

POSTŘEHY O CHOVÁNÍ ŽELEZOBETONOVÉ KONSTRUKCE PŘI POŽÁRU

REMARKS OF BEHAVIOUR CONCRETE STRUCTURE UNDER FIRE

PETR FAJMAN

Chování konstrukce při požáru je v současné době velmi diskutované téma. Celkové požární hodnocení konstrukce však závisí na více faktorech, především pak na typu materiálu a konstrukčním systému. Z tohoto důvodu je velmi poučné zjišťovat, co se stalo a k jakým událostem došlo při reálném požáru budovy.

Behaviour of concrete structure under fire is highly discussed topic in present days. Complex structure assessment depends on several factors – mainly on the type of material and structural system of the building. Therefore, it is very instructive to investigate what happened real fire of the building.

Požární odolnost konstrukce je s nástupem nových materiálů velmi diskutované téma. Chování samotných stavebních materiálů je zkoumáno při různých pokusech [2, 3, 4], ale požární hodnocení budovy závisí i na její vybavenosti a konstrukčním systému [1]. Při navrhování na účinky požáru postupujeme podle Eurokodu ve dvou fázích. Nejdříve stanovíme zatížení dle EN 1991-1-2 a poté charakteristiky jednotlivých materiálů dle příslušných norem – např. pro beton [5, 6] platí EN 1992-1-2. V normách jsou shr-

nuty poznatky a zkušenosti s požáry různých objektů, proto je zajímavé sledovat na reálné budově, kde došlo k požáru, co se stalo s konstrukcí a jak je to s její další únosností.

Během léta přibývá požárů zemědělských plodin, a to jak z důvodu špatného skladování, tak úmyslným zapálením. V létě 2008 vypukl požár v seníku Agrostavu Jaroměř. S největší pravděpodobností byl požár založen úmyslně. V uvedeném objektu bylo uskladněno seno. K samovznícení dojít nemohlo, protože seno bylo v rolích a vnitřní prostor byl řádně odvětráván. Velikost požáru a rozsah zničení konstrukce překvapila majitele i zasahující hasiče, protože takovou destrukci železobetonového skeletu nepředpokládali.

POPIS KONSTRUKCE

Seník byl postaven na počátku devadesátých let jako železobetonový skelet (obr. 1). Nosnými prvky byly železobetonové sloupky, na kterých byly navěšeny betonové dutinové panely. V horní části měly sloupky konzoly, na kterých byla uložena jeřábová dráha. Sloup měl průřez 400 × 600 mm s vyztužením na okrajích 2Ø 24 a 2Ø 18 a uprostřed 1Ø 18 mm se smykovou výztuží z třmínků po 250 mm.

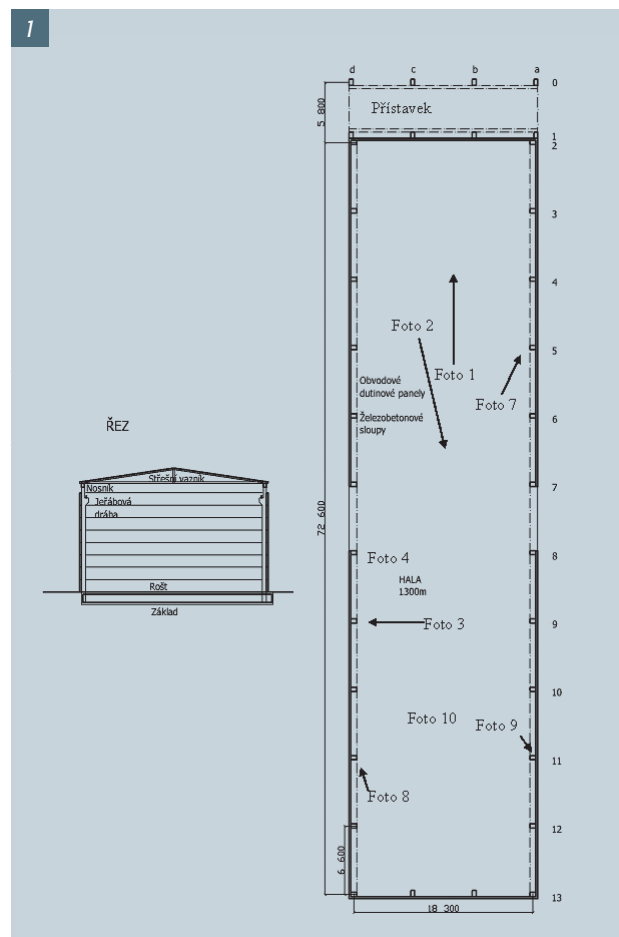
Střešní konstrukce byla lehká, částečně ocelová s dřevěnými



