

České vysoké učení technické v Praze

Fakulta stavební

Seminární práce

Ocelové konstrukce po požáru



V Praze 2012

Zpracoval

Vedoucí práce

Bc. Václav Rada

Prof. Ing. František Wald, CSc.

Obsah

ÚVOD.....	3
1 METODIKA HODNOCENÍ KONSTRUKCE PO POŽÁRU	4
1.1 PROHLÍDKA POŽÁŘIŠTĚ	4
1.2 ROZBOR PODKLADŮ	4
1.3 KLASIFIKACE POŠKOZENÍ	5
1.3.1 <i>Bez poškození nebo pouze povrchové poškození</i>	5
1.3.2 <i>Drobná poškození - opravitelná poškození</i>	6
1.3.3 <i>Velká poškození – výměna prvků</i>	6
1.3.4 <i>Rozsáhlé poškození – celkové poškození – do šrotu</i>	6
2 ZMĚNA MATERIÁLOVÝCH VLASTNOSTÍ	8
3 POSOUZENÍ KONSTRUKCE	10
3.1 CHOVÁNÍ CELÉ KONSTRUKCE.....	10
3.2 OHÝBANÉ PRVKY	10
3.3 TLAČENÉ PRVKY	10
3.4 SPOJE	12
4 ŘEŠENÝ PŘÍKLAD.....	13
ZÁVĚR.....	22
LITERATURA	23

Úvod

Požární bezpečnosti staveb je v dnešní době přikládána stále větší důležitost. Je to především dáno tím, že moderní vývoj požaduje stavby stále většího rozsahu a komplikovanější. I přes veškerou snahu minimalizovat riziko vzniku požáru se požáry vyskytují a vyskytovat budou.

Při navrhování konstrukcí se požár uvažuje jako mimořádné zatížení. Nosné a požárně dělící konstrukce se tedy navrhují s jistou odolností proti působení požáru, například odolnost R15, neboli nosnost konstrukce při požáru po dobu 15 min. Po uplynutí tohoto času se uvažuje, že může dojít ke kolapsu konstrukce, to ale platí za předpokladu, že požár, který na konstrukci působí je stejný jako požár, se kterým se uvažuje v návrhu. Co se, ale stane s konstrukcí při působení jiného (menšího) požáru, nebo po skončení požáru, se v návrhu nezohlední. Výjimky tvoří, konstrukce, kde cena nosné části převládá nad cenou ostatních částí konstrukce, jedná se například o tunely, mosty a výškové budovy. U těchto staveb se již v návrhu uvažuje s tím, aby hlavní konstrukce odolala požáru a bylo možné ji rekonstruovat. U ostatních staveb tvoří nosná konstrukce pouze zlomek ceny, proto se s chováním konstrukce po požáru neuvažuje. Jedná se o běžnou výstavbu objekty běžných rozměrů a běžného využití jako např. výrobní administrativní, skladovací, k ubytování atd. Požár často poničí konstrukci jako celek a tedy se i jako celek vymění a nerozlišuje se, jestli například nosná část i nadále plní svojí funkci.

V praxi je poškození konstrukcí požárem různého rozsahu a míry. V některých, případech se konstrukce rekonstruuje, za účelem dalšího užívání. Opravená konstrukce by měla být schopná nadále odolávat zatížením tak jako původní konstrukce. Je potřeba správně odhadnout do jaké míry je konstrukce zasažena účinky požáru. U rekonstruovaných částí je nutné zhodnotit změnu materiálových vlastností vlivem vysoké teploty, které byl materiál vystaven během požáru.

Práce přibližuje možnosti rekonstrukcí ocelových konstrukcí zasažených požárem. Jak se změní chování konstrukce po požáru, a jak se změní materiálové vlastnosti jednotlivých prvků. Z minulosti jsou známy případy úspěšných rekonstrukcí i značně poškozených konstrukcí požárem. Ocelové konstrukce mají výhodu, že je lze po požáru celkem jednoduše rekonstruovat.

1 Metodika hodnocení konstrukce po požáru

Obecný postup hodnocení konstrukcí po požáru se skládá z několika částí: prohlídka požářiště - zhodnocení stavu, detailní rozbor podkladů, klasifikace poškození, specifikace oprav a podklady pro opravu. Pro posouzení konstrukce po požáru je potřeba získat maximální množství dostupných informací ohledně požáru, kterým byla konstrukce vystavena. Důležité je, kdy lze s procesem posouzení začít. Obecně lze říci, že čím dříve se s posouzením začne, tím lépe. Posouzení by se mělo provádět ihned po odeznění požáru, ještě před odklizením trosek, jedině tak lze nalézt dostatečné množství přesvědčivých důkazů o vzniku a průběhu požáru. Zkoumání konstrukce lze provádět, už během působení požáru, kdy lze k zaznamenání průběhu použít záznamu z termokamer. Neméně důležité jsou i dostupné záznamy z hasebního zásahu a výpověď svědků o průběhu hašení o rozsahu a způsobu zřícení nebo poškození konstrukce.

1.1 Prohlídka požářiště

Cílem prohlídky je získat co nejpřesnější představu o rozsahu a míře poškození konstrukce. Zhodnotit bezpečnost stavby a současně navrhnout opatření pro ochranu veřejnosti, i zaměstnanců při rekonstrukci, nebo při případném rozebrání konstrukce. Je potřeba určit zda má vůbec smysl zachovávat konstrukci, jestli bude rekonstrukce vhodná. Při případné rekonstrukci se pak určí místa k odběru vzorků k detailnějšímu zkoumání.

1.2 Rozbor podkladů

Pokud se při prohlídce a zhodnocení stavu konstrukce dojde k závěru, že lze uskutečnit rekonstrukci, je třeba provést rozbor podkladů. Cílem této části je nashromáždit co nepřesnější informace, o původním projektu a statickém řešení objektu, návrhu zatížení a způsobu provozu. Stejně důležité je také získat co nepřesnější informace o průběhu požáru, o jeho příčině, délce a rozsahu. Od požárních jednotek, případně od jiných svědků požáru, zjistit přímé důkazy o způsobu hašení. Rychlost ochlazování konstrukce má zásadní vliv na změny v materiálových vlastnostech ocelových konstrukcí.

Při rozboru podkladů se určí další postup. Především se určí části konstrukce, které jsou neporušené a dále se určí způsob dalšího získávání informací pro vyhodnocení stavu zbylé konstrukce.

1.3 Klasifikace poškození

Tento krok spolu s předchozím rozbořem podkladů mají za cíl stanovit reálnost a technickou proveditelnost opravy. Součástí by mělo být i ekonomické vyhodnocení, na základě, kterého se provede konečné rozhodnutí co s konstrukcí po požáru. Klasifikace poškození lze rozdělit do čtyř kategorií na části konstrukce:

- **Bez poškození**
- **Drobná – opravitelná poškození**
- **Velká – výměna některých prvků**
- **Rozsáhlé poškození – celkové poškození – do šrotu**



Obr. 1 deformace ocelobetonové desky po požáru (Cardington, 1993)

1.3.1 Bez poškození nebo pouze povrchové poškození

Konstrukce klasifikované jako nepoškozené, jsou například ty, které mají nátěr bez puchýřů, papírové předměty na nich umístěné neshořely, nedošlo ke zčernání umělé hmoty. Konstrukce nevyžaduje žádné opravy. Při vizuální kontrole nebyly zjištěny odchylky od rovinnosti prvků. Přesněji řečeno naměřené deformace konstrukce nepřekračují předpokládané hodnoty vzhledem k zatížení.

