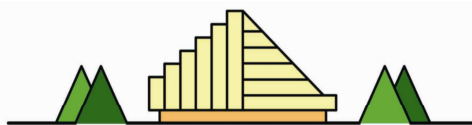




BESKIDY



XXIII OGÓLNOPOLSKA KONFERENCJA
WARSZTAT PRACY PROJEKTANTA KONSTRUKCJI
SZCZYRK, 5+8 marca 2008 roku



KATOWICE



Marian
GIŻEJOWSKI*

PN-EN 1993-1: PROJEKTOWANIE KONSTRUKCJI STAŁOWYCH – REGUŁY OGÓLNE. CZĘŚĆ 1.2: OBLICZANIE KONSTRUKCJI Z UWAGI NA WARUNKI POŻAROWE – PN-EN 1993-1-2:2007

1. Podstawy projektowania w warunkach pożaru

Wymagania podstawowe związane z niezawodnością konstrukcji w sytuacji pożarowej obejmują następujące ogólne kryteria projektowe:

- **nośność R** (*fire resistance*, tj. zdolność konstrukcji budynku do przeniesienia odpowiedniej funkcji nośnej pod wpływem wyjątkowej kombinacji oddziaływań w warunkach pożaru),
- **izolacyjność I** (*fire isolation*, tj. zdolność do zachowania właściwości użytkowych przegród budynku - stropów i ścian - w sensie zachowania w warunkach pożaru odpowiedniej funkcji oddzielającej na skutek nie przekroczenia granicznej wartości temperatury powierzchni przegrody),
- **szczelność E** (*fire etacheite*, tj. zdolność do zachowania właściwości użytkowych przegród budynku w sensie zachowania w warunkach pożaru odpowiedniej funkcji oddzielającej na skutek nie pojawienia się na powierzchni przegrody płomieni lub nie wystąpienia szczelin przekraczających na tej powierzchni granicznej rozwartości).

Ponadto, na okoliczność zdarzenia wyjątkowego jakim jest pożar, konstrukcja powinna być tak zaprojektowana, aby nie mogła ulec zniszczeniom w zakresie niewspółmiernie

* Prof. nzw. dr hab. inż., Politechnika Warszawska

dużym w stosunku do przyczyn potencjalnej katastrofy. Jest to ogólny wymóg integralności strukturalnej (*robustness*).

Stan graniczny nośności pożarowej dotyczy zasadniczej konstrukcji nośnej budynku i ma na celu zapewnienie przeniesienia wszystkich możliwych kombinacji oddziaływań w warunkach pożaru, co można zapisać alternatywnie jak następuje:

- warunek dla całej konstrukcji w chwili $t_{fi,d}=t_{fi,d,req}$:

$$R_{fi,d,t}(X_{d,fi}) \geq F_{fi,d} \quad (1)$$

- warunek dla elementu konstrukcji w chwili $t_{fi,d}=t_{fi,d,req}$:

$$R_{fi,d,t}(X_{d,fi}) \geq E_{fi,d}(F_{fi,d}) \quad (2)$$

gdzie:

$t_{fi,d}$ – czas mierzony podczas ekspozycji pożarowej,

$t_{fi,d,req}$ – obliczeniowa wartość czasu ekspozycji pożarowej odpowiadająca wymaganemu okresowi utrzymania nośności,

$R_{fi,d,t}$ – wartość obliczeniowa nośności całej konstrukcji lub jej elementu w warunkach pożaru,

$X_{fi,d}$ – wartość obliczeniowa właściwości materiałowych w warunkach pożaru,

$F_{fi,d}$ – pożarowa kombinacja oddziaływań o wartości obliczeniowej,

$E_{fi,d}$ – wartość obliczeniowa efektu oddziaływań w warunkach pożaru (siły przekrojowej lub momentu zginającego), stowarzyszonego z kombinacją oddziaływań $F_{fi,d}$.

Stany graniczne izolacyjności i szczelności wiążą się z możliwością rozprzestrzeniania się pożaru z jednego pomieszczenia wydzielonego ogniowo (*compartment*) do strefy sąsiedniej, w przypadku utraty izolacyjności na skutek radiacji, w przypadku zaś rozszczelnienia – na skutek konwekcji. W dalszej części rozpatrzono jedynie stany graniczne nośności pożarowej. Sprawdzanie kryteriów odkształceniowych wymagane jest jedynie wtedy, gdy skuteczność ochrony pożarowej lub kryteria projektowania elementów oddzielających pomieszczenia wydzielone ogniowo wymagają rozpatrzenia deformacji konstrukcji podczas ekspozycji pożarowej. Gdy elementy oddzielające spełniają wymagania związane z nominalną ekspozycją pożarową i zapewniona jest pełna skuteczność środków ochrony przeciwpożarowej podczas nominalnej ekspozycji pożarowej, rozpatrzenie deformacji konstrukcji nie jest wymagane i sprawdzanie warunków bezpieczeństwa przeprowadza się w stanie granicznym nośności.

Czas $t_{fi,d}$ wyrażony w minutach, który upływa od chwili rozgorzenia pożaru do chwili osiągnięcia w dowolnym elemencie konstrukcji nośnej lub przegrody pożarowej budynku, jednego z wymienionych stanów granicznych jest miarą **odporności ogniowej**. Odporność ogniowa całej konstrukcji budynku jest na ogół sprowadzana do badania odporności ogniowej poszczególnych jej elementów. Np. w przypadku sprawdzania stanu granicznego R warunek (1) dla całej konstrukcji nośnej zastępuje się sprawdzaniem warunku (2) dla poszczególnych jej elementów. Odporność ogniową elementu, a także zastosowanych materiałów i systemów ochrony przeciwpożarowej, bada się w laboratoriach wg procedur standardowych, ujętych w normach badań odporności pożarowej. Miarą wymaganej odporności ogniowej konstrukcji lub jej elementu jest **klasa odporności ogniowej** $t_{fi,d,req}$. Projektowanie na wypadek pożaru polega na takim dobraniu środków ochrony

przeciwpożarowej biernej (ekrany cieplne, materiały izolacji termicznej w postaci farb, mas natryskowych, obudowy sztywnej) lub czynnej (tryskacze i kurtyny wodne, instalacje rozpylania pary wodnej), aby odporność pożarowa konstrukcji $t_{fi,d}$ była większa lub równa klasie odporności ogniowej konstrukcji lub jej elementu $t_{fi,d,req}$. Wymagania w zakresie klas odporności ogniowej materiałów lub systemów ognioochronnych są określone w PN-EN 13501-2 [19].

1.1. Modele obliczeniowe

Korzystanie z warunku (1) lub (2) podyktowane jest w praktyce tym, jaki model obliczeniowy jest zastosowany do oceny bezpieczeństwa pożarowego konstrukcji. Norma PN-EN 1993-1-2 [18] przewiduje trzy grupy modeli obliczeniowych:

- modele obliczeniowe wykorzystujące dane tabelaryczne,
- proste modele obliczeniowe,
- zaawansowane modele obliczeniowe.

Proste modele obliczeniowe i modele wykorzystujące dane tabelaryczne nie pozwalają na ocenę stanu deformacji konstrukcji, gdyż bazują na analizie w czasie $t=0$, która nie bada termodynamicznych procesów przepływu ciepła, zmiany pola temperatury w elementach konstrukcji i ewolucji stanu naprężenia i odkształcenia. Modele zaawansowane, wykorzystują skończenie elementową aproksymację termomechanicznych procesów zachodzących w pożarze w objętości i na styku obszarów ciał stałych, ciekłych i gazowych, obejmujących konstrukcję budynku, jego przestrzeń wewnętrzną i wyposażenie, a także otoczenie zewnętrzne. Modele zaawansowane przyjmowane dla sytuacji najbardziej prawdopodobnych scenariuszy pożaru pozwalają na bardzo wiarygodną ocenę nośności całej konstrukcji, ewolucji procesu deformacji w czasie trwania pożaru od fazy jego rozgorzenia do zaniku, a także na określenie stanu trwałych odkształceń, naprężeń i uszkodzeń pozostających po zgaśnięciu pożaru.

Analiza z wykorzystaniem danych tabelarycznych jest stosowana do oceny odporności ogniowej pojedynczych elementów. Proste modele obliczeniowe mogą być stosowane zarówno do oceny bezpieczeństwa pożarowego pojedynczych elementów jak i podukładów, na podstawie wyników analizy prowadzonej dla podukładu konstrukcji. Modele zaawansowane dotyczą analizy pożarowej całej konstrukcji. Tablica 1 przedstawia powiązanie możliwych do stosowania modeli obliczeniowych i rozpatrywanego fragmentu konstrukcji.

Tablica 1. Relacja między modelem obliczeniowym i analizowaną częścią konstrukcji

Model obliczeniowy	Analizowana część konstrukcji		
	Element	Podukład	Cały układ
Dane tabelaryczne	++	+	-
Modele proste	+	++	+
Modele zaawansowane	-	+	++
Objaśnienia: ++ model jest zalecany, + model jest możliwy do zastosowania, - model nie jest zalecany.			

Decyzja o przyjęciu jednego z wyróżnionych modeli obliczeniowych przy ocenie bezpieczeństwa pożarowego zależy nie tylko od tego, jaki fragment analizowanej konstrukcji brany jest pod uwagę, ale i od ustaleń na etapie projektowania. Zgodnie z Załącznikiem krajowym do PN-EN 1993-1-2 [18] - NA.3/4.1.(2), decyzja co do stosowania zaawansowanych modeli obliczeniowych powinna być uzgodniona między inwestorem i projektantem na etapie założeń projektowych. Przyjęcie zaawansowanego modelu obliczeniowego jest związane ze stosowaniem modeli pożaru bardziej zaawansowanych niż model pożaru standardowego. Zagadnienia modelowania procesu ewolucji pożaru opisano w kolejnym podrozdziale.

1.2. Modele pożaru

W projektowaniu według PN-EN 1993-1-2 [18] wykorzystuje się **model pożaru standardowego (nominalnego)**, którego przebieg w czasie t_{fi} opisuje krzywa pożaru w pełni rozwiniętego:

$$\theta_{fi} = 20 + 345 \log_{10}(8t_{fi} + 1) \quad (3)$$

gdzie:

θ_{fi} [°C] – temperatura pożaru (gazów spalinowych) uśredniona w całym pomieszczeniu wydzielonym ogniowo.

Model pożaru standardowego ma tę charakterystyczną cechę, że funkcja θ_{fi} jest monotonicznie rosnącą, co implikuje, że temperatura konstrukcji lub jej elementu jest również funkcją monotonicznie rosnącą w czasie, a co za tym idzie – nośność $R_{fi,0}$ jest monotonicznie malejącą funkcją czasu.

Pożar standardowy nie odtwarza przebiegu pożaru rzeczywistego, który zależy od większej liczby zmiennych, niż tylko od czasu, a także jest funkcją rosnącą tylko na etapie rozgorzenia pożaru, po którym następuje chłodzenie, np. w wyniku zastosowania czynnych środków gaśniczych, w którego trakcie funkcja θ_{fi} staje się malejącą. Nie mniej jednak ten najprostszy model pożaru pozwala na opracowanie dogodnych procedur sprawdzenia kryterium R elementów konstrukcji na wypadek pożaru. Zgodnie z PN-EN 1993-1-2 [18] przyjmuje się, że przy spełnieniu tego warunku konstrukcja nie traci nośności w wymaganym okresie ekspozycji pożarowej, w szczególności odpowiadającym klasie odporności ogniowej.

Dokładniejsza analiza pożarowa konstrukcji wymaga posłużenia się **modelem pożaru parametrycznego**. Dla pomieszczenia wydzielonego ogniowo o powierzchni do 500 m² i wysokości do 4 m, w którym nie występują otwory w suficie (dachu), model pożaru parametrycznego omówiony jest w Załączniku A do normy PN-EN 1991-1-2 [16]. Procedura określenia krzywej ewolucji temperatury w modelu pożaru parametrycznego jest następująca:

1. Ustalenie danych wejściowych takich jak:

- a) właściwości termicznych konstrukcji ścian, sufitu (dachu), podłogi, itp.: przewodność cieplna λ [W/mK], ciepło właściwe c [J/kgK], a także gęstość masy ρ [kg/m³],
- b) parametrów geometrycznych dla pomieszczenia wydzielonego ogniowo: całkowitej powierzchni A_t [m²] ścian, sufitu (dachu) i podłogi z uwzględnieniem

otworów, całkowitej powierzchni otworów we wszystkich ścianach A_v [m²], a także średniej ważonej z wysokości wszystkich otworów ściennych $h_{v,eq}$ [m]:

$$h_{v,eq} = \sum A_{vi} h_{vi} / \sum A_{vi} \quad (4)$$

c) wartości obliczeniowej gęstości obciążenia ogniowego $q_{t,d}$ [MJ/m²] w odniesieniu do A_t ,

d) stopnia wzrostu pożaru (powolny, średni lub szybki).

2. Określenie parametru b przegrody, przy czym dla przegrody homogenicznej:

$$b = \sqrt{c \cdot \lambda \cdot \rho} \quad (5)$$

3. Ustalenie parametru O otworów:

$$O = (A_v / A_t) \sqrt{h_{v,eq}} \quad (6)$$

4. Ustalenie parametru Γ opisującego charakter krzywej pożaru parametrycznego, tzn. czy jest ona krzywą wznoszącą czy też opadającą:

$$\Gamma = \left(\frac{O/0.04}{b/1160} \right)^2 \quad (7)$$

gdzie: $\Gamma \geq 1$ opisuje fazę wzrostu temperatury dla krzywej parametrycznej, która w tym obszarze przewyższa krzywą standardową, w przypadku $\Gamma < 1$ zaś następuje faza spadku temperatury.

5. Określenie najmniejszego z możliwych okresu trwania fazy charakteryzującej się krzywą parametryczną przewyższającą krzywą standardową $t_{fi,lim}$ [godz.], zależnego od stopnia wzrostu pożaru.:

$t_{fi,lim} = 5/12$ godz. dla powolnego wzrostu pożaru,

$t_{fi,lim} = 1/3$ godz. dla średniego wzrostu pożaru,

$t_{fi,lim} = 1/4$ godz. dla szybkiego wzrostu pożaru.

6. Określenie okresu trwania fazy wzrostu temperatury dla krzywej parametrycznej $t_{fi,max}$ [godz.]:

$$t_{fi,max} = 0.2 \cdot 10^{-3} (q_{t,d} / O) \quad (8)$$

7. Ustalenie krzywej parametrycznej w zależności od dostępu powietrza do strefy pożaru i podaży paliwa w tej strefie:

a) gdy $t_{fi,max} > t_{fi,lim}$ pożar jest kontrolowany przez dostęp powietrza:

- w fazie wzrostu temperatury, tzn. do chwili, gdy $t_{fi} = t_{fi,max}$:

$$\theta_g = 20 + 1325 \left(1 - 0.324e^{-0.2(\Gamma t_{fi})} - 0.204e^{-1.7(\Gamma t_{fi})} - 0.472e^{-19(\Gamma t_{fi})} \right) \quad (9)$$

- w fazie spadku temperatury, tzn. od chwili, gdy $t_{fi} = t_{fi,max}$:

$\Gamma \cdot t_{fi} \leq 0.5$:

$$\theta_g = \theta_{g,max} - 625 \left[(\Gamma \cdot t_{fi}) - (\Gamma \cdot t_{fi,max}) \right] \quad (10a)$$

$0.5 < \Gamma \cdot t_{fi} \leq 2.0$:

$$\theta_g = \theta_{g, \max} - 250 \left[3 - (\Gamma \cdot t_{fi, \max}) \right] \left[(\Gamma \cdot t_{fi}) - (\Gamma \cdot t_{fi, \max}) \right] \quad (10b)$$

$$2.0 < \Gamma \cdot t_{fi} :$$

$$\theta_g = \theta_{g, \max} - 250 \left[(\Gamma \cdot t_{fi}) - (\Gamma \cdot t_{fi, \max}) \right] \quad (10c)$$

oraz $\theta_{g, \max}$ – według (9) dla $t_{fi} = t_{fi, \max}$.

b) gdy $t_{fi, \max} \leq t_{fi, \lim}$ pożar jest kontrolowany przez podaż paliwa:

- w fazie wzrostu temperatury, tzn. do chwili, gdy $t_{fi} = t_{fi, \lim}$: według (9) dla $\Gamma t_{fi} = \Gamma_{\lim} t_{fi}$, przy czym Γ_{\lim} określa się następująco:

$$\Gamma_{\lim} = k \left(\frac{O_{\lim}/0.04}{b/1160} \right)^2 \quad (11)$$

$$O_{\lim} = 0.1 \cdot 10^{-3} \frac{q_{t,d}}{t_{fi, \lim}} \quad (12)$$

oraz współczynnik k przyjmuje się jako różny od jedności, gdy jednocześnie $O > 0.04$, $q_{t,d} < 75$ i $b < 1160$:

$$k = 1 + \left(\frac{O - 0.04}{0.04} \right) \left(\frac{q_{t,d} - 75}{75} \right) \left(\frac{1160 - b}{1160} \right) \quad (13)$$

- w fazie spadku temperatury, tzn. od chwili, gdy $t_{fi} = t_{fi, \lim}$: według (10) dla $\Gamma t_{fi} = \Gamma t_{fi, \lim}$.

