

# Část 3: Analýza konstrukce

B. Zhao

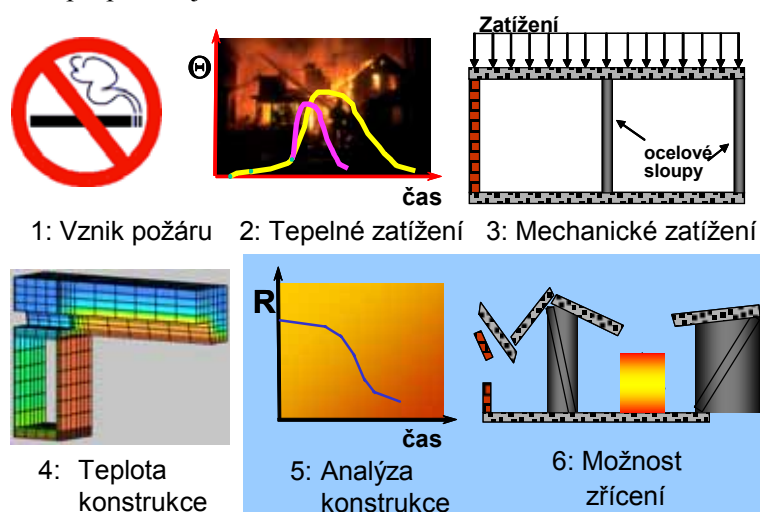
CTICM – Centre Technique de la Construction Métallique, France

Z. Sokol

České vysoké učení technické v Praze, Česká republika

## 1 ÚVOD K ANALÝZE KONSTRUKCÍ PŘI POŽÁRU

Chování konstrukce při požáru je znázorněno na obrázku 1.

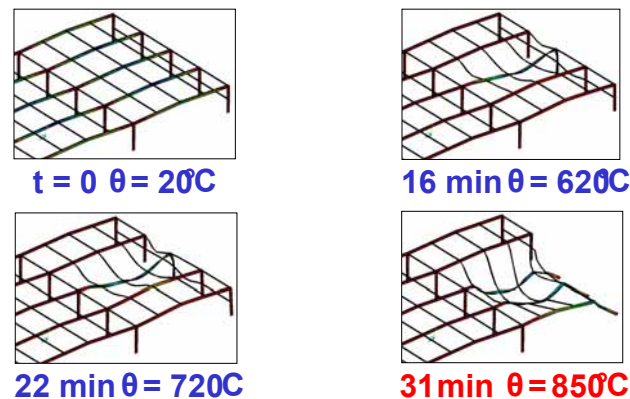


Obrázek 1 Požární odolnost – řetěz událostí

Chování konstrukce při požáru je ovlivněno následujícími jevy, viz obr. 2:

- zvýšení teploty konstrukce v závislosti na rozvoji požáru a teploty plynů v požárním úseku
- deformace konstrukce způsobené teplotní roztažností materiálu
- vysoká teplota ovlivňuje vlastnosti oceli, pokles modulu pružnosti a meze kluzu vede ke zvětšování deformací
- pokud je teplota konstrukce velmi vysoká, pokles pevnosti a tuhosti konstrukce je tak výrazný, že konstrukce není schopna přenášet působící zatížení a může dojít ke zřícení konstrukce

- Zvýšení teploty → teplotní roztažnost + snížení tuhosti a únosnosti → zvětšení deformací ⇒ **možnost zřícení**

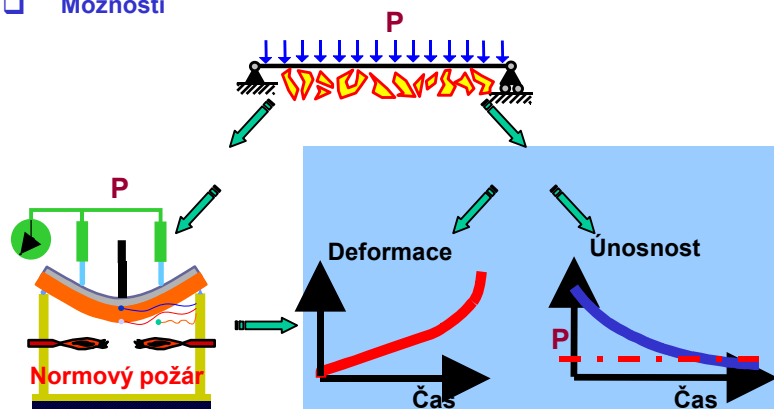


Obrázek 2 Chování konstrukce při požáru

Obrázek 2 názorně ukazuje chování konstrukce při požáru. Při navrhování konstrukce je velmi důležité co nejpřesněji předpovědět její chování při požáru, aby bylo možno určit její požární odolnost. V současnosti existují dva základní přístupy pro určování požární odolnosti konstrukcí a konstrukčních prvků, viz obr. 3.

- Zkoušky představují nejméně konzervativní způsob pro určení požární odolnosti konstrukčních prvků. Jejich nevýhodou je vysoká cena a určitá omezení vyplývající z možnosti zkušebního zařízení.
- V současnosti se pro posuzování požární odolnosti velmi často používají návrhové modely zahrnující popis průběhu požáru, přestup tepla do konstrukce a analýzu konstrukce při požáru. Popis těchto metod je cílem této prezentace.

- ☐ Cíl
- popis **chování konstrukce** při libovolném průběhu požáru
- ☐ Možnosti



Obrázek 3 Předpověď chování konstrukce při požáru

## 2 ZÁKLADY POSUZOVÁNÍ POŽÁRNÍ ODOLNOSTI OCELOVÝCH A OCELO-BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

### 2.1 Hlavní pravidla pro analýzu ocelových a ocelobetonových konstrukčních prvků

Pro posuzování požární odolnosti ocelových a ocelobetonových konstrukcí s použitím návrhových postupů podle Eurokódů je třeba zohlednit:

- Mechanické zatížení, které na konstrukci působí při požáru
- Vlastnosti materiálů při vysokých teplotách, především pokles meze kluzu a modulu pružnosti oceli a pevnosti a modulu pružnosti betonu.
- Vhodnost použití jednoduchých nebo zdokonalených návrhových postupů pro konkrétní konstrukci.
- Vlastnosti styčníků, konstrukční řešení a další aspekty, které nelze přímo zohlednit v návrhovém modelu, ale které mají rozhodující vliv na požární odolnost konstrukce.

### 2.2 Mechanické zatížení – kombinace podle Eurokódu

Při požáru se používá mimořádná kombinace zatížení podle následujícího vztahu (viz 6.11b v normě ČSN EN 1990):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + (\Psi_{1,1} \text{ nebo } \Psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

kde:

$G_{k,j}$ : charakteristické hodnoty stálého zatížení

$Q_{k,1}$ : charakteristická hodnota dominantního nahodilého zatížení

$Q_{k,i}$ : charakteristická hodnota ostatních nahodilých zatížení

$\Psi_{1,1}$ : součinitel kombinace pro častou kombinaci zatížení

$\Psi_{2,i}$ : součinitel kombinace pro kvazistálou kombinaci zatížení

Doporučené hodnoty součinitelů  $\Psi_1$  a  $\Psi_2$  jsou uvedeny v tabulce A1.1 v normě ČSN EN 1990, ale mohou být upřesněny v Národní příloze.

**Table A1.1 - Recommended values of  $\psi$  factors for buildings**

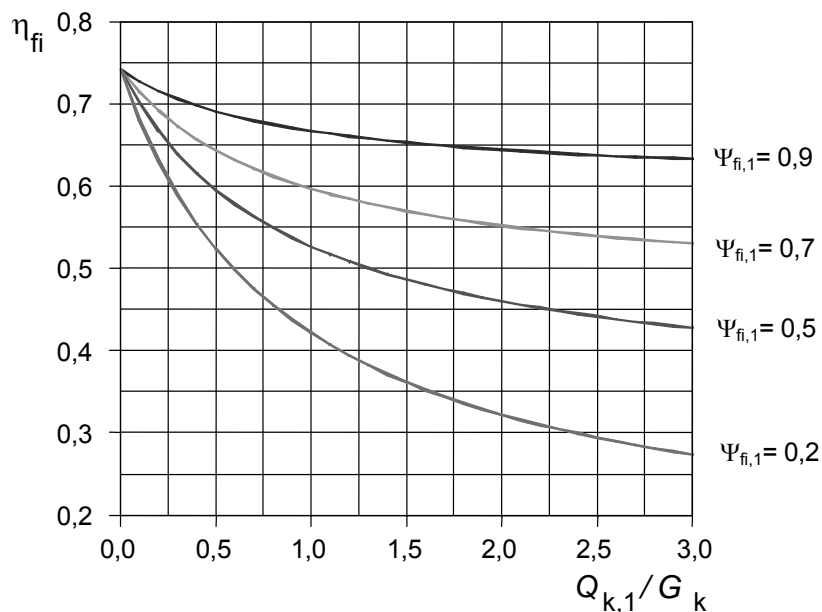
Action	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Imposed loads in buildings, category (see EN 1991-1-1)			
Category A : domestic, residential areas	0,7	0,5	0,3
Category B : office areas	0,7	0,5	0,3
Category C : congregation areas	0,7	0,7	0,6
Category D : shopping areas	0,7	0,7	0,6
Category E : storage areas	1,0	0,9	0,8
Category F : traffic area, vehicle weight $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Category G : traffic area, $30\text{kN} < \text{vehicle weight} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Category H : roofs	0	0	0
Snow loads on buildings (see EN 1991-1-3)*			
Finland, Iceland, Norway, Sweden	0,70	0,50	0,20
Remainder of CEN Member States, for sites located at altitude $H > 1000$ m a.s.l.	0,70	0,50	0,20
Remainder of CEN Member States, for sites located at altitude $H \leq 1000$ m a.s.l.	0,50	0,20	0
Wind loads on buildings (see EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperature (non-fire) in buildings (see EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
NOTE The $\psi$ values may be set by the National annex. * For countries not mentioned below, see relevant local conditions.			

Důležitou veličinou často používanou v modelech pro posuzování požární odolnosti konstrukcí je redukční součinitel  $\eta_{fi,t}$  definovaný jako poměr  $\eta_{fi,t} = \frac{E_{d,fi}}{E_d}$ , kde  $E_d$  a  $E_{d,fi}$  jsou návrhové hodnoty zatížení při požáru a při běžné situaci. Alternativně lze redukční součinitel zatížení určit jako:

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

kde  $\gamma_{Q,1}$  je součinitel zatížení pro dominantní nahodilé zatížení.

Redukční součinitel  $\eta_{fi}$  závisí na součiniteli kombinace  $\psi_{1,1}$ , jehož hodnota závisí na typu objektu. Následující obrázek (obr 4) byl převzat z norem ČSN EN 1993-1-2 (požární odolnost ocelových konstrukcí) a ČSN EN 1994-1-2 (požární odolnost ocelobetonových konstrukcí), kde demonstruje vliv poměru nahodilého a stálého zatížení  $Q_{k,1}/G_k$  a součinitele kombinace  $\psi_{1,1}$  na redukční součinitel zatížení  $\eta_{fi,t}$ .



Obrázek 4 Průběh redukčního součinitele zatížení  $\eta_{fi}$  v závislosti na poměru nahodilého a stálého zatížení  $Q_{k,1} / G_k$

Praktičtější způsob pro určení redukčního součinitele zatížení  $\eta_{fi,t}$  je:

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

kde  $R_d$  je únosnost při běžné návrhové situaci, pro kterou platí  $E_d \leq R_d$ .

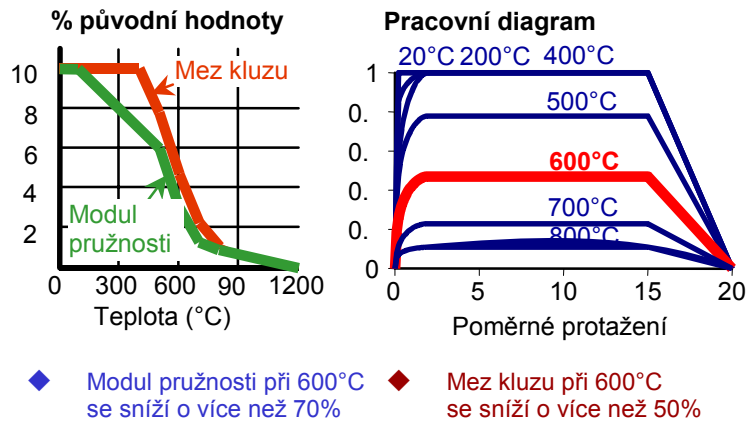
Redukční součinitel zatížení určený podle předchozího vztahu je menší než součinitel určený z poměru zatížení, proto jeho použití vede k ekonomičtějšímu návrhu.