Konstrukci je potřeba očistit od zplodin hoření, které bývají většinou toxické. V případě poškození povrchové úpravy a ochrany se provede obnovení jejich funkcí. Konstrukce se může i nadále užívat, je potřeba ověřit zda nedošlo k ovlivnění šroubů v přípojích a případně je vyměnit, aby mohla být konstrukce nadále bezpečně užívána.

1.3.2 Drobná poškození - opravitelná poškození

Jsou taková poškození, při kterých deformace některých prvků konstrukce je v přijatelných mezích. Dále se zhodnotí, jestli nedošlo ke zhoršení mechanických vlastností. Zvolí se nejslabší profily z míst zasažených nejvyšší teplotou, které se porovnají s výsledky nezasažené, nebo drobně zasažené části konstrukce. Pokud se prokáží zhoršené vlastnosti materiálu, je potřeba ověřit, jestli konstrukce bude plnit svůj účel i při snížené únosnosti. Případně lze navrhnout zesílení prvků. Příkladem zesílení prvků může být navaření výztužných profilů. Stejně jako v předchozím případě musí, být všechny šrouby zasažené požárem vyměněny.

Podrobným rozbořem se určí zbytková pevnost a tuhost materiálu, maximální teploty konstrukce během požár. Při drobném poškození konstrukce se předpokládá, že maximální teploty nepřekročily 600°C. Rozvoj požáru se zpětně může zjistit v závislosti na skutečném požárním zatížení, množství otvorů v konstrukci a dalších fyzikálních vlastnostech působících během požáru.

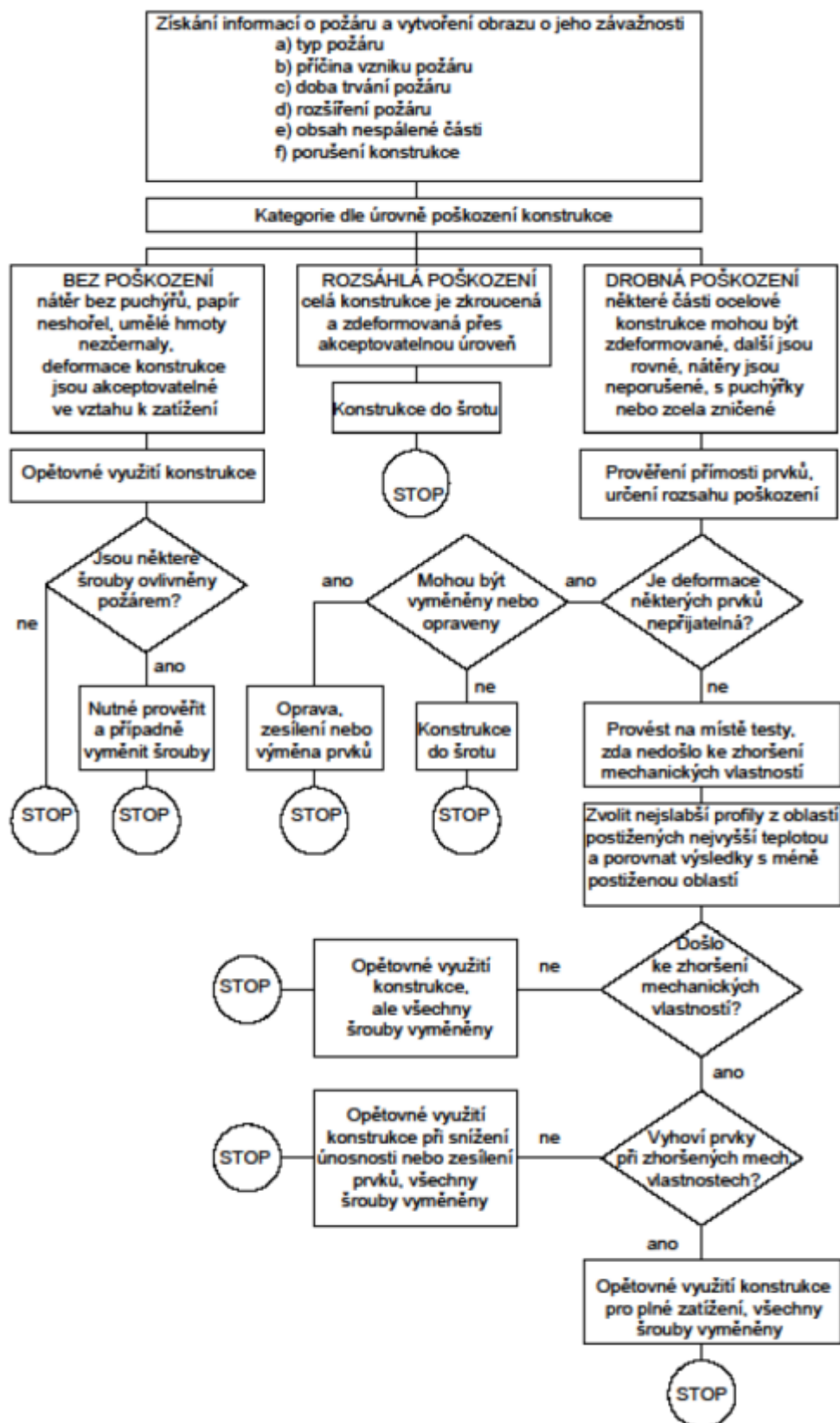
1.3.3 Velká poškození – výměna prvků

Platí stejná pravidla jako pro prvky opravitelné s tím, že některé části se musí vyměnit. Prvky, které je nutné v konstrukci vyměnit, jsou z pravidla prvky zahřáté na více jak 600°C. Nejistota nastává během určování změny materiálových vlastností, protože počet odzkoušených vzorků je omezen. Při posuzování konstrukce se pověří hodnoty celkové a místní. Například deformace celého prvku je v povolených mezích, ale došlo k vyboulení některých jeho částí, je potřeba vyměnit.

Vždy by mělo platit, že ve šroubových přípojích se vymění všechny šrouby prvků zasažených požárem. Dále by se měly vyměnit všechny uvolněné a poškozené části požární ochrany. U ocelobetonových konstrukcí se opravuje popraskaný povrch betonu nástříkem cementovou maltou.