Przedstawiony model pożaru parametrycznego, opisany w normie PN-EN 1991-1-2 [16], ma zastosowanie w przypadku, gdy wymaga się analizy stanów deformacji i sił wewnętrznych w konstrukcji w całym okresie trwania pożaru, łącznie z fazą studzenia, lub w wymaganym okresie ekspozycji pożarowej, w szczególności odpowiadającej klasie odporności ogniowej.

1.3. Sprawdzanie bezpieczeństwa pożarowego

Norma PN-EN 1993-1-2 [18] przewiduje, że sprawdzenie bezpieczeństwa pożarowego konstrukcji można przeprowadzać na różne sposoby, a mianowicie stosując:

1. kryterium wyrażone w dziedzinie oddziaływań lub efektów oddziaływań – por. odpowiednio (1) i (2),
2. kryterium wyrażone w dziedzinie czasu:

$$t_{fi, d, fail} \geq t_{fi, d, req} \quad (14)$$

gdzie:

$t_{fi, d, fail}$ – czas ekspozycji pożarowej w chwili osiągnięcia stanu granicznego,

3. kryterium wyrażone w dziedzinie temperatury w chwili $t_{fi, d} = t_{fi, d, req}$:

$$\theta_{d, cr} \geq \theta_d \quad (15)$$

gdzie:

θ_d – temperatura podczas trwania ekspozycji pożarowej,

$\theta_{d,cr}$ – obliczeniowa wartość temperatury krytycznej, przy której następuje ujawnienie się stanu granicznego nośności.

Sprawdzając kryteria 2 i 3 zakłada się, że oddziaływania $F_{fi,d}$, a także ich efekty $E_{fi,d}$, pozostają stałe w czasie, a rozpatrywane elementy konstrukcji poddane są jednoparametrowemu oddziaływaniu temperatury θ_d . Równoznaczność ww. kryteriów występuje jedynie przy przyjęciu modelu pożaru standardowego. Spełnienie jednego z ww. kryteriów przy przyjęciu modelu pożaru standardowego niekoniecznie musi oznaczać spełnienia innego z kryteriów przy przyjęciu innego modelu pożaru, np. parametrycznego.

1.4. Oddziaływania bezpośrednie i ich kombinacje w warunkach pożaru

Oddziaływania w sytuacji pożarowej przyjmuje się jak dla wyjątkowej sytuacji projektowej, zgodnie z zasadami podanymi w PN-EN 1990 [15]. Obliczeniową wartość oddziaływań w sytuacji pożarowej określa się dla bardziej niekorzystnej z dwóch kombinacji:

1. częstej wartości kombinacji oddziaływań:

$$F_{fi,d} \Rightarrow G_k \& \psi_{1,1} Q_{k1} \& \sum_{i \geq 2} \psi_{2,i} Q_{ki} \quad (16a)$$

2. prawie stałej wartości kombinacji oddziaływań:

$$F_{fi,d} \Rightarrow G_k \& \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{ki} \quad (16b)$$

gdzie:

& – symbol oznaczający łączne występowanie oddziaływania w kombinacji oraz:

$F_{fi,d}$ – obliczeniowa wartość pożarowej kombinacji oddziaływań,

G_k – charakterystyczna wartość łącznych oddziaływań stałych,

Q_{k1}, Q_{ki} – charakterystyczna wartość oddziaływań zmiennych wiodącego i towarzyszących,

$\psi_{1,1}$ – współczynnik do określenia częstej wartości oddziaływania zmiennego,

$\psi_{2,1}, \psi_{2,i}$ – współczynniki do określenia prawie stałej wartości oddziaływań zmiennych, wiodącego i towarzyszących.

Na ogół reguła (16a) jest przyjmowana do oceny bezpieczeństwa w sytuacji pożarowej, ponieważ odpowiada najbardziej kompletnej kombinacji oddziaływań.

Współczynniki $\psi_{1,i}$ i $\psi_{2,i}$ do określenia wartości częstych i prawie stałych oddziaływań zmiennych podano w PN-EN 1990 [15] (por. tabl. 1). W tabl. 1 podano dla porównania współczynniki jednoczesności oddziaływań zmiennych $\psi_{0,i}$ przyjmowane w podstawowej sytuacji projektowej.

We wzorach (16) oddziaływanie pożarowe nie występuje w sposób jawny, gdyż jest ono oddziaływaniem pośrednim, wynikającym z różnicy temperatur w przekroju i/lub na długości elementu czy też z ograniczenia swobody odkształceń termicznych.

Należy zaznaczyć, że w kombinacji oddziaływań przyjmowanych przy ocenie bezpieczeństwa pożarowego nie występuje, oprócz oddziaływania pożarowego, żadne inne oddziaływanie wyjątkowe.

W sytuacjach oceny bezpieczeństwa pożarowego, w których skutki pośrednich oddziaływań pożarowych nie muszą być brane pod uwagę w sposób jawny, efekty oddziaływań w pożarze można obliczać według procedury uproszczonej, jak podano niżej:

$$E_{fi,d,t} = \eta_{fi} E_d \quad (17)$$

gdzie:

$E_{fi,d,t}$ – wartość obliczeniowa efektu oddziaływania w sytuacji pożarowej, odpowiadająca efektowi obciążenia E_d w kombinacji podstawowej,

η_{fi} – współczynnik redukcyjny do wyznaczania obliczeniowych efektów oddziaływań w sytuacji pożarowej.

Tablica 1. Współczynniki do określenia wartości częstych i prawie stałych

Rodzaj	Wyróżnik	$\Psi_{0,i}$	$\Psi_{1,i}$	$\Psi_{2,i}$
Obciążenie użytkowe	Kategoria A: stropy w budynkach mieszkalnych	0.7	0.5	0.3
	Kategoria B: stropy w budynkach biurowych	0.7	0.5	0.3
	Kategoria C: stropy w obiektach do zgromadzeń	0.7	0.7	0.6
	Kategoria D: stropy w obiektach handlowych	0.7	0.7	0.6
	Kategoria E: stropy w magazynach	1.0	0.9	0.8
	Kategoria F: stropy w garażach przy ciężarze samochodów nie większej niż 30 kN	0.7	0.7	0.6
	Kategoria G: stropy w garażach przy ciężarze samochodów większym niż 30 kN i mniejszym lub równym 160kN	0.7	0.5	0.3
	Kategoria H: dachy i stropodachy	0.0	0.0	0.0
Śnieg	Dla wysokości nie większej niż 1000 m	0.7	0.5	0.2
	Dla wysokości większej niż 1000 m	0.5	0.2	0.0
Wiatr	Niezależnie od wysokości	0.6	0.2	0.0
Temperatura	Jako efekt klimatyczny	0.6	0.5	0.0

Współczynnik redukcyjny η_{fi} wyznacza się dla wiodącego oddziaływania zmiennego jak następuje:

1. w przypadku, gdy miarodajną jest kombinacja oddziaływań (6.10) w PN-EN 1990 [15]:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \Psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (18a)$$

2. w przypadku, gdy jako miarodajne rozpatruje się kombinacje obciążenia (6.10a) i (6.10b) w PN-EN 1990 [15], jako mniejsza z wartości otrzymanych z dwóch następujących zależności:

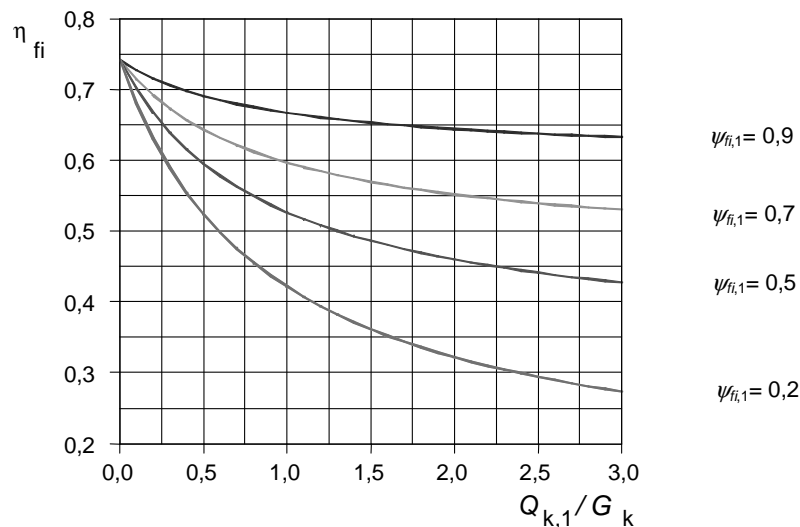
$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \Psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} \Psi_{0,1} Q_{k,1}} \quad (18b)$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (18c)$$

gdzie:

- $Q_{k,1}$ – wartość charakterystyczna wiodącego oddziaływania zmiennego,
- G_k – wartość charakterystyczna łącznych oddziaływań stałych,
- γ_G – współczynnik częściowy do oddziaływań stałych;
- $\gamma_{Q,1}$ – współczynnik częściowy do oddziaływania zmiennego wiodącego $Q_{k,1}$,
- ψ_{fi} – współczynnik kombinacji o wartości $\psi_{1,1}$ lub $\psi_{2,1}$; patrz zależności (16),
- ξ – współczynnik redukcyjny do najniekorzystniejszego oddziaływania stałego G .

Współczynnik redukcyjny (18a) jest na ogół niższy niż obliczone z zależności (18b) lub (18c), a więc jego stosowanie prowadzi do bezpiecznej oceny bezpieczeństwa pożarowego. Współczynnik (18a) wykorzystano do opracowania nomogramów η_{fi} jako funkcji parametru $Q_{k,1}/G_k$, opisującego proporcję oddziaływań stałych i wiodącego oddziaływania zmiennego. Nomogramy przedstawiono w PN-EN 1993-1-2 [18] oraz na rys. 1. Do sporządzenia nomogramów przyjęto $\gamma_G=1.35$, $\gamma_{Q,1}=1.50$ oraz różne wartości $\psi_{fi,1}$. Norma PN-EN 1993-1-2 [18] zezwala na przyjęcie uśrednionej wartości współczynnika redukcyjnego η_{fi} o wartości 0.65, z wyjątkiem obciążenia użytkowego powierzchni magazynowych, należącego do kategorii E (patrz tabl. 1), dla którego przyjmuje się wartość 0.7. Wartości te odpowiadają współczynnikom kombinacji $\psi_{fi,1}$ odpowiednio 0.7 i 0.9 oraz parametrom obciążenia $Q_{k,1}/G_k$ odpowiednio 0.45 i 0.35.



Rys. 1. Wartości współczynnika redukcyjnego η_{fi} w zależności od stosunku $Q_{k,1} / G_k$

Współczynnik redukcyjny η_{fi} jest mniejszy od jedności i wynika z przejścia z poziomu obciążeń obliczeniowych dla kombinacji podstawowej w normalnych warunkach eksploatacji do poziomu obciążeń obliczeniowych w sytuacji pożarowej. Stosowanie tego współczynnika jest uzasadnione w przypadku korzystania z danych tabelarycznych lub stosowania prostych modeli obliczeniowych, wspomaganych uproszczoną analizą statyczną. Efekty oddziaływań otrzymane dla sytuacji podstawowej mogą być wówczas przeskalowane

z wykorzystaniem współczynnika redukcyjnego η_{fi} w celu przybliżonego obliczenia wartości rozpatrywanych efektów oddziaływań w sytuacji pożarowej. Pozwala to na pominięcie prowadzenia analizy statycznej dla pożarowej kombinacji oddziaływań. Stosowanie opisanego podejścia uproszczonego i uśrednionej wartości współczynnika redukcyjnego η_{fi} jest rekomendowane jedynie w przypadku analizy wydzielonego elementu konstrukcji (patrz podrozdział 1.5).

1.5. Typy analizy i wyznaczanie efektów oddziaływań w warunkach pożaru

Wyznaczanie efektów oddziaływań $E_{fi,d,t}$ (sił przekrojowych i momentów zginających) w warunkach pożarowych może być dokonywane na podstawie:

1. analizy całej konstrukcji,
2. analizy wydzielonego podukładu konstrukcji,
3. analizy wydzielonego elementu konstrukcji.

Układ konstrukcyjny poddany jest w sytuacji pożarowej oddziaływaniom zarówno bezpośrednim (obciążeniom stałym i zmiennym), jak i pośrednim. Pośrednie oddziaływania w warunkach pożaru dotyczą ograniczenia swobody odkształceń termicznych, a co za tym idzie pojawienia się w elementach układu konstrukcyjnego dodatkowych sił wewnętrznych. W zależności od typu zastosowanej analizy, efekty pośrednich oddziaływań uwzględnia się w odmienny sposób.

W analizie całej konstrukcji uwzględnia się efekt dystrybucji sił wewnętrznych z uwzględnieniem zarówno oddziaływań bezpośrednich jak i pośrednich. Analizę konstrukcji można prowadzić w stanie sprężystym z uwzględnieniem najbardziej niekorzystnych kombinacji oddziaływań, przy czym sztywności elementów narażonych na podwyższoną temperaturę w wyniku pożaru określa się z uwzględnieniem redukcji modułu sprężystości stali. Bardziej realistyczną ocenę odporności ogniowej konstrukcji uzyskuje się z analizy przegubów plastycznych (plastycznej redystrybucji momentów) i po przyjęciu sił przekrojowych i momentów odpowiadających poziomowi pożarowej kombinacji oddziaływań. Należy jednak zaznaczyć, że w konstrukcjach projektowanych w stanie sprężystym na ogół nie ma potrzeby odwoływania się do analizy przegubów plastycznych z uwagi na fakt, że oddziaływania obliczeniowe przyjmowane w kombinacji pożarowej są o wartościach znacznie mniejszych niż przyjmowane do podstawowych kombinacji oddziaływań.

W analizie wydzielonego podukładu konstrukcji warunki brzegowe, przemieszczeniowe lub związane z siłami przekrojowymi i momentami zginającymi na granicy podukładu, określa się w czasie $t=0$, tzn. w punkcie wyjściowym rozwoju sytuacji pożarowej. Przyjmuje się, że warunki te nie ulegają zmianie podczas trwania pożaru. Ponieważ efekty oddziaływań wyznacza się w czasie $t=0$, sztywności elementów przyjmuje się jak w normalnej temperaturze otoczenia. Takie modelowanie nie jest równoznaczne z tym, że pośrednie oddziaływania związane z pożarem nie są brane pod uwagę w analizie podukładu konstrukcji. Analizę podukładu prowadzi się według zasad ustalonych jak dla całej konstrukcji.

W analizie elementu konstrukcji przyjmuje się, że warunki brzegowe na końcach ustalane są w sposób analogiczny jak w analizie podukładu konstrukcji, ale nie przyjmuje się żadnych pośrednich oddziaływań pojawiających się w warunkach pożaru w otaczającej części konstrukcji. Wyjątkiem jest konieczność uwzględnienia gradientu temperatury, np. w

sytuacji oddziaływania pożarowego na jeden z boków słupa, a mianowicie ten, który narażony jest na pożar w pomieszczeniu wydzielonym ogniowo. Przeciwny bok słupa, który nie jest narażony na bezpośrednie działanie ognia, gdyż znajduje się w pomieszczeniu znajdującym się poza strefą bezpośredniego zagrożenia ogniem, ma mniejszą temperaturę. Dodatkowe wyężenie elementu związane ze zginaniem w wyniku występowania gradientu temperatury może być bardzo niekorzystne. W przypadku występowania siły podłużnej ściskającej mogą pojawić się momenty zginające II rzędu o znacznej wartości.