## 2.3 Vlastnosti oceli a betonu při vysokých teplotách

### 2.3.1 Pracovní diagram oceli při vysokých teplotách

Hlavními konstrukčními materiály jsou ocel a beton. Pro určení požární odolnosti konstrukcí je třeba znát jejich mechanické vlastnosti při vysokých teplotách. Normy ČSN EN 1993-1-2 a ČSN EN 1994-1-2 poskytují podrobné informace o materiálových vlastnostech. Pracovní diagram oceli a pokles meze kluzu a modulu pružnosti je na obr. 5. Z obrázku je patrné, že pokles meze kluzu a modulu pružnosti se výrazně projeví pro teploty vyšší než 400°C. Při teplotě 600°C dojde k poklesu modulu pružnosti o více než 70% a meze kluzu o 50%.

Pokles mechanických vlastností oceli při vysokých teplotách lze vyčíslit pomocí redukčních součinitelů uvedených v tabulce 3.1 a na obrázku 3.1 v normě ČSN EN 1993-1-2.



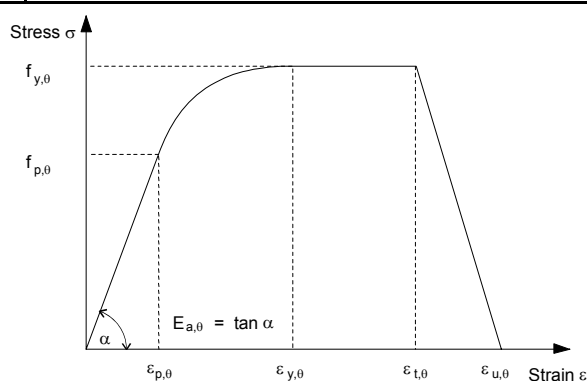
Obrázek 5 Vlastnosti oceli při vysokých teplotách

Table 3.1: Reduction factors for stress-strain relationship of carbon steel at elevated temperatures

Steel temperature $\theta_a$	Reduction factors at temperature $\theta_a$ relative to the value of $f_y$ or $E_a$ at 20 °C		
	Reduction factor (relative to $f_y$ ) for effective yield strength $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	Reduction factor (relative to $f_y$ ) for proportional limit $k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$	Reduction factor (relative to $E_a$ ) for the slope of the linear elastic range $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$
20 °C	1,000	1,000	1,000
100 °C	1,000	1,000	1,000
200 °C	1,000	0,807	0,900
300 °C	1,000	0,613	0,800
400 °C	1,000	0,420	0,700
500 °C	0,780	0,360	0,600
600 °C	0,470	0,180	0,310
700 °C	0,230	0,075	0,130
800 °C	0,110	0,050	0,090
900 °C	0,060	0,0375	0,0675
1000 °C	0,040	0,0250	0,0450
1100 °C	0,020	0,0125	0,0225
1200 °C	0,000	0,0000	0,0000

**NOTE:** For intermediate values of the steel temperature, linear interpolation may be used.

Strain range	Stress $\sigma$	Tangent modulus
$\varepsilon \leq \varepsilon_{p,\theta}$	$\varepsilon E_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$
$\varepsilon_{p,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{y,\theta}$	$f_{p,\theta} - c + (b/a) [a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5}$	$\frac{b(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)}{a [a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5}}$
$\varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{t,\theta}$	$f_{y,\theta}$	0
$\varepsilon_{t,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{u,\theta}$	$f_{y,\theta} [1 - (\varepsilon - \varepsilon_{t,\theta}) / (\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta})]$	-
$\varepsilon = \varepsilon_{u,\theta}$	0,00	-
Parameters	$\varepsilon_{p,\theta} = f_{p,\theta} / E_{a,\theta}$ $\varepsilon_{y,\theta} = 0,02$ $\varepsilon_{t,\theta} = 0,15$ $\varepsilon_{u,\theta} = 0,20$	
Functions	$a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + c / E_{a,\theta})$ $b^2 = c (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) E_{a,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) E_{a,\theta} - 2(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})}$	



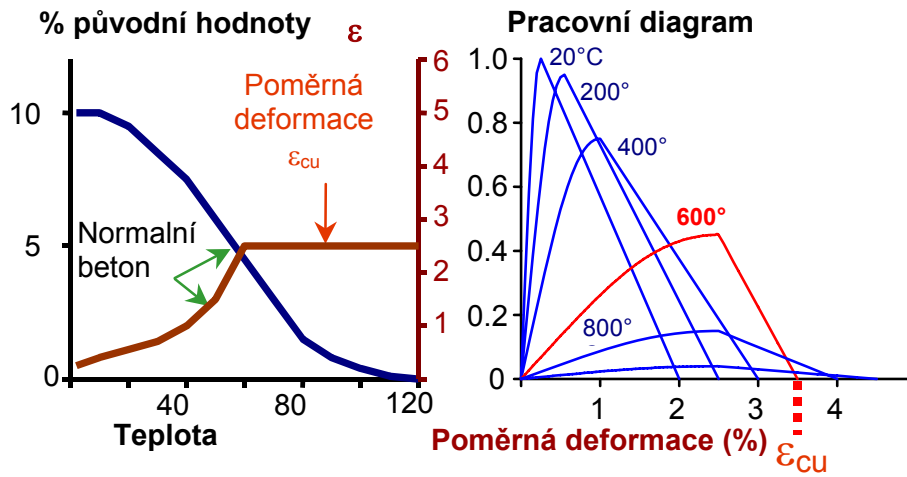
- Key:**
- $f_{y,\theta}$  effective yield strength;
  - $f_{p,\theta}$  proportional limit;
  - $E_{a,\theta}$  slope of the linear elastic range;
  - $\varepsilon_{p,\theta}$  strain at the proportional limit;
  - $\varepsilon_{y,\theta}$  yield strain;
  - $\varepsilon_{t,\theta}$  limiting strain for yield strength;
  - $\varepsilon_{u,\theta}$  ultimate strain.

**Figure 3.1: Stress-strain relationship for carbon steel at elevated temperatures**

### 2.3.2 Vlastnosti betonu při vysokých teplotách

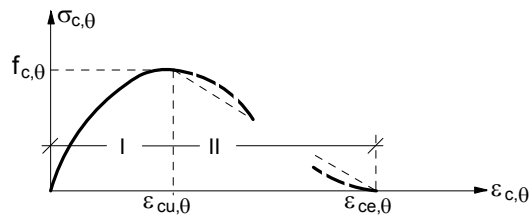
Podobně jako vlastnosti oceli jsou i vlastnosti betonu při vysokých teplotách uvedeny v normě ČSN EN 1994-1-2, viz obr. 6. Pevnost betonu v tlaku se postupně snižuje, na 50% pevnosti při běžné teplotě poklesne při 600°C, pokles je velmi podobný poklesu meze kluzu oceli.

Pokles mechanických vlastností betonu při vysokých teplotách lze vyčíslit pomocí redukčních součinitelů uvedených v tabulce 3.1 a obrázku 3.1 v normě ČSN EN 1994-1-2.



- ◆ Pevnost v tlaku při 600°C se sníží asi na 50%

Obrázek 6 Vlastnosti normálního betonu při vysokých teplotách



OBLAST I:

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

$$\left. \begin{array}{l} k_{c,\theta} = \frac{f_{c,\theta}}{f_c} \\ \varepsilon_{cu,\theta} \end{array} \right\} \text{použijí se hodnoty z Tab. 3.3}$$

OBLAST II:

Pro numerické modelování lze použít odlehčovací část pracovního diagramu.

Obrázek 3.2: Matematický model pracovního diagramu betonu v tlaku při vysokých teplotách



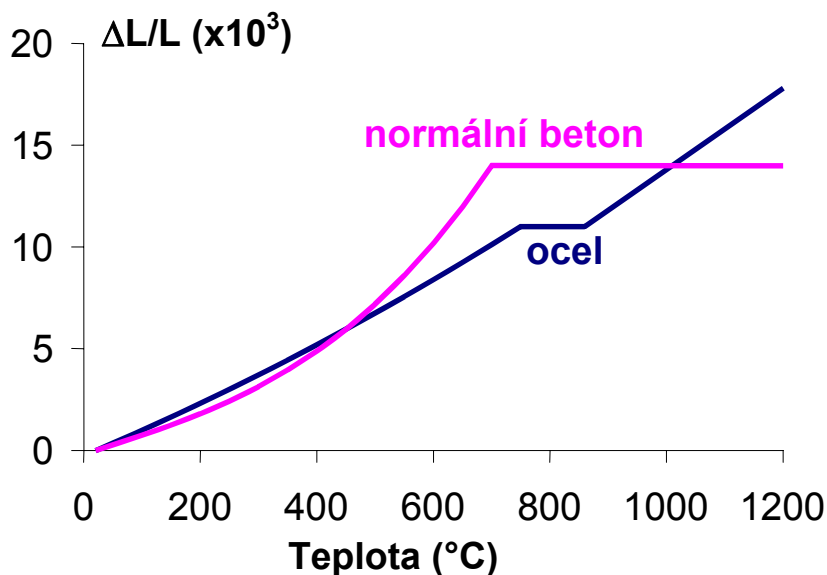
**Table 3.3: Values for the two main parameters of the stress-strain relationships of normal weight concrete (NC) and light weight concrete (LC) at elevated temperatures**

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

### 2.3.3 Teplotní roztažnost oceli a betonu

Teplotní roztažnost hraje spolu s mechanickými vlastnostmi důležitou úlohu při posuzování požární odolnosti konstrukcí. Teplotní roztažnost je třeba vzít v úvahu v mnoha případech při použití zdokonalených návrhových modelů.

Teplotní roztažnost oceli a betonu je na obr. 7, tyto obrázky byly převzaty z norem ČSN EN 1993-1-2 a ČSN EN 1994-1-2.



Obrázek 7 Teplotní roztažnost oceli a betonu podle norem ČSN EN 1992-1-2, ČSN EN 1993-1-2 a ČSN EN 1994-1-2

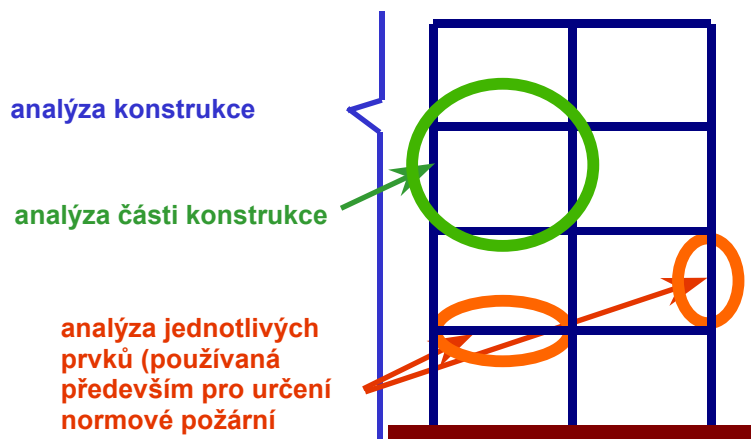
Matematické vyjádření těchto vztahů je v následující tabulce.

<b>Ocel</b>	$\Delta \ell / \ell = -2,416 \cdot 10^{-4} + 1,2 \cdot 10^{-5} \theta_a + 0,4 \cdot 10^{-8} \theta_a^2$ pro $20 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_a \leq 750 \text{ }^\circ\text{C}$
	$\Delta \ell / \ell = 11 \cdot 10^{-3}$ pro $750 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_a \leq 860 \text{ }^\circ\text{C}$
	$\Delta \ell / \ell = -6,2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} \theta_a$ pro $860 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}$
	Zjednodušeně: $\Delta \ell / \ell = 14 \cdot 10^{-6} (\theta_a - 20)$
<b>Beton</b>	$\Delta \ell / \ell = -1,8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \theta_c + 2,3 \cdot 10^{-11} \theta_c^3$ pro $20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 700 \text{ }^\circ\text{C}$
	$\Delta \ell / \ell = 14 \cdot 10^{-3}$ pro $700 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}$
	Zjednodušeně: $\Delta \ell / \ell = 18 \cdot 10^{-6} (\theta_c - 20)$
kde:	$\ell$ je délka ocelového nebo betonového prvku při teplotě $20 \text{ }^\circ\text{C}$ $\Delta \ell$ je přírůstek délky způsobený změnou teploty prvku $\theta_a$ a $\theta_c$ je teplota ocelového nebo betonového prvku

#### 2.4 Modely pro globální analýzu konstrukcí při požáru

Pro globální analýzu konstrukcí při požáru lze použít následující modely, viz obr. 8:

- Analýza samostatných prvků, které jsou posuzovány jako zcela nezávislé na okolních prvcích v konstrukci. Vliv ostatních prvků se zavede pomocí okrajových podmínek (podepření).
- Analýza částí konstrukce, vliv zbývající části konstrukce se zavede pomocí okrajových podmínek.
- Analýza celé konstrukce.