1.3.4 Rozsáhlé poškození – celkové poškození – do šrotu

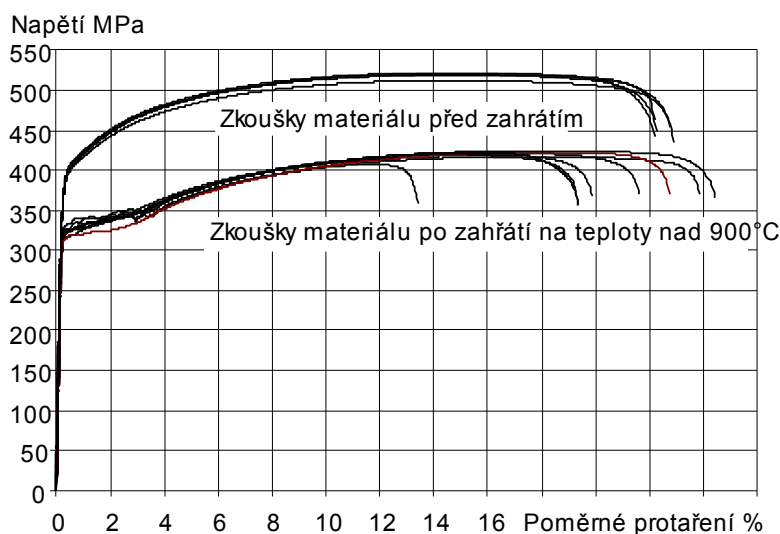
Celá konstrukce je zdeformovaná a zkroucená je zbytečné uvažovat o rekonstrukci. Nelze použít ani jedno z předchozího zařazení. Konstrukce by se měla demontovat. Míra zdeformování konstrukce překračuje povolené montážní tolerance a neumožňuje opětovné užívání konstrukce.



Obr. 2 Schéma klasifikace poškození požárem (Kirby, 1986)

2 Změna materiálových vlastností

U rekonstruovaných částí se neuvažuje změna materiálových vlastností za zvýšené teploty, ale skutečná změna materiálových vlastností za běžné teploty, poté co byl materiál vystaven vysokým teplotám. Pro stavební účely se používá běžná konstrukční ocel. Jedná o nízkolegovanou ocel, která není tepelně upravována. Tato ocel si zachovává své materiálové vlastnosti do zhruba 400°C nad touto teplotou se již projevuje redukce meze pevnosti a meze kluzu. Pokud dojde k ohřátí konstrukce do cca 600°C a jejímu postupnému zchladnutí materiálové vlastnosti se opět vrátí na původní hodnoty. Při překročení teploty 600°C se materiálové vlastnosti po zchlazení zcela nevrátí na původní hodnoty.



Obr. 3 Graf změny meze kluzu a pevnosti oceli S355 vystavené teplotám nad 900°C (Outinen, Makelainen, 2004)

V případě že je zahřátá konstrukce rychle ochlazena, například při požárním zásahu, dochází ke zvýšení tvrdosti, zároveň však ke křehnutí a k nárůstu vnitřních pnutí. Tato ocel je náchylná na porušení křehkým lomem. Z tohoto důvodu je velmi důležité správně určit a ověřit mechanické vlastnosti po požáru. K tomu existuje řada různých metod:

- **Přímé měření - pomocí nedestruktivních a destruktivních zkoušek**
- **Přímé hodnocení vlivu maximálních teplot materiálu na zbytkovou únosnost**
- **Vyhodnocení informací o průběhu požáru – pomocí přestupu tepla lze stanovit teplotní historii.**

Vzhledem k nejistotě výsledků jednotlivých metod je výhodné jednotlivé výsledky zkombinovat mezi sebou. Přímé nedestruktivní metody se obecně označují jako NDT metody (nedestruktivní defektoskopie). Mezi tyto metody patří i zkoušky tvrdosti, které jsou snadno proveditelné, a však jejich výsledky mají pouze malou vypovídací schopnost. Další zkoumání mikrostruktury materiálu vyžaduje metody, které jsou náročné na vybavení a odbornost. Jedná se například o moderní ultrazvukové zkoušení (NDT-UT). V mikrostruktuře ve které nedošlo ke změnám lze vyloučit nežádoucí rekristalizaci, která způsobuje zkřehnutí materiálu. Pro zjištění výskytu povrchových trhlin je možné užít magnetické defektoskopie (NDT –MT) nebo kapilární defektoskopie (NDT –PT).

3 Posouzení konstrukce

3.1 Chování celé konstrukce

Při působení vysoké teploty se mění materiálové vlastnosti ocelových prvků. Při požáru dochází k nárůstu teploty v některých částech konstrukce, případně i v celé konstrukci při vzniku prostorového požáru. Ocelové konstrukce jsou subtilní a tím dochází k rychlému prohnutí i uvnitř průřezu. Vlivem vysoké teploty dochází k poklesu pevnosti a ke zvětšování poměrného přetvoření. Vysoká teplota vede k protažení jednotlivých prvků. V případě, že je protažení bráněno, vznikají v konstrukci vnitřní síly a napětí. Z tohoto pohledu jsou nejvýhodnější konstrukce staticky určité, u kterých nedochází k vzniku těchto sil. V praxi je, ale obtížné najít dokonale staticky určitou konstrukci, protože nelze například zajistit dokonalé posuvné uložení. Posuvnému uložení je vždy částečně bráněno. Za požáru vzniká protažení, se kterým se za běžné teploty neuvažuje a které může mít za příčinu vznik těchto vnitřních sil. Při zamezení protažení, může dojít k překročení materiálové pevnosti, která je vlivem teploty značně redukována. Může pak dojít nejen k deformaci jednotlivých prvků, ale i celých celků, například zdeformování rámu. Jednotlivé pruty jsou deformovány tím, že dojde k vychýlení střednice a to buď vlivem nerovnoměrného ohnutí nebo vlivem sil vzniklých při deformaci. Zároveň ale dochází i k lokální deformaci průřezu například boulení stěn. Některé vnitřní síly se naopak během působení zvýšené teploty sníží a to při deformaci styčníků je zde nebezpečí, že tyto síly se opět projeví při chladnutí a smrštění konstrukce.

3.2 Ohýbané prvky

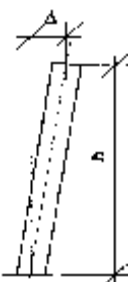
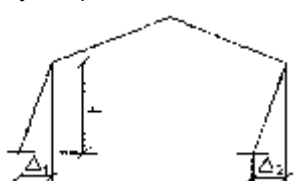
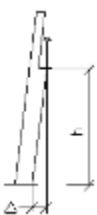
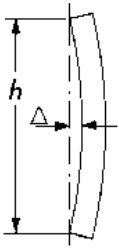
U ohýbaných prvků lze předpokládat, že splní svojí funkci, pokud nedojde k nadměrným deformacím a zároveň se nezmění mechanické vlastnosti. Deformace se ověřují například přímostí prutů. Lze uvažovat, že nedošlo k výrazným změnám materiálových vlastností, pokud nebyla překročena teplota 600°C a zároveň nedošlo k prudkému ochlazení konstrukce. Například u oceli S275 a S355 bylo při zkouškách prokázáno, že dojde k poklesu meze kluzu do 10% (Outinen a kol. 2001).

