach samochodowych (patrz rys. 29). Pokazuje on jasno, że model 3D daje bardziej realistyczne wyniki niż model 2D. Jednak z chwilą podjęcia decyzji o zastosowaniu modelu 3D należy zastanowić się, jaki ma być zakres takiego modelowania 3D, gdyż nie jest możliwe wymodelowanie całej konstrukcji zespolonej ze względu na zbyt wysoki koszt obliczeń (tygodnie lub miesiące przy zastosowaniu zwykłych komputerów). Jednakże fakt wystąpienia lokalnie ogrzanego stropu zespolonego (patrz rys. 30) daje możliwość zredukowania powierzchni w modelu 3D, dokładnie tak jak w jednej z trzech procedur analizy strukturalnej do projektowania pożarowego części konstrukcji wg.Eurokodu. W tym przypadku, w modelu numerycznym możemy przyjąć powierzchnię stropu możliwie najmniejszą, co sprawia, że osiągamy znaczną redukcję modelowanej części konstrukcji (jedna kondygnacja zajmująca powierzchnię 15x20=300 m² zamiast konstrukcji dwukondygnacyjnej zajmującej powierzchnię 45x30=1350 m²). W uzupełnieniu powyższego wyboru części konstrukcji warto powiedzieć kilka słów na temat przyjętych szczegółów modelowania. W gruncie rzeczy strop zespolony składa się z następujących elementów skończonych:

- element powłokowy zamiast części pełnej płyty zespolonej oraz siatki zbrojenia
- element belkowo-słupowy dla elementów stalowych, stalowych blach i żeber płyty zespolonej
- sztywne elementy łączące dla zapewnienia pełnego połączenia pomiędzy belkami stalowymi i płytą zespoloną




Rysunek 30 Wybór części konstrukcji w zaawansowanym modelu obliczeniowym

### *4.3.3 Warunki obciążenia i warunki brzegowe*

Po dokonaniu wyboru części konstrukcji do projektowania pożarowego niezbędne jest rozważenie następujących dwóch aspektów:

- warunki obciążenia konstrukcji
- warunki brzegowe modelowanej części konstrukcji

Przy projektowaniu w temperaturze pokojowej, strop obciążony jest czterema typami obciążeń:

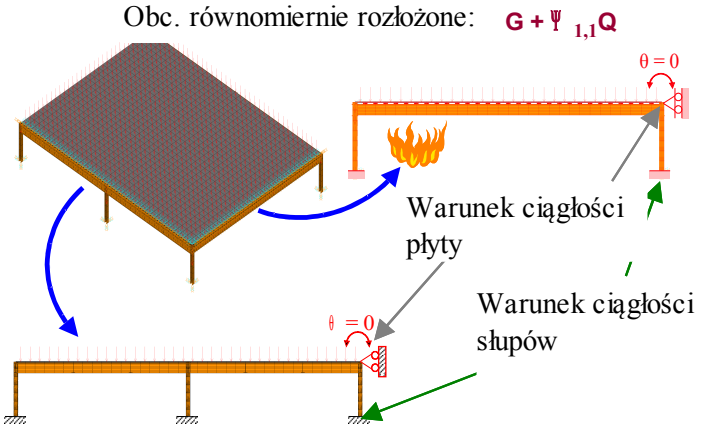
- obciążenie stałe (ciężar własny konstrukcji, system oświetleniowy itp.): **G**
- obciążenie zmienne: **Q**
- obciążenie wiatrem: **W**
- obciążenie śniegiem: **S**

W sytuacji pożarowej należy rozważyć inną kombinację obciążeń, tak aby znaleźć najbardziej niekorzystną. W przypadku tej konstrukcji, zabezpieczonej przed zwichrzeniem oddzielnym systemem stężeń, można pominąć wpływ wiatru na strop. Wówczas wystąpią następujące kombinacje obciążenia stałego **G**, zmiennego **Q** i obciążenia śniegiem **S**:

- $G + \Psi_{1,1}Q + \Psi_{2,1}S = G + 0.7Q + 0.0S = G + 0.7Q$
- $G + \Psi_{1,1}S + \Psi_{2,1}Q = G + 0.6Q + 0.2S$