2a



2b



vazníky s krytinou z hliníkových plechů. Na boku seníku byla přístavba z železobetonových sloupů, které nesly ocelovou konstrukci boudy opláštěnou plechy s jeřábem. Zbytek konstrukce je vyobrazen na obr. 2.

POPIS POŠKOZENÍ KONSTRUKCE

Požár byl nahlášen 6. září 2008 ve večerních hodinách. Podle zasahujících hasičů byla teplota vyšší než 600 °C. Maxima byla odhadnuta na 700 až 800 °C při jejich trvání dvě hodiny. Požárem byly nejvíce zasaženy krajní části objektu – řada 2 až 5 a 9 až 12, kde bylo uskladněno seno. Střední část – trakty 6 až 9 – sloužila k manipulaci se senem. Zásah hasičů se omezil hlavně na ochranu okolních objektů a ochlazování vnějšího povrchu konstrukce skladu. Teploty stěn a průběh teplot požáru nebyly exaktně měřeny, ale teplota vnějšího povrchu byla dle odhadu kolem 100 °C.

Po pádu střechy došlo ke snížení teploty – jde o pokles při otevření prostoru. Podobný efekt byl sledován i při požáru budovy Windsor v Madridu [1], kde při odstranění obvodových konstrukcí došlo ke snížení z 1 000 na 600 °C. V článku [1] lze nalézt závislost teploty na velikosti hořícího prostoru.

Během požáru došlo k následujícím událostem.

Deformace haly

Lehká vazníková dřevěná konstrukce krovu byla tvořena z menších průřezů, které intenzivně hořely až došlo k roztavení střešní krytiny. Vlivem velkého žáru došlo k ohřátí vnitřních ploch konstrukce. To mělo za následek roztažení konstrukce a odklonění sloupů (obr. 3). Po ochlazení se konstrukce téměř vrátila

do původního stavu. Zůstatkový naměřený odklon směrem ven je 10 mm na 2000 mm, to znamená 50 mm na celou výšku.

Výpočet vodorovného posunu konce sloupu od zatížení teplotou od požáru

Pro deformaci v bodě x máme jednoduchý vztah

$$\varphi(x) = \frac{M_y(x)}{EI} + \frac{T_D - T_H}{h} \alpha$$

V našem případě uvažujeme, že příčné zatížení konstrukce je malé a přibližně platí $M_y(x) = 0$. Pro příčný posun nosníku platí podle principu virtuálních posunutí (PVP)

$$u_l = \int_0^l \bar{M}(x) \varphi(x) dx = \int_0^l x \frac{T_D - T_H}{h} \alpha dx = \frac{l^2}{2} \frac{T_D - T_H}{h} \alpha, \quad (1)$$

kde $\bar{M}(x) = 1x$ je moment v bodě x od jednotkové síly působící na konci konzoly.