Obrázek 8 Různé přístupy k analýze konstrukce při požáru

Použití výše uvedených modelů má následující výhody a nevýhody:

- Modelování jednotlivých konstrukčních prvků je velmi jednoduché. Je to často používaný postup ve spojení s jednoduchými návrhovými modely únosnosti prvků pro určení normové požární odolnosti (podle normové teplotní křivky).
- Při modelování části nebo celé konstrukce se projeví spolupůsobení prvků, jejichž únosnost je snížena vlivem vysoké teploty při požáru s prvky, které nejsou požárem zasaženy. Tyto modely umožňují přerozdělení vnitřních sil a vedou k přesnější předpovědi chování konstrukce při požáru.

Analýza prvků	Analýza konstrukce
<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ analýza jednotlivých konstrukčních prvků</li> <li>➤ jednoduchá zpravidla pro určení normové požární odolnosti</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ <b>zohledňuje spolupůsobení jednotlivých konstrukčních prvků</b></li> <li>➤ <b>poloha požárního úseku</b></li> <li>➤ <b>celistvost konstrukce</b></li> </ul>

Obrázek 9 Porovnání modelů pro analýzu konstrukce při požáru

Únosnost konstrukčních prvků lze podle Eurokódu určit pomocí tří úrovní návrhových modelů:

- Tabulky. Tabulky jsou k dispozici pouze pro ocelové a ocelobetonové konstrukce.
- Jednoduché návrhové modely. Velmi rozšířený je postup využívající určení kritické teploty prvku, který se používá především pro ocelové konstrukce. Tam, kde tento postup nelze použít, použije se některý z výpočetních postupů uvedených v normě pro ocelové nebo ocelobetonové konstrukce.
- Zdokonalené návrhové modely jsou zpravidla založeny na analýze metodou konečných prvků nebo metodou konečných diferencí. Jejich použití se stává běžné díky mnohým výhodám, které s sebou přináší.

Před použitím těchto metod je třeba si ujasnit jejich vhodnost pro danou situaci. Obr. 10 ukazuje možnosti kombinování těchto metod pro požár modelovaný nominálními teplotními křivkami (především normovou teplotní křivkou). Při analýze samostatných prvků lze použít všechny tři úrovně návrhových modelů. Jednoduché návrhové modely jsou určeny především pro posouzení samostatných prvků. V některých případech lze použít jednoduché návrhové modely i při analýze části konstrukce (například pro posouzení dvoukloubových nebo trojkloubových rámu při požáru). Naproti tomu pro velmi komplikované konstrukce vystavené požáru podle nominální teplotní křivky je nutno použít zdokonalené návrhové modely.

### Teplotní analýza: nominální teplotní křivky

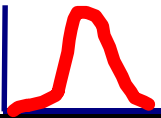
Analýza	Tabulky	Jednoduché návrhové modely	Zdokonalené návrhové modely
<b>Analýza jednotlivých prvků</b>	Ano <u>ISO-834 normová křivka</u>	Ano	Ano
<b>Analýza části konstrukce</b>	Ne	Ano (pokud lze)	Ano
<b>Analýza konstrukce</b>	Ne	Ne	Ano

Obrázek 10 Použití jednotlivých návrhových metod pro posouzení konstrukce při požáru, požár podle teplotních křivek

Pokud je pro teplotní analýzu použit model přirozeného požáru, je možnost použití jednoduchých modelů značně omezená, protože nárůst teploty konstrukčních prvků v závislosti na čase je odlišný v porovnání s nárůstem teploty při modelování požáru podle nominálních teplotních křivek. Podle tabulky na obr. 11 většinou není možno použít jednoduché modely, výjimkou je posouzení chráněných nebo nechráněných ocelových prvků obklopených plameny.

Použití zdokonalených návrhových modelů ve spojení s modelem přirozeného požáru umožňuje přesnou předpověď teploty všech prvků konstrukce a výstižný model chování konstrukce se zahrnutím teplotní roztažnosti, vlivu vysoké teploty na materiálové vlastnosti, nerovnoměrný průběh teploty apod.

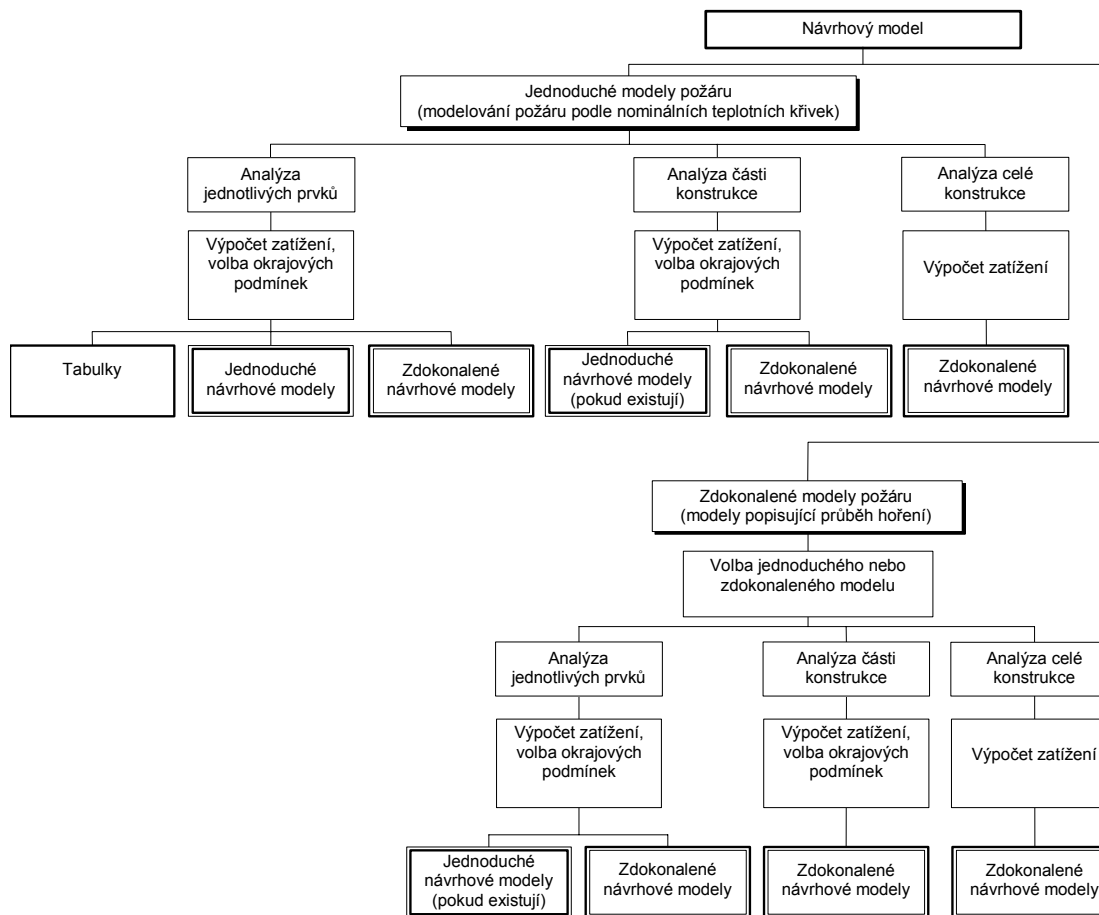
**Teplotní analýza: model přirozeného požáru**



Analýza	Tabulky	Jednoduché návrhové modely	Zdokonalené návrhové modely
<b>Analýza jednotlivých prvků</b>	<b>Ne</b>	<b>Ano (pokud lze)</b>	<b>Ano</b>
<b>Analýza části konstrukce</b>	<b>Ne</b>	<b>Ne</b>	<b>Ano</b>
<b>Analýza konstrukce</b>	<b>Ne</b>	<b>Ne</b>	<b>Ano</b>

Obrázek 11 Použití jednotlivých návrhových metod pro posouzení konstrukce při požáru, model přirozeného požáru

Všechny uvedené kombinace návrhových metod jsou také názorně uvedeny v Eurokódech, viz obr. 12).



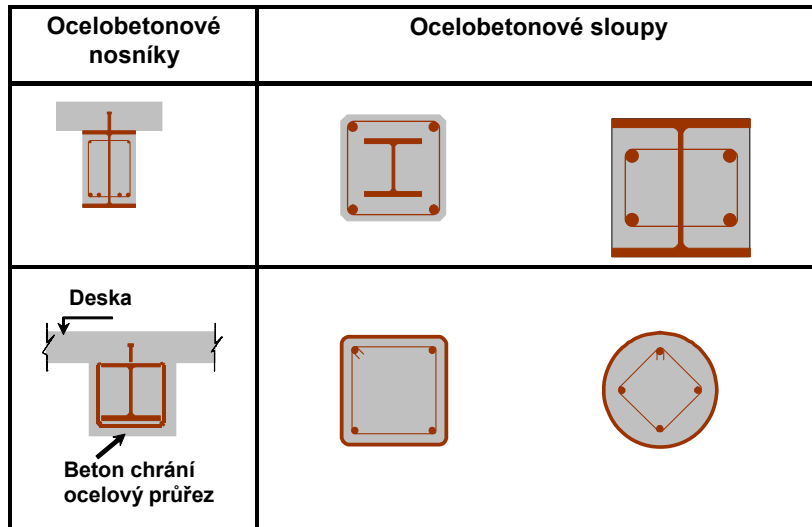
Obrázek 12 Výběr vhodného návrhového modelu

### 3 POPIS NÁVRHOVÝCH MODELŮ OCELOVÝCH A OCELOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

#### 3.1 Tabulky

Tabulky pro posuzování požární odolnosti jsou k dispozici pro následující konstrukční prvky, viz obr. 13:

- Ocelobetonové nosníky, částečně nebo plně obetonované ocelové I průřezy
- Ocelobetonové sloupy, částečně nebo plně obetonované ocelové I průřezy
- Ocelové průřezy vyplněné betonem, průřezu kruhového, čtvercového nebo obdélníkového tvaru



Obrázek 13 Konstrukční prvky, pro které existují tabulky pro určení požární odolnosti

Tyto tabulky jsou založeny na experimentálních výsledcích normových požárních zkoušek doplněné minimálními požadavky pro některé parametry, viz obr. 14. Mezi rozhodující parametry patří redukční součinitel zatížení, rozměry ocelového průřezu, požadavky na přídatnou výztuž (její plocha, minimální krytí betonem). V závislosti na požadované požární odolnosti jsou v tabulce udány minimální nebo maximální hodnoty těchto parametrů, které slouží pro rychlý návrh rozměrů průřezu.

Největší výhodou těchto tabulek je snadnost jejich použití. Tabulky jsou zpracovány tak, že poskytují konzervativní hodnoty požární odolnosti v porovnání s jednoduchými nebo zdokonalenými návrhovými modely. V důsledku toho mohou být používány architekty při předběžném návrhu a posouzení k odhadu nejmenších rozměrů navrhovaných konstrukčních prvků.

	Normová požární odolnost	Zatížení			
		R30	R60	R90	R120
Minimální poměr tloušťky stěny a pásnice $e_w/e_f$	0,5				
<b>1</b> Minimální rozměry průřezu pro součinitel zatížení	$\eta f_i \leq 0,28$				
1.1 minimální rozměry h a b [mm]	16	20	30	40	
1.2 minimální osová vzdálenost výztuže $u_s$ [mm]	-	5	5	7	
1.3 minimální procento vyztužení $A_s/(A_c+A_s)$ [%]	-	4	3	4	
<b>2</b> Minimální rozměry průřezu pro součinitel zatížení	$\eta f_i \leq 0,47$				
2.1 minimální rozměry h a b [mm]	16	30	40	-	
2.2 minimální osová vzdálenost výztuže $u_s$ [mm]	-	5	7	-	
2.3 minimální procento vyztužení $A_s/(A_c+A_s)$ [%]	-	4	4	-	
<b>3</b> Minimální rozměry průřezu pro součinitel zatížení	$\eta f_i \leq 0,66$				
3.1 minimální rozměry h a b [mm]	16	40	-	-	
3.2 minimální osová vzdálenost výztuže $u_s$ [mm]	4	7	-	-	
3.3 minimální procento vyztužení $A_s/(A_c+A_s)$ [%]	1	4	-	-	

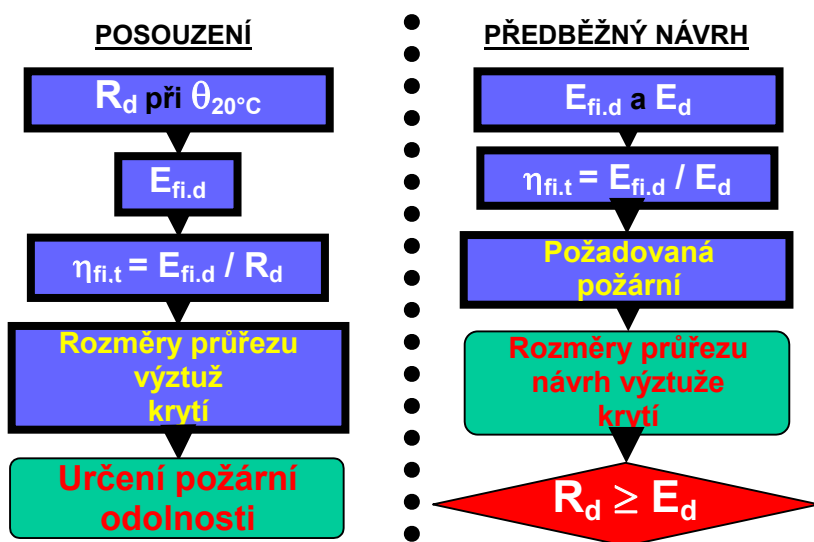
Obrázek 14 Tabulka pro návrh částečně obetonovaného ocelobetonového sloupu

Tabulky slouží pro určení požární odolnosti prvku, jehož rozměry jsou známy, nebo pro předběžný návrh prvku přenášejícího známé zatížení, který má splňovat požadovanou požární odolnost, viz obr. 15.