Spośród powyższych kombinacji stwierdzono, iż najbardziej niekorzystna jest druga, gdyż prowadzi do największej całkowitej wartości obciążenia. Jeżeli chodzi o warunki brzegowe, to modelowana konstrukcja nie posiada żadnych początkowych warunków brzegowych. Jednakże ponieważ jest ona częścią większej konstrukcji, dlatego występują tu pewne więzy spowodowane nie modelowanymi fragmentami konstrukcji. Więzy te mogą być modelowane jako równoważne warunki brzegowe takie jak (patrz rys. 31):

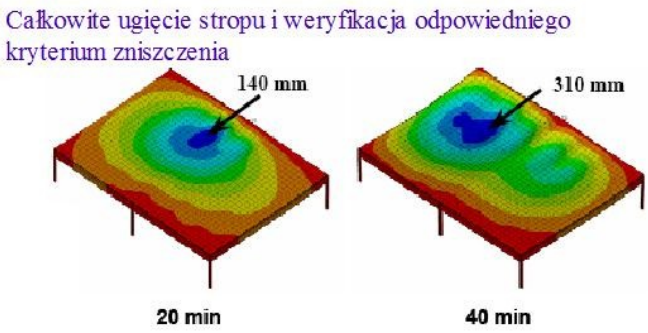
- całkowicie sztywne zamocowanie podstawy słupa wynikające z ciągłego schematu statycznego słupów i faktu, że niższy strop pozostaje chłodny
- płyta z zablokowanymi więzami na obrót i przemieszczenie poprzeczne ze względu na ciągłość płyty.




Rysunek 31 Zastosowanie obciążenia mechanicznego oraz warunków brzegowych w modelowaniu części konstrukcji

### *4.3.4 Analiza wyników numerycznych*

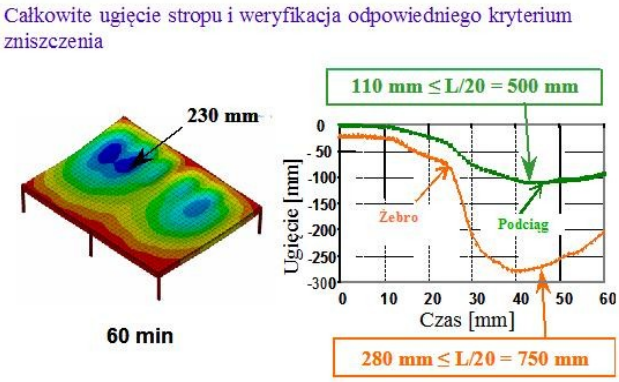
Bazując na modelowanej części konstrukcji można przeprowadzić jej numeryczną symulację w celu określenia jej zachowania podczas pożaru. Na rys. 32 przedstawiono wyniki symulacji numerycznych rozpatrywanej konstrukcji określające stan deformacji stropu dla dwóch różnych faz pożaru. Z uwagi na fakt, że strop poddany jest ogrzewaniu poprzez zlokalizowany pożar naturalny, można łatwo zaobserwować wpływ rozwoju pożaru na przemieszczenie stropu, którego maksymalne ugięcie pionowe wzrasta od 140 mm w 20 minucie pożaru do 310 mm w 40 minucie pożaru.




Rysunek 32 Analiza numerycznych rezultatów globalnego mechanicznego zachowania modelowanej części konstrukcji

Następnie, w 60 minucie pożaru, maksymalne ugięcie spada do 230 mm, natomiast z uwagi na rozwój pożaru obszar deformacji powiększa się. Zmniejszenie wartości ugięcia spowodowane jest tym, że pożar przeszedł już fazę maksymalnego ogrzewania i rozpoczęła się faza chłodzenia (patrz rys. 33).

W zakresie maksymalnego ugięcia belek stalowych stwierdzono, że dla drugorzędnych belek stalowych wynosi ono 280 mm, a dla głównych belek stropowych 110 mm, co jest dalekie od określonych kryteriów zniszczenia ograniczających maksymalne ugięcie do 1/20 rozpiętości belki. Z tego punktu widzenia można stwierdzić, że zachowanie stropu jest całkowicie zadawalające dla przyjętego scenariusza pożaru.