Należy tutaj wyraźnie zaznaczyć, że niezależnie od przyjętego typu analizy, oddziaływania pośrednie występują zawsze w elementach konstrukcji w warunkach pożaru. Warunki brzegowe na granicach podukładu wydzielonego z konstrukcji przy ustalaniu modelu obliczeniowego, powinny być tak dobrane, aby odzwierciedlały rzeczywiste zachowanie się konstrukcji rzeczywistej w pożarze i pozwalały na bezpieczną ocenę jej odporności ogniowej. Dla ogarniętego pożarem słupa międzykondygnacyjnego nie można przyjmować schematu pręta ze swobodą odkształceń podłużnych, gdyż część budynku znajdująca się powyżej kondygnacji z rozpatrywanym pomieszczeniem wydzielonym ogniowo nie zezwala na swobodę odkształceń termicznych słupa.

W PN-EN 1993-1-2 [18] nie podano żadnych praktycznych zaleceń dotyczących sposobu przyjmowania warunków brzegowych podukładów lub elementów izolowanych z konstrukcji. Chodzi o to, aby w sposób jak najbardziej realistyczny uwzględnić współdziałanie w warunkach pożaru fragmentu myślowo wydzielonego z konstrukcji i pozostałej jej części, nieuwzględnianej w analizie. Franssen i Zaharia [1] podają zasady praktyczne wyznaczania efektów oddziaływań (sił przekrojowych i momentów zginających) w warunkach pożarowych:

1. Efekty oddziaływań w całej konstrukcji powinny być wyznaczane w czasie $t=0$ dla tych kombinacji, które są możliwe do wystąpienia w sytuacji pożarowej.
2. Wybór podukładu lub elementu jest dokonywany z uwzględnieniem częściowo wykluczających się przesłanek. Wydzielony fragment konstrukcji powinien być jak najprostszy, ale równocześnie przyjęte dla niego warunki brzegowe powinny odtwarzać zachowanie się konstrukcji w warunkach pożaru, biorąc pod uwagę rzeczywiste warunki odkształceń termicznych. Dokonywany wybór i przyjmowany do oceny bezpieczeństwa pożarowego fragment konstrukcji są zdeterminowane przewidywanym w scenariuszu pożaru miejscem jego występowania. Konieczna jest w tym wypadku ocena fachowa wnioskująca z wiedzy inżynierskiej i dotychczasowego doświadczenia.
3. Wszystkie podpory konstrukcji, które należą do wydzielanego fragmentu konstrukcji, powinny być brane pod uwagę w analizie izolowanego podukładu.
4. Wszystkie bezpośrednie oddziaływania (obciążenia stałe i zmienne), mające wpływ na zachowanie się w pożarze wydzielanego fragmentu konstrukcji, powinny być uwzględnione jako działające na podukład.
5. Dla każdego stopnia swobody związanego ze zginaniem elementów, występującego na granicy wydzielanego fragmentu konstrukcji, należy przyjąć takie ograniczenia, które pozwolą na odtworzenie, w sposób jak najbardziej bliski rzeczywistemu, zachowania się w pożarze całej konstrukcji, co można osiągnąć jednym z następujących dwóch sposobów:
 - a) translacja lub obrót całkowicie zablokowane,

- b) translacja i obrót swobodne, ale siły przekrojowe i momenty zginające otrzymane z analizy konstrukcji jak w punkcie 1 przyłożone w miejscu i kierunku rozpatrywanych stopni swobody.

Po decyzji podjętej, co do sposobu symulowania warunków brzegowych a) lub sposobu b), przyjęte warunki pozostają niezmiennie podczas analizy pożarowej.

6. Analiza wydzielonego podukładu do oceny odporności pożarowej prowadzona jest następnie jak w normalnej temperaturze otoczenia, a otrzymane w jej wyniku siły przekrojowe i momenty zginające przyjmowane są jako efekty oddziaływań do sprawdzenia konstrukcji w pożarowej sytuacji projektowej.
7. Pośrednie oddziaływania pożarowe wymagane są do uwzględnienia jedynie w podukładzie statycznie niewyznaczalnym, gdy wydłużenia termiczne jego elementów prowadzą do pojawienia się dodatkowych momentów zginających.
8. Pośrednie oddziaływania pożarowe nie są wymagane do uwzględnienia w przypadku analizy pojedynczego elementu konstrukcji.

2. Właściwości stali w podwyższonej temperaturze

W projektowaniu elementów konstrukcji stalowych w podstawowych sytuacjach projektowych przyjmuje się model σ - ϵ sprężysto-idelanie-plastyczny, który scharakteryzować można dwoma właściwościami mechanicznymi o wartości charakterystycznej, a mianowicie modułem sprężystości podłużnej E i granicą plastyczności f_y . Przyjęcie tego modelu do opisu zachowania się stalowych elementów zginanych prowadzi do przyjęcia:

1. sprężysto-idelanie-plastycznej zależności moment-krzywizna elementów o przekroju klasy 1 lub 2,
2. sztywno-idealnie-kruchej zależności moment-krzywizna elementów o przekroju klasy 3 lub 4.

W podwyższonej temperaturze następuje degradacja właściwości mechanicznych stali. Najprostszym ujęciem wpływu temperatury na zachowanie się stali w podwyższonej temperaturze jest zachowanie kształtu charakterystyki σ - ϵ stali jak w normalnej temperaturze, przy jednoczesnym przyjęciu zredukowanych wartości właściwości mechanicznych. W PN-EN 1993-1-2 [18] obliczeniowe właściwości mechaniczne (wytrzymałościowe i odkształceniowe) $X_{d,fi}$ są określone ogólnym wzorem:

$$X_{d,fi} = k_{X,0} \frac{X_k}{\gamma_{M,fi}} \quad (19)$$

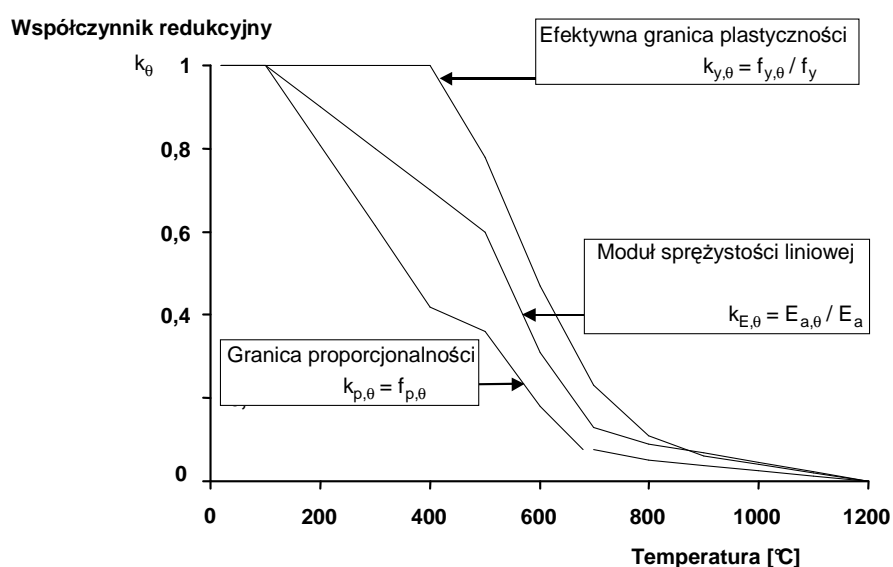
gdzie:

X_k – wartość charakterystyczna właściwości wytrzymałościowej (granicy plastyczności f_y , granicy proporcjonalności f_p) lub odkształceniowej (modułu sprężystości podłużnej E) w normalnej temperaturze,

$k_{X,0}$ – współczynnik redukcyjny do wyznaczenia zależnych od temperatury właściwości materiału ($=X_{k,0}/X_k$), mianowicie $k_{y,0}$ – efektywnej granicy plastyczności, $k_{p,0}$ – granicy proporcjonalności, $k_{E,0}$ – modułu Younga.

$\gamma_{M,fi}$ – współczynnik częściowy do określenia obliczeniowych cech mechanicznych w pożarze, według Załącznika krajowego do PN-EN 1993-1-2 [18] przyjmowany o wartości 1.0.

Współczynniki redukcyjne przedstawiono na rys. 2. Z rys. 2 wynika, że najszybsza redukcja dotyczy granicy proporcjonalności stali konstrukcyjnej, następnie modułu sprężystości podłużnej, najwolniej zaś ulega redukcji granica plastyczności. Jest to zgodne z fizycznym przebiegiem zjawiska, gdyż następująca wraz ze wzrostem temperatury zmiana kształtu charakterystyki σ - ϵ , z dwuliniowej na krzywoliniową, oznacza najbardziej drastyczne ograniczenie umownego zakresu sprężystego, a co za tym idzie wydłużenie zakresu odkształceń niesprężystych. Kres umownego zakresu sprężysto-plastycznego przyjęto dla odkształcenia $\epsilon=0.02$, odpowiadającego osiągnięciu tzw. efektywnej granicy plastyczności $f_{y,\theta}$. Po tym zakresie następuje obszar umocnienia charakterystyki σ - ϵ . W tabl. 2 przedstawiono wartości współczynników redukcyjnych.

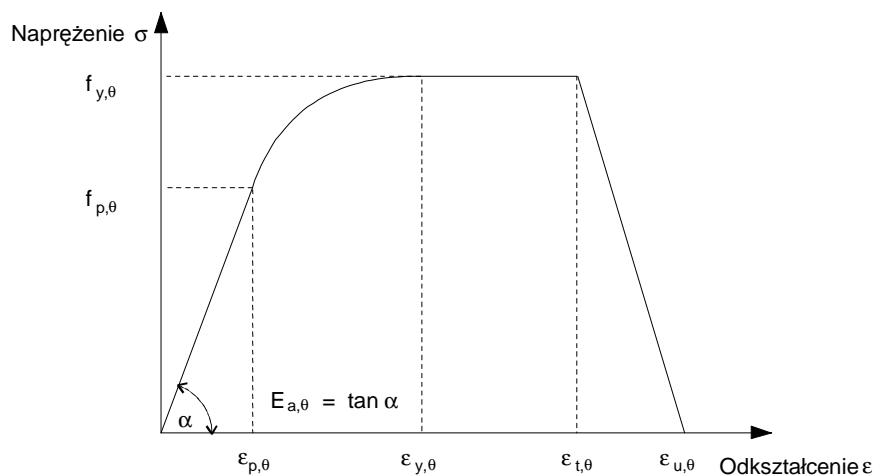


Rys. 2. Wykresy współczynników redukcyjnych właściwości wytrzymałościowych i odkształceniowych stali

Tablica 2. Współczynniki redukcyjne właściwości mechanicznych i odkształceniowych stali w podwyższonej temperaturze

Temperatura stali θ_a	Współczynnik redukcyjny $k_{y,\theta}$	Współczynnik redukcyjny $k_{p,\theta}$	Współczynnik redukcyjny $k_{E,\theta}$
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	0,0250	0,0450
1100°C	0,020	0,0125	0,0225
1200°C	0,000	0,0000	0,0000

W PN-EN 1993-1-2 [18] przyjęto, że przy ocenie bezpieczeństwa pożarowego można posłużyć się uproszczoną charakterystyką stali, pomijając efekt umocnienia i przyjmując sprężysto-eliptycznie-plastyczny model stali, uzupełniony o półkę plastyczną w zakresie odkształcenia 0.02-0.15, a następnie cechujący się charakterystyką liniowo-opadającą do zera w zakresie odkształcenia 0.15-0.20. Model ten przedstawiono na rys. 3.



Rys. 3. Uproszczony model bez umocnienia zachowania się stali w podwyższonej temperaturze

Postanowienia normy PN-EN 1993-1-2 [18] odbiegają dość istotnie od przyjmowanych w normalizacji krajowej. Współczynniki konwersji właściwości mechanicznych przyjęte w PN-B-03200 [14] wykorzystują wyniki badań doświadczalnych przeprowadzonych w

Instytucie Techniki Budowlanej przez Kosiorka [10], które ujęto następującymi wzorami aproksymacyjnymi:

$$k_{y,\theta} = \frac{f_{d,\theta}}{f_d} = 1.022 - 0.197 \cdot 10^{-3} \cdot \theta - 1.590 \cdot 10^{-6} \cdot \theta^2 \quad \text{dla} \quad \theta \leq 600^\circ \text{C} \quad (20)$$

$$k_{E,\theta} = \frac{E_\theta}{E} = 0.987 + 0.300 \cdot 10^{-3} \cdot \theta - 1.857 \cdot 10^{-6} \cdot \theta^2 \quad \text{dla} \quad \theta \leq 600^\circ \text{C} \quad (21)$$

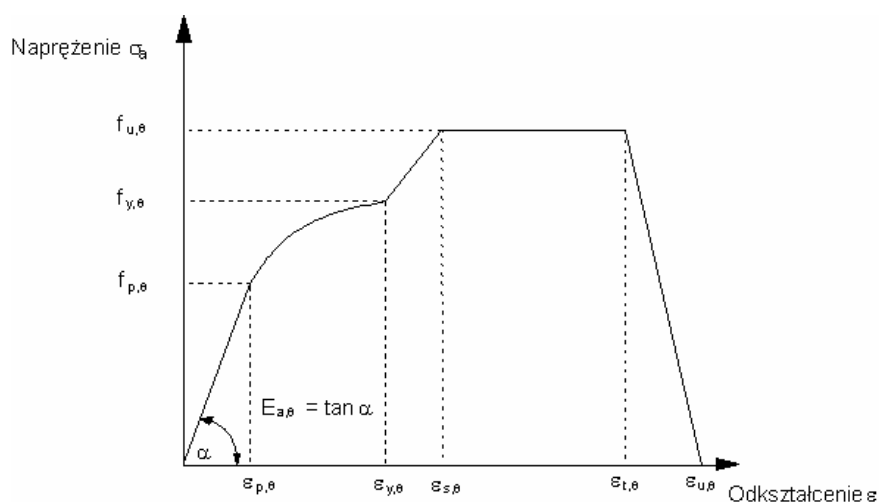
Porównując wykresy współczynników redukcyjnych z normalizacji krajowej, opracowane z wykorzystaniem wzorów (20) i (21), z wykresami zamieszczonymi na rys. 2 widać, że występujące różnice są nie tylko ilościowe, ale i jakościowe, na co zwrócono uwagę w pracy Rykaluka [20]. Zgodnie z badaniami krajowymi jest $k_{E,\theta} > k_{y,\theta}$ podczas, gdy w eurokodach pożarowych jest odwrotnie, tj. $k_{y,\theta} > k_{E,\theta}$. Ma to podstawowe znaczenie przy ocenie zjawisk niestateczności elementów konstrukcji stalowych podczas pożaru.

Na koniec należy dodać, że Załącznik A do PN-EN 1993-1-2 [18] podaje dokładniejszy model zachowania się stali w podwyższonej temperaturze niż ten, który przedstawiono na rys. 3. Sprężysto-eliptycznie-plastyczny model stali w zakresie do wystąpienia tzw. efektywnej granicy plastyczności uzupełniono o zakres liniowego umocnienia dla odkształceń 0.02-0.04, a następnie o półkę plastyczną w zakresie odkształcenia 0.04-0.15 i o charakterystykę liniowo-opadającą do zera w zakresie odkształcenia 0.15-0.20. Model ten przedstawiono na rys. 4. W modelu tym moduł umocnienia $E_{h,\theta}$ ma wartość zależną właściwości wytrzymałościowych stali i wynosi:

$$E_{h,\theta} = 50(f_{u,\theta} - f_{y,\theta}) \quad (22)$$

gdzie:

$f_{u,\theta}$ – wytrzymałość na rozciąganie w podwyższonej temperaturze według Załącznika A w PN-EN 1993-1-2 [18].