Při posouzení prvku jsou známy všechny jeho rozměry a únosnost pro běžný návrh  $R_d$ . Nejprve se určí zatížení při požární situaci, s pomocí únosnosti a zatížení se určí redukční součinitel

zatížení  $\eta_{fi,t} = E_{fi,d}/R_d$ . Splnění požadovaných kritérií pro rozměry a konstrukční požadavky spolu se součinitelem zatížení určuje výslednou požární odolnost průřezu.

Při použití tabulek pro předběžný návrh nejsou rozměry průřezu známy, ale je známo zatížení pro běžný návrh  $E_d$  i pro požární návrhovou situaci  $E_{fi,d}$ . Z těchto hodnot lze určit konzervativní hodnotu redukčního součinitele zatížení  $\eta_{fi,t} = E_{fi,d}/E_d$ . Pro tento součinitel a požadovanou požární odolnost lze v tabulkách najít minimální rozměry průřezu a některé konstrukční zásady. Takto navržený průřez vyhovuje při požáru, ale je třeba zkontrolovat jeho únosnost za běžné teploty, tedy že  $R_d \geq E_d$ .



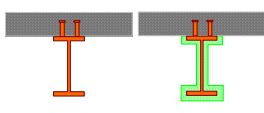

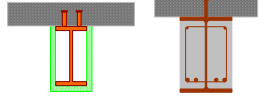


Obrázek 15 Použití tabulek pro předběžný návrh nebo posouzení prvku

### 3.2 Jednoduché návrhové modely

Na rozdíl od tabulek mohou být jednoduché návrhové modely použity pro ocelové i ocelobetonové prvky a poskytují tedy mnohem větší možnosti než tabulky.

Jednoduché modely lze použít pro návrh následujících prvků, viz obr. 16:

- Všechny typy ocelových prvků namáhaných tahem, tlakem nebo ohybem, modely jsou použitelné pro chráněné i nechráněné prvky.
- Ocelobetonové nosníky různých typů (ocelové nosníky spřažené s betonovou deskou, nosníky mohou být obetonované).

Nosníky (ocelové, ocelobetonové)	Sloupy
	
	
	

Obrázek 16 Prvky, pro které lze použít jednoduché modely

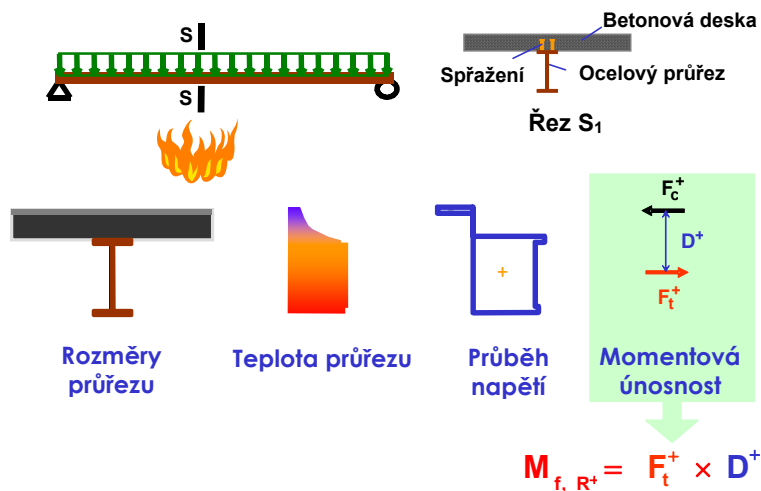
Návrhové modely lze rozdělit do tří následujících skupin:

- Modely pro prvky, které jsou zatíženy osovou silou nebo ohybovým momentem, ale neposuzují se s vlivem stabilitních jevů. V takovém případě je jejich posouzení založeno na pracovním diagramu za vysoké teploty.
- Modely pro prvky zatížené vzpěrným tlakem, například štíhlé sloupy zatížené centrickým tlakem. Pro posouzení se používají vzpěrnostní křivky upravené pro požární návrhovou situaci.
- Modely pro prvky zatížené kombinací tlaku a ohybu, například štíhlé sloupy zatížené excentrickým tlakem, nebo dlouhé nosníky s možností ztráty stability při ohybu. Model používá kombinaci obou předchozích postupů.

### 3.2.1 Příklad jednoduchého modelu – ocelobetonové nosníky

Typickým příkladem modelu z první skupiny je model pro návrh ocelobetonových nosníků. Příklad prostého nosníku zatíženého rovnoměrným zatížením je na obr. 17. Tento model udává tři rozdílné teploty pro různé části průřezu: spodní pásnici, stěnu a horní pásnici. V betonové desce se předpokládá lineární průběh teploty po její tloušťce. Určení únosnosti vychází z plastického rozdělení napětí (mez kluzu oceli nebo pevnost betonu se odvozuje od teploty v odpovídající části průřezu). Únosnost průřezu se určí z momentové podmínky rovnováhy.





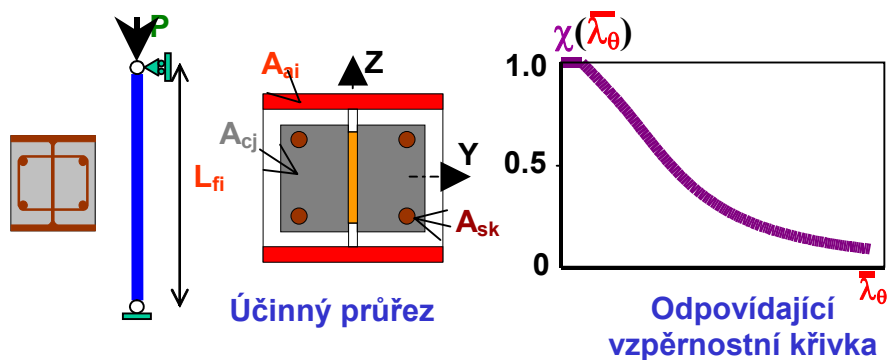
Obrázek 17 Příklad jednoduchého modelu, ocelobetonový nosník při požáru

### 3.2.2 Příklad jednoduchého modelu – částečně obetonovaný sloup

Dalším typickým příkladem použití jednoduchého modelu je částečně obetonovaný sloup, viz obr. 18.

Model je založen na následujících principech:

- Únosnost sloupu se určuje jako únosnost průřezu v prostém tlaku  $N_{fi,pl,Rd}$  při odpovídající teplotě, která je snížena vzpěrnostním součinitelem  $\chi(\bar{\lambda}_\theta)$ .
- Vzpěrnostní součinitel  $\chi(\bar{\lambda}_\theta)$  se určuje podle poměrné štíhlosti sloupu  $\bar{\lambda}_\theta$ , která závisí na vzpěrné délce sloupu při požáru  $L_{fi}$ , únosnosti průřezu v prostém tlaku  $N_{fi,pl,Rd}$  a ohybové tuhosti účinného průřezu  $(EI)_{eff,fi}$ .



**Únosnost:** Podle jednoduchých návrhových modelů použitých pro prvek s rovnoměrným rozložením teploty po průřezu platí:

$$R_{fi,d,t} = k_{y,\theta} R_{fi,d,0}$$

Současně, pro únosnost platí:

$$N_{fi,Rd} = \chi(\lambda_\theta) N_{fi,pl,Rd}$$

$\chi(\lambda_\theta)$  ← únosnost a tuhost účinného průřezu + vzpěrná délka sloupu  $L_{fi}$

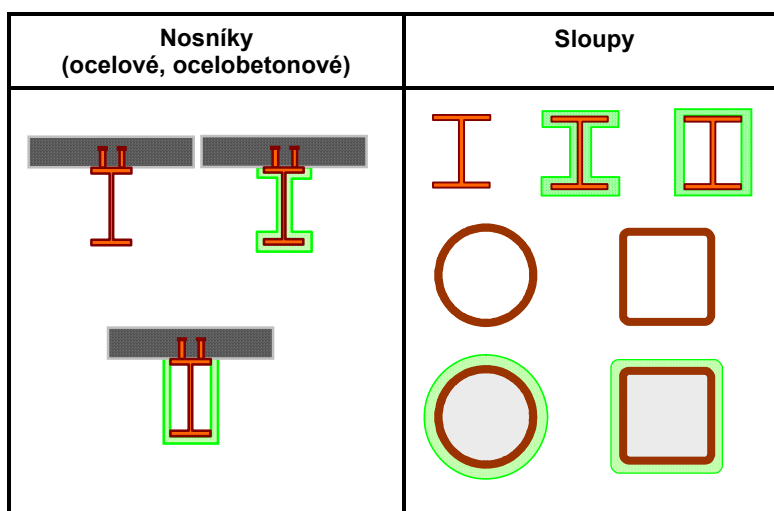
Obrázek 18 Příklad jednoduchého modelu, sloup vybetonovaný mezi pásnicemi

Pokud je únosnost prvků ovlivněna stabilitními jevy, jejich požární odolnost nezávisí pouze na redukci pevnosti, ale také na redukci tuhosti.

### 3.3 Kritická teplota

Určování požární odolnosti pomocí kritické teploty je možno zařadit mezi jednoduché modely popisované v Eurokódu 3 a 4. Tento model se dá použít pouze pro prvky s konstantní průběhem teploty nebo s velmi malým rozdílem teploty po průřezu. Vhodné průřezy jsou na obr. 19.

- Chráněné nebo nechráněné ocelové a ocelobetonové nosníky, jejichž ocelový průřez je vystaven účinkům požáru po třech nebo čtyřech stranách.
- Chráněné nebo nechráněné ocelové sloupy zcela obklopené plameny.
- Tažené prvky.



Obrázek 19 Prvky, pro které lze při návrhu použít kritickou teplotu

Únosnost prvků s konstantní teplotou průřezu  $R_{fi,d,t}$  je možno určit jako únosnost při teplotě  $20^\circ\text{C}$  ( $R_{fi,d,0}$ ) přenásobenou redukčním součinitelem meze kluzu  $k_{y,\theta}$ , protože platí, že  $R_{fi,d,t} \geq k_{y,\theta} R_{fi,d,0}$ .

Protože současně platí, že únosnost prvku při požáru je větší než působící zatížení ( $R_{fi,d,t} \geq E_{fi,d}$ ), lze odvodit, že  $R_{fi,d,t} \geq \mu_0 R_{fi,d,0}$  (viz obr. 20). Stupeň využití průřezu je definován jako  $\mu_0 = E_{fi,d}/R_{fi,d,0}$ . Aby měl prvek dostatečnou únosnost, musí být stupeň využití menší než redukční součinitel meze kluzu, tedy  $k_{y,\theta} \geq \mu_0$ . V ideálním případě, pokud se obě hodnoty rovnají,  $k_{y,\theta} = \mu_0$ , je odpovídající teplota definována jako kritická teplota  $\theta_{cr}$ .

Určení kritické teploty je založeno na hodnotách redukčního součinitele meze kluzu podle tabulky 3.1 v ČSN EN 1993-1-2. Ve většině případů je třeba pro přesné určení kritické teploty provést několik iterací. Pro zjednodušení výpočtu lze použít jednoduchý vzorec určující kritickou teplotu ze stupně využití průřezu

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

Pokud by se nakreslil průběh redukčního součinitele meze kluzu  $k_{y,\theta}$  a stupně využití průřezu  $\mu_0$  v závislosti na teplotě, bylo by možno odhadnout přesnost v určení kritické teploty. Protože se tyto křivky překrývají, je přesnost kritické teploty pomocí uvedeného vzorce velmi dobrá.