3.3 Tlačené prvky

U tlačených prvků lze předpokládat že splní svojí funkci, pokud nedojde k nadměrným deformacím a zároveň se nezmění mechanické vlastnosti. Stejně tak lze uvažovat, že nedošlo k výrazným změnám materiálových vlastností (cca 10%), pokud nebyla překročena teplota 600°C. To platí za předpokladu, že nedošlo k prudkému ochlazení konstrukce. Deformace mají velký vliv na vzpěrnou únosnost prutů, proto

je důležité dodržet požadované hodnoty geometrických imperfekcí. Požadované hodnoty geometrických odchylek – tolerance, lze nalézt v ČSN EN 1090-1. V případě, že nejsou tolerance dodrženy, ale jsou pouze mírně překročeny a nebrání provozu, lze konstrukci i přesto posoudit. Konstrukce se posoudí metodou druhého řádu a zvětšení deformací se zahrne vlivem geometrických imperfekcí.

Tab. 1 Montážní tolerance pro sloupý jednopodlažních budov dle ČSN EN 1090

Číslo	Kritérium	Parametr	Dovolená úchylka Δ
1	Vychýlení sloupů jednopodlažních budov všeobecně: 	Celkové vychýlení na výšku podlaží h :	$\Delta = \pm h/300$
2	Vychýlení rámu sloupů jednopodlažních budov: 	Střední vychýlení všech sloupů ve stejném rámu: [pro dva sloupky: $\Delta = (\Delta_1 + \Delta_2)/2$]	$\Delta = \pm h/500$
3	Vychýlení sloupů, které podpírají jeřábovou dráhu: 	Vychýlení v úrovni podlahy k úrovni uložení nosníku jeřábové dráhy:	$\Delta = \pm h/1\,000$
4	Přímot sloupů jednopodlažních budov: 	Poloha sloupů v rovině vztažené k přímce mezi záměrnými body nahoře a dole: - všeobecně - konstrukce z dutých průřezů	$\Delta = \pm h/750$ $\Delta = \pm h/750$

3.4 Spoje

Spoje mohou být během požáru namáhány jinými silami, než na jaké jsou navrhovány za běžné teploty, a může se měnit i jejich statické schéma. Například, kloubové uložení stropnice na sloup se může změnit na tuhé nebo polotuhé uložení, vlivem prodloužení stropnice a částečnému vetknutí do chladnější části. Zatížení momentem poté může mít zásadní vliv na chování celé konstrukce. Proto je potřeba přípojům věnovat náležitou pozornost. Spoj musí splňovat stejnou spolehlivost jako zbytek konstrukce.

Šroubové spoje, jsou jednou z možností provedení spojení prvků. Používají se různé druhy šroubů nejčastěji třídy 4.6, 5.6, 8.8 a 10.8. Šrouby nejnižší pevnosti (třídy 4.6 a 5.6), zachovávají své vlastnosti stejně dlouho, jako ostatní konstrukce tedy do 600°C. Šrouby vyšších pevností (třídy 8.8 a 10.8) ztrácí svoje vlastnosti již při teplotě nad 450°C. Je to dáno tím, že šrouby nižších pevností jsou vyrobeny z uhlíkové oceli, podobné ostatní konstrukci. Zatímco šrouby vyšších tříd jsou při výrobě tepelně upravovány. Šrouby třídy 8.8 a 10.8 jsou vyráběné z uhlíkové oceli s přísadami boru, Mn nebo Cr, v závěru výroby ještě vykalené a popouštěné. U šroubů třídy 8.8 byl, zaznamenán pokles pevnosti o 20% již při teplotě 600°C a 40% při teplotě 800°C, (Wald a kol. 2005).

Zbytková únosnost svarů vystavených vysokým teplotám se oproti ostatní konstrukci výrazně nezmění. U Svarů lze předpokládat, že se pevnost redukuje do 10% původní pevnosti, pokud teplota uvnitř svaru nepřekročí 600°C.



Obr. 4 Poškození přípoje ocelových konstrukce (Cardington 1993)

4 Řešený příklad

Praktická část práce se zabývá možnými účinky požáru na konstrukci zauhlovacího mostu v uhelné elektrárně Tušimice. Pokladem pro uvažovaný rozsah a působení požáru je článek Fire fighting on inclined coal handling bridge (Horová a kol. 2013) Společně s tabulkovým výstupem hodnot z programu FDS - Fire Dynamics Simulator (McGrattan, 2007).

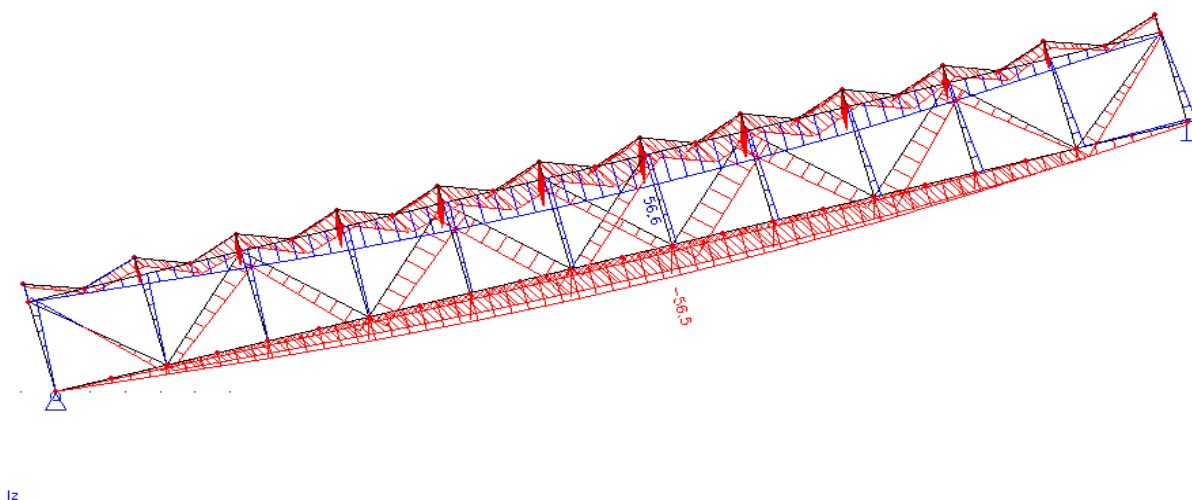
Chování konstrukce se uvažuje během působení požáru s návazností na problematiku co s konstrukcí po požáru. Předpokládá se, že pokud v průběhu požáru nejsou překročeny povolené hodnoty deformací, nebudou deformace překročeny ani po odeznění požáru. Podrobněji se tato část věnuje:

- Účinku protažení ohříváných částí na deformaci konstrukce
- Vlivu změny materiálových vlastností při zvýšené teplotě na deformaci konstrukce
- Ochlazování konstrukce a možné změny ve struktuře materiálu