Při odhadované průměrné teplotě požáru po výšce 400 °C, pro průřez 600 × 400 mm uvažujeme pak hodnotu teploty vnitřního povrchu $T_D = 420$ °C a teplotu vnějšího povrchu $T_H = 20$ °C. Pro délku sloupu 10 m a koeficient teplotní roztažnosti betonu $\alpha = 0,000012$ (α s rostoucí teplotou ještě mírně roste – pro 750 °C je $\alpha = 0,000014$) vyjde

$$u = \frac{10^2}{2} \frac{420 - 20}{0,6} 0,000012 = 0,4 \text{ m.}$$

Velké deformace stěn potvrzují i výpovědi svědků události, kteří

Obr. 1 Schématický řez a půdorys seníku

Fig. 1 Section and ground plan of hayloft

Obr. 2 a) pád střechy od odklonu podpor, b) zničená konstrukce

Fig. 2 a) downfall of roof due to support declination, b) damaged structure

Obr. 3 Deformace konstrukce

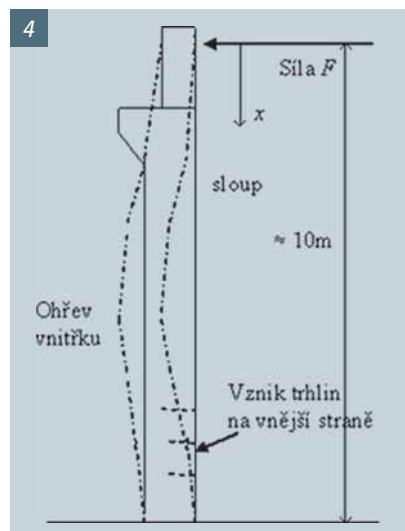
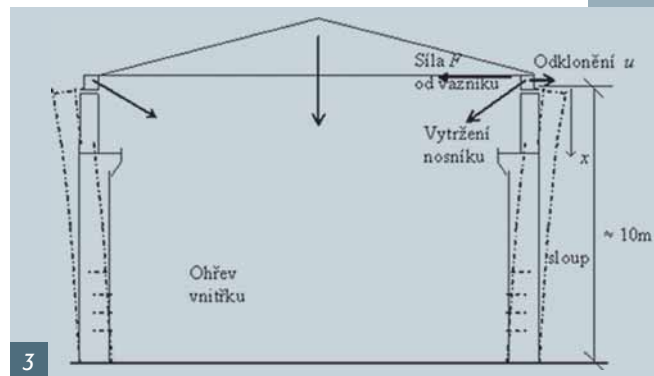
Fig. 3 Deformation of structure