Rys. 4. Model z umocnieniem zachowania się stali w podwyższonej temperaturze

3. Niestateczność lokalna i klasyfikacja przekrojów

Klasyfikacja ścianek przekrojów stalowych w temperaturach pożarowych zależy od różnych parametrów uwzględnianych w temperaturach normalnych, a także efektów związanych z konwersją właściwości wytrzymałościowych i odkształceniowych stali w podwyższonej temperaturze. Do najistotniejszych czynników należą:

1. Parametr smukłości płytowej ścianki c/t . Im większa smukłość płytowa, tym ścianka wrażliwsza na niestateczność miejscową i tym wyższa jest klasa przekroju z taką ścianką.
2. Rodzaj efektu obciążenia i związany z tym rozkład naprężeń na szerokości ścianki. Ścianki poddane jednolitemu stanowi naprężeń ściskających są najbardziej wrażliwe na niestateczność miejscową (tj. ścianki przyporządkowywane są do klasy 4 dla mniejszych wartości parametru smukłości płytowej), podczas gdy gradient naprężeń jest czynnikiem korzystnym, podwyższając wartości naprężenia krytycznego. W przypadku, gdy większa część ścianki poddana jest naprężeniom rozciągającym, jest ona praktycznie niewrażliwa na niestateczność miejscową w zakresie sprężystym (tj. ścianki przyporządkowywane są do klasy 1, 2 dla większych wartości parametru smukłości płytowej).
3. W normalnej temperaturze moduł sprężystości stali ma praktycznie wartość stałą dla wszystkich gatunków stali i procesów technologicznych wytwarzania wyrobów, a więc ścianki ze stali o wyższej wartości granicy plastyczności (np. ze stali S420, S460) ulegają większym deformacjom sprężystym, tzn. ścianki ze stali S460 o mniejszej smukłości płytowej c/t są bardziej narażone na niestateczność miejscową niż ścianki o tych samych proporcjach geometrycznych, ale wykonane ze stali o mniejszej wartości granicy plastyczności.
4. W podwyższonej temperaturze wartości modułu sprężystości podłużnej i granicy proporcjonalności stali każdego gatunku ulegają szybkiej redukcji, co powoduje, że w sytuacji pożarowej ścianki przekrojów elementów stalowych są bardziej wrażliwe na miejscową utratę stateczności, zarówno w zakresie sprężystym jak i niesprężystym.

Parametr, który decyduje o klasyfikacji ścianek przekroju, a co za tym idzie i całego przekroju, ma następującą postać:

$$\sqrt{\frac{E}{f_y}} = \sqrt{\frac{E}{235}} \varepsilon = 29.89 \varepsilon \quad (23)$$

gdzie:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (24)$$

oraz f_y wyrażone w MPa.

W podwyższonej temperaturze zarówno moduł sprężystości podłużnej jak i granica plastyczności ulegają redukcji. Jeżeli przyjąć, że charakterystyka zachowania się materiału może być aproksymowana w podwyższonych temperaturach takim samym modelem jak w normalnej temperaturze, to kryteria klasyfikacyjne należy uzależnić od parametru (23) skorygowanego do postaci:

$$\sqrt{\frac{E_{\theta}}{f_{y,\theta}}} = \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} \sqrt{\frac{E}{235}} \varepsilon = 29.89(\kappa \varepsilon) \quad (25)$$

gdzie współczynnik ewolucji właściwości stali κ ma postać:

$$\kappa = \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} \quad (26)$$

W PN-EN 1993-1-2 [18] przyjęto stałą wartość $\kappa=0.85$. Z analizy przebiegu współczynnika ewolucji właściwości stali w funkcji temperatury, przeprowadzonej przez Fransenna i Zaharię [1] wynika, że w zakresie temperatur do 100°C jest on równy jedności, następnie maleje do wartości 0.75 w temperaturze 700°C, aby z kolei rosnąć do wartości około 1.15 w temperaturze 900°C, a następnie pozostać wartością stałą powyżej tej temperatury. Przyjęta w cz. 1-2 eurokodu 3 wartość 0.85 ε w miejsce ($\kappa \varepsilon$) jest więc przybliżoną wartością, zależną od uśrednionej wartości współczynnika ewolucji właściwości stali. Należy oczywiście pamiętać, że stal w podwyższonej temperaturze nie zachowuje się jak materiał sprężysto-idelanie-plastyczny, a co za tym idzie wykorzystanie do klasyfikacji współczynnika κ o stałej wartości ma charakter postępowania bardzo uproszczonego, raczej indykatywnego, a więc bardziej jakościowego niż ilościowego. Przewaga ustalania kryteriów klasyfikacyjnych na podstawie stałego współczynnika ewolucji nad podejściem zależnym od temperatury ma tę zaletę, że kryteria klasyfikacyjne są nieczułe na małe zmiany w przebiegu współczynnika ewolucji, które mogłyby np. przy nieznacznym wzroście temperatury spowodować obniżenie klasy przekroju i nieuzasadnione stosowanie większej nośności przekroju. Stosowanie niezależnych od temperatury kryteriów klasyfikacyjnych przekroju ma duże znaczenie w prostych modelach obliczeniowych, gdy efekty oddziaływań ustala się raz, w chwili $t=0$. W przypadku zaawansowanych modeli obliczeniowych, gdy zachowanie się konstrukcji bada się w pożarze krok po kroku, z uwzględnieniem wpływu pośrednich oddziaływań pożarowych, nie ma przeszkód, aby stosować kryteria zależne od temperatury i uwzględniać w analizie konstrukcji zależne od temperatury relacje sił przekrojowych i momentów zginających. Stosowanie takiego ujęcia jest jak na razie raczej w polu zainteresowania badaczy niż inżynierów projektantów.

Na zakończenie należy dodać, że w krajowej normie PN-B-03200 [14] nie ma szczegółowego odniesienia do zagadnień klasyfikacji przekrojów w podwyższonej temperaturze. Jeżeli przyjąć ten sam sposób podejścia jak w eurokodzie pożarowym, to okazuje się, że współczynnik κ jest funkcją niemalejącą, która w temperaturze 600°C przybiera wartość ok. 1.20, co jest odwrotnością wartości ok. 0.80 według PN-EN 1993-1-2 [18]. Zastosowanie współczynnika ewolucji 1.20 spowodowałoby dwudziestoprocentowe podwyższenie granicznych wartości płytowych smukłości ścianek podanych w PN-B-03200 [14] dla normalnej temperatury, a co za tym idzie poszerzenie obszaru stosowania wyższych nośności przekroju w podwyższonych temperaturach w stosunku do sytuacji w normalnej temperaturze. Takie zalecenie byłoby jednak w sprzeczności z fizycznym przebiegiem zjawiska.

Prace badawcze prowadzone w związku z opracowaniem zagadnień stateczności do normy PN-B-03200 [14] umożliwiły zaproponowanie ogólnej zasady ustalania współczynników niestateczności w zależności jedynie od współczynnika konwersji modułu Younga stali $k_{E,\theta}$, a nie od współczynnika ewolucji właściwości stali κ :

$$\varphi_{\theta} = \left[1 + \left(\frac{1}{\varphi} - 1 \right) \frac{1}{k_{E,\theta}} \right]^{-1} \quad (27)$$

gdzie:

φ_{θ} – współczynnik niestateczności w podwyższonej temperaturze,

φ – współczynnik niestateczności w normalnej temperaturze, określany dla prętowej smukłości względnej $\bar{\lambda}$, która z kolei ustalana jest dla właściwości wytrzymałościowych i odkształceniowych stali w normalnej temperaturze, odpowiednio $f_d = f_y/\gamma_M$ i E .

W przypadku niestateczności miejscowej, współczynnik φ odnosi się do współczynników φ_p i φ_{pe} , zależnych od płytowej smukłości względnej $\bar{\lambda}_p$. Podanie zależności (27) pozwala na uniknięcie klasyfikacji ścianek przekroju w podwyższonej temperaturze i na obliczanie nośności przekroju w warunkach pożarowych bezpośrednio na podstawie współczynników niestateczności ścianek $\varphi_{p,\theta}$ i $\varphi_{pe,\theta}$.

4. Analiza termiczna

Analiza termiczna ma na celu wyznaczenie zależności między temperaturą w elementach stalowych i czasem osiągnięcia tej temperatury w pożarze, zarówno w przypadku elementów nieosłoniętych, jak i osłoniętych izolacją ogniochronną. Wyznaczenie tej zależności wymaga przyjęcia modelu pożaru. W niniejszym rozdziale rozważana jest jedynie standardowa ekspozycja pożarowa, w której przyjmuje się zależność (3). Znając temperaturę w elemencie stalowym w rozważanym czasie t trwania pożaru, przeprowadzić można sprawdzenie jego wytrzymałości w pożarze.

4.1. Elementy stalowe niechronione izolacją ogniową

W przypadku równoważnego równomiernego rozkładu temperatury w przekroju, przyrost temperatury $\Delta\theta_{a,t}$ w przedziale czasu Δt w stalowym elemencie nieosłoniętym jest określony wzorem:

$$\Delta\theta_{s,t} = k_{sh} \frac{A_m/V}{c_a \rho_a} \dot{h}_{net,d} \Delta t \quad (28)$$

gdzie:

k_{sh} – współczynnik poprawkowy uwzględniający efekt zacienienia,

A_m/V – wskaźnik ekspozycji przekroju elementów nieosłoniętych, [1/m],

A_m – pole powierzchni elementu na jednostkę długości, [m²/m],

V – objętość elementu na jednostkę długości, [m³/m],

c_a – ciepło właściwe stali jako funkcja temperatury według PN-EN 1993-1-2 [1], [J/kgK],

$\dot{h}_{net,d}$ – wartość obliczeniowa przejętego strumienia ciepła określona na jednostkę powierzchni, [W/m²],

Δt – przedział czasu, [sekundy],

$\rho_a = 7850$ kg/m³.

Wartość $\dot{h}_{net,d}$ wyznacza się wg PN-EN 1991-1-2 [16]. Wskaźnik ekspozycji dla przekrojów otwartych i zamkniętych przyjmuje się według PN-EN 1993-1-2 [18].

Współczynnik k_{sh} dla przekrojów otwartych zależy od ilorazu wskaźnika ekspozycji $[A_m/V]_b$ dla umownego przekroju skrzynkowego opisanego na przekroju rzeczywistym do wskaźnika ekspozycji $[A_m/V]$ przekroju rzeczywistego:

- przekrój dwuteowy:

$$k_{sh} = 0.9 \frac{[A_m/V]_b}{[A_m/V]} \quad (29)$$

- inne przekroje, np. teowy, kątowy:

$$k_{sh} = \frac{[A_m/V]_b}{[A_m/V]} \quad (30)$$

W przypadku przekrojów o kształcie wypukłym (np. przekrojów rurowych prostokątnych i okrągłych) i w całości ogarniętych pożarem, efekt zacienienia nie odgrywa roli i w konsekwencji współczynnik korekcyjny k_{sh} przyjmuje się równy jedności. Przyjęcie $k_{sh}=1.0$ również w innych przypadkach, w tym przekrojów otwartych, prowadzi do wyników po stronie bezpiecznej.

Zależność (28) jest zapisana w postaci przyrostowej, a więc określenie jej odpowiednika w wielkościach całkowitych wymaga scałkowania po czasie z wykorzystaniem jednego ze znanych algorytmów, np. tzw. jawnego algorytmu całkowania po czasie. W tym algorytmie przyjmuje się, że przyrost temperatury w obrębie kroku czasowego obliczany jest jako funkcja wartości parametrów ustalonych dla początku kroku. W celu uzyskania numerycznej stabilności tego algorytmu należy przyjmować mały krok czasowy. Norma PN-EN 1993-1-2 [18] nakazuje, aby krok czasowy przyjmowany w procesie numerycznego całkowania był nie większy niż 5 sekund.

Franssen i Zaharia [1] przeprowadzili obliczenia dla standardowej ekspozycji pożarowej, przyjmując po stronie bezpiecznej $k_{sh}=1.0$ dla różnych wartości wskaźnika ekspozycji przekroju elementów nieosłoniętych. Wyniki przedstawili na wykresach i w tablicach (patrz tabl. 3).

Tablica 3. Temperatura w przekroju elementu konstrukcji stalowej nieosłoniętego izolacją ogniochronną

A_m^*/V [m^{-1}]	400	200	100	60	40	25
V/A_m^* [mm]	2.5	5.0	10.0	16.7	25.0	40.0
Czas [min]	Temperatura stali [°C]					
0	20	20	20	20	20	20
5	430	291	177	121	90	65
10	640	552	392	276	204	142
11	661	587	432	308	228	159
12	678	616	469	340	253	177
13	693	642	503	371	278	194
14	705	663	535	402	303	212
15	716	682	565	432	328	230
16	725	698	591	460	353	249
17	732	711	616	487	377	267
18	736	721	638	513	401	286
19	743	729	658	538	425	304
20	754	734	676	561	447	323

c.d. tablicy 3. Temperatura w przekroju elementu konstrukcji stalowej nieosłoniętego izolacją ogniochronną

21	767	738	692	583	470	341
22	780	744	706	604	491	360
23	790	754	717	623	512	378
24	799	767	726	641	532	396
25	807	780	732	658	551	414
26	813	792	735	674	570	431
27	820	803	740	688	588	449
28	826	813	746	701	604	466
29	831	821	756	712	621	482
30	837	828	767	721	636	498
31	482	835	780	728	651	514
32	847	841	793	733	665	530
33	852	846	805	736	678	545
34	856	851	816	740	690	559
35	861	856	827	745	701	573
36	865	861	836	753	711	587
37	870	866	844	763	719	601
38	874	870	852	774	726	614
39	878	874	859	786	731	626
40	882	878	865	798	734	638
45	900	897	890	852	761	692

4.2. Elementy stalowe chronione izolacją ogniową

W przypadku równomiernego rozkładu temperatury w przekroju, przyrost temperatury $\Delta\theta_{a,t}$ osłoniętego elementu stalowego w przedziale czasu Δt jest określony wzorem:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p [A_p/V]}{d_p c_a \rho_a} \frac{(\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{(1 + \phi/3)} \Delta t - (e^{\phi/10} - 1) \Delta\theta_{g,t} \quad (31)$$

przy czym:

$$\phi = \frac{c_p \rho_p}{c_a \rho_a} d_p [A_p/V] \quad (32)$$

gdzie:

A_p/V - wskaźnik ekspozycji przekroju elementów stalowych chronionych przez materiał izolacji ogniochronnej według PN-EN 1993-1-2 [18], [1/m],

A_p - odpowiednie pole powierzchni materiału izolacji ogniochronnej na jednostkę długości elementu, [m²/m],

V - objętość elementu na jednostkę długości, [m³/m],

c_a - zależne od temperatury ciepło właściwe stali, jak we wzorze (28),

c_p - niezależne od temperatury ciepło właściwe materiału izolacji ogniochronnej [J/kgK],

d_p - grubość warstwy materiału izolacji ogniochronnej, [m],

Δt - przedział czasu, [sekundy],

- $\theta_{a,t}$ - temperatura stali w czasie t trwania pożaru, [°C],
 $\theta_{g,t}$ - temperatura otaczających gazów w czasie t trwania pożaru według PN-EN 1993-1-2 [18], [°C],
 $\Delta\theta_{g,t}$ - przyrost temperatury otaczających gazów w przedziale czasu Δt , [K],
 λ_p - przewodność cieplna zabezpieczenia ogniochronnego, [W/mK],
 ρ_a - gęstość masy stali, jak we wzorze (28),
 ρ_p - gęstość masy materiału izolacji ogniochronnej, [kg/m³].