- ☐ Podle jednoduchých návrhových modelů použitých pro prvek s rovnoměrným rozložením teploty po průřezu platí:  $R_{fi,d,t} = k_{y,\theta} R_{fi,d,0}$
- ☐ Současně, pro únosnost platí:

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

- ☐ Když  $k_{y,\theta} = \mu_0$ , odpovídající teplota je tzv. kritická teplota průřezu  $\theta_{cr}$
- ☐ V normě ČSN EN 1993-1-2 je použit jednoduchý výraz pro výpočet kritické teploty průřezu  $\theta_{cr}$

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

Obrázek 20 Princip návrhu s využitím kritické teploty

Pro praktické použití se kritická teplota používá v následujícím způsobem, viz obr. 21:

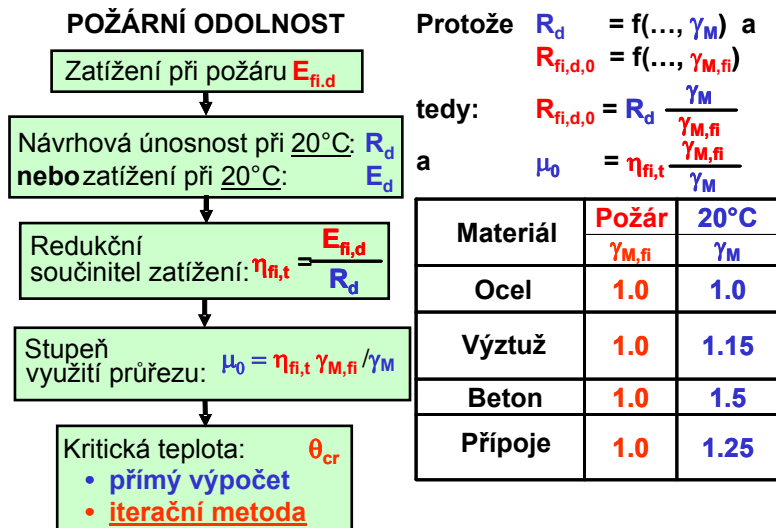
- Určí se zatížení při požáru  $E_{fi,d}$ .
- Určí se únosnost průřezu  $R_d$  nebo návrhová hodnota zatížení  $E_d$ .
- Pomocí těchto hodnot se spočte redukční součinitel zatížení  $\eta_{fi,t} = E_{fi,d}/R_d$
- Stupeň využití průřezu  $\mu_0$  se určí z redukčního součinitele zatížení jako  $\mu_0 = \eta_{fi,t} \gamma_{M,fi} / \gamma_M$
- Kritická teplota  $\theta_{cr}$  se vypočte ze vzorce

$$\theta_{cr} = 39.19 \ln \left[ \frac{1}{0.9674 \mu_0^{3.833}} - 1 \right] + 482 \quad \text{nebo jednoduchým iteračním postupem (zpravidla stačí dvě iterace).}$$

Zvýšenou pozornost je třeba věnovat určení stupně využití průřezu  $\mu_0$  z redukčního součinitele zatížení  $\eta_{fi,t}$ . Stupeň využití průřezu  $\mu_0$  se určuje pomocí únosnosti prvku při požáru v čase 0 ( $R_{fi,d,0}$ ), tedy se počítá při běžné teplotě se součinitelem spolehlivosti při požáru  $\gamma_{M,fi}$ . Na rozdíl od toho, redukční součinitel zatížení  $\eta_{fi,t}$  se určuje z únosnosti  $R_d$ , což je návrhová hodnota únosnosti při běžné situaci, proto se používá odpovídající součinitel spolehlivosti  $\gamma_M$ . Tento součinitel je zpravidla jiný než součinitel spolehlivosti při požáru  $\gamma_{M,fi}$ , viz obr. 21. V důsledku toho platí, že  $R_{fi,d,0} = R_d \gamma_M / \gamma_{M,fi}$ , a z toho se určí stupeň využití průřezu

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

Stupeň využití průřezu  $\mu_0$  je zpravidla menší než redukční součinitel zatížení  $\eta_{fi,t}$ , protože součinitel spolehlivosti  $\gamma_M$  je zpravidla větší než  $\gamma_{M,fi}$ .

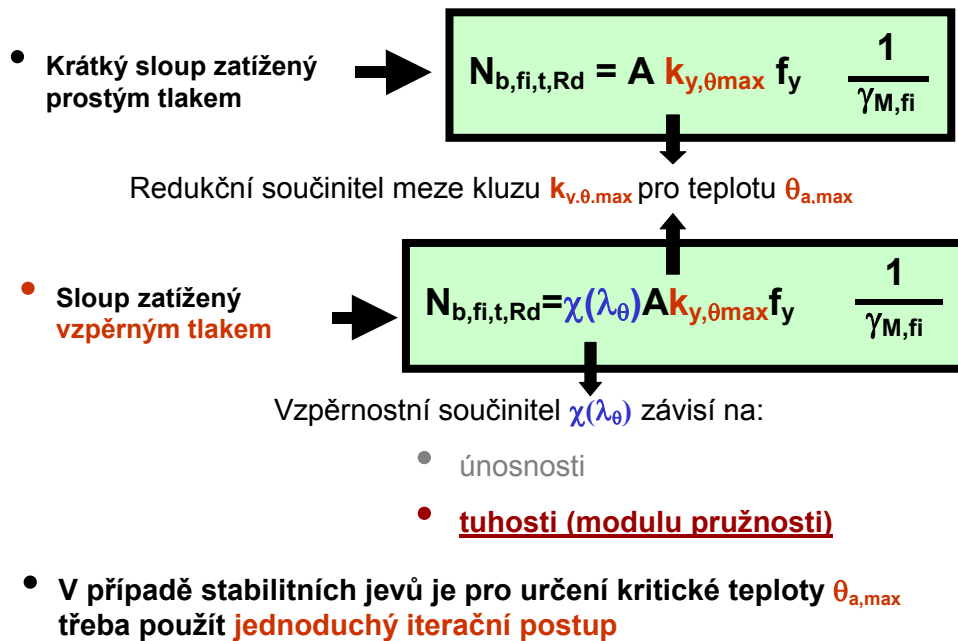


Obrázek 21 Použití kritické teploty při návrhu

Podle obr 21 je možno určit kritickou teplotu  $\theta_{cr}$  přímým výpočtem nebo iteračním postupem. Příkladem, kdy je nutné použít iterační postup, je návrh sloupu vystaveného účinkům požáru, viz obr. 22.

- Pokud se jedná o krátký sloup, kde nerozhoduje únosnost ve vzpěrném tlaku, lze jeho únosnost určit podle vztahu  $N_{b,fi,t,Rd} = Ak_{y,\theta_{max}} f_y / \gamma_{M,fi}$ . V takovém případě je únosnost závislá pouze na redukčním součiniteli meze kluzu  $k_{y,\theta}$ , protože ostatní hodnoty jsou nezávislé na teplotě.
- U štíhlých sloupů dochází k vybočení a jejich únosnost při požáru se určí podle vztahu  $N_{b,fi,t,Rd} = \chi(\lambda_\theta) Ak_{y,\theta_{max}} f_y / \gamma_{M,fi}$ . V tomto případě závisí únosnost nejen na mezi kluzu při odpovídající teplotě (určené pomocí redukčního součinitele  $k_{y,\theta}$ ), ale také na poměrné štíhlosti sloupu  $\bar{\lambda}_\theta$ . Poměrná štíhlost je funkcí únosnosti a tuhosti prvku. Určí se jako  $\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} [k_{y,\theta} / k_{E,\theta}]^{0.5}$  a závisí na redukčním součiniteli meze kluzu  $k_{y,\theta}$  a modulu pružnosti  $k_{E,\theta}$  při odpovídající teplotě. V tomto případě není možné určit kritickou teplotu  $\theta_{cr}$  přímým výpočtem, ale je nutno použít jednoduchý iterační postup. Zpravidla stačí dvě iterace k dostatečně přesnému výsledku.

Protože iterační postup popsaný výše se může zdát komplikovaný a zdlouhavý, je možno použít konzervativní konstantní hodnotu poměru  $[k_{y,\theta} / k_{E,\theta}]^{0.5}$ , takže poměrná štíhlost  $\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} [k_{y,\theta} / k_{E,\theta}]^{0.5}$  je nezávislá na teplotě a je možno použít přímý výpočet.



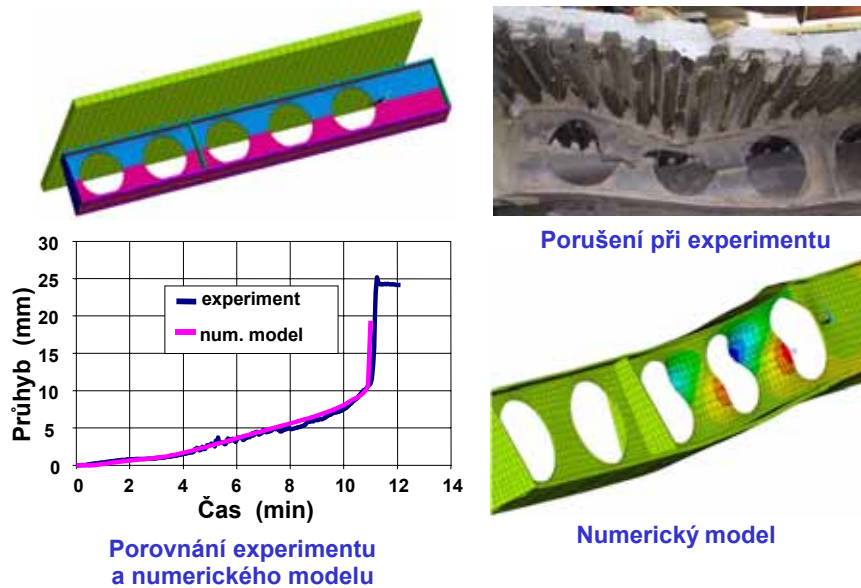
Obrázek 22 Postup výpočtu kritické teploty

### 3.4 Zdokonalené návrhové modely

Zdokonalené návrhové modely je možno použít pro libovolný prvek konstrukce. Při návrhu se musí vzít v úvahu následující okolnosti:

- Zdokonalené návrhové modely určené pro analýzu konstrukce musí respektovat základní podmínky mechaniky a zohledňovat změny mechanických vlastností způsobené teplotou.
- Všechny způsoby porušení, které nejsou zahrnuty v modelu (například lokální boulení tlačných částí průřezu, smykové porušení), je třeba vyloučit. Tento problém často vznikne především u mechanických modelů tvořených prutovými prvky.
- Zdokonalené návrhové modely lze používat ve spojení s libovolným průběhem požáru (teplotní křivkou) za předpokladu, že vlastnosti použitých konstrukčních materiálů jsou v rozmezí teplot dosažených na konstrukci známé.
- Má být zahrnut účinek protažení a zkrácení konstrukčních prvků způsobený změnami teploty.
- Mechanický model dále musí zahrnovat:
  - účinky zatížení ve spojení s geometrickými imperfekcemi a zatížením od teploty,
  - mechanické vlastnosti materiálů ovlivněné teplotou, viz kapitola 3
  - nelineární účinky zatížení,
  - nelineární materiálové vlastnosti včetně nepříznivého vlivu na tuhost konstrukce.

Typický příklad použití zdokonaleného návrhového modelu je na obr. 23. Tento obrázek ukazuje prolamovaný nosník vystavený účinkům požáru. Nutnost použití zdokonaleného modelu vyplývá ze skutečnosti, že žádný z jednoduchých modelů uvedených v Eurokódech neumožňuje návrh těchto nosníků. Před použitím tohoto modelu při návrhu konstrukce je třeba porovnat jeho výsledky s dostupnými experimenty, přitom je třeba vzít v úvahu nejen celkové chování nosníku (průhyb, zatížení při kolapsu, atd.), ale také způsob porušení. Pokud je použitý model úplný a dostatečně přesný, lze dosáhnout velmi dobré shody se skutečností, viz obr. 23.



Obrázek 23 Příklad použití zdokonaleného modelu při návrhu prolamovaného nosníku

## 4 ANALÝZA KONSTRUKCE PŘI POŽÁRU

### 4.1 Hlavní pravidla pro analýzu konstrukce při požáru

Analýza konstrukce při požáru se stává běžnou součástí výpočtu, proto jsou v Eurokódech uvedena základní pravidla pro modelování. Při modelování konstrukce je třeba dbát těchto pravidel:

- Ve většině případů je třeba analýzu konstrukce při požáru spojit se zdokonaleným návrhovým modelem.
- Je třeba zvolit vhodný typ modelu, jeho velikost a pod.
- Je třeba věnovat pozornost správným okrajovým podmínkám.
- Zatížení konstrukce musí odpovídat požární návrhové situaci.
- Použité modely materiálu musí odpovídat chování těchto materiálů při vysokých teplotách.
- V případě, že je modelována pouze část konstrukce, musí okrajové podmínky správně reprezentovat zbývající část konstrukce.
- Je třeba provést pečlivý rozbor výsledků s ohledem na způsob porušení.
- Musí být navrženo takové konstrukční řešení, přípoje atd., které odpovídá modelu a jehož vliv není možno přímo zavést do výpočtu.

