

ČEKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
FAKULTA STAVEBNÍ
KATEDRA OCELOVÝCH A DŘEVĚNÝCH KONSTRUKCÍ

DIPLOMOVÁ PRÁCE



DUTÝ OCELOBETONOVÝ SLOUP VYSTAVENÝ POŽÁRU
HOLLOW SECTION COLUMN EXPOSED TO FIRE

Prosinec 2016

Bc. Daniel Jansa



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební



Tháškurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: JANSÁ	Jméno: Daniel	Osobní číslo: 395724
Zadávající katedra: Ocelovýcha dřevěných konstrukcí		
Studijní program: Stavební inženýrství		
Studijní obor: Integrovaná bezpečnost staveb		

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Dutý ocelobetový sloupu vystavený požáru	
Název diplomové práce anglicky: Hollow section column exposed to fire	
Pokyny pro vypracování: Shrnutí problematiky Přestup tepla do konstrukce Machanické chování za zvýšené teploty Shrnutí	
Seznam doporučené literatury: Wang, Y. C. Steel and Composite Structures. London and New York : Spon Press, 2002. 0-203-34625-4. Tao, Zhong, Han, Lin-Hai a Zhao, Xiao-Ling. Behaviour of concrete-filled double skin (CHS inner and CHS outer) steel tubular stub columns and beam-columns. Journal of Constructional Steel Research. 2004, 60, 8.	
Jméno vedoucího diplomové práce: prof. Ing. František Wald, CSc.	
Datum zadání diplomové práce: 3.10.2016	Termín odevzdání diplomové práce: 8.1.2017
<i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>	
 Podpis vedoucího práce	 Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

<u>3.10.2016</u> Datum převzetí zadání	<u>J. Jansa</u> Podpis studenta(ky)
---	--

Prohlašuji, že předložená práce je mým původním dílem, které jsem vypracoval samostatně. Veškerou literaturu a další zdroje, z nichž jsem při zpracování čerpal, v práci řádně cituji a jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

V Praze 6. ledna 2017

.....

Bc. Danie Jansa

Poděkování:

Děkuji prof. Ing. Františku Waldovi, CSc. za odborné vedení, poskytnutí potřebných materiálů a znalostí a za míru konzultací při řešení problémů.

OBSAH

ÚVOD.....	7
1. OCELOBETONOVÉ SLOUPY.....	8
1.1 Dutý ocelobetonový sloup.....	10
1.1.1 Návrh za běžné teploty.....	11
1.1.2 Návrh za zvýšené teploty	12
1.1.3 Požární zkoušky	14
1.2 Dvouplášťový dutý ocelobetonový sloup	20
1.2.1 Chování za běžné teploty	21
1.2.2 Chování za zvýšené teploty	22
1.2.3 Požární zkoušky	23
2. POŽÁRNÍ ODOLNOST KONSTRUKCE	38
3. NÁVRH OCELOBETONOVÉHO SLOUPU ZA ZVÝŠENÉ TEPLITY	40
3.1 Tepelné vlastnosti konstrukční oceli za zvýšené teploty.....	40
3.2 Tepelné vlastnosti betonu za zvýšené teploty	42
3.3 Analýza rozvoje teploty ve sloupu metodou konečných prvků	43
4. CÍLE PRÁCE.....	47
5. NÁVRH DVOUPLÁŠŤOVÉHO DUTÉHO OCELOBETONOVÉHO SLOUPU.....	48
5.1 Přestup tepla.....	48
5.2 Návrh za běžné teploty.....	53
5.3 Návrh za zvýšené teploty jednoduchým analytickým modelem.....	55
5.4 Studie citlivosti.....	65
5.4.1 Vliv tloušťky vnější ocelové trubky.....	66
5.4.2 Vliv tloušťky betonu	68
6. SHRUTÍ	70
LITERATURA.....	72

SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK

CFDST column	je dvouplášťový dutý ocelobetonový sloup (concrete filled double skin steel tubular)
CFST column	je dutý ocelobetonový sloup (concrete filled steel tubular)
SRC column	je ocelobetonový sloup (steel-encased reinforced concrete)
SCSS panel	je ocelobetonový sendvičový panel (steel-concrete-steel sandwich panel)
SHS	je čtvercový dutý průřez (square hollow section)
CHS	je kruhový dutý průřez (circular hollow section)
FEA	je metoda konečných prvků (finite element analysis)

ABSTRAKT

Práce shrnuje problematiku návrhu dvouplášťového dutého ocelobetonového sloupu, tj. přestup tepla a výpočet únosnosti za běžné a zvýšené teploty. Přestup tepla do sloupu vystaveného požáru podle nominální normové křivky ze všech stran je řešen pomocí pokročilého modelu využívajícího metody konečných prvků. Pro výpočet únosnosti sloupu za běžné i zvýšené teploty je použit jednoduchý analytický model, který vychází z návrhových postupů uvedených v Eurokódu 4. Studie citlivosti studuje chování dvouplášťových dutých ocelobetonových sloupů při změně hlavních parametrů, tloušťka ocelového pláště a mocnost betonové výplně.

Klíčová slova: dvouplášťový dutý ocelobetonový sloup, sloupy, požární odolnost, přestup tepla, metoda konečných prvků

ABSTRACT

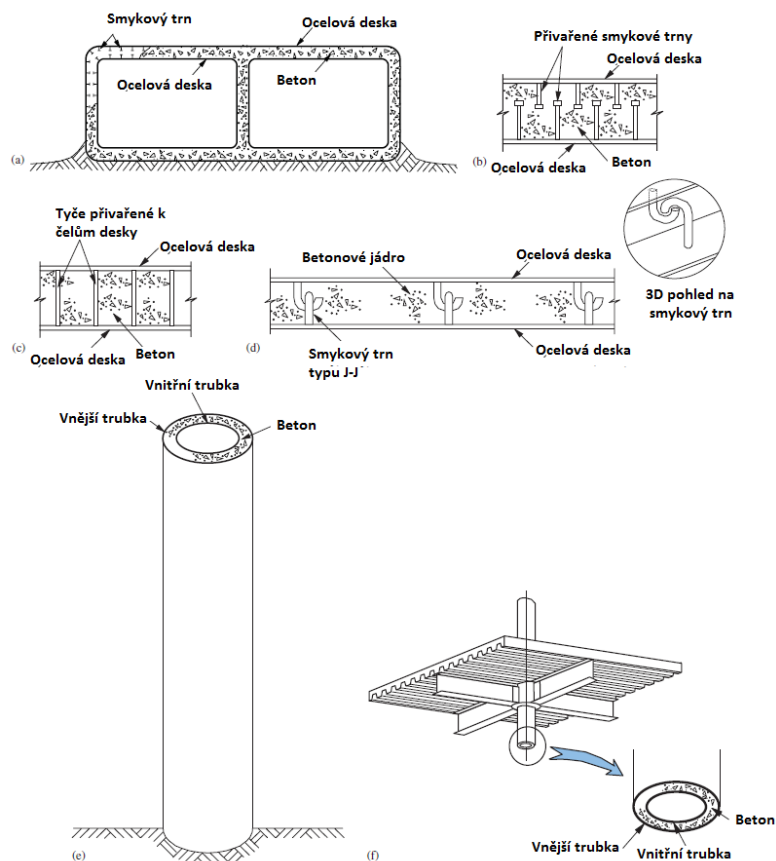
The current paper summarizes design of the concrete filled double skin steel tubular column, eg. heat transfer and calculation of load capacities under ambient and elevated temperature. Heat transfer to the column exposed to fire accordance with the standard nominal fire curve from all sides is solved by using an advanced model applying the finite element analysis. For the calculation of resistance at ambient and elevated temperature is used simple analytical model based on the design methods in Eurocode 4. Within a sensitivity study, this paper compares the behavior of concrete filled double skin steel tubular columns after changing main parameters, the thickness of the steel tubes and concrete filling.