Zależność (31) jest przybliżona i daje wyniki poprawne z dokładnością wystarczającą dla praktyki inżynierskiej, gdy $\phi \leq 1.5$. W PN-EN 1993-1-2 [18] nie podano tego ograniczenia, gdyż po stronie bezpiecznej można przyjąć, że ciepło właściwe materiału izolacji jest równe zero. Dla tej wartości ciepła właściwego izolacji ogniochronnej wartość $\phi = 0$. Zależność (31) przybiera wówczas postać:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_p \frac{(\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{c_a \rho_a} \Delta t \quad (33)$$

gdzie:

k_p - wskaźnik izolacyjności przekroju [W/m³K]:

$$k_p = \frac{\lambda_p [A_p/V]}{d_p} \quad (34)$$

Zależność (33), po scałkowaniu, pozwala na ustalenie nomogramów i tablic obrazujących ewolucję temperatury stali dla różnych wartości wskaźnika k_p . Według PN-EN 1993-1-2 [18], krok czasowy w jawnym algorytmie całkowania nie powinien być większy niż 30 sekund.

Tablica 4. Temperatura w przekroju elementu konstrukcji stalowej osłoniętego izolacją ogniochronną

k_p [W/m ³ K]	200	400	600	800	1200	2000
Czas [min]	Temperatura stali [°C]					
0	20	20	20	20	20	20
10	37	54	70	85	113	163
20	60	97	130	160	215	304
30	84	139	188	232	306	421
40	108	181	244	298	388	514
50	132	222	296	359	459	589
60	156	260	345	414	520	650
70	179	298	391	465	573	699
80	202	333	433	510	620	730
90	225	367	472	552	661	743
100	247	399	509	589	695	773
110	268	430	542	623	721	816
120	289	459	573	654	734	859
130	310	486	602	681	744	900
140	330	512	629	705	765	935

c.d. tablicy 4. Temperatura w przekroju elementu konstrukcji stalowej osłoniętego izolacją ogniochronną

150	349	537	654	723	795	965
160	368	560	677	733	828	990
170	386	582	697	739	861	1013
180	404	603	714	751	892	1032
190	422	623	727	769	921	1049
200	439	642	734	792	948	1065
210	455	660	738	817	972	1078
220	471	677	747	843	993	1090
230	487	692	760	869	1013	1101
240	502	706	777	893	1031	1112

Franssen i Zaharia [1] przeprowadzili obliczenia dla standardowej ekspozycji pożarowej, przyjmując po stronie bezpiecznej $\phi=0$ dla różnych wartości wskaźnika k_p przekroju elementów osłoniętych. Wyniki przedstawili na wykresach i w tablicach (patrz tabl. 4).

5. Nośność przekroju i elementu niezagrażonego utratą stateczności ogólnej

Nośność elementów niezagrażonych ogólną utratą stateczności w pożarze (zabezpieczonych przed wyboczeniem i zwichrzeniem) sprowadza się do sprawdzania warunku nośności najbardziej wytężonego przekroju elementu. Zagadnienie to jest ujęte w kolejnych dwóch podrozdziałach.

Ogólnie biorąc, określanie nośności przekrojów elementów stalowych w prostych i złożonych stanach obciążenia zachodzących w sytuacji pożarowej nie odbiega od zasad podanych w cz. 1-1 eurokodu 3, dotyczącej normalnej temperatury i podstawowych sytuacji projektowych. Modyfikacja wzorów ujętych w PN-EN 1993-1-1 [17] polega na wprowadzeniu zależnych od temperatury właściwości (współczynników redukcyjnych do właściwości ustalonych w normalnej temperaturze) przy założeniu jednorodnego pola temperatury, w przypadku zaś niejednorodnego pola temperatury (gradientu temperatury w przekroju) – podejścia sprowadzonego do zastępczego jednorodnego pola temperatury.

Powyższa procedura jest jedyną możliwą do zastosowania, ponieważ model materiału przyjęty w PN-EN 1993-1-2 [18] do opisu zachowania się stali w podwyższonej temperaturze nie operuje w sposób jawny parametrami ujmującymi pełzanie. W konsekwencji, temperatura prowadząca do osiągnięcia stanu granicznego konstrukcji w pożarze nie zależy od czasu potrzebnego do osiągnięcia tej temperatury, a co za tym idzie analiza termiczna i analiza mechaniczna mogą być prowadzone niezależnie i to w dowolnie wybranej kolejności. W szczególności można w pierwszej kolejności określić temperaturę krytyczną, a następnie dobrać rodzaj i ilość izolacji ogniochronnej zapewniającej, że wyznaczona temperatura nie zostanie osiągnięta przed upływem czasu wymaganego klasą odporności ogniowej elementu, lub ogólniej – układu nośnego budynku. Wynika to faktu, że temperatura krytyczna jest taka sama, niezależnie od tego, czy została osiągnięta w krótszym czy też w dłuższym okresie czasu. Warunkiem stosowania takiego podejścia jest kryterium prędkości nagrzewania stali konstrukcji. Zgodnie z PN-EN 1993-1-2 [18], prędkości nagrzewania stali powinna mieścić się w przedziale 2-50°C/min.. Wspomniany

warunek, przy występowaniu obudowy stali, jej obetonowaniu, albo też przy zastosowaniu izolacji ogniochronnej jest spełniony w pożarze automatycznie.

Ujęte w PN-EN 1993-1-2 [18] procedury określania nośności elementów $R_{fi,d,t}$ w warunkach pożaru różnią się w niektórych aspektach od procedur wykorzystywanych do obliczania nośności elementów R_d w normalnej temperaturze. Dotyczą one m.in. ustalania krzywych interakcji sił przekrojowych i momentów zginających oraz innych kryteriów nośności przekroju w złożonych stanach obciążenia.

5.1. Proste stany obciążenia

- Siła podłużna.

Równomierny rozkład temperatury.

Obliczeniowa nośność $N_{fi,\theta,Rd}$ elementu rozciąganego o równomiernej temperaturze θ_a jest określona wzorem:

$$N_{fi,\theta,Rd} = A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}} = k_{y,\theta} N_{Rd} \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \quad (35)$$

gdzie:

$\gamma_{M,fi}$, $k_{y,\theta}$ – współczynnik częściowy w sytuacji pożarowej (przyjmowany według Załącznika krajowego do EN 1993-1-2 [18] jako równy jedności) i współczynnik redukcji granicy plastyczności w temperaturze θ_a osiągniętej w czasie t trwania pożaru,

γ_{M0} , N_{Rd} – współczynnik częściowy do określania nośności przekroju i obliczeniowa nośność przekroju równa $N_{pl,Rd}$ w normalnej temperaturze według EN 1993-1-1 [17],

A – pole przekroju poprzecznego elementu.

Wykorzystanie wzoru (35) oznacza, że element rozciągany osiąga wydłużenie $0.02L$, gdzie L jest długością elementu, aby nastąpiło pełne uplastycznienie przekroju przy $\sigma = f_{y,\theta}$. Uwzględniając odkształcenie termiczne rzędu 0.01 , całkowite wydłużenie w chwili osiągnięcia stanu granicznego elementu rozciąganego w pożarze będzie $0.03L$.

Osiągnięcie stanu granicznego elementu rozciąganego ze złączami śrubowymi może wystąpić w normalnej temperaturze nie tylko w wyniku uplastycznienia przekroju brutto, ale również w wyniku uplastycznienia stali w przekroju netto, po potrąceniu otworów na łączniki lub osiągnięcia obliczeniowej wytrzymałości na rozciąganie f_u . Zgodnie z EN 1993-1-2 [18], wspomnianych form zniszczenia nie rozpatruje się w warunkach pożaru, gdyż temperatura materiału skupionego w połączeniach jest niższa niż materiału łączonych elementów z uwagi na większą masę stali występującą w połączeniach i węzłach.

Nierównomierny rozkład temperatury.

W przypadku nierównomiernego rozkładu temperatury w przekroju, obliczeniową nośność $N_{fi,t,Rd}$ elementu rozciąganego można wyznaczyć według wzoru:

$$N_{fi,t,Rd} = \sum_{i=1}^n A_i k_{y,\theta,i} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (36)$$

gdzie:

i – wskaźnik dolny odnoszący się do elementarnego pola przekroju ze stałą temperaturą,

A_i – elementarne pole przekroju z temperaturą θ_i ,

$k_{y,\theta,i}$ – współczynnik redukcyjny granicy plastyczności stali w temperaturze θ_i ,
 θ_i – temperatura w elementarnym polu A_i .

Zgodnie z normą EN 1993-1-3 [18] można z korzyścią dla bezpieczeństwa przyjąć, że obliczeniowa nośność przekroju $N_{fi,t,Rd}$ elementu rozciąganego o nierównomiernym rozkładzie temperatury stali θ_a , jest równa obliczeniowej nośności $N_{fi,\theta,Rd}$ elementu rozciąganego o równomiernej temperaturze, odpowiadającej najwyższej temperaturze $\theta_{i,max}$ osiągniętej w elementarnym polu „i” w czasie t trwania pożaru. Prowadzi to następującej zależności:

$$N_{fi,t,Rd} = A k_{y,\theta_{max}} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (37)$$

gdzie:

θ_{max} – maksymalna temperatura w przekroju w czasie t trwania pożaru,

$k_{y,\theta_{max}}$ – współczynnik redukcyjny granicy plastyczności odpowiadający temperaturze $\theta_{i,max}$.

Przedstawione wzory na nośność przekroju mają oczywiście bezpośrednie zastosowanie do przypadku ściskającej siły podłużnej i przekrojów klasy 1, 2 i 3. Należy wówczas $N_{fi,t,Rd}$ zastąpić przez $N_{fi,c,Rd}$, gdzie wskaźnik dolny „c” oznacza przypadek ściskania, w odróżnieniu od wskaźnika „t” odnoszącego się do rozciągania. Przypadek przekrojów klasy 4 jest ujęty oddzielnie, patrz 4.2.3.6(1) w PN-EN 1993-1-2 [18]. W przypadku elementu ściskanego o przekrojach klasy 4 weryfikację przeprowadza się w obszarze temperatury. Przyjmuje się przy tym, że warunki nośności (1) lub (2) są spełnione, jeżeli w czasie trwania pożaru t temperatura stali θ_a w żadnym z przekrojów nie przekracza wartości $\theta_{crit}=350^\circ\text{C}$.

W przypadku działania siły podłużnej stan naprężenia w przekroju jest jednorodny. Rozpatrywanie nośności przekroju przy rozciąganiu lub ściskaniu w przypadku nierównomiernej temperatury ma sens tylko wówczas, gdy punkt przyłożenia przekrojowej siły podłużnej pokrywa się z osią obojętną. W sytuacji pożarowej oznacza to, że położenie osi obojętnej w płaszczyźnie symetrii przekroju co najmniej monosymetrycznego jest takie, że spełniony jest następujący warunek:

$$\sum_{i=1}^{n_1} A_i k_{y,\theta,i} = \sum_{j=1}^{n_2} A_j k_{y,\theta,j} \quad (38)$$

gdzie:

A_i – elementarne pole rozpatrywane powyżej osi obojętnej,

A_j – elementarne pole rozpatrywane poniżej osi obojętnej,

W przypadku przekroju bisymetrycznego o jednakowej wartości granicy plastyczności stali f_y w przekroju oraz siły podłużnej $N_{fi,Ed}$, przyłożonej w geometrycznym środku ciężkości przekroju, bryła opisująca nierównomierny rozkład temperatury powinna być podwójnie symetryczna. W przeciwnym wypadku mechaniczny środek ciężkości przekroju poddanego nierównomiernemu rozkładowi temperatury nie pokrywa się z geometrycznym środkiem ciężkości, a przekrój jest rozciągany i zginany, lub ściskany i zginany. Nośność tak wyteżonego przekroju sprawdza się jak dla przypadku obciążenia złożonego.

- Siła poprzeczna

W przypadku elementów o przekroju klasy 1, 2 lub 3 nie wrażliwych na niestateczność miejscową pod wpływem naprężeń stycznych, obliczeniowa nośność przy ścinaniu $V_{fi,t,Rd}$ w czasie t trwania pożaru jest określona wzorem:

$$V_{fi,t,Rd} = A_v k_{y,\theta_{web}} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi} \sqrt{3}} = k_{y,\theta_{web}} V_{Rd} \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \quad (39)$$

gdzie:

V_{Rd} – obliczeniowa nośność przekroju brutto przy ścinaniu, równa $V_{pl,Rd}$ w normalnej temperaturze według EN 1993-1-1 [17].

θ_{web} – temperatura w środku przekroju,

$k_{y,\theta_{web}}$ – współczynnik redukcyjny granicy plastyczności stali w temperaturze stali θ_{web} .

Temperatura θ_{web} jest uśrednioną temperaturą w środku w przypadku nierównomiernego rozkładu temperatury lub temperaturą, jakiej poddany jest cały przekrój w przypadku równomiernego jej rozkładu.

Norma EN 1993-1-2 [18] nie mówi o nośności przekrojów narażonych na niestateczność miejscową przy ścinaniu. Można przyjmować postępowanie takie same jak w normalnej temperaturze, ale z uwzględnieniem współczynnika $\kappa=0.85$ ewolucji właściwości stali, jak w przypadku niestateczności pod wpływem naprężeń normalnych.

- Moment zginający

Równomierny rozkład temperatury.

Obliczeniowa nośność przy zginaniu $M_{fi,\theta,Rd}$ przekroju klasy 1, 2 lub 3 o równomiernej temperaturze θ_a jest określona wzorem:

$$M_{fi,\theta,Rd} = W k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}} = k_{y,\theta} M_{Rd} \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \quad (40)$$

gdzie:

W – wskaźnik zginania: W_{pl} dla przekroju klasy 1, 2 i W_{el} dla przekroju klasy 3,

M_{Rd} – nośność plastyczna przy zginaniu przekroju brutto w normalnej temperaturze, równa $M_{pl,Rd}$ dla przekroju klasy 1, 2 i $M_{el,Rd}$ dla przekroju klasy 3, a w razie konieczności z uwzględnieniem wpływu ścinania - nośności $M_{V,fi,t,Rd}$ ustalonej na analogicznej zasadzie jak $M_{V,Rd}$ w EN 1993-1-1 [17],

$k_{y,\theta}$ – współczynnik redukcyjny granicy plastyczności stali w temperaturze θ_a .

Przyjęty sposób ustalania nośności przekroju przy zginaniu nie dotyczy przekrojów klasy 4. Należy przyjąć analogiczną zasadę jak dla przekrojów poddanych w pożarze działaniu ściskającej siły podłużnej.

Proponowany sposób określenia nośności przekroju w sytuacji pożarowej można podsumować następująco:

1. W konstrukcjach złożonych z elementów o przekroju klasy 1 można dokonać oceny bezpieczeństwa pożarowego z uwzględnieniem plastycznej redystrybucji

momentów i tworzenia się przegubów plastycznych aż do chwili ujawnienia się mechanizmu ruchu plastycznego. Nośność konstrukcji statycznie wyznaczalnej o elementach klasy 1 jest taka sama jak konstrukcji o elementach klasy 2, ale w przypadku przekrojów klasy 1 zwiększa się wraz ze wzrostem stopnia statycznej niewyznaczalności układu.

2. W konstrukcjach złożonych z elementów o przekroju klasy 2, ocenę bezpieczeństwa pożarowego można dokonać na podstawie sprężystej dystrybucji momentów zginających i przy założeniu, że w żadnym przekroju nie będzie przekroczona nośność plastyczna $M_{pl,fi,t,Rd}$. Innymi słowami, ujawnienie się pierwszego przegubu plastycznego jest równoznaczne z osiągnięciem stanu granicznego konstrukcji w sytuacji pożarowej. Oznacza to, że w sytuacji pożarowej statycznie niewyznaczalnego układu prętowego o elementach klasy 2 nie dopuszcza się plastycznej redystrybucji momentów.
3. W konstrukcjach złożonych z elementów o przekroju klasy 3, ocenę bezpieczeństwa pożarowego można dokonać na podstawie sprężystej dystrybucji momentów zginających i przy założeniu, że w żadnym przekroju nie będzie przekroczona nośność sprężysta $M_{el,fi,t,Rd}$.
4. W konstrukcjach złożonych z elementów o przekroju klasy 4 przyjmuje się, że warunki stanu granicznego nośności są spełnione, jeżeli w czasie trwania pożaru t temperatura stali θ_a w żadnym z przekrojów nie przekracza wartości $\theta_{crit}=350^{\circ}\text{C}$.

Nierównomierny rozkład temperatury.