Všechny výše uvedené body budou názorně vysvětleny v dalším textu.

### 4.2 Požadavky na zdokonalený návrhový model ocelových a ocelobetonových prvků ve spojení s analýzou konstrukce při požáru

Model ocelové nebo ocelobetonové konstrukce při požáru musí zahrnovat:

- Model materiálu, zvláštní pozornost je třeba věnovat:
  - všechny složky poměrných přetvoření ve spojení s měnící se teplotou,
  - kinematický model materiálu ve spojení s měnící se teplotou,
  - vlastnosti materiálu, především betonu, při chladnutí.

- Vzhledem průběhu hoření dochází k neustálenému stavu vedení tepla, proto se požaduje přírůstková metoda řešení.
- Použité modely materiálu musí co nejlépe odpovídat jejich skutečnému chování při vysokých teplotách.
- Při modelování ocelobetonových konstrukcí je třeba vzít v úvahu další způsoby porušení, které zpravidla nejsou zahrnuty v numerickém modelu. Jde především o přetržení výztuže v důsledku nadměrného protažení, trhliny a drcení betonu, únosnost přípojů, chování spřahovacích prvků, atd.

#### 4.2.1 Složky poměrných přetvoření

Při numerickém modelování ocelových a ocelobetonových konstrukcí je třeba vzít v úvahu, že celkové poměrné přetvoření se skládá z jednotlivých složek uvedených v následujícím vztahu, viz obr. 24.

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

kde:

$\varepsilon_t$  je celkové poměrné přetvoření,

$\varepsilon_{th}$  je poměrné přetvoření způsobené teplotní roztažností,

$\varepsilon_\sigma$  je poměrné přetvoření způsobené vnějším zatížením,

$\varepsilon_c$  je poměrné přetvoření způsobené dotvarováním při vysokých teplotách,

$\varepsilon_{tr}$  je poměrné přetvoření způsobené nelineárními teplotními vlastnostmi betonu,

$\varepsilon_r$  je poměrné přetvoření od reziduálních napětí, často přítomné v ocelových prvcích.

Modely materiálu uvedené v Eurokódech zahrnují vliv dotvarování v pracovních diagramech pro vysoké teploty. Poměrné přetvoření od reziduálních napětí je zpravidla zanedbatelné, je třeba ho zahrnout pouze u vybraných konstrukcí.

#### Složky poměrných přetvoření

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

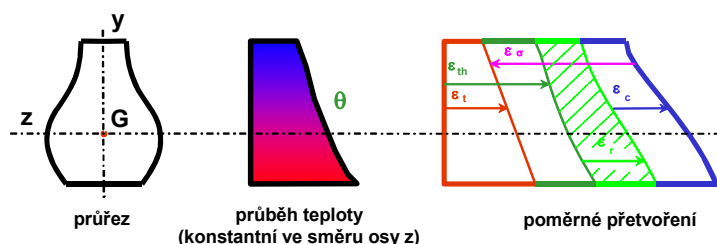
$\varepsilon_t$ : celkové poměrné přetvoření

$\varepsilon_t$ : poměrné přetvoření od teploty

$\varepsilon_\sigma$ : poměrné přetvoření od zatížení

$\varepsilon_r$ : poměrné přetvoření od reziduálních napětí (pokud existují)

$\varepsilon_c$ : poměrné přetvoření od dotvarování



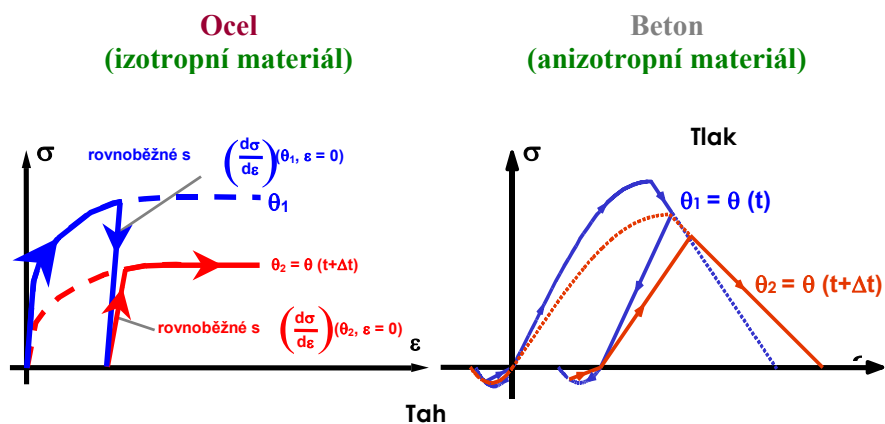
Obrázek 24 Složky poměrných přetvoření pro model materiálu v numerických modelech

#### 4.2.2 Kinematický model materiálu ve spojení s měnící se teplotou

Při požáru se během času mění teplota konstrukčních prvků. Vzhledem k tomu, že mechanické vlastnosti všech materiálů jsou závislé na teplotě, je třeba tyto změny zahrnout do modelu materiálu použitím kinematického modelu. Ocel a beton představují dva velice rozdílné materiály, pro které se má tento model použít, viz obr. 25

U oceli se při změně pracovního diagramu vlivem změny teploty musí zachovat stejná hodnota plastické složky poměrného přetvoření. Toto pravidlo platí pro namáhání oceli v tahu i v tlaku.

Aplikace tohoto pravidla pro beton je značně složitější, protože beton se chová jinak v tahu a v tlaku a je třeba použít odlišná kritéria pro tahové a tlakové namáhání, viz obr. 25.



Obrázek 25 Kinematický model materiálu pro měnící se teplotu

Tyto modely jsou zpravidla aplikovány v programech pro analýzu konstrukce při požáru. Je důležité, aby uživatel byl s těmito modely a jejich použitím seznámen.

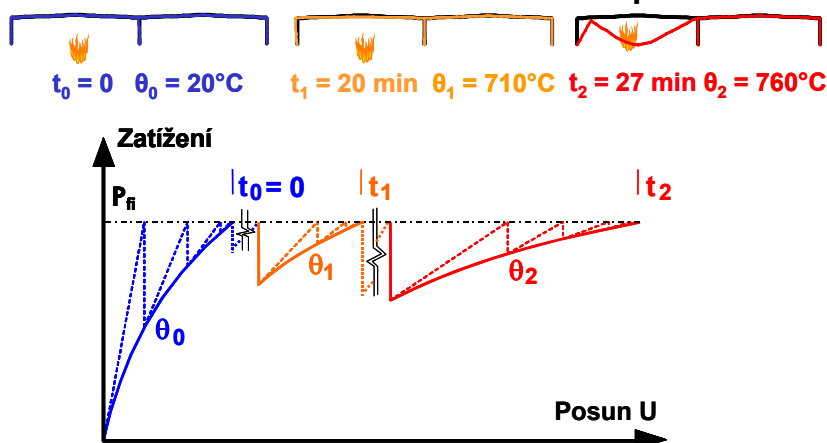
#### 4.2.3 Princip přírůstkové metody řešení a iteračního postupu

Návrh konstrukce při požáru je založen na metodě mezních stavů. Hledá se takový stav, kdy je působící zatížení rovno únosnosti konstrukce, která se mění s měnící se teplotou. Při požáru dochází k velkým deformacím konstrukce způsobeným poklesem tuhosti a teplotní roztažností prvků, což vede ke vzniku velkých plastických oblastí. Pro analýzu konstrukce při požáru tedy není možno použít lineární pružné řešení, ale vyžaduje se nelineární výpočet, při kterém se nelineárně mění tuhost i únosnost prvků. Z matematického hlediska není možné najít přímé řešení, ale musí se použít iterační postup, viz obr. 26, zahrnující:

- Přírůstkovou metodu, při které se hledá řešení pro různou velikost zatížení, tzn. pro různou teplotu.
- V každém přírůstku je třeba použít iterační metodu pro nalezení odezvy konstrukce (deformací a průběhu napětí), která se chová pružně-plasticky.



➤ Při výpočtu je třeba zohlednit závislost únosnosti i tuhosti konstrukce na teplotě



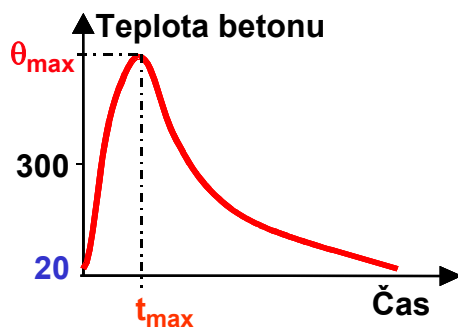
Obrázek 26 Princip přírůstkové metody a iterací při analýze konstrukce

#### 4.2.4 Vlastnosti betonu při chladnutí

Pro analýzu konstrukce při požáru je nutno zohlednit chování materiálu při chladnutí. Zatímco mechanické vlastnosti většiny běžných ocelí se po zahřátí a ochlazení na běžnou teplotu vrátí na původní hodnoty, toto pravidlo neplatí pro beton. Při zahřátí betonu nad určitou teplotu se změní struktura betonu, která se po ochlazení neobnovuje. To má za následek nejen to, že pevnost betonu zasaženého požárem se snižuje v porovnání s neovlivněným betonem, navíc může dojít i k tomu, že ve fázi chladnutí se pevnost betonu dále snižuje v porovnání s pevností při maximální teplotě betonu. V důsledku toho byl do normy ČSN EN 1994-1-2 zaveden postup zahrnující tento jev, viz obr. 27. Podle tohoto pravidla se pevnost betonu, jehož teplota překročila 300°C, po vychladnutí na 20°C snižuje o dalších 10% v porovnání se snížením při maximální dosažené teplotě.

Tento jev je velmi významný vzhledem k tomu, že betonová konstrukce se může zřítit ve fázi chladnutí v důsledku poklesu pevnosti betonu v této fázi.

- Ocel získává při chladnutí původní vlastnosti
- Pevnost betonu při chladnutí



Například při teplotě  $\theta_{max} \geq 300 \text{ °C}$

$$f_{c, \theta, 20^\circ} = 0.9 f_{c, \theta}$$

Pro určení  $f_{c, \theta}$  mezi  $\theta_{max}$  a 20°C se použije lineární interpolace

Obrázek 27 Chování betonu při chladnutí

### 4.3 Příklad analýzy ocelobetonové konstrukce

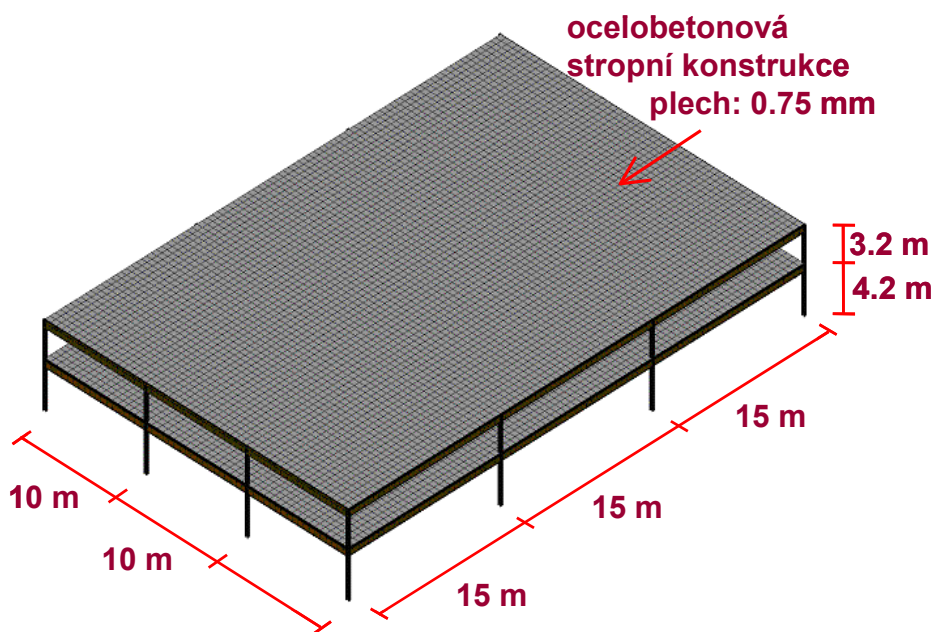
#### 4.3.1 Popis posuzované konstrukce

Pro lepší pochopení výše popsaných zásad pro modelování konstrukce při požáru je uveden příklad analýzy ocelobetonové konstrukce. Vybraná konstrukce, viz obr. 28, má dvě podlaží, stropní konstrukci tvoří ocelobetonové nosníky sprážené s železobetonovou deskou. Stropní konstrukci nesou ocelové sloupy. Rozměry konstrukce jsou:

- Rozpětí stropnic: 15 m
- Rozpětí průvlaků: 10 m
- Vzdálenost stropnic: 3.33 m
- Konstrukční výška 1. podlaží: 4.2 m
- Konstrukční výška 2. podlaží: 3.2 m

Předpokládá se požár v požárním úseku o rozměrech 5 m × 12 m, plocha úseku je 60 m<sup>2</sup>.