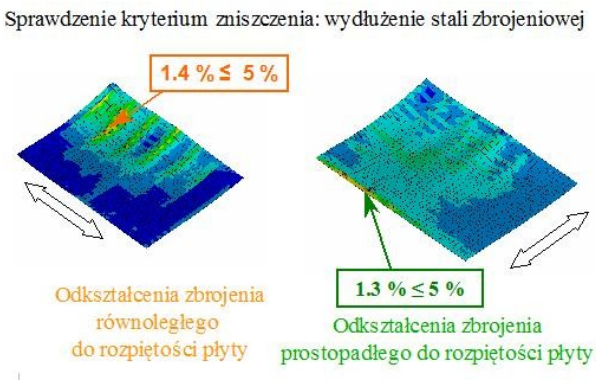



Rysunek 33 Sprawdzenie kryteriów zniszczenia ze względu na ugięcie

Innym kryterium zniszczenia analizowanym dla rozpatrywanej konstrukcji jest wydłużenie stalowej siatki zbrojenia płyty zespolonej (patrz rys. 34). Przyjęto, że maksymalne wydłużenie stalowego zbrojenia nie powinno przekraczać 5%, co w rzeczywistości odpowiada minimalnej zdolności wydłużenia wszystkich typów stalowego zbrojenia określonej w EN1992-1-2 (część ogniowa dot. konstrukcji betonowych). Co więcej, te kryteria zniszczenia zostały potwierdzone w dwóch projektach ECSC poprzez modelowanie numeryczne testów ogniowych w rzeczywistych budynkach (patrz literatura).

W analizowanym przykładzie, maksymalne wydłużenie stalowej siatki zbrojenia płyty zespolonej uzyskane z symulacji numerycznej wynosi 1.4%, zatem jest znacznie mniejsze niż 5%. Dlatego też powyższe kryterium zniszczenia jest także całkowicie spełnione dla przejętego stropu zespolonego.

Powyższe globalne podejście do analizy konstrukcji z zaawansowanymi modelami numerycznymi było szeroko stosowane w kilku projektach ECSC do analizowania testów pożarowych w stalowo-betonowych budynkach zespolonych w skali naturalnej. Badania wykazały w pełni satysfakcjonującą zgodność wyników uzyskanych z numerycznego modelu z wynikami eksperymentalnymi (patrz literatura).

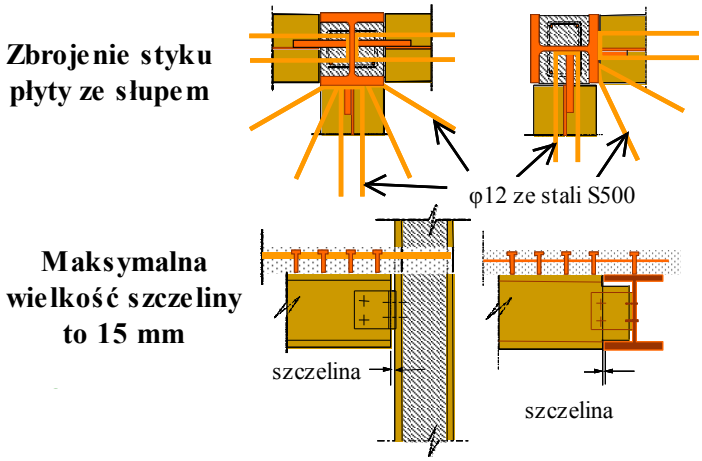



Rysunek 34 Kontrola kryteriów zniszczenia związanych z wydłużeniem stalowej siatki zbrojenia

### *4.3.5 Wymagania dotyczące detali konstrukcyjnych w celu uzyskania spójnej i użytecznej analizy numerycznej*

Równolegle do analizy numerycznej niezwykle ważne jest określenie konkretnych detali konstrukcyjnych w celu zapewnienia zgodności z założeniami modeli numerycznych. Dla poprzedniej konstrukcji zespolonej, wymagane było określenie następujących szczegółów konstrukcyjnych. (patrz rys. 35):

- mechaniczne połączenia z pomocą dodatkowych prętów zbrojeniowych pomiędzy krawędzią jak i narożnikiem słupa oraz płytą zespoloną, w celu wzmocnienia odporności ogniowej krawędziowych części stropu,
- niewielka szczelina pomiędzy dolnym pasem belki a słupem jak i pomiędzy dolnym pasem głównej belki a dolnymi pasem belki drugorzędnej w celu poprawienia nośności na wyginanie do góry w warunkach pożaru
- z uwagi na powyższe wymagania można przyjąć proste połączenia belka-belka oraz belka- słup
- pełne połączenie na ścinanie pomiędzy stalowymi belkami i płytą zespoloną




Rysunek 35 Zgodność pomiędzy modelem numerycznym I szczegółami konstrukcyjnymi.