W przypadku przekroju klasy 1 lub 2 o nierównomiernym rozkładzie temperatury obliczeniową nośność przy zginaniu $M_{fi,t,Rd}$ w czasie t trwania pożaru można wyznaczać według wzoru:

$$M_{fi,t,Rd} = \sum_{i=1}^n A_i y_i k_{y,\theta,i} \frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi}} \quad (41)$$

gdzie:

y_i – rzędna mierzona od osi obojętnej w stanie plastycznym do środka ciężkości elementarnego pola przekroju A_i ,

$f_{y,i}$ – nominalna granica plastyczności f_y w elementarnym polu A_i , przyjmowana jako dodatnia po stronie ściskanej od osi obojętnej w stanie plastycznym i jako ujemna po stronie rozciąganej;

A_i i $k_{y,\theta,i}$ – jak zdefiniowano pod wzorem (36).

Położenie osi obojętnej w stanie plastycznym przekroju co najmniej monosymetrycznego i o symetrycznym rozkładzie temperatury względem płaszczyzny symetrii, można ustalać według wzoru (38). Należy zaznaczyć, że w przypadku, gdy oś obojętna znajduje się w obrębie jednego z elementarnych pól A_i to pole A_i powinno być podzielone na dwa mniejsze pola, jedno położone powyżej osi obojętnej, drugie zaś poniżej tej osi.

Norma EN 1993-1-2 [18] nie podaje żadnych zasad ścisłego obliczenia nośności przekroju klasy 3 w przypadku nierównomiernego rozkładu temperatury w przekroju elementu zginanego. Franssen i Zaharia [1] proponują obliczenie położenia osi obojętnej w stanie sprężystym przekroju ze wzoru:

$$\sum_{i=1}^n A_i (y_i - y) k_{E,\theta,i} = 0 \quad (42)$$

gdzie:

y_i – rzędna mierzona w stosunku do arbitralnie przyjętego położenia osi „z” do środka ciężkości elementarnego pola A_i ,

y – współrzędna określająca położenie osi obojętnej w stosunku do arbitralnie przyjętego położenia osi „z”,

$k_{E,\theta,i}$ – współczynnik redukcyjny modułu sprężystości podłużnej stali w temperaturze θ_i .

Wskaźnik sprężysty przekroju określić można jak następuje:

$$W_{el,\theta} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i z_i^2 k_{E,\theta,i}}{z_{i,max}} \quad (43)$$

gdzie:

z_i – odległość od osi obojętnej (równa bezwzględnej wartości rzędnej) w stanie sprężystym do środka ciężkości elementarnego pola A_i ,

$z_{i,max}$ – odległość dla najdalej położonego pola A_i .

W EN 1993-1-2 [18] podano uproszczone podejście do obliczania nośności przy zginaniu elementów o przekroju klasy 1 lub 2 i o nierównomiernym rozkładzie temperatury zarówno w przekroju jak i na długości. Przyjęto, że przekrój może być traktowany w ten sam sposób jak poddany równomiernemu rozkładowi temperatury θ_a , jego nośność zaś powinna być zredukowana w wyniku efektu gradientu temperatury. Podejście to przyjęto również w przypadku elementów o przekroju klasy 3, przy czym współczynnik redukcyjny granicy plastyczności rozpatruje się nie dla temperatury θ_a a jej wartości maksymalnej $\theta_{a,max}$. W tym ujęciu obliczeniową nośność przy zginaniu $M_{fi,t,Rd}$ w czasie t trwania pożaru można wyznaczyć według wzoru:

- klasa przekroju 1 i 2:

$$M_{fi,t,Rd} = \frac{M_{pl,fi,\theta,Rd}}{\kappa_1 \kappa_2} = \frac{W_{pl} k_{y,\theta}}{\kappa_1 \kappa_2} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}} \leq M_{pl,Rd} \quad (44a)$$

- klasa przekroju 3:

$$M_{fi,t,Rd} = \frac{M_{el,fi,\theta_{max},Rd}}{\kappa_1 \kappa_2} = \frac{W_{el} k_{y,\theta_{max}}}{\kappa_1 \kappa_2} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}} \leq M_{el,Rd} \quad (44b)$$

gdzie:

$M_{pl,fi,\theta,Rd}$ – obliczeniowa nośność plastyczna przekroju przy zginaniu z równomierną temperaturą θ_a w czasie t trwania pożaru, będącą równomierną temperaturą θ_a w przekroju, którego termiczne zachowanie się nie jest zakłócone przez warunki podparcia,

$M_{el,fi,\theta_{max},Rd}$ – obliczeniowa nośność sprężysta przekroju przy zginaniu z równomierną temperaturą θ_a , będącą najwyższą temperaturą $\theta_{a,max}$ osiągniętą w przekroju w czasie t trwania pożaru,

κ_1 – współczynnik przystosowania uwzględniający nierównomierny rozkład temperatury w przekroju,

κ_2 – współczynnik przystosowania uwzględniający nierównomierny rozkład temperatury na długości belki.

Współczynniki κ_1 zestawiono w tabl. 5, współczynniki κ_2 zaś w tabl. 6.

Tablica 5. Parametr κ_1 elementu o nierównomiernym rozkładzie temperatury w przekroju

Klasa przekroju	Współczynnik przystosowania κ_1 elementu		
	eksponowanego z 4 stron bez względu na osłonięcie	osłoniętego z 3 stron i stykającego się z płytą stropową zespoloną lub żelbetową po stronie czwartej	nieosłoniętego i eksponowanego z 3 stron, stykającego się z płytą stropową zespoloną lub żelbetową po stronie czwartej
1,2	1.00	0.85	0.70
3 ¹⁾	1.00	0.85	0.70
¹⁾ $\theta_{a,max}$ określone dla A/V przekroju eksponowanego z 4 stron.			

Tablica 6. Parametr κ_2 elementu o nierównomiernym rozkładzie temperatury na długości.

Klasa przekroju	Współczynnik przystosowania κ_2	
	na podporach elementów statycznie niewyznaczalnych ²⁾	w elementach statycznie wyznaczalnych i w przęsłach elementów statycznie niewyznaczalnych
1,2	0.85	1.00
3 ¹⁾	0.85	1.00
¹⁾ $\theta_{a,max}$ określone dla A/V przekroju eksponowanego z 4 stron.		
²⁾ Dotyczy również podpór belek wspornikowych i podpór przęseł sąsiadujących z przewieszeniem.		

Dyskusję ww. postanowień normy EN 1993-1-2 [18] przeprowadził Franssen i Zaharia [1]. W postanowieniach części 1-2 eurokodu 3 uwzględniono doświadczalnie stwierdzone zjawisko, że temperatura w przekroju belki utrzymującej strop żelbetowy, niezależnie od tego czy jest on zespolony z przekrojem belki stalowej czy też nie, jest mniejsza niż obliczona przy uwzględnieniu jedynie efektu osłonięcia przekroju belki stalowej od strony kontaktu z płytą stropową, gdy nie uwzględnia się „opóźnienia nagrzewania stali”. Efekt opóźnienia wynika z faktu, że ciepło przekazywane ze stykającego się z płytą pasa belki do płyty, opóźnia wzrost temperatury w fragmencie przekroju stalowego sąsiadującym z tym pasem. Ten korzystny efekt wzięto pod uwagę przez przyjęcie odpowiednio wykalibrowanej wartości współczynnika redukującego nośność przekroju belki stalowej κ_1 , mianowicie 0.70 dla przekrojów nieosłoniętych i 0.85 dla przekrojów osłoniętych, podlegających ekspozycji pożarowej z trzech stron, z czwartej strony zaś stykających się z płytą żelbetową, zespoloną lub nie.

W przekrojach podporowych belek statycznie niewyznaczalnych występuje wzmożony efekt odprowadzenia ciepła, który sprawia, że w realistycznym modelowaniu zachowania się belki w pożarze należałoby uwzględnić przypodporowy odcinek o odpowiednio dobranej długości, który nie jest narażony na pożar. Postanowienia EN 1993-1-2 [18] zmierzają do tego, że aby nie komplikować postępowania przy przyjęciu prostych modeli obliczeniowych. W tym celu wprowadzono współczynnik κ_2 równy 0,85 dla podpór belek statycznie niewyznaczalnych i 1,0 w pozostałych przypadkach. Należy tutaj wyraźnie podkreślić, że mniejsza od jedności wartość współczynnika κ_2 dotyczy również podpór belek wspornikowych i podpór przęseł przewieszonych, co zostało ujęte w odnośniku 2 w tabl. 4.

5.2. Złożone stany obciążenia

- Siła poprzeczna i moment zginający

W EN 1993-1-2 [18] nie podano szczegółowych zasad uwzględnienia wpływu siły ścinającej. W przypadku równomiernego rozkładu temperatury można postępować jak w cz. 1-1 eurokodu 3, przyjmując we wzorze (40) $M_{V,fi,t,Rd}$ w miejsce $M_{fi,t,Rd}$. Zredukowaną nośność obliczeniową przekroju $M_{V,fi,t,Rd}$ ustala się przy założeniu, że w polu czynnym przy ścinaniu występuje zredukowana ze względu na siłę poprzeczną w podwyższonej temperaturze granica plastyczności $f_{y,V\theta} = (1 - \rho_\theta) f_{y\theta}$, gdzie:

$$\rho_\theta = \left(\frac{2V_{fi,\theta,Ed}}{V_{fi,t,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (45)$$

We wszystkich przypadkach, gdy siła poprzeczna ma wpływ na stan wyężenia elementu w pożarze, tzn. gdy nośność przekroju nie ulega redukcji wskutek wyboczenia przy ścinaniu, a siła poprzeczna przekracza 50 % nośności plastycznej przekroju przy ścinaniu, tzn.:

$$\frac{V_{fi,\theta,Ed}}{V_{fi,t,Rd}} > \frac{1}{2} \quad (46)$$

należy uwzględnić interakcję siły poprzecznej i momentu zginającego.

W przypadku nierównomiernego rozkładu temperatury wpływ siły poprzecznej można uwzględniać zgodnie z zasadami, jakie podano dla przypadku równomiernego rozkładu temperatury, przez przyjęcie w przekroju czynnym przy ścinaniu zredukowanej współczynnikiem $(1 - \rho_\theta)$ wartości granicy plastyczności, gdzie ρ_θ według (45).

- Siła podłużna i momenty zginające

W EN 1993-1-2 [18] nie odniesiono się do zagadnień interakcji siły podłużnej i momentów zginających w warunkach obciążenia złożonego. W tej sytuacji projektant musi poradzić sobie samodzielnie, zdany na własną intuicję i zalecenia podane w EN 1993-1-1 [17], a odnoszące się do normalnej temperatury. Najbardziej logicznym postępowaniem jest stosowanie wzorów interakcyjnych stosowanych w normalnej temperaturze eksploatacji,

przy czym w miejsce siły podłużnej i momentów zginających w normalnej temperaturze podstawia się wartości wyznaczone w sytuacji pożarowej, nośności przekroju zaś zgodnie z zasadami, jakie przyjęto w prostych stanach obciążenia dla sytuacji pożarowej. Takie uproszczone postępowanie nie budzi zastrzeżeń w przypadku siły podłużnej rozciągającej i momentów zginających, a także siły ściskającej i momentów zginających w przekrojach klasy 1, 2 i 3, klasyfikowanych ze względu na osiowe ściskanie. W przypadku przekrojów klasy 4 przy osiowym ściskaniu należy przyjmować zasadę sprawdzania nie w konwencji sił przekrojowych, a w konwencji temperatury, jak w prostych stanach obciążenia elementów wrażliwych na niestateczność miejscową ścianek.

- Siła podłużna, siły poprzeczne i momenty zginający

Podobnie jak w przypadku siły podłużnej i momentów zginających, norma EN 1993-1-2 [18] nie podaje żadnych szczegółowych zaleceń. W praktyce można stosować podobne podejście jak w przypadku obciążenia złożonego w postaci siły podłużnej i momentów zginających, przy czym nośności przekroju przy zginaniu należy obliczać z uwzględnieniem wpływu siły poprzecznej, wyznaczonych oddzielnie dla obu kierunków zginania.

6. Stateczność ogólna elementów w prostych stanach obciążenia

Ujęte w PN-EN 1993-1-2 [18] procedury określania stateczności elementów $R_{fi,d,t}$ w warunkach pożaru różnią się w niektórych aspektach od procedur wykorzystywanych do obliczania nośności elementów R_d w normalnej temperaturze. Dotyczą one m.in.:

1. Obliczania długości wyboczeniowych słupów i belek w warunkach pożaru.
2. Przyjmowania wielokrotnych krzywych niestateczności.

Zagadnienie stateczności ogólnej elementów konstrukcji stalowych w pożarze było przedmiotem badań naukowych autora i współautorów na etapie tworzenia norm projektowania [2-6], [8-9], [11]. Rozważania dotyczyły przeglądu stosowanych podejść do oceny bezpieczeństwa pożarowego elementów narażonych na niestateczność ogólną i nowych propozycji, które wykorzystywały dwuliniowy model stali z umocnieniem, redukcję właściwości wytrzymałościowych i odkształceniowych stali wraz ze wzrostem temperatury, a także zmianę charakteru przebiegu charakterystyki σ - ϵ materiału. Podejście uwzględniające zmianę kształtu charakterystyki stali w podwyższonej temperaturze, w szczególności efekt umocnienia stali, pozwala na:

1. konsekwentne stosowanie podejścia do projektowania z uwzględnieniem wielokrotnych krzywych niestateczności ogólnej zarówno w normalnej temperaturze jak również w temperaturach pożarowych,
2. „ciągłe” przejście między sformułowaniem krzywych niestateczności w normalnej i podwyższonej temperaturze, przez odpowiednie wykalibrowanie modułu umocnienia stali jako funkcji temperatury.

W podejściu ujętym ostatecznie w PN-EN 1993-1-2 [18] przyjęto pojedynczą krzywą niestateczności ogólnej, opisaną taką samą zależnością, jaka obowiązuje dla krzywych wyboczeniowych w normalnej temperaturze, ale z odpowiednio dobranym zastępczym parametrem imperfekcji. Wykalibrowana wartość parametru imperfekcji jest następująca:

$$\alpha = \alpha_0 \epsilon \quad (47)$$

gdzie:

$\alpha_0=0.65$ – bazowa wartość parametru imperfekcji,

ε – patrz wzór (24).

Parametr imperfekcji α_0 został wyspecyfikowany na podstawie analizy statystycznej wyników badań nośności w pożarze elementów o przekroju dwuteowym. W normalnej temperaturze, dla prętów o przekroju dwuteowym ze stali o granicy plastyczności mniejszej lub równej 420 MPa, które ulegają wyboczeniu giętnemu w płaszczyźnie mniejszego oporu przekroju, przyjęto w normie PN-EN 1993-1-1 [17] następujące krzywe wyboczeniowe: „b”, dla której $\alpha=0.34$ lub „c”, dla której $\alpha=0.49$, zależnie od proporcji wymiarów przekroju h/b i przy założeniu, że grubość pasa jest mniejsza lub co najwyżej równa 100 mm. W przypadku stali o granicy plastyczności powyżej 420 MPa, nośność elementów ściskanych określa się na podstawie „podwyższonych” krzywych wyboczeniowych, odpowiednio „a₀”, dla której $\alpha=0.13$ lub „a”, dla której $\alpha=0.21$.

Parametr ε we wzorze (47) umożliwia uwzględnienie wpływu efektu podwyższonej granicy plastyczności stali na stateczność elementów stalowych. Dla stali o granicy plastyczności 460 MPa wynosi 0.715 i jest „parametrem przejścia” z krzywej niestateczności „c” na „b”, a także przybliżoną wartością przy przejściu z krzywych „b” na „a” oraz z „a” na „a₀”.

Przegląd kryteriów projektowania według cz. 2-1 eurokodu 3 zamieszczono w [7].

6.1. Wyboczenie

Projektowanie elementów ściskanych w pożarze związane jest z obliczeniem nośności $N_{b,fi,t,Rd}$ odnoszącej się do przypadku równomiernego rozkładu temperatury w przekroju i na długości elementu. Kryterium projektowe elementów ściskanych, zapisane w konwencji tzw. wskaźnika wykorzystania nośności, ma postać:

$$\frac{N_{fi,Ed}}{N_{b,fi,t,Rd}} \leq 1 \quad (48)$$

gdzie:

$N_{fi,Ed}$ – siła podłużna ściskająca (efekt obciążenia) w sytuacji pożarowej,

$N_{b,fi,t,Rd}$ – nośność elementu przy wyboczeniu w warunkach pożaru.