Bude modelován přirozený průběh lokálního požáru.



Obrázek 28 Příklad ocelobetonové stropní konstrukce

V tomto příkladu je popisován pouze mechanický model konstrukce. Ostatní části analýzy, tzn. požární scénář, požární zatížení, modelování průběhu požáru a přestupu tepla do konstrukce zde nejsou uvedeny.

#### 4.3.2 Model konstrukce a detaily

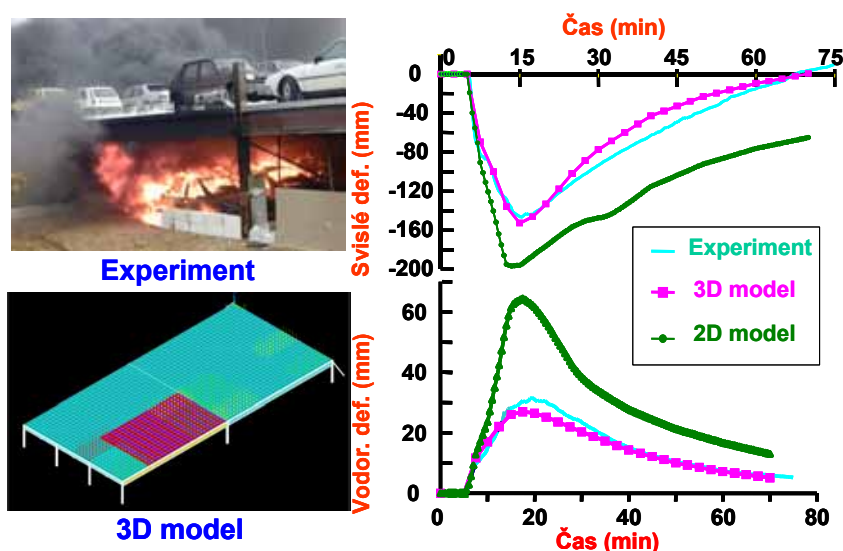
Pro modelování této konstrukce je možno zvolit dva přístupy: jednodušší 2D model ocelobetonové rámové konstrukce a složitější 3D model stropní konstrukce. Výhody a nevýhody těchto modelů jsou shrnuty v následujícím odstavci:

- 2D model ocelobetonového rámu využívající prutové prvky:
  - umožňuje přerozdělování ohybových momentů po délce nosníku,
  - nezohledňuje membránové působení betonové desky mezi sousedními nosníky,
  - vyžaduje několik výpočtů pro posouzení konstrukce pro jeden požární scénář,
  - cena jednoho výpočtu je velmi nízká, výpočet je tedy velmi efektivní.

- 3D ocelobetonové stropní konstrukce tvořené prutovými a deskovými prvky:
  - zohledňuje membránové působení betonové desky na celé ploše stropní konstrukce,
  - dochází k přerozdělení zatížení vlivem použitých deskových prvků,
  - stačí jeden výpočet pro jeden požární scénář,
  - cena výpočtu je vysoká vzhledem ke značnému množství prvků v modelu.

Při porovnání těchto dvou přístupů vychází jako efektivnější 2D model. Jeho nevýhodou je však nemožnost zohlednit chování betonové desky zasažené lokálním požárem, proto budou výsledky konzervativní a výsledná požární odolnost nižší než ve skutečnosti. To může vést k těžší a dražší konstrukci nebo nutnosti navrhnout ochranu proti požáru. Proto byl zvolen 3D model.

Při používání složitého 3D modelu je třeba zkontrolovat jeho správnost. Tento model byl porovnán s několika experimenty provedenými v nedávné době v rámci výzkumu ECSC.



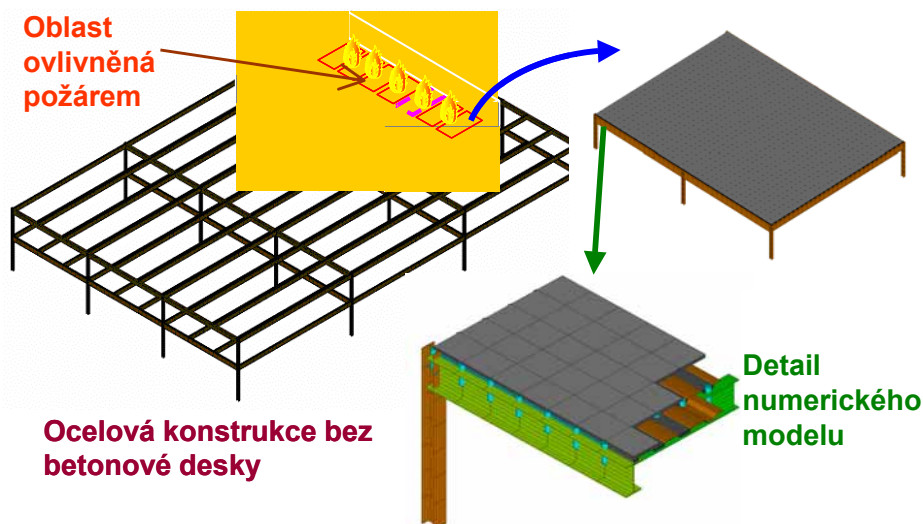
Obrázek 29 Kontrola správnosti 3D modelu

Vhodným příkladem pro porovnání je požární experiment na konstrukci patrových garáží, viz obr. 29. Z výsledků výpočtů je patrné, že 3D model dává výsledky, které se skutečnosti přibližují více než 2D modelu. Pokud je použit 3D model, je třeba rozhodnout, jak velkou část konstrukce bude model představovat, protože není možné modelovat celou konstrukci 3D modelem. Důvodem je příliš vysoká cena vzhledem k dlouhé době výpočtu (týden až několik měsíců při použití běžných počítačů).

Vzhledem k tomu, že lokální požár zasahuje pouze část stropní konstrukce, viz obr. 30, je možno modelovat jen její část. Tato možnost je uvedena v Eurokódech v části týkající se analýzy konstrukce. V tomto případě byla modelována co nejmenší možná plocha stropní konstrukce, tím významně snížena velikost modelu (model zachycuje plochu stropu o rozměrech  $15 \times 20 = 300 \text{ m}^2$ , zatímco půdorysná plocha celého objektu je  $45 \times 30 = 1350 \text{ m}^2$ ).

Pro model ocelobetonové konstrukce byly použity následující typy prvků:

- deskové prvky pro betonovou desku a její výztuž,
- prutové prvky pro ocelové nosníky a sloupy, trapézový plech a žebra betonové desky,
- tuhé spojení mezi betonovou deskou a ocelovými nosníky.



Obrázek 30 Model části konstrukce

#### 4.3.3 Zatížení a okrajové podmínky

Pro správnou předpověď chování je třeba co nejpřesněji zohlednit:

- zatížení konstrukce,
- okrajové podmínky vybrané části konstrukce.

Při normální návrhové situaci na konstrukci působí čtyři druhy zatížení:

- stálé zatížení (vlastní tíha konstrukce, osvětlení, atd.):  $G$
- nahodilé zatížení:  $Q$
- zatížení větrem:  $W$
- zatížení sněhem:  $S$

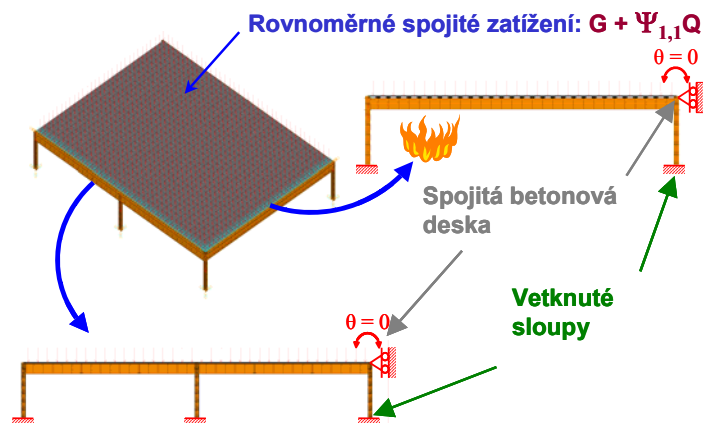
Při požáru se používá jiná kombinace zatížení pro nalezení nejnepříznivějších účinků na konstrukci. V tomto případě, kdy je prostorová tuhost konstrukce zajištěna ztužením, lze zanedbat účinky větru působící na stropní konstrukci. Pro kombinaci stálého zatížení  $G$ , nahodilého zatížení  $Q$  a zatížení sněhem  $S$  přicházejí v úvahu následující možnosti:

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

Z těchto dvou kombinací je nepříznivější první z nich, protože poskytuje větší celkové zatížení.

Pro model konstrukce není třeba zavádět speciální okrajové podmínky. Vzhledem k tomu, že je modelována pouze část konstrukce, je třeba vhodnými okrajovými podmínkami simulovat zbývající části, viz obr. 31:

- Dokonale vetknuté spodní konce sloupů, protože sloupy spojitě pokračují až k základům a spodní stropní konstrukce není zasažena požárem.
- Je zabráněno natočení a vodorovným posunům betonové desky tak, aby byla modelována spojitá deska probíhající po celém podlaží.

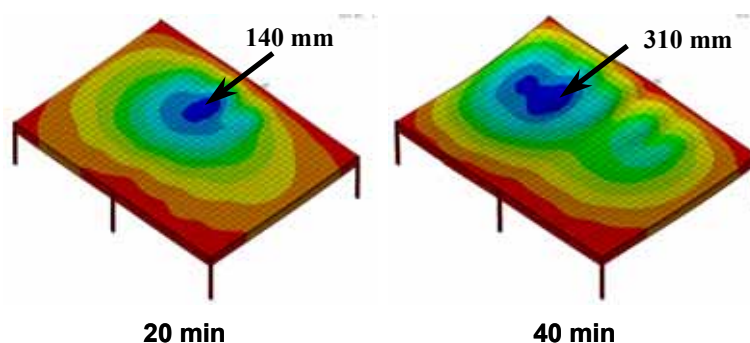


Obrázek 31 Zatížení a okrajové podmínky na modelu části konstrukce

#### 4.3.4 Vyhodnocení výsledků

Výsledky výpočtu jsou zobrazeny na obr. 32. Tento obrázek ukazuje svislé deformace stropní desky v 20. a 40. minutě trvání požáru. Protože je stropní deska vystavena účinkům lokálního požáru, lze si snadno představit jeho účinky na stropní desku. Průhyb desky se zvýšil ze 140 mm v 20. minutě na 310 mm ve 40. minutě požáru.

#### ➤ Průhyb stropní konstrukce

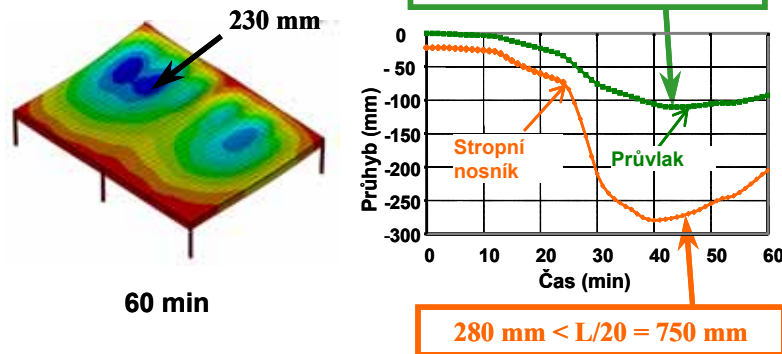


Obrázek 32 Výsledky výpočtu, průhyb stropní desky

V další fázi požáru se zvětšuje plocha desky s velkým průhybem (to je způsobeno dalším rozvojem požáru), ale celková deformace v 60. minutě se sníží na 230 mm. Snížení průhybu je způsobeno přechodem požáru do fáze chladnutí, viz obr. 33.

Spočtené průhyby ocelových nosníků zdaleka nedosahují mezních hodnot, tedy 1/20 rozpětí. Dosažení těchto průhybů je považováno za kolaps konstrukce. Maximální průhyb stropnice byl pouze 280 mm, maximální průhyb průvlaku 110 mm. Z tohoto pohledu je možno považovat chování stropní konstrukce při tomto požárním scénáři za zcela vyhovující.