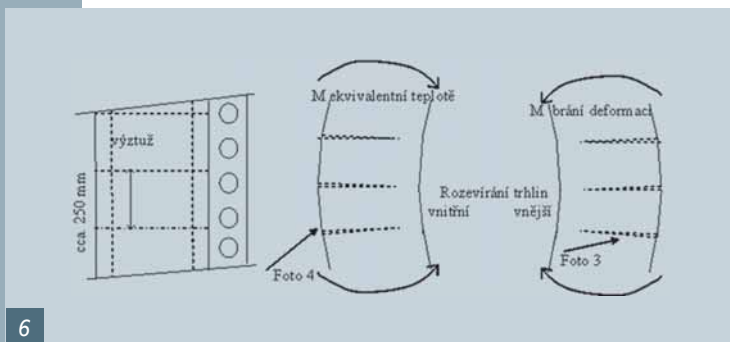
Obr. 4 Trhliny na vnější straně sloupu

Fig. 4 Cracks on outer side of column

Obr. 5 Trhliny ve sloupech, a) na vnějším a b) na vnitřním líci

Fig. 5 Cracks in columns, a) on outer, b) inner surface

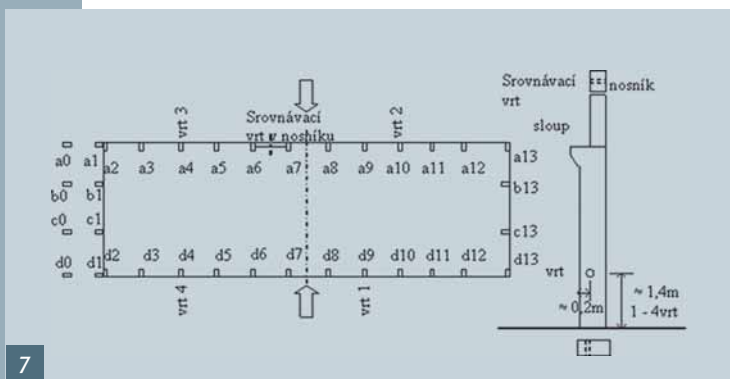




6



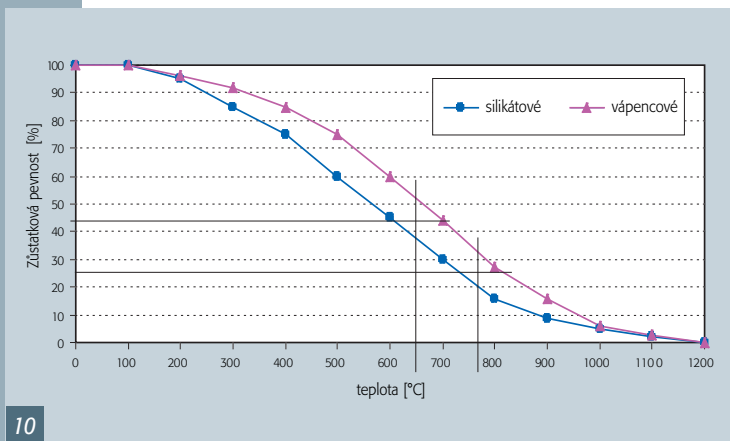
8



7



9



10

jev přirovnávali k nafouknutí haly. Jen v rozích byl posun menší vlivem prostorového působení konstrukce. Zpočátku byly stěny v horní části drženy střešními vazníky. V důsledku kotvení vazníků k objektu v nich od odklání sloupů vznikaly hned od počátku velké vodorovné tahové síly. Ty měly za následek posunutí a vytržení obvodových betonových nosníků, což významně přispělo k pozdějšímu pádu střechy (obr. 3). Nosníky byly popadány po celé délce haly buď na jedné nebo na druhé straně.

Maximální sílu F (reakce vazníku) můžeme určit z podmínky posunu v horním bodě $u_1 = 0$. Z PVP dostaneme závislost mezi silou a posunem (2).

$$u_1 = \int_0^l \frac{M(x)\bar{M}(x)}{EI} dx = \int_0^l \frac{Fx \cdot x}{EI} dx = \frac{F \cdot l^3}{3EI}, \quad (2)$$

kde $M(x) = Fx$, $\bar{M}(x) = 1x$ jsou momenty od síly F , resp. jednotkové síly působící na konci konzoly.

Podmínku nulového posunu na volném konci po sečení rovnic (1) a (2) zapíšeme následovně:

$$u_1 = 0 = \frac{Fl^3}{3EI} - \frac{l^2}{2} \frac{T_D - T_H}{h} \alpha \Rightarrow F = \alpha \frac{3EI(T_D - T_H)}{2lh} \quad (3)$$

$$\text{Po dosazení za } I_y = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,4 \cdot 0,6^3}{12} = 0,0072 \text{ m}^4$$

(moment setrvačnosti průřezu sloupu) a za $E = 26\,000$ MPa (modul pružnosti betonu) dostaneme

$$F = \alpha \frac{3EI(T_D - T_H)}{2lh} = 0,000012 \frac{3 \cdot 26000 \cdot 0,0072 \cdot 400}{2 \cdot 10 \cdot 0,6} = 0,224 \text{ [MN]} = 224 \text{ [kN]}.$$

Jedná se o velkou vodorovnou sílu, která působí na jeden sloup – pro porovnání je např. výslednice charakteristického zatížení větrem rovna 19 kN a normálová síla ve sloupu od stálého zatížení (vlastní tíha + tíha obvodových panelů + nosník + část střechy) rovna 236 kN.

Dále došlo ke zdeformování jeřábové dráhy a k vytvoření šikmých trhlin v některých betonových konzolách. Z dvaceti dvou



nosníků byly pouze dva nezdeformované (nad vstupy). Zbylé byly zkroucené, prohnuté nebo vybočené.