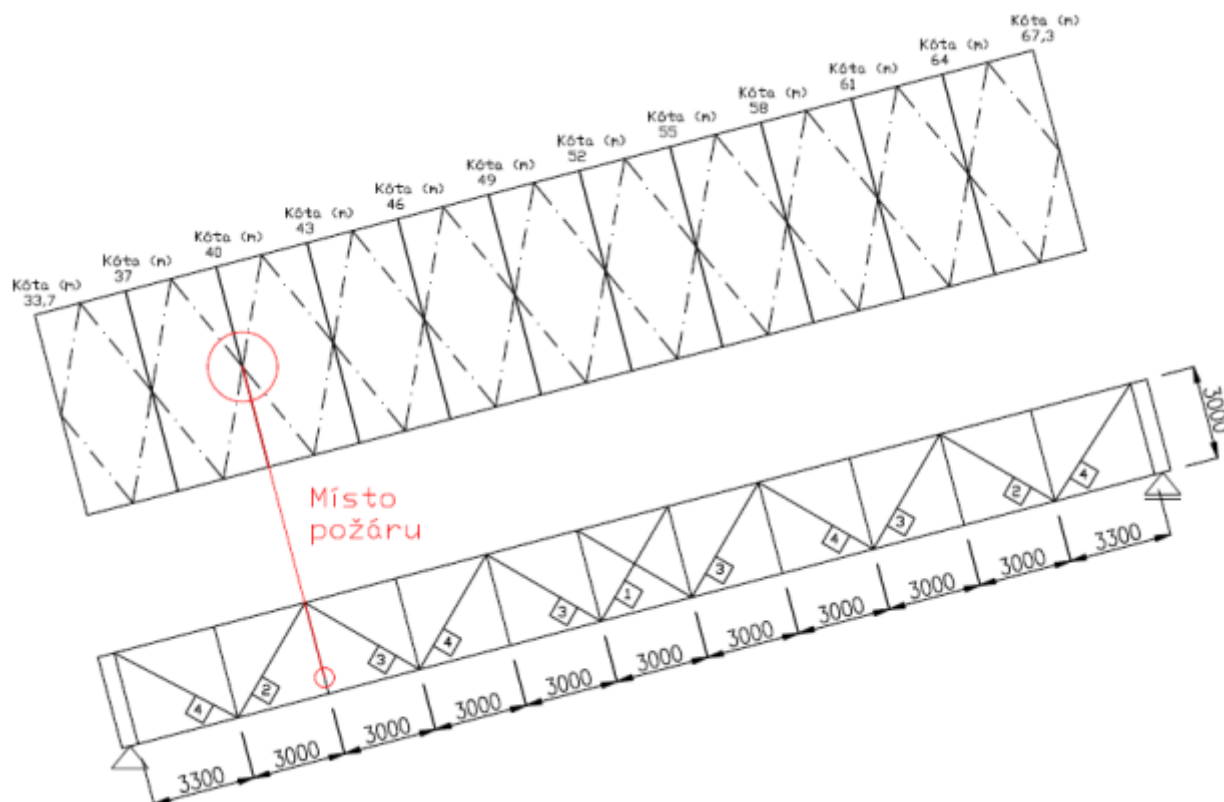
Konstrukci zauhlovacího mostu tvoří ocelová příhradová konstrukce. Analýze je podrobeno pouze jedno z vnitřních polí o rozpětí 33,6m. Ohnisko požáru se uvažuje na kótě 40. m konstrukce, v tomto případě odpovídá vzdálenosti 6,3 m od spodního okraje posuzovaného pole.

Stálé zatížení konstrukce se uvažuje vlastní vahou příhradové konstrukce, spolu s opláštěním a technologiemi pásového přepravníku. Proměnná zatížení se uvažují vlastní vahou přepravovaného uhlí.

Konstrukce zauhlovacího mostu byla vymodelována v programu Scia Engineer. Z výsledků za běžné teploty vychází celková deformace mostu na 56,9 mm $\approx L/600$.



Obr. 5 Průhyb za běžné teploty zatížení $G_{k1}+G_{k2}+Q_{k1}$



Obr. 6 Schéma ocelové konstrukce

Prvky příhradové konstrukce :	průřez tvar		plocha mm ²	G kg/m	GEOMETRIE			
					H	B	t	mezera
Dolní pás	IPET360	T	3636,5	28,54653	180	170	13	
Horní pás	2 LT	2 x L (průřez tvaru 2x Γ)	5240,8	41,14028	180	90	10	20
Diagonála 1	2 LXr	2 x L (průřez tvaru X)	1806	14,1771	60	60	8	10
Diagonála 2	2 L komora	2 x L (čtvercový průřez)	2222,7	17,4482	60	60	10	0
Diagonála 3	2 LT	2 x L	2119,8	16,64043	80	60	8	5
Diagonála 4	2 LT	2 x L	5513,8	43,28333	150	90	12	5
Svislice	I220	I	3950	31,0075	220	98	12	
Horní Příčník	I180	I	2790	21,9015	180	82	10	
Horní Ztužení	HFLeq80x80x10	rovnoramenné L	1511	11,86135	80	80	10	
Spodní Příčník	I280	I	6100	47,885	280	119	15	
Spodní Ztužení	HFLeq80x80x10	rovnoramenné L	1511	11,86135	80	80	10	

G_{k1} - Zatížení Stálé (od vlastní tíhy nosné konstrukce)

Prvky příhradové konstrukce :	plocha průřezu [mm ²]	hmotnost prvku G [kg/m]	délka prvku [m]	počet v konst. ks.	zatížení na 1m' délky mostu [kN/m]
Dolní pás	3636,5	28,546525	33,6	2	0,57
Horní pás	5240,8	41,14028	33,6	2	0,82
Diagonála 1	1806	14,1771	4,25	4	0,07
Diagonála 2	2222,7	17,448195	4,25	4	0,09
Diagonála 3	2119,8	16,64043	4,25	8	0,17
Diagonála 4	5513,8	43,28333	4,25	8	0,44
Svislice	3950	31,0075	3	24	0,66
Horní Příčník	2790	21,9015	6,6	12	0,52
Horní Ztužení	1511	11,86135	14,5	11	0,56
Spodní Příčník	6100	47,885	6,6	12	1,13
Spodní Ztužení	1511	11,86135	14,5	11	0,56
cekem zatížení na 1m' délky mostu					5,60

Síly v uzlech příhradové konstrukce

	zatěžovací šířka [m]	zatížení [kN]
F1	1,65	4,62
F2	3,15	8,81
F3	3	8,39

G_{k2} - Zatížení Stálé (plášť konstrukce + technologie)

Prvky- plášť konstrukce :	plocha průřezu [mm ²]	hmotnost prvku G [kg/m]	délka prvku [m]	počet v konst. ks.	zatížení na 1m' délky mostu [kN/m]
tr plech		10	33,6	20	2,00
vaznice U 80	1100	8,635	33,6	16	1,38
<u>pásový přepravník</u>					
odhad zatížení		200	33,6	2	4,00
cekem zatížení na 1m' délky mostu					7,38

Síly v uzlech příhradové konstrukce

	zatěžovací šířka [m]	zatížení [kN]
F1	1,65	6,09
F2	3,15	11,63
F3	3	11,07

Q_{k2} - Zatížení Proměnné (přepravované uhlí)