### *4.3.6 Przykład rzeczywistego budynku projektowanego z zastosowaniem globalnej analizy konstrukcji z oceną pożarową*

Typowy przykład z Francji przedstawiony na rys. 36 pokazuje rzeczywistą konstrukcję zaprojektowaną przy użyciu globalnej analizy strukturalnej z zaawansowanymi modelami obliczeniowymi w warunkach naturalnego pożaru. Dla tego budynku przyjęto kilka scenariuszy pożarowych, a dla każdego scenariusza określono szczegółowy zaawansowany model obliczeniowy. Dla każdego scenariusza pożarowego starannie sprawdzono kryteria zniszczenia

związane z ugięciem stalowych belek oraz wydłużeniem stalowej siatki zbrojenia płyty zespolonej. Zastosowanie projektowania z uwzględnieniem bezpieczeństwa pożarowego doprowadziło do zbudowania pierwszego tak dużego budynku z całkowicie odsłoniętą konstrukcją stalową we Francji.

W TRAKCIE BUDOWY UKOŃCZONY

Rysunek 36 Rzeczywisty przykład projektowania ogniowego z zastosowaniem globalnej analizy konstrukcji w warunkach naturalnego pożaru

## 5 PEWNE SZCZEGÓLNE PROBLEMY PROJEKTOWANIA POŻAROWEGO KONSTRUKCJI STALOWYCH I ZESPOLONYCH

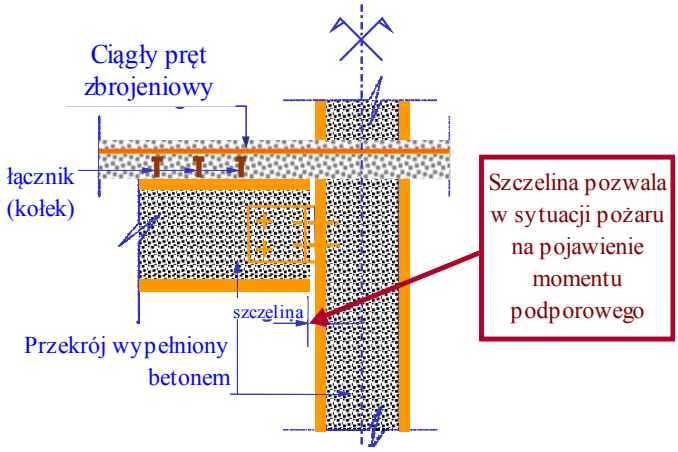
Podczas prezentacji powyższej konstrukcji wspomniano, iż projektowanie pożarowe konstrukcji stalowych i zespolonych wymaga szczególnego uwzględnienia detali konstrukcyjnych dotyczących:

- złączy
- połączenia pomiędzy betonem a stalą

Zatem łatwo zrozumieć, że w projektowaniu ogniowym opartym na globalnej analizie konstrukcji przyjmuje się, że integralność konstrukcji musi być zagwarantowana. Jeśli nie, to podstawowe założenia tego typu analizy przestają być prawdziwe. Ponadto nie można zaakceptować w żadnych okolicznościach żadnego nieadekwatnego globalnego zniszczenia konstrukcji na skutek awarii elementów łączących.

Innym zagadnieniem związanym z połączeniami, które należy mieć na uwadze, jest możliwość ich zniszczenia podczas fazy chłodzenia. Ta cecha jest bardzo istotna nie tylko ze względu na globalną analizę konstrukcji w warunkach naturalnego pożaru, gdzie jeden fragment konstrukcji może być nadal ogrzewany a drugi właśnie znajduje się na początku fazy chłodzenia, ale także dla standardowego projektowania pożarowego konstrukcji stalowych i zespolonych w którym należy uwzględnić przebieg rzeczywistego pożaru.