Vznik trhlin v betonu

Vznik trhlin v betonu souvisí s natočením průřezu a jeho vyztužením. Při teplotě oceli nad 250 °C dochází k jejímu zplastizování a vzniku nevratných deformací. Vzhledem k tomu, že ocel v tomto stavu není schopna přenášet zatížení, musel v době požáru přenášet veškeré zatížení beton. Ocel se pouze protahovala a plastizovala. Při zpětném ochlazení však v oceli zůstávaly nevratné deformace, které kladly odpor návratu konstrukce do původního stavu. Tento jev způsobil, že se v betonu, který má podstatně menší únosnost v tahu než v tlaku, vytvořily trhliny. Ve sloupech bez zabráněného vodorovného posunu vznikly trhliny na vnitřní straně (obr. 3, 5b a 6). U sloupů se zabráněným vodorovným posunem (obr. 2 síla F) však vznikly trhliny i na vnější straně (obr. 5a a 6). To bylo způsobeno změnou jejich statického působení a odlišnou deformací (srovnej obr. 3 a 4). Šířka trhlin se pohybovala od 0,1 do 1 mm.

Při výpočtu maximální velikosti momentu M , který vznikne ve vetknutí od zabránění posunu ve vrcholu, vyjdeme z vypočtené síly F .

$$M = F \cdot x \Rightarrow M_j = 0,227 \cdot 10 = 2,27 \text{ MNm}$$

Pokud bychom uvažovali plně plastický stav, moment způsobí teoretické napětí

$$\sigma_{\max} = \frac{4M}{bh^2} = \frac{4 \cdot 2,273}{0,4 \cdot 0,6^2} = 63,1 \text{ MPa}.$$

Mezní tahové napětí v betonu je závislé na třídě betonu, např. pro BIV (C40) je $\sigma = 4,6 \text{ MPa}$. Z uvedeného vyplývá, že vznik trhlin byl nevyhnutelný.

Obr. 6 Vznik trhlin od nerovnoměrného oteplení
Fig. 6 Cracks development due to non-uniform temperature distribution

Obr. 7 Označení pozic vrtů
Fig. 7 Identification of specimens

Obr. 8 Vzorky vrtů 1 až 4
Fig. 8 Specimens 1–4

Obr. 9 Vzorek z nosníku
Fig. 9 Specimen of the beam

Obr. 10 Snížení pevnosti betonu v tlaku v závislosti na teplotě dle EN
Fig. 10 Concrete compression strength decrease due to temperature increasing according to EN

Obr. 11 a) Odprýskaná krycí betonová vrstva, b) pórovitý povrch zasaženého betonu a c) zkroucená kotevní lišta
Fig. 11 a) Spalling of concrete cover layer, b) porous surface of hit concrete and c) twisted anchor wire

Tab. 1 Naměřené hodnoty pevnosti betonu v tlaku
Tab. 1 Measured value of concrete compression strength

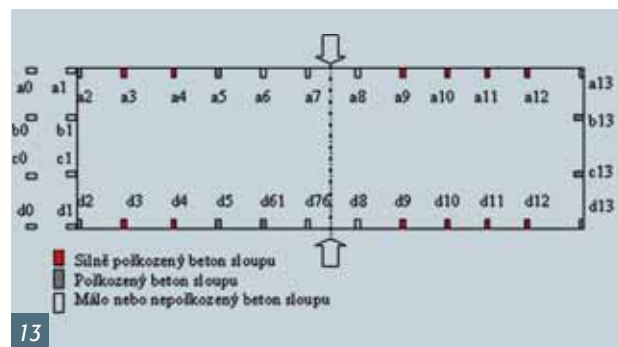
Název	Označení	Střední část		Krajní části	
		Pevnost [MPa]	Ztráta pevnosti [%]	Pevnost [MPa]	Ztráta pevnosti [%]
Srovnávací vrt	A6/7_1	49,7	0	26,9	46
	A6/7_2	50,1	0	27,3	45,5
Vrt 1	sloup d9	22,2	55,5	12,6	74
Vrt 2	sloup a10	21	58	12,4	75
Vrt 3	sloup a4	12,4	75	–	100
Vrt 4	sloup d4	17,1	66	11,6	77