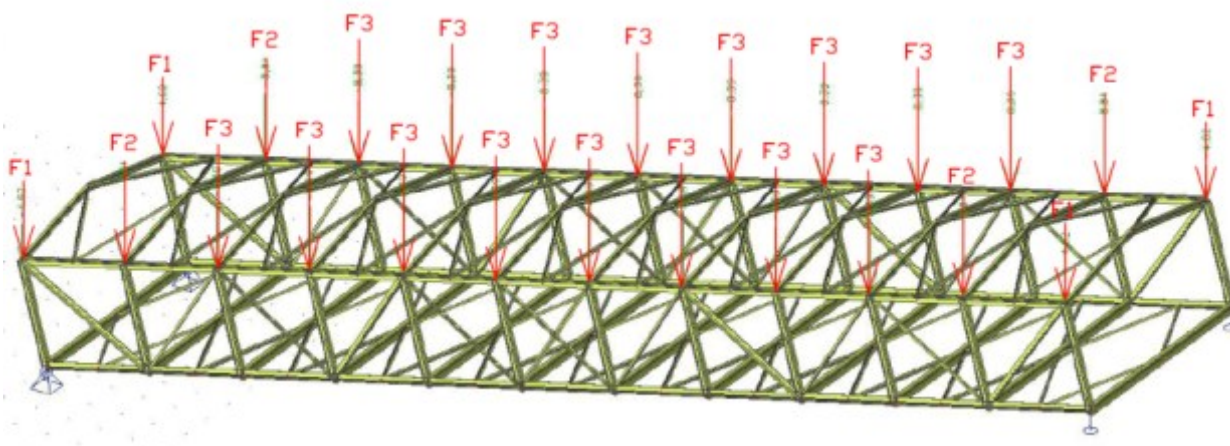
přepoklad maximální přepravená kapacita uhlí je 3000 t/h rychlost pásu 2 m/s (2x3600 m/h)=>

=> jeden metr pásu má být zatížen cca 3000/(2.3600)=0,4166 t uhlí

	plocha průřezu [mm ²]	hmotnost prvku G [kg/m]	délka prvku [m]	počet v konst. ks.	zatížení na 1m' délky mostu [kN/m]
<u>pásový přepravník</u>					
ostatní		417	33,6	1	4,17
cekem zatížení na 1m' délky mostu					4,17

Síly v uzlech příhradové konstrukce

	zatěžovací šířka [m]	zatížení [kN]
F1	1,65	3,44
F2	3,15	6,57
F3	3	6,26



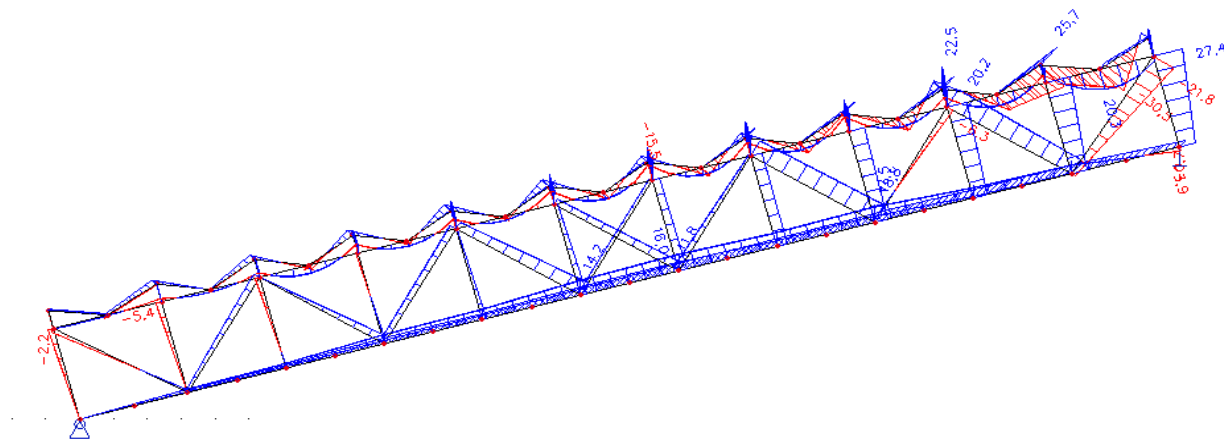
T_{k1} - Zatížení Teplotou (rovnoměrné ohřátí konstantní teplotou)

	Teplota	Teplota
Prvky příhradové konstrukce :	[°C]	Max. [°C]
Příčník 33,7 (m)	23	50
Příčník 37 (m)	90	410
Příčník 40 (m)	203	453
Příčník 43 (m)	203	565
Příčník 46 (m)	216	670
Příčník 49 (m)	300	850
Příčník 52 (m)	298	880
Příčník 55 (m)	290	800
Příčník 58 (m)	284	790
Příčník 61 (m)	280	760
Příčník 64 (m)	250	650
Příčník 67 (m)	230	560

T_{k2} - Zatížení Max. Teplotou (rovnoměrné ohřátí konstantní teplotou)

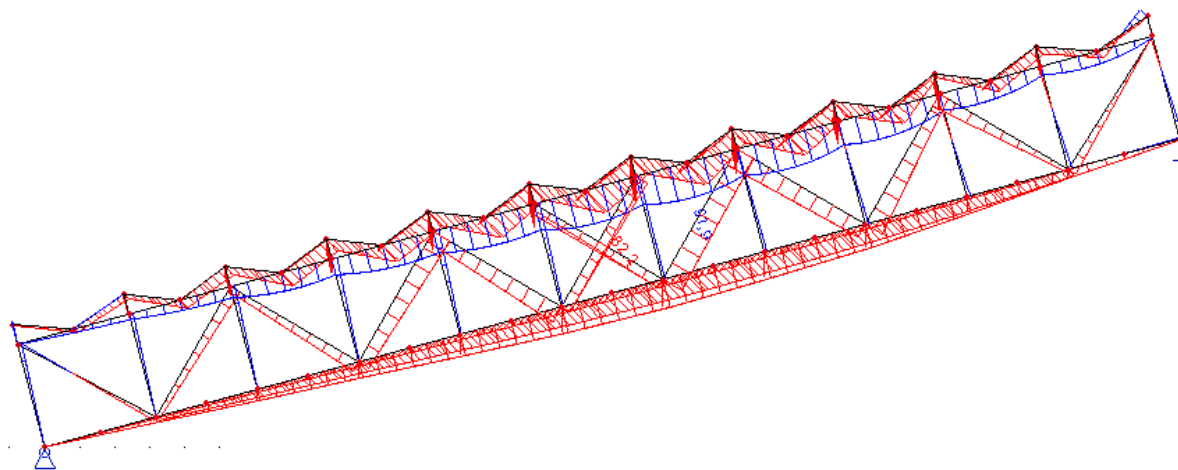
	Teplota	Redukční souč.	Modul .
Prvky příhradové konstrukce :	Max. [°C]	Modul pružnosti K _y = [-]	pružnosti E = [Gpa]
Pas 33,7-37 (m)	50	1	210
Pas 37-40 (m)	410	0,69	144,9
Pas 40-43 (m)	453	0,647	135,87
Pas 43-46 (m)	565	0,4115	86,415
Pas 46-49 (m)	670	0,184	38,64
Pas 49-52 (m)	850	0,07875	16,5375
Pas 52-55 (m)	880	0,072	15,12
Pas 55-58 (m)	800	0,09	18,9
Pas 58-61 (m)	790	0,094	19,74
Pas 61-64 (m)	760	0,106	22,26
Pas 64-67 (m)	650	0,22	46,2

Při požáru dojde k ohřátí horní části příhradové konstrukce, a zároveň i k jejímu protažení. Horní pás příhradoviny se tak prodlouží oproti spodnímu pásu až o 42 mm. To může mít za následek, že díky protažení dojde ke snížení průhybu. V tomto případě dokonce může dojít i k navýšení konstrukce.