## ➤ Kontrola maximálních povolených průhybů



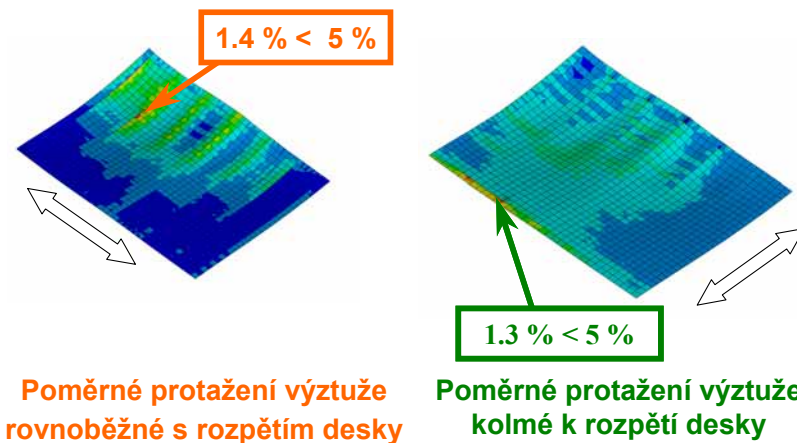
Obrázek 33 Kontrola maximálních průhybů nosníků

Dalším způsobem porušení posuzované konstrukce, který je třeba zohlednit, je protažení prutů výztužné sítě v železobetonové desce, viz obr. 34. Požaduje se, aby maximální protažení výztuže nepřekročilo 5%, což je maximální povolené protažení výztuže bez ohledu na její typ. Tato hodnota je definována v normě ČSN EN 1992-1-2 (posouzení betonových konstrukcí na účinky požáru). Toto kritérium bylo také ověřeno při dvou požárních experimentech na skutečných objektech a numerickým modelem v projektu ECSC.

V tomto příkladu je maximální protažení prutů výztuže pouze 1.4%, tedy podstatně méně než je maximální hodnota 5%. Také toto kritérium je splněno.

Popsaný postup posouzení s využitím zdokonaleného modelu byl mnohokrát používán pro analýzu požárních zkoušek na skutečných objektech s nosnou ocelovou nebo ocelobetonovou konstrukcí v projektech ECSC. Bylo prokázáno, že shoda tohoto modelu s experimenty je velmi dobrá.

## ➤ Kontrola maximálního protažení výztuže



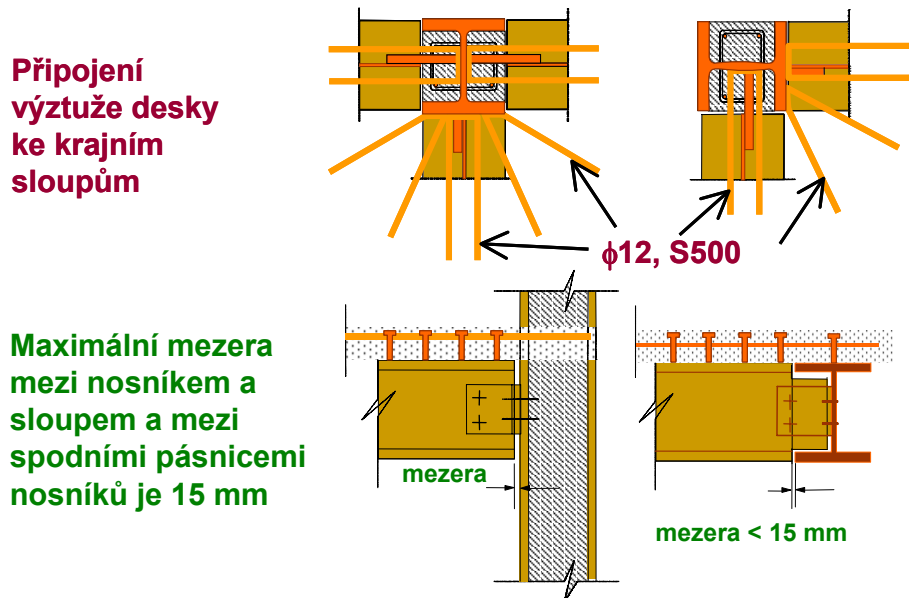
Obrázek 34 Kontrola maximálního protažení výztuže v betonové desce

### 4.3.5 Konstrukční řešení

Při provádění konstrukce je třeba používat takové konstrukční detaily, aby jejich vlastnosti odpovídaly předpokladům použitým v numerickém modelu. Pro konstrukci, kterou popisuje tento model, byly požadovány následující konstrukční detaily, viz obr. 35:

- Spojení výztuže v desce s krajním a rohovým sloupem tak, aby byl umožněn vznik záporných momentů na okraji desky, což zvyšuje její požární odolnost.

- Vytvoření malé mezery mezi spodní pásnicí nosníku a pásnicí sloupu nebo spodními pásnicemi nosníků v uložení stropnice na průvlek pro vznik záporných momentů v těchto přípojích při požáru.
- Mohou být použity kloubové přípoje nosníků ke sloupu a stropnice k průvleku.
- Je třeba navrhnout úplné smykové spřažení nosníků s železobetonovou deskou.



Obrázek 35 Konstrukční řešení musí odpovídat návrhovému modelu

#### 4.3.6 Příklad realizované budovy, jejíž požární odolnost byla ověřena zdokonaleným návrhovým modelem

Obr. 36 ukazuje budovu realizovanou ve Francii. Při jejím návrhu byl použit zdokonalený model pro předpověď chování konstrukce při požáru.

Při návrhu bylo analyzováno několik požárních scénářů, pro každý z nich byl proveden výpočet s použitím zmíněného numerického modelu. Pro každý požární scénář byly zkontrolovány maximální dosažené průhyby stropní konstrukce a protažení výztuže železobetonové desky.

Aplikace tohoto návrhového postupu umožnila návrh zcela nechráněné ocelové konstrukce, jde o první případ takto rozsáhlého použití nechráněné konstrukce ve Francii.



**Při montáži**

**Po dokončení**

Obrázek 36 Příklad realizované budovy

## 5 KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ VE VZTAHU K POŽÁRNÍ ODOLNOSTI OCELOVÝCH A OCELOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

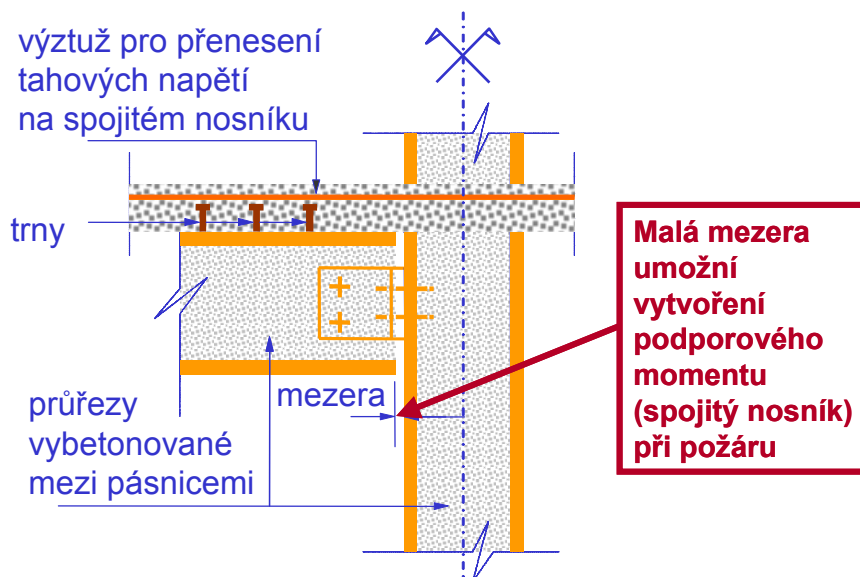
Předchozí příklad realizované konstrukce ukazuje, že při návrhu konstrukčních detailů je třeba věnovat zvýšenou pozornost:

- styčnickům,
- smykovému spřažení mezi ocelí a betonem.

Při posuzování požární odolnosti konstrukce s použitím zdokonalených modelů se předpokládá, že je zajištěna její celistvost. Pokud dojde k porušení celistvosti konstrukce při požáru, použitý návrhový model přestane platit. Současně je třeba mít na zřeteli, že zřícení konstrukce například v důsledku kolapsu styčnicků je nepřípustné a je třeba mu zabránit.

Další specifickou vlastností styčnicků je možnost jejich kolapsu při chladnutí konstrukce v závěrečné fázi požáru nebo po požáru. To je třeba zohlednit nejen při návrhu konstrukce s použitím zdokonalených návrhových modelů, které zahrnují fázi chladnutí konstrukce (zatímco jiná část konstrukce může být stále ve fázi rozvoje požáru), ale stejnou pozornost je třeba věnovat také konstrukcím navrženým na účinky požáru podle nominálních teplotních křivek. I tyto konstrukce totiž procházejí fází chladnutí v závěrečné fázi požáru.

V normách ČSN EN 1993-1-2 (návrh ocelových konstrukcí na účinky požáru) a ČSN EN 1994-1-2 (návrh ocelobetonových konstrukcí na účinky požáru) jsou uvedeny jednoduché návrhové modely a konstrukční zásady pro návrh styčnicků. Typickým příkladem je přípoj ocelobetonového nosníku ke sloupu, viz obr. 37. Je doporučeno navrhovat styčník s velmi malou mezerou mezi spodní pásnicí nosníku a ocelovým sloupem. Při běžné teplotě se styčník chová jako kloubový, protože průhyb nosníku je poměrně malý. Při požáru se průhyb nosníku zvětší v důsledku prodloužení od teploty a poklesu ohybové tuhosti, a to způsobí velké natočení v přípoji. Pokud je mezi spodní pásnicí a sloupem pouze malá mezera, dojde ke kontaktu nosníku se sloupem a je možno počítat se značným podporovým momentem, protože tahové síly ve styčnicku jsou přenášeny výztuží v betonové desce. Tento podporový moment sníží moment v poli a tím značně přispěje ke zvýšení požární odolnosti nosníku.



Obrázek 37 Konstrukční řešení styčnicku umožňující vznik podporových momentů, podle normy ČSN EN 1994-1-2

Dalším případem spojení ocelových průřezů s betonovou částí ocelobetonových nosníků je kromě smykového spřažení nosníku s deskou také spojení nosníku s betonem u částečně ocelobetonovaných nosníků. Aby byla zajištěna dostatečná únosnost tohoto spojení a bylo možno




započítat přidanou betonářskou výztuž do únosnosti prvku, doporučuje norma ČSN EN 1994-1-2 řešení zobrazené na obr. 38. Hlavním účelem tohoto řešení je zajistit spolupůsobení ocelového průřezu s betonem a ochranu ocelového průřezu před účinky požáru. Nebezpečí vzniká při odprýskávání povrchové vrstvy betonu, které může vést až k obnažení betonářské výztuže.

Existují další konstrukční detaily, které mají přímý vztah k požární odolnosti konstrukcí. Je vždy odpovědností každého projektanta, aby byly tyto konstrukční detaily navrženy správně a nesnižovaly požární odolnost celé konstrukce.

## 6 LITERATURA

- ČSN EN 1990: Eurokód 0: Zásady navrhování konstrukcí, ČNI, Praha, 2004
- ČSN EN 1991-1-2: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-2: Obecná zatížení – Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru, ČNI, Praha, 2004
- ČSN EN 1992-1-2: Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-2: Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru, ČNI, Praha, 2006
- ČSN EN 1993-1-2: Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-2: Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru, ČNI, Praha, 2006
- ČSN EN 1994-1-2: Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Část 1-2: Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru, ČNI, Praha, 2006
- 7215 SA125: Competitive steel buildings through natural fire safety concept, final report of CEC agreement 7210 – SA125, 126, 213, 214, 323, 423, 522, 623, 839, 937, British Steel, March 1999
- 7215 SA112: Design Tools of the behaviour of multi-storey steel framed buildings exposed to natural fire conditions (CARD (2)), Rapport final of ECSC project, TNO, January 2003
- 7215 PP025: Demonstration of real fire tests in car parks and high buildings, final report of ECSC project-EUR 20466 EN 2002, CTICM, Brussels, December 2003

<b>QUALITY RECORD</b>	WP5 		
Title	WP3: Mechanical response		
Eurocode reference(s)	EN 1991-1-2:2005; EN 1993-1-2:2006; EN 1994-1-1:2004; EN 1994-1-2:2006		
<b>ORIGINAL DOCUMENT</b>			
	<b>Name</b>	<b>Company</b>	<b>Date</b>
Created by	B. Zhao	CTICM	24/11/2005
Technical content checked by	M. Haller	ArcelorMittal	24/11/2005
<b>TRANSLATED DOCUMENT</b>			
Translation made and checked by:	Z. Sokol	CTU in Prague	10/01/2008
Translated resource approved by:	F. Wald	CTU in Prague	25/01/2008
National technical contact:	F. Wald	CTU in Prague	