Tab. 2 Zatřídění sloupů dle intervalů pevnosti betonu v tlaku
Tab. 2 Designation of columns according to compression strength

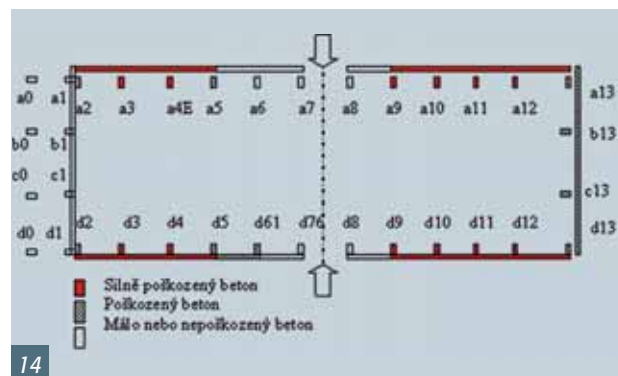
Napětí [MPa]	≤ 20	28 až 35	36 až 44	≥ 45
Sloupy	a3, a4, a9, a10, a11, a12	a5	a2, a13 b13 c13	a0, a1, a6, a7, a8 b0, b1 c0, c1 d0, d1, d7, d8
	d3, d4, d9, d10, d11, d12	d13	d2, d5, d6	



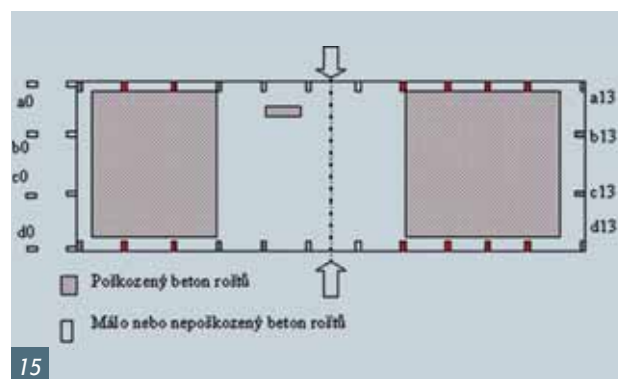
12



13



14



15

Ve skutečnosti došlo k tahovému porušení betonu se vznikem trhlin a přerozdělení napětí. Tyto jevy by bylo možné podrobněji zkoumat například metodami lomové mechaniky.

Prohlídka vývrtů ukázala, že poškozené sloupy byly popraskané i uvnitř systémem trhlin ve vodorovné i svislé rovině. Stejně poruchy se objevily i při požáru budovy Windsdor v Madridu [1], kde byly trhliny ve sloupech v obou směrech.

Degradace betonu ohřátím

Pro určení míry poškození betonu byly provedeny zkoušky pevnosti v tlaku zasažených sloupů. Dále bylo nutné zjistit i původní nepoškozenou pevnost. K tomu byl vybrán nosník, který se nacházel pod střechou v manipulační zóně, kde přímo nehořelo a byl vystaven žáru jen z jedné strany. Beton nosníku i vrtů byl vizuálně zhodnocen a bylo konstatováno, že je kompaktní a nepoškozený.

Byly odebrány čtyři vrtů v poškozených sloupech (obr. 8) a dva vrtů v nosníku (obr. 9). Z každého vrtu ve sloupech, pokud to šlo, byly zhotoveny dva vzorky. Z každého vrtu v nosníku byly udělány také dva vzorky, jeden na straně požáru a druhý na opačné straně. Vrtů byly provedeny přenosnou vrtací technikou s vývr-

tem $\varnothing 75$ mm, umístění vrtů v půdoryse a na sloupu je vykresleno v obr. 7.