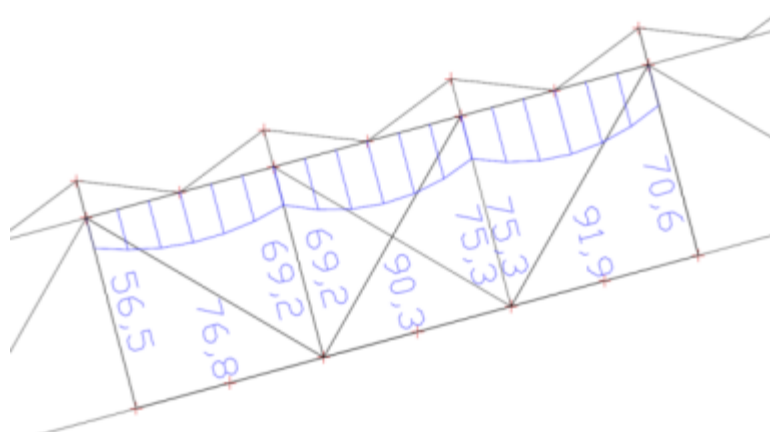
Obr. 7 Průhyb vlivem protažení horních pásů - zatížení $G_{k1}+G_{k2}+Q_{k1}+T_{k1}+T_{k2}$

Ve skutečnosti však dojde vlivem teploty, jak k prodloužení, tak i k poklesu materiálových charakteristik v ohřívané části konstrukce. Tento problém je uveden v dalším kroku výpočtu pomocí redukce materiálových charakteristik modulu pružnosti.



Obr. 8 Průhyb vlivem redukce modulu pružnosti E - zatížení $G_{k1}+G_{k2}+Q_{k1}+T_{k1}+T_{k2}$

Maximální průhyb celé konstrukce by při požáru mohl vzrůst až na 92 mm. Podmínce maximálního přípustného průhybu by konstrukce vyhověla. $92 \text{ mm} > L/250 = 134 \text{ mm}$. Deformace jednotlivých prutů příhradové konstrukce by však neměla překročit hodnotu 10 mm. Prostřední části horního pasu by této podmínce nevyhověli. Deformace jednotlivých prutů je až 18 mm. Je otázkou jestli by skutečné deformace dosáhly stejných hodnot, protože redukce modulu pružnosti byla provedena dle nejvyšších dosažených teplot, v tomto případě kolem hodnoty 850°C, průměrné teploty jsou maximálně 300°C.



Obr. 9 Maximální Deformace jednotlivých prutů - zatížení $G_{kl}+G_{k2}+Q_{kl}+T_{kl}+T_{k2}$

Maximální dosažené teploty by mohly mít výraznější vliv na změnu materiálových vlastností ocele. U částí kde teplota výrazněji přesáhla hodnotu 600°C by pravděpodobně byla doporučena jejich výměna. V podstatě se jedná o stejné části, u kterých byla překročena i deformace prutu 10 mm.

Materiálové vlastnosti mohou být značně ovlivněny požárním zásahem. Při ochlazování vodou dojde k prudkému poklesu teploty konstrukce. Je otázkou, zda rychlost ochlazování, překročí kritickou rychlost, při které dojde k nedokonalému vykalení materiálu. Při bližším zkoumání kalící rychlosti lze dojít k závěru, že kritická rychlost se může pohybovat u většiny ocelí zhruba od 30°C/s. Viz přednáška Tepelné zpracování a zkoušení materiálu (Ing. Adam Hotař, Ph.D.)

Běžné konstrukční oceli třídy S235, S275 a S355 nejsou určeny pro kalení a nelze tedy přesně určit, jaká je jejich kritická rychlost při kalení. Z množství vody přiváděné při požárním zásahu, lze odhadnout možnou nejvyšší rychlost ochlazování konstrukce. Vztah pro výpočet množství odvedené energie z každého dodaného litru vody lze nalézt v článku (P.Bebčák a M. Bebčák, 2005).

Celková tepelná bilance:

$$Q_{vst} = Q_{odv} \text{ [W]}$$

kde

Q_{vst} - teplo přivedené do konstrukce [W]

Q_{odv} - teplo odvedené z konstrukce [W]

Teplo odvedené z konstrukce:

$$Q_{odv} = m \cdot (c_v \cdot (\theta_{kon} - \theta_{poč}) + m_{vv} \cdot 0,3) \text{ [W]}$$

kde

c_v - je měrná tepelná kapacita vody [$\text{W} \cdot \text{kg}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$]

m – hmotnost vody [kg]

m_{vv} – měrné skupenské teplo vody [$\text{kJ} \cdot \text{kg}^{-1}$]

θ_{kon} – teplota povrchu konstrukce [$^{\circ}\text{C}$]

$\theta_{poč}$ – počáteční teplota vody [$^{\circ}\text{C}$]

Teplo přivedené do konstrukce:

$$Q_{vst} = q_{vst} \cdot S \text{ [W]}$$

kde

q_{vst} - je tepelný tok [$\text{W} \cdot \text{m}^{-2}$]

S – obsah plochy vstavené požáru [m^2]

Přírůstek teploty lze zapsat jako:

$$\Delta\theta = q_{vst} \cdot \Delta t \cdot (A_m/V)/(c_p \cdot \rho) \text{ [}^{\circ}\text{C]}$$

kde

(A_m/V) – tvarový součinitel průřezu [m^{-1}]

c_p - je měrná tepelná kapacita oceli [$\text{W} \cdot \text{kg}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$]

ρ – je objemová hmotnost oceli [$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$]

Přírůstek teploty lze po sloučení předchozích vztahů zapsat jako:

$$\Delta\theta = Q_{odv}/S \cdot \Delta t \cdot (A_m/V)/(c_p \cdot \rho) \text{ [}^{\circ}\text{C]}$$