Algorytm określenia nośności przy wyboczeniu giętym elementu ściskanego o przekroju klasy 1,2 lub 3 jest następujący:

1. Obliczenie smukłości względnej przy wyboczeniu z uwzględnieniem nie tylko zależnych od temperatury właściwości wytrzymałościowych i odkształceniowych stali, ale także z uwzględnieniem długości wyboczeniowej $L_{fi,cr}$ w pożarze, w odróżnieniu od L_{cr} w normalnej temperaturze:

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{\frac{N_{fi,\theta,c,Rd}}{N_{fi,cr}}} = \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} \frac{L_{fi,cr}}{i} \frac{1}{\pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}} = 94 \frac{\varepsilon}{\kappa} \frac{L_{fi,cr}}{i} \quad (49)$$

gdzie:

ε – patrz wzór (24),

κ – patrz wzór (26),

i – promień bezwładności przekroju w płaszczyźnie miarodajnej do sprawdzenia wyboczenia.

2. Obliczenie parametru imperfekcji jako funkcji granicy plastyczności stali według wzoru (47).

3. Obliczenie parametru φ_θ :

$$\varphi_\theta = \frac{1}{2} \left[1 + \bar{\lambda}_\theta (\alpha + \bar{\lambda}_\theta) \right] \quad (50)$$

4. Obliczenie współczynnika wyboczenia χ_{fi} :

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_\theta + \sqrt{\varphi_\theta^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}} \quad (51)$$

5. Obliczenie nośności elementu przy jego wyboczeniu w pożarze:

$$N_{b,fi,\theta,Rd} = \chi_{fi} \frac{N_{pl,fi,Rd}}{\gamma_{M,fi}} = \chi_{fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (52)$$

Ponieważ smukłość względna elementu ściskanego w warunkach pożaru zależy od temperatury, temperaturę krytyczną, odpowiadającą danemu poziomowi efektu oddziaływania $N_{fi,Ed}$, wyznacza się na drodze iteracyjnej. Jeżeli wyboczenie jest możliwe w dwóch płaszczyznach, pierwszy krok obliczeniowy powtarza się dwukrotnie w celu wyznaczenia smukłości miarodajnej do sprawdzenia elementu na wyboczenie. Następnie powtarza się kroki obliczeniowe 1-4 dla płaszczyzny wyboczenia, która charakteryzuje się największą smukłością elementu. Proces iteracyjny jest szybko zbieżny i drugie przybliżenie jest na ogół wystarczające do osiągnięcia zbieżności. Zbieżność procesu iteracyjnego zależy od przyjęcia startowej wartości smukłości względnej. Przyjmując uśrednioną wartość $\kappa=0.85$, jak w przypadku niestateczności miejscowej w pożarze, startową wartość smukłości można przyjmować jak następuje:

$$\bar{\lambda}_\theta = \frac{1}{0.85} 94 \varepsilon \frac{L_{fi,cr}}{i} \approx 110 \varepsilon \frac{L_{fi,cr}}{i}, \quad (53)$$

która odpowiada startowej temperaturze krytycznej $\theta_{crit,ini} \approx 585^\circ\text{C}$. Przeprowadzając obliczenia w krokach 2-4 otrzymuje się współczynnik wyboczeniowy χ_{fi} odpowiadający nośności $N_{b,fi,\theta,Rd}$, a następnie z równości $N_{fi,Ed} = N_{b,fi,\theta,Rd}$ oblicza się współczynnik redukcyjny $k_{y,\theta}$ jak niżej:

$$k_{y,\theta} = \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{fi} A (f_y / \gamma_{fi})} \quad (54)$$

i odpowiadającą jemu nową wartość θ . Po przyjęciu nowej wartości θ powtarza się kroki 1-4, obliczając za każdym razem nową wartość współczynnika redukcyjnego $k_{y,\theta}$ ze wzoru (54) i temperaturę θ . Iteracje powtarza się aż do chwili uzyskania tej samej wartości

współczynnika $k_{y,0}$ w dwóch kolejnych iteracjach, co jest równoznaczne z tym, że temperatura θ wyznaczona w ostatniej iteracji jest temperaturą krytyczną θ_{cr} .

W przypadku temperatury o rozkładzie nierównomiernym w przekroju elementu, obliczenia nośności przy wyboczeniu w warunkach pożarowych można przeprowadzić według tej samej procedury jak dla temperatury o rozkładzie równomiernym, ale po przyjęciu największej temperatury stali θ_{max} . Ten sposób postępowania jest dopuszczalny, gdy:

1. kontur rozkładu temperatury w przekroju jest symetryczny względem płaszczyzn głównych przekroju,
2. kontur rozkładu temperatury w przekroju nie jest symetryczny względem płaszczyzn głównych przekroju, a towarzyszący mu gradient temperatury wywołuje efekt zginania II rzędu.

W przypadku pierwszym można stosować prosty model obliczeniowy i krzywą temperatura-czas pożaru standardowego, bez względu na to, czy pożar rzeczywisty jest odtworzony krzywą temperatura-czas pożaru standardowego, czy też inną krzywą odpisującą scenariusz pożaru rzeczywistego. W drugim przypadku, prosty model obliczeniowy można stosować tylko wówczas, gdy rzeczywista ekspozycja pożarowa jest reprezentowana przez przyjęcie nominalnej ekspozycji pożarowej. W przypadku stosowania wyrafinowanych scenariuszy pożaru rzeczywistego, ten sam stopień aproksymacji powinien dotyczyć zarówno analizy termicznej jak i mechanicznej, a więc analiza powinna być prowadzona w ramach modeli zaawansowanych, z uwzględnieniem odkształceń termicznych II rzędu wynikających z efektu gradientu temperatury w przekroju.

Na zakończenie należy zaznaczyć, że w sytuacji pożarowej długości wyboczeniowe słupów przyjmuje się odmiennie niż w normalnej temperaturze. W normalnej temperaturze przyjmuje się:

1. długości wyboczeniowe obliczone z globalnej analizy stateczności, w przypadku analizy I rzędu,
2. długości wyboczeniowe równe długościom teoretycznym (systemowym) w przypadku analizy II rzędu.

W sytuacji oddziaływań pożarowych, które są zlokalizowane w pomieszczeniu wydzielonym ogniowo (strefie pożarowej), słupy znajdujące się tym pomieszczeniu ulegają wraz ze wzrostem temperatury znacznej redukcji sztywności, podczas gdy węzły ograniczające i dołączone w tych węzłach elementy sąsiadujących pomieszczeń, mają sztywność praktycznie niezmienną. Norma PN-EN 1993-1-2 [18] zezwala na przyjmowanie prostych modeli obliczeniowych w przypadku układów nośnych stężonych:

1. dla słupa kondygnacji pośredniej oraz słupa dolnej kondygnacji sztywno zamocowanego w fundamencie (podstawy uźebrowane): $L_{fi}=0.5L$ jak dla pręta konstrukcji nieprzechyłowej, sztywno zamocowanego na końcach,
2. dla słupa ostatniej kondygnacji oraz słupa dolnej kondygnacji przegubowo zamocowanego w fundamencie (podstawy nieuźebrowane): $L_{fi}=0.7L$ jak dla pręta konstrukcji nieprzechyłowej, sztywno zamocowanego na jednym końcu i przegubowo na drugim.

Sposób przyjmowania długości wyboczeniowych w pożarze słupów niestężonych układów nośnych nie jest omówiony w PN-EN 1993-1-2 [18]. Choć nie ma w normie jawnego zapisu, należy sądzić, że ocena bezpieczeństwa pożarowego ram przechyłowych powinna być prowadzona z wykorzystaniem zaawansowanych modeli obliczeniowych (analiza II

rzędu, z uwzględnieniem termicznych efektów odkształcenia), a nie na podstawie prostych modeli obliczeniowych.

6.2. Zwichrzenie

Projektowanie elementów zginanych w pożarze związane jest z obliczeniem nośności $M_{b,fi,t,Rd}$ odnoszącej się do przypadku równomiernego rozkładu temperatury w przekroju i na długości elementu lub jego fragmentu między usztywnieniami bocznymi. Kryterium projektowe elementów zginanych, zapisane w konwencji tzw. wskaźnika wykorzystania nośności, ma postać:

$$\frac{M_{fi,Ed,max}}{M_{b,fi,t,Rd}} \leq 1 \quad (55)$$

gdzie:

$M_{fi,Ed,max}$ – maksymalna wartość momentu zginającego (efektu obciążenia) na odcinku między podporami lub usztywnieniami poprzecznymi w sytuacji pożarowej,

$M_{b,fi,t,Rd}$ – nośność przy zwichrzeniu elementu lub jego fragmentu rozpatrywana w warunkach pożaru na odcinku między usztywnieniami bocznymi.

Algorytm określenia nośności przy zwichrzeniu elementu zginanego o przekroju klasy 1,2 lub 3 jest następujący:

1. Obliczenie smukłości względnej przy zwichrzeniu z uwzględnieniem nie tylko zależnych od temperatury właściwości wytrzymałościowych i odkształceniowych stali, ale również warunków brzegowych występujących w pożarze:

$$\bar{\lambda}_{LT,\theta} = \sqrt{\frac{M_{fi,\theta,Rd}}{M_{fi,cr}}} = \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr,res}}} = \frac{1}{\kappa} \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr,res}}} \quad (56)$$

gdzie:

$M_{fi,\theta,Rd}$ – nośność przekroju przy zginaniu w warunkach pożarowych,

W_y – zależny od klasy przekroju wskaźnik wytrzymałości: $W_{pl,y}$ dla przekroju klasy 1 lub 2, $W_{el,y}$ dla przekroju klasy 3,

$M_{cr,res}$ – moment krytyczny zależny od cech odkształceniowych stali w normalnej temperaturze, ale dla warunków brzegowych jak w sytuacji pożarowej,

κ – patrz wzór (26),

2. Obliczenie parametru imperfekcji jako funkcji granicy plastyczności stali według wzoru (47), jak dla krzywej wyboczeniowej elementu ściskanego w warunkach pożarowych.

3. Obliczenie parametru $\phi_{LT,\theta}$:

$$\phi_{LT,\theta} = \frac{1}{2} \left[1 + \bar{\lambda}_{LT,\theta} (\alpha + \bar{\lambda}_{LT,\theta}) \right] \quad (57)$$

4. Obliczenie współczynnika zwichrzenia $\chi_{LT,fi}$:

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\phi_{LT,\theta} + \sqrt{\phi_{LT,\theta}^2 - \bar{\lambda}_{LT,\theta}^2}} \quad (58)$$

5. Obliczenie nośności elementu przy jego zwichrzeniu w pożarze:

$$M_{b,fi,\theta,Rd} = \chi_{LT,fi} \frac{M_{fi,Rd}}{\gamma_{M,fi}} = \chi_{fi} W_y k_{y,\theta,com} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (59)$$

gdzie:

$k_{y,\theta,com}$ – współczynnik redukcyjny granicy plastyczności w podwyższonej temperaturze wyznaczony dla największej temperatury występującej w ściskanej strefie przekroju zginanego i osiąganego w czasie t trwania pożaru.

Ponieważ smukłość względna elementu zginanego w warunkach pożaru zależy od temperatury, temperaturę krytyczną, odpowiadającą danemu poziomowi efektu oddziaływania $M_{fi,Ed}$, wyznacza się na drodze iteracyjnej. Algorytm postępowania jest analogiczny jak w przypadku wyboczenia i nie będzie w tym miejscu powtarzany (patrz podrozdział 6.1).

W przypadku temperatury o rozkładzie nierównomiernym w przekroju elementu, obliczenia nośności przy zwichrzeniu w warunkach pożarowych można przeprowadzić według tej samej procedury jak dla temperatury o rozkładzie równomiernym, ale po przyjęciu największej temperatury stali $\theta_{max,com}$.

7. Nośność elementów zagrożonych niestatecznością ogólną w złożonych stanach obciążenia

Przy jednoczesnym zginaniu i ściskaniu, obliczeniową nośność elementu ze względu na niestateczność ogólną $R_{fi,t,d}$ w czasie t trwania pożaru weryfikuje się spełniając następujące warunki:

- (60a) i (60b) w przypadku elementów o przekroju klasy 1 lub 2

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y M_{y,fi,Ed}}{W_{pl,y} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \quad (60a)$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT} M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} W_{pl,y} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \quad (60b)$$

lub warunki (61a) i (61b) w przypadku elementów o przekroju klasy 3

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y M_{y,fi,Ed}}{W_{el,y} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \quad (61a)$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT} M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} W_{el,y} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \quad (61b)$$

gdzie:

$\chi_{min,fi}$ – mniejsza z wartości współczynników wyboczeniowych $\chi_{y,fi}$ i $\chi_{z,fi}$ określonych przy wyboczeniu w płaszczyźnie odpowiednio mniejszej i większej bezwładności przekroju według wzoru (51),

$\chi_{LT,fi}$ – współczynnik zwichrzenia według wzoru (58),

$W_{pl,y}$, $W_{pl,z}$ – wskaźniki plastyczne przekroju przy zginaniu w płaszczyźnie odpowiednio mniejszej i większej bezwładności przekroju,

$W_{el,y}$, $W_{el,z}$ – wskaźniki sprężyste przekroju przy zginaniu w płaszczyźnie odpowiednio mniejszej i większej bezwładności przekroju,

k_y , k_z – współczynniki uwzględniające wpływ siły ściskającej na zginanie przy wyboczeniu w płaszczyźnie odpowiednio mniejszej i większej bezwładności przekroju,

k_{LT} – współczynnik uwzględniający wpływ siły ściskającej na zginanie przy zwichrzeniu,

μ_y , μ_z – współczynniki uwzględniające wpływ kształtu wykresu momentu zginającego na nośność przy wyboczeniu w płaszczyźnie odpowiednio mniejszej i większej bezwładności przekroju,

μ_{LT} – współczynnik uwzględniający wpływ kształtu wykresu momentu zginającego na nośność przy zwichrzeniu.

Współczynniki uwzględniające wpływ siły ściskającej na zginanie przy wyboczeniu wyznacza się według następujących wzorów:

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 3 \quad (62a)$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 3 \quad (62b)$$

Współczynnik uwzględniający wpływ siły ściskającej na zginanie przy zwichrzeniu ma postać:

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \quad (63)$$

Współczynniki uwzględniające wpływ kształtu wykresu momentu zginającego na nośność przy wyboczeniu oblicza się jak następuje:

$$\mu_y = (2\beta_{M,y} - 5) \bar{\lambda}_{y,\theta} + 0,44\beta_{M,y} - 0,29 \leq 0,8 \quad (64a)$$

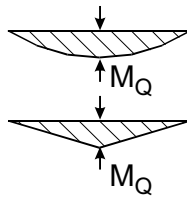
$$\mu_z = (2\beta_{M,z} - 5)\bar{\lambda}_{z,0} + 0,44\beta_{M,z} - 0,29 \leq 0,8 \quad (64b)$$

Współczynnik uwzględniający wpływ kształtu wykresu momentu zginającego na nośność przy zwirzeniu ustala się następująco:

$$\mu_{LT} = 0,15\bar{\lambda}_{z,0}\beta_{M,LT} - 0,15 \leq 0,9 \quad (65)$$



Rys. 5. Momenty podporowe lub krawędziowe w miejscach usztywnień



Rys. 6. Obciążenie międzywęzłowe przy zerowej wartości momentów podporowych

Współczynniki β_M ($\beta_{M,y}$, $\beta_{M,z}$, $\beta_{M,LT}$) ustala się w zależności od rodzaju obciążenia (kształtu wykresu momentu zginającego):

1. momenty podporowe lub krawędziowe w miejscach usztywnień (rys. 5):

$$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi \quad (66)$$

gdzie:

ψ – współczynnik opisujący gradient wykresu momentu zginającego,

2. obciążenie międzywęzłowe przy zerowej wartości momentów podporowych (rys. 6):

- siła skupiona w połowie rozpiętości przęsła: $\beta_{M,Q}=1,4$,
- obciążenie równomiernie rozłożone: $\beta_{M,Q}=1,3$,

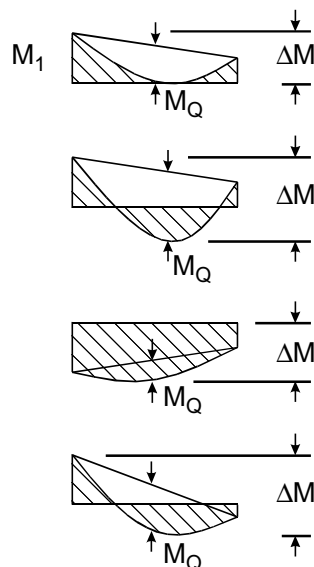
3. momenty podporowe i obciążenie międzywęzłowe (rys. 7):

$$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi}) \quad (67)$$

gdzie:

M_Q – moment przęsłowy netto według rys.7,

ΔM – moment o maksymalnej wartości bezwzględnej (rys. 7): $\Delta M = |\max.M|$ lub $\Delta M = |\min.M|$, gdy wykres momentu nie zmienia znaku i $\Delta M = |\max.M| + |\min.M|$, gdy wykres momentu zmienia znak.