Popis vzorků:

- vrt 1 (sloup d9) – po obou stranách byla vrstva rozpadlého betonu do hloubky 60 mm. Střední vrstva betonu je také poškozena – materiál je mezerovitý oproti srovnávacímu vzorku.
- vrt 2 (sloup a10) – beton je po obou stranách poškozen.
- vrt 3 (sloup a4) – beton je po obou stranách poškozen. Ve střední části vrtu je beton porušen svislou trhlinou.
- vrt 4 (sloup d4) – na jedné straně je beton poškozen.

Srovnávací vrt (nosník a56) – vizuálně jsou vzorky betonu bez poškození, struktura materiálu je kompaktní (obr. 9).

Vzorky byly před zkoušením rozříznuty a okraje byly zarovnané. Zkoušky se prováděly na lisu s řízeným přírůstkem posunutí v laboratoři Fakulty stavební ČVUT.

Výsledky zkoušek

V tabulce 1 je procentuální ztráta pevnosti vztažena k průměru hodnot pevností srovnávacích vrtů v nepoškozené části (49,9 MPa).

Výsledky zkoušek potvrdily značné snížení pevnosti betonu.

Literatura:

- [1] Calavera Jose and col.: Fire in Windsdor building, Madrid, In NIT 2-05, www.intemac.es
- [2] Kallerová P. a Wald F.: Požární zkouška na experimentálním objektu v Mokrsku, ČVUT v Praze, srpen 2008, ISBN 978-80-01-04146-8
- [3] Wald F., Simões da Silva L., Moore D. B., Lennon T., Chladná M., Santiago A., Beneš M. and Borges L.: Experimental behaviour of a steel structure under natural fire, Fire Safety Journal 2006, Volume 41, Issue 7, pp. 509–522
- [4] Procházka J., Langer, J.: Zkoušky požární odolnosti betonových prvků a konstrukcí, In: Sborník semináře Betonové konstrukce v extrémních podmínkách, ČBS ČSSI – Praha 13. září 2004, s. 21–33, ISBN 80-9033501-0-0
- [5] Procházka J.: Zavádění EN 1992-1-2 „Navrhování betonových konstrukcí Část 1-2: Navrhování na účinky požáru“ do praxe – Úvod, materiálové charakteristiky; Ověření požární odolnosti pomocí tabulkových hodnot In: Beton TKS 3/2005, s. 49–62
- [6] Procházka J., Tožičková L.: Zavádění „EN 1992-1-2 „Navrhování betonových konstrukcí Část 1-2: Navrhování na účinky požáru“ do praxe – Zjednodušené metody navrhování, In: Beton TKS, 1/2006, str. 44–48, ISSN 213–3116
- [7] Procházka J., Štefan R.: Rozložení teplot v betonových prvcích vystavených požáru, In: Stavební obzor 2/2008, roč. 17, ISSN 1210-4027, str. 33–39

Obr. 12 Porušené rošty
Fig. 12 Damaged floor

Obr. 13 Označení poškození betonu u sloupů
Fig. 13 Ranking of concrete damage of columns

Obr. 14 Označení poškození betonu u obvodových panelů
Fig. 14 Ranking of concrete damage of circuit panels

Obr. 15 Označení poškození betonu roštů
Fig. 15 Ranking of damaged concrete floor panels

Zajímavostí je, že v rámci jednoho prvku je rozdíl v pevnosti až 46 %. Jedná se o závislost na vystavení povrchu žáru – beton u povrchu směrem k požáru měl poloviční pevnost, než na opačné straně [7]. Některé vzorky ze sloupů byly na povrchu vystaveném přímému žáru až do hloubky 80 mm rozpadlé. Proto se dělaly zkoušky hlavně na středních částech vrtů, a pokud to šlo, tak i na méně rozpadlém povrchu. Naměřené výsledky na sloupech ukazují na 55 až 66% ztrátu pevnosti. Jeden vrt byl navíc porušen trhlinami i ve střední části, kde ztráta pevnosti byla 75 %. Použijeme-li normový graf z obr. 10 pro závislost okamžité ztráty pevnosti betonu na teplotě, tak porovnáním naměřených pevností, můžeme konstatovat, že teplota dosahovala hodnot 800 °C a poškození betonu můžeme kvalifikovat jako trvalé. Z grafu vyplývá, že poškození betonu je závislé na teplotě, kterou prošel. Např. při požáru budovy Windsdor v Madridu [1] byl naměřen úbytek pevnosti od 15 do 80 % na sloupech tloušťky 500 mm.