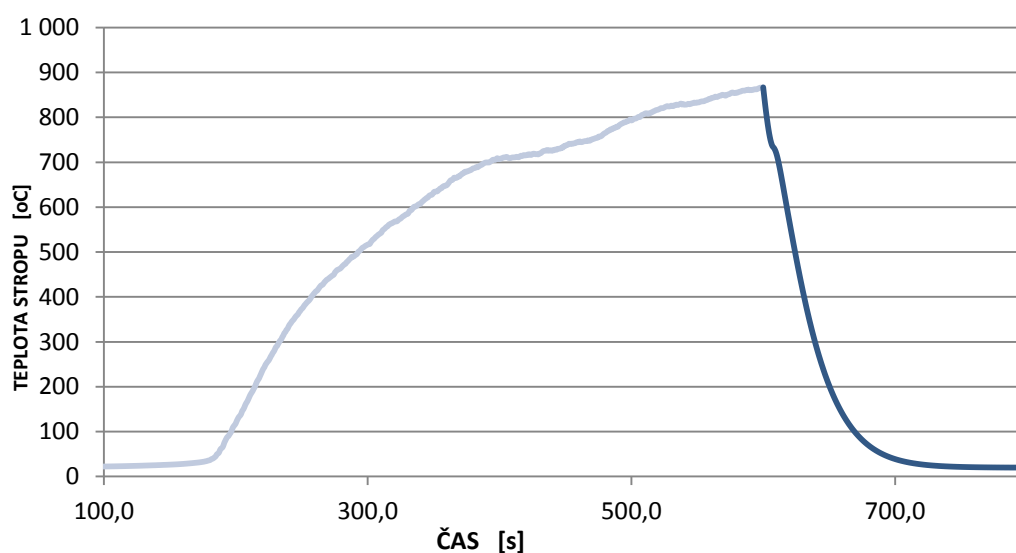
Jako příklad byl zvolen nosník horního příčníku na kotě 50 m. Počátek ochlazování konstrukce vodou se uvažuje v čase 600 s. Zjednodušeně se uvažuje, ochlazování pouze samotného nosníku, který je zahřátý na teplotu 867 $^{\circ}\text{C}$. Výpočet jednotlivých hodnot byl proveden tabulkovým procesem.

Tab. 2 Vstupní hodnoty pro výpočet ochlazování

Počáteční teplota vody	$T_{\text{poč}}$	20	[°C]
Měrné skupenské teplo vody	m_{vv}	2260	[kJ/kg]
Hmotnost vody	m_v	0,5	[kg]
Měrná tepelná kapacita vody	c_v	4180	[W.kg ⁻¹ .K ⁻¹]
Ochlazovaná plocha	S_v	2,0	[m ²]
Součinitel průřezu	A_m/V	200	[m ⁻¹]
Objemová hmotnost oceli	ρ_a	7850	[kg/m ³]
Odvedené teplo z 1kg	Q_{odv}	2553,5	[kJ]
Časový krok	Δt	1	[s]

Tab. 3 Ukázka vypočtených hodnot tabulkovým procesem

Ochlazování v čase 600s	Teplota oceli ochlazování Θ_{kon} [°C]	Měrná kapacita oceli c_p [W.kg ⁻¹ .K ⁻¹]	Teplo odváděné Q_{odv} [W]	Přírůstek teploty $\Delta\theta$ [°C]
600	867	676,3538752	1769866,89	33,33473172
601	833	719,1436233	1700197,3	30,11716099
602	803	791,7728178	1637252,43	26,34179702
603	777	933,4860727	1582198,07	21,59152671



Obr. 10 Graf průběhu teploty pro horní pás (50m) ochlazování konstrukce v čase 600s

Z grafu na obr. 10 je patrné, že dojde k velmi rychlému ochlazení konstrukce (cca 30°C/s). Množství vody $0,5\text{ l/s}$ dokáže v několika desítkách sekund ochladit povrch ocelové konstrukce z 867°C na teplotu 20°C , při uvažovaném povrchu $2,0\text{ m}^2$.

Při hasebnímu zásahu se používají proudnice C52 -12,5 o jmenovitém průtoku $200\text{ l/min} = 3,33\text{ l/s}$. Zůstává otázkou, jaké množství vody lze uvažovat k ochlazení konstrukce vodou a která část zůstane nevyužita. Ve výpočtu se uvažuje s hodnotou $0,5\text{ l/s}$, což je 15% z celkového množství dodávané vody, proto lze předpokládat, že při ochlazování konstrukce vodou dojde vždy k prokalení částí konstrukce.

Závěr

Poškození konstrukce požárem nelze nikdy zcela vyloučit. Požár může poškodit jakoukoliv stavbu. Tato práce shrnuje možnosti, co s ocelovou konstrukcí po požáru. Jedině bližším zkoumáním a popisem jednotlivých problémů lze i v budoucnu úspěšně opravovat konstrukce poničené požárem.

Při poškození konstrukce požárem je třeba posoudit změnu materiálových vlastností, a změřit deformace konstrukce. Podle toho se rozhodne, zda lze konstrukci zachovat, případně opravit, nebo kompletně demontovat.

V případě možné opravy konstrukce se určí rozsah poškození prvků. Provede se bližší zkoumání stavu konstrukce a znovu se zhodnotí, které části, bude potřeba rekonstruovat. Ocelové konstrukce mají obecně tu výhodu, že se dají opravit. To platí i v případě poškození požárem. V minulosti se již provedlo několik úspěšných rekonstrukcí ocelových konstrukcí, které jsou popsány v literatuře (Vácha 2010).

Literatura

- WALD F., BENEŠ M., CHLADNÁ M., KARPAŠ J., HOLICKÝ M., KUKLÍK P., KROUPA L., LANGER J., PROCHÁZKA J., SOKOL Z., STUDNIČKA J., TICHÁ A., *Výpočet požární odolnosti stavebních konstrukcí*, ČVUT v Praze 2005. 336 s, ISBN 80-01-03157-8.
- OUTINEN J., KAITILA O., MÄKELÄINEN P., *High-temperature testing of structural steel and modeling of structures at fire temperatures*, pub. Č 23, Helsinki University of Technology, Espoo 2001.
- KIRBY, B.R., LAPWOOD, D.G. *The Reinstatement of Fire Damaged Steel and Iron Framed Structures*, British Steel, Londýn 1986, 46 s.
- VÁCHA J., WALD F., *Ocelová konstrukce po požáru*. In *Ocelové konstrukce a mosty 2009*. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2009, s. 339-344. ISBN 978-80-7204-635-5.
- VÁCHA J., *Rekonstrukce zauhlovacích mostů po požáru*, Konstrukce, 01, 2006, Konstrukce media s.r.o, ISSN 1803-8433.
- WANG Y.C., WALD F., VÁCHA J., HAJPAL M.,: *Fire Damaged Structures*. In *Urban Habitat Constructions under Catastrophic Events*, Leiden: CRC Press/Balkema, 2010, p. 293-302. ISBN 978-0-415-60686-8.
- LAWSON R. M., NEWMAN G. M. *Structural fire design to EC3 & EC4, and comparison with BC 5950*, SCI, 1996. ISBN 1 85942 036 2.
- ENTLER S., HOROVÁ K., WALD F., *Fire fighting on inclined coal handling bridge, Integrated Fire Engineering and Response, Fire brigade reports and investigations*, CTU Publishing-Production, 2013
- BRAVERY P. N. R., S., *Cardington large building test facility, Construction detail for the first building*, Building Research Establishment, Internal paper, Watford 1993, 158 s.
- BEBČÁK P., BEBČÁK M., *Zvyšování požární odolnosti ocelových konstrukcí Vodním stabilním hasícím zařízením*, VŠB-TU Ostrava 2005
- ČSN EN 1090-2, *Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí – část 2: Technické požadavky na ocelové konstrukce*, ČSN, Praha 2008