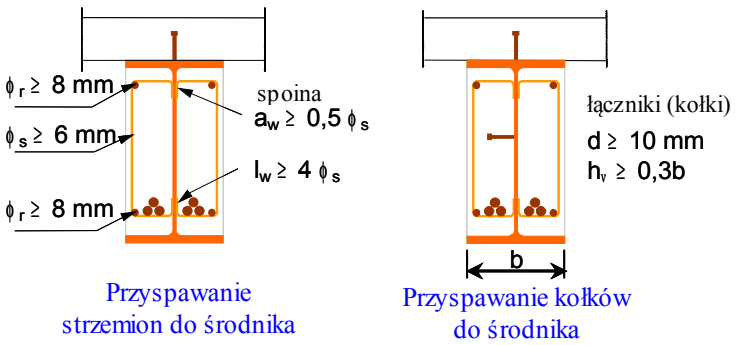
W normach EN 1993-1-2 (część ogniowa Eurokod 3) i EN 1994-1-2 (część ogniowa Eurokod 4) do projektowania ogniowego połączeń i łączników zalecane są uproszczone modele obliczeniowe lub detale konstrukcyjne. Jeden z typowych przykładów dotyczący detalu połączenia konstrukcji zespolonej pomiędzy belką a słupem jest przedstawiony na rysunku 37. Zaproponowano tu zastosowanie bardzo małej szczeliny pomiędzy dolnym pasem belki stalowej a słupem stalowym. W rezultacie w warunkach temperatury pokojowej połączenie przyjmuje się jako zwykłe połączenie na śruby, ze względu na fakt, że ugięcie belki jest bardzo ograniczone. Jednakże w sytuacji pożaru, z powodu efektu wygięcia pod wpływem temperatury oraz obniżenia wytrzymałości wystąpią znaczne ugięcia, które prowadzą do dużych obrotów na podporze. W przypadku małej szczeliny pomiędzy dolnym pasem belki stalowej a słupem stalowym łatwo dochodzi do kontaktu ze słupem zapewniającym wraz z prętami zbrojeniowymi w płycie betonowej odporność na wyginanie belki do góry. Ta dodatkowa wytrzymałość na wyginanie do góry znacznie zwiększa odporność ogniową belki.




Rysunek 37 Przykład detalu konstrukcyjnego w celu uzyskania wytrzymałości na zginanie na podporze w warunkach pożaru zgodnie z EN 1994-1-2

Obok połączeń pomiędzy stalową belką a betonową płytą w przypadku konstrukcji zespolonych, innym typowym przykładem są połączenia pomiędzy stalą i betonem w przypadku częściowego osłonięcia belki zespolonej betonem. W celu osiągnięcia wystarczającej odporności połączenia umożliwiającej współpracę dodatkowych prętów stalowych z kształtownikiem stalowym, w EN 1994-1-2 zalecono szczegóły konstrukcyjne przedstawione na rysunku 38. Głównym celem przedstawionych detali konstrukcyjnych jest nie tylko zapewnienie mechanicznego połączenia dwóch różnych elementów belki, ale także stworzenie systemu zabezpieczenia przed odłupywaniem betonu, które jest przykładem bardzo niekorzystnego zachowania betonu podczas pożaru mogącego prowadzić do bezpośredniego narażenia stalowego zbrojenia na działanie pożaru. Istnieje jeszcze wiele innych detali konstrukcyjnych. W każdej sytuacji, podczas projektowania pożarowego, inżynierowie powinni zwracać na nie szczególną uwagę aby przyjąć najlepsze rozwiązanie pod względem bezpieczeństwa ogniowego konstrukcji stalowych i zespolonych.

Przykład połączenia stalowego przekroju z betonem




Rysunek 38 Przykład detalu konstrukcyjnego w celu osiągnięcia wystarczającej odporności ogniowej pomiędzy stalą i betonem w warunkach pożarowych zgodnie z EN1994-1-2

## 6 LITERATURA

EN1990: Eurocode 0: Basis of structural design, Brussels, CEN, July 2001

EN1991-1-2: Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General rules – Actions on structures exposed to fire, Brussels, CEN, November 2002

EN1993-1-2: Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design, Brussels, CEN, 2005

EN1994-1-2: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2: General rules – Actions on structures exposed to fire, Brussels, CEN, 2005

EN1992-1-2: Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design, Brussels, CEN, 2005

7215 SA125: Competitive steel buildings through natural fire safety concept, final report of CEC agreement 7210 – SA125, 126, 213, 214, 323, 423, 522, 623, 839, 937, British Steel, March 1999

7215 SA112: Design Tools of the behaviour of multi-storey steel framed buildings exposed to natural fire conditions (CARD (2)), Rapport final of ECSC project, TNO, January 2003

7215 PP025: Demonstration of real fire tests in car parks and high buildings, final report of ECSC project-EUR 20466 EN 2002, CTICM, Brussels, December 2003