Vlivem požáru se také snížila objemová hmotnost o 5 až 7 %. To ukazuje na významné odpaření vody z betonu.

Porušení vrchní betonové vrstvy je zachyceno na fotografiích na obr. 11. K tomuto jevu dochází vlivem rychlého odpařo-

vání vody v betonu (volné i chemicky vázané). Z provedených vrtů bylo zřejmé, že poškození dosahovalo do hloubky 40 až 80 mm (obr. 8).

Porušení povrchu vrtů sloužilo ke kalibraci Schmidtova kládívka, kterým se zkoušely zbylé sloupy. Ztráta pevnosti pak byla v korelaci s orientačními hodnotami napětí naměřených Schmidtovým kládívkem. Sloupy zatříděné do intervalů pevnosti jsou vypsány v tab. 2 a vykresleny na obr. 13.

Obvodové panely prošly obdobným procesem jako sloupy. Od nerovnoměrného oteplení se zdeformovaly a zároveň se snížila pevnost betonu. Deformace panelů vyvolala pokroucení ocelových kotvicích lišt, což bylo důsledkem rozdílné teplotní deformace (rozdílné dosažené teploty) panelů, lišty a sloupu (obr. 11c).

Výskyt poškozených panelů odpovídá výskytu poškození sloupů (obr. 14).

Poškození podlahových roštů bylo menší než poškození sloupů a stěn. V obr. 12 jsou patrné trhliny u horního ohřívajícího povrchu. Za normálního provozu jsou horní vlákna uprostřed prostého nosníku tlačena, tudíž zde není navrhována tahová výztuž. Od nerovnoměrného oteplení však došlo k vzdušnému roštu směrem nahoru a vzniku velkých tahových napětí u horního povrchu. Zároveň zde také došlo k redukci pevnosti betonu. Místa poškození roštů jsou vykreslena v obr. 15. Mimo zónu požáru je poškozený jeden rošt, na který spadl nosník a prorazil ho.

ZÁVĚRY

Vystavení konstrukce vysokému žáru vede k různým destruktivním procesům a změnám statického působení. Z tohoto hlediska jsou nejdůležitějšími změnami – přidavné namáhání teplotou a změna vlastností materiálu. V popisovaném případě byl první proces charakterizován velkým deformačním zatížením, které mělo za následek pád části konstrukce. Druhý proces vedl k výraznému snížení pevnosti betonu, k nevratným změnám ve struktuře materiálu a ke vzniku trhlin širokých 0,1 až 1 mm. Pevnost zasažených prvků byla snížena v závislosti na vzdálenosti od epicentra požáru. Na sledovaných sloupech byl úbytek pevnosti pozorován v celém průřezu a pohyboval se od 50 do 80 %. Nosníky a obvodové panely byly zasaženy téměř do poloviny své tloušťky.

Hlavní destrukce proběhla během dvou hodin, což byla doba trvání maximální teploty 800 °C.

Vzhledem ke stavu betonu a konstrukce bylo doporučeno halu zbourat. Jediné základová konstrukce byla téměř nepoškozena a při opatrném bourání horní stavby by šla využít pro novou konstrukci. Recyklace zbytků betonu by byla možná pouze do nenosných konstrukcí.

Výsledky uvedené v příspěvku byly získány za podpory výzkumného záměru MSM 6840770001 a informacím od HZS v Jaroměři.

Text článku byl posouzen odborným lektorem.

Doc. Ing. Petr Fajman, CSC.
Fakulta stavební ČVUT v Praze
Thákurova 7, Praha 6
tel.: 224 354 477
e-mail: fajman@fsv.cvut.cz