Rys. 7. Momenty podporowe i obciążenie międzywęzłowe

Przy jednoczesnym zginaniu i rozciąganiu utrata ogólnej stateczności elementu w pożarze może nastąpić w wyniku zwichrzenia. Wrażliwość elementu mimośrodowo rozciąganego na niestateczność ogólną zależy, oprócz parametrów geometrycznych i warunków brzegowych w pożarze, od proporcji siły rozciągającej i momentu zginającego. Możliwość zwichrzenia występuje jedynie przy małej wartości siły rozciągającej, gdy można przyjmować, że siła podłużna nie ma wpływu na nośność przekroju przy zginaniu. W praktyce zaleca się, aby sprawdzenie na zwichrzenie elementów mimośrodowo rozciąganych dokonywać niezależnie od sprawdzenia warunków stanu granicznego przekroju najbardziej wyężonego. Przy większej wartości siły rozciągającej jest ona czynnikiem na tyle stabilizującym, że sprawdzanie zwichrzenia nie jest konieczne.

Elementy wrażliwe na niestateczność miejscową nie wymagają, zgodnie z PN-EN 1993-1-2 [18], szczegółowego sprawdzenia warunków stanu granicznego w pożarze o ile temperatura krytyczna nie przekracza wartości 350°C. Założenia do dokładniejszej analizy pożarowej i oceny bezpieczeństwa pożarowego elementów o przekroju klasy 4 podano w Załączniku E do PN-EN 1993-1-2 [18].

8. Uwagi dotyczące projektowania w dziedzinie temperatury

Norma PN-EN 1993-1-2 [18] podaje praktyczny sposób obliczania temperatury krytycznej z wykorzystaniem wskaźnika wykorzystania nośności μ_0 zdefiniowanego jak niżej:

$$\mu_0 = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}} \quad (68)$$

gdzie:

$R_{fi,d,0}$ – wartość $R_{fi,d,t}$ w czasie $t = 0$,

$E_{fi,d}$, $R_{fi,d,t}$ – jak zdefiniowano dla różnych przypadków wyężenia elementów stalowych w pożarze w rozdziałach 6 i 7.

Tablica 7. Temperatura krytyczna w zależności od wskaźnika wykorzystania nośności

μ_0	$\theta_{a,cr}$	μ_0	$\theta_{a,cr}$
0,22	711	0,52	578
0,24	698	0,54	572
0,26	685	0,56	566
0,28	674	0,58	560
0,30	664	0,60	554
0,32	654	0,62	549
0,34	645	0,64	543
0,36	636	0,66	537
0,38	628	0,68	531
0,40	620	0,70	526
0,42	612	0,72	520
0,44	605	0,74	514
0,46	598	0,76	508
0,48	591	0,78	502
0,50	585	0,80	496

Alternatywnie, w przypadku elementów rozciąganych, a także elementów ściskanych, zginanych oraz zginanych i obciążonych siłą podłużną, które nie są potencjalnie narażone na utratę ogólnej stateczności, wskaźnik μ_0 można w sposób bezpieczny oszacować według wzoru:

$$\mu_0 = \eta_{fi} \frac{\gamma_{M,fi}}{\gamma_{M0}} \quad (69)$$

gdzie:

η_{fi} – jak we wzorze (17).

Z wyjątkiem przypadków, gdy należy uwzględniać zjawiska niestateczności, temperaturę krytyczną $\theta_{a,cr}$ w czasie t trwania pożaru elementu o równomiernym rozkładzie temperatury i wykonanego ze stali węglowej, można - dla określonego wskaźnika wykorzystania nośności μ_0 w czasie $t = 0$ - wyznaczać według wzoru:

$$\theta_{a,cr} = 482 + 39.29 \cdot \ln \left[\frac{1}{0,9674 \mu_0^{3,833}} - 1 \right] \quad (70)$$

Przykładowe wartości $\theta_{a,cr}$ określone dla μ_0 z przedziału od 0,22 do 0,80 podano w tabl.7. Zależność (64) stosowana jest w prostych modelach obliczeniowych i dla standardowej ekspozycji pożarowej. Została wyprowadzona przy założeniu, że redukcja obliczeniowej nośności elementu w pożarze jest w przybliżeniu proporcjonalna do redukcji efektywnej granicy plastyczności następującej wraz ze wzrostem temperatury, tzn.:

$$\mu_0 = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}} \approx \frac{f_{y,\theta}}{f_y} = k_{y,\theta} \quad (71)$$

W omawianym przypadku obliczenia w dziedzinie temperatury i w dziedzinie oddziaływań, a ściślej mówiąc efektów oddziaływań, będą sobie bliskie. Zamiast stosowania zależności (71) można posługiwać się kolumnami pierwszą i drugą tabl. 2 do określenia relacji między temperaturą krytyczną i wskaźnikiem wykorzystania nośności elementu w pożarze.

W sytuacjach pożarowych konstrukcji wrażliwych na ogólną niestateczność nie zachodzi proporcjonalność $R_{fi,d,t}$ i $f_{y,0}$, gdyż nie tylko ewolucja właściwości wytrzymałościowych odgrywa istotne znaczenie, ale i ewolucja właściwości odkształceniowych stali ma duże znaczenie przy ocenie bezpieczeństwa pożarowego, tym większe im ściskane elementy konstrukcji mają większą smukłość prętową. Należy zaznaczyć, że moduł sprężystości ulega szybszej redukcji niż efektywna granica plastyczności stali, a więc przyjęcie dla elementów wrażliwych na niestateczność ogólną takiego samego postępowania jak do elementów ulegających zniszczeniu w wyniku uformowania się plastycznego mechanizmu ruchu, byłoby postępowaniem na niekorzyść bezpieczeństwa. Przy projektowaniu elementów ulegających zniszczeniu w wyniku różnych form niestateczności nie można stosować weryfikacji w dziedzinie temperatury i należy dokonać weryfikacji w dziedzinie oddziaływań lub ich efektów.

Inną z sytuacji projektowych, w których nie można stosować zależności (71) do bezpośredniego wyznaczenia temperatury krytycznej, jest nośność elementów w złożonych stanach obciążenia, np. przy zginaniu elementów statycznie niewyznaczalnych nad podporami wewnętrznymi, gdzie występuje efekt interakcji siły poprzecznej i momentu zginającego. Norma PN-EN 1993-1-2 [18] podaje (patrz uwaga pod tabl. 4.1 w tej normie), że w tych bardziej złożonych przypadkach załączniki krajowe mogą podawać wartości progowe temperatury krytycznej w różnych sytuacjach projektowych. Jeżeli projektant dysponuje takimi normowymi wymaganiami, nie potrzebuje dokonywać żadnej analizy konstrukcji w sytuacji pożarowej, jeżeli tylko zadba o to, aby zastosować wystarczającą ilość izolacji ogniochronnej w celu ograniczenia wzrostu temperatury w czasie, który odpowiada klasie odporności ogniowej elementu, poniżej wyspecyfikowanej dla tego elementu progowej wartości temperatury krytycznej. Jest to postępowanie dobrze znane konstruktorom z dotychczasowej praktyki projektowania.

Załącznik krajowy do PN-EN 1993-1-2 [18] nie przewiduje wartości progowych temperatury krytycznej dla elementów ściskanych, zginanych lub ściskanych i zginanych o przekroju klasy 1, 2 i 3.

9. Podsumowanie i uwagi końcowe

Przedstawiono zagadnienia projektowania konstrukcji stalowych w pożarze według pakietu eurokodów dotyczących podstaw projektowania PN-EN 1990 [15], oddziaływań pożarowych PN-EN 1991-1-2 [16] i ogólnych reguł projektowania w warunkach pożaru PN-EN 1993-1-2 [18]. Choć wprowadzone przez stalowe eurokody pożarowe ogólne zasady projektowania w podwyższonej temperaturze nie odbiegają od reguł znanych projektantom z monografii np. Kosiorka i in. [12] oraz Skowrońskiego [21], to w wielu szczegółowych zaleceniach występują istotnie różnice. Uwaga powyższa dotyczy również postanowień eurokodów i podstawowych norm krajowych, takich jak PN-B-02852 [13] i PN-B-03200 [14]. Z uwagi na zagadnienia nowo wprowadzone do stalowych eurokodów pożarowych i inną terminologię, w pracy starano się przedstawić zagadnienia bezpieczeństwa pożarowego w miarę możliwości kompleksowo w odniesieniu do projektowania prętowych konstrukcji stalowych, wykonanych z kształtowników walcowanych.

Kształtowniki walcowane są na ogół elementami o przekroju klasy 1, 2 lub 3 i jedynie w sporadycznych przypadkach mają klasę 4 przekroju. W tych sporadycznych przypadkach, zaleca się stosowanie prostego kryterium bezpieczeństwa, polegającego na ograniczeniu temperatury stali do progowej wartości temperatury krytycznej 350°C. Nie omówiono natomiast bardziej rafinowanych sposobów oceny bezpieczeństwa, jakie ujęto w Załączniku E do PN-EN 1993-1-2 [18].

W pracy nie omówiono także zagadnień bezpieczeństwa pożarowego spawanych i śrubowych węzłów w połączeniach prętowych elementów konstrukcji stalowych (patrz Załącznik D do PN-EN 1993-1-2 [18]).

Nie koncentrowano się również na szczegółowym wyjaśnieniu bardziej zaawansowanych zagadnień przepływu ciepła i analizy termicznej (Załącznik B do PN-EN 1993-1-2 [18]). Ograniczono się do prostych modeli obliczeniowych, polegających na opracowaniu danych tabelarycznych do projektowania i oceny stanu granicznego nośności $R_{fi,t,d}$ w warunkach pożaru, rozpatrywanego w dziedzinach temperatury lub oddziaływań, a także dokonano szczegółowej dyskusji kryteriów nośności (stateczności ogólnej) w prostych i złożonych stanach obciążenia. Omówiono sposób podejścia do klasyfikacji przekroju i kryteria nośności uzależnione od klasy przekroju w elementach ściskanych i/lub zginanych klasy 1, 2 i 3.

Zwrócono uwagę na inny sposób podejścia do uwzględnienia podwyższonej temperatury w zagadnieniach stateczności ogólnej i miejscowej. Podkreślono fakt, że występują istotne różnice jakościowe w przebiegu funkcji opisujących ewolucję granicy plastyczności i modułu Younga w podwyższonej temperaturze. Według PN-B-03200 [14] szybciej następuje redukcja granicy plastyczności wraz ze wzrostem temperatury, wolniej zaś redukcja modułu Younga. Według PN-EN 1993-1-2 [18] sytuacja jest odwrotna, co ma daleko idące konsekwencje przy ocenie zjawisk niestateczności konstrukcji stalowych w pożarze. Wynikiem takiej sytuacji jest to, że modele statecznościowe w obu normach wykorzystują zupełnie inne założenia wyjściowe.

Piśmiennictwo

- [1] Franssen J-M., Zaharia R.: Design of Steel Structures subjected to Fire. Background and Design Guide to Eurocode 3. "Les Editions de l'Universite de Liege", Liege-Belgique 2005.
- [2] Giżejowski M.: Probabilistyczny model wyboczenia słupów stalowych w podwyższonej temperaturze. Materiały XXXI Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Konstrukcje Metalowe, t. III. Krynica 1985, str. 49÷54.
- [3] Giżejowski M.: In-plane stability of imperfect frames at elevated temperatures. Proceedings of the 2nd Regional Colloquium on Stability of Steel Structures. Tichany-Hungary 1986, str. 393÷400.
- [4] Giżejowski M.: Dokładniejszy model zachowania się stali w podwyższonych temperaturach. „Inżynieria i Budownictwo” Nr 2/1987, str. 55÷59.
- [5] Giżejowski M.: Normalizacja obliczeń wyboczenia prętów stalowych z uwzględnieniem efektów termicznych. „Czasopismo Techniczne” Nr 5 i 7B/1989, str. 59÷68.
- [6] Giżejowski M.: Unifikacja sprawdzania elementów stalowych z uwzględnieniem czynnika termicznego. „Inżynieria i Budownictwo” Nr 6/1988, str. 221÷225

- [7] Giżejowski M.A.: A review of practical fire stability design criteria in Eurocode 3: Part 1.2. Proceedings of the XII Local Seminar of IASS Polish Chapter (Ed. J. Obrębski). "Micro-Publisher". Warszawa 2006, str. 131÷134.
- [8] Giżejowski M., Pancewicz Z.: Ocena niezawodności słupów stalowych narażonych na wpływy termiczne. Materiały Konferencji Naukowej Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Warszawskiej, t.1. Warszawa 1986, str. 227÷234
- [9] Giżejowski M., Kosiorek M., Szlendak J.: Wymiarowanie słupów stalowych w temperaturach podwyższonych. „Inżynieria i Budownictwo” Nr 3/ 1986, str. 116÷120.
- [10] Kosiorek M., Charakterystyki mechaniczne stali budowlanych w podwyższonych temperaturach. „Prace ITB” Nr 2(50)/1984, str. 32÷41.
- [11] Kosiorek M., Szlendak J., Giżejowski M.: Stateczność ogólna słupów i belek w wysokich temperaturach. Materiały VII Międzynarodowej Konferencji Naukowo-Technicznej „Konstrukcje Metalowe”, t. 1. Gdańsk 1984, s.221-227.
- [12] Kosiorek M., Pogorzelski J.A., Laskowska Z., Pilich K.: Odporność ogniowa konstrukcji budowlanych. „Arkady”. Warszawa 1988.
- [13] PN-70/B-02852. Ochrona przeciwpożarowa w budownictwie. Obliczanie obciążenia ogniowego oraz obliczanie względnego czasu trwania pożaru. PKNMiJ. Warszawa 1970.
- [14] PN-90/B-03200. Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie. PKNMiJ. Warszawa 1990.
- [15] PN-EN 1990: Eurokod. Podstawy projektowania. PKN. Warszawa 2004.
- [16] PN-EN 1991-1-2: Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-2. Oddziaływania ogólne. Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru. PKN. Warszawa 2006.
- [17] PN-EN 1993-1-1: Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1. Reguły ogólne i reguły dla budynków. PKN. Warszawa 2006.
- [18] PN-EN 1993-1-2: Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-2. Reguły ogólne – obliczanie konstrukcji z uwagi na warunki pożarowe. PKN. Warszawa 2007.
- [19] PN-EN 13501-2. Klasyfikacja ogniowa wyrobów budowlanych i elementów budynków. Część 2: Klasyfikacja na podstawie badań odporności ogniowej, z wyłączeniem instalacji wentylacyjnej. PKN. Warszawa 2007.
- [20] Rykaluk K.: Stale konstrukcyjne w PN-EN 1993-1-1. „Inżynieria i Budownictwo” Nr 6/2007, str. 124÷133.
- [21] Skowroński W.: Teoria bezpieczeństwa pożarowego konstrukcji metalowych. „PWN”. Warszawa 2001.