Keywords: concrete filled double skin steel tubular, columns, fire resistance, heat transfer, finite element analysis

ÚVOD

Kompozitní konstrukce zahrnující využití betonu a oceli jsou ve stavebním inženýrství široce využívány. Použití oceli a betonu společně poskytuje výhody materiálových vlastností obou prvků (1). Obr. 1 ukazuje, že kromě železobetonových prvků existuje ještě několik kompozitních prvků využívajících kombinace betonu a ocele, které se řadí do následujících kategorií:

- a) Ocelobetonové nosníky, stropy a rámy
- b) Ocelobetonové sendvičové panely (SCSS – steel-concrete-steel sandwich)
- c) Ocelobetonové sloupy (CFT/CFST – concrete filled (steel) tubes)
- d) Ocelobetonové duté sloupy (CFDST – concrete filled double skin (steel) tubes)



Obr. 1 Druhy dvouplášťových ocelobetonových konstrukcí a) tunelová trubka b) dvouplášťový ocelobetonový nosník c) dvouplášťový svařovaný nosník d) dvouplášťový ocelobetonový nosník se stříhovým spojem typu J-J e) CFDST mostový pilíř f) CFDST sloup (Zhao a Han, 2006).

1. OCELOBETONOVÉ SLOUPY

Ocelobetonové sloupy jsou široce využívány v konstrukcích budov a dalších inženýrských stavbách. Dá se říci, že tradičně existují dva typy ocelobetonových sloupů, jmenovitě to jsou sloupy využívající princip ocelového profilu zapouzdřeného do železobetonu (SRC – steel-encased reinforced concrete) a ocelové trubky vyplněné betonem (CFST – concrete-filled steel tubular). SRC sloup je tvořen zcela nebo částečně obetonovaným ocelovým profilem. CFST sloup je vyroben použitím ocelové trubky, která se následně vyplní betonem. Během posledních desetiletí byl navržen nový typ dutého ocelobetonového sloupu známý jako dvouplášťový dutý ocelobetonový sloup (CFDST – concrete-filled double skin steel tubular). CFDST sloupy se skládají ze dvou centricky uspořádaných dutých ocelových trubek a mezera mezi nimi je vyplněna betonem. Tato myšlenka pochází z kombinace sendvičového panelu (ocel-beton-ocel) a CFST sloupu a vytváří tak inovativní ocelobetonový sloup (Zhao a Han, 2006).

Kompozitní působení mezi ocelí a betonem je výsledkem SRC a CFST sloupů, které vynikají konstrukčními vlastnostmi, vysokou únosností a seismickou odolností. Kromě toho ocelové prvky ve sloupech nabízejí podporu pro počáteční montážní zatížení a beton se kolem nebo do sloupu odlévá až později. To poskytuje určitou výhodu při stavebním procesu. CFST sloupy v porovnání s SRC sloupy nepotřebují při výstavbě bednění a jsou esteticky přitažlivější. Z tohoto důvodu se od 70. let minulého století dostává CFST sloupům větší pozornosti. (Nethercot, 2004)

Doposud byly provedeny mnohé studie vyšetřující chování CFDST sloupů za různých podmínek zatížení, jak je shrnuto v (Zhao a Han, 2006). Výsledky výzkumu ukazují, že CFDST sloupy vykazují podobné chování jako tradiční kompozitní sloupy, zejména CFST. Nicméně díky přidané vnitřní trubce a mezeře uvnitř CFDST sloupu má v porovnání s CFST sloupem řadu výhod. Patří mezi ně nižší vlastní tíha, lepší chování při zemětřesení ve smyslu vysoké tuhosti, tažnost a absorpce energie, a vyšší lokální i celková stabilita. Na základě jejich konstrukčních vlastností mají CFDST sloupy potenciál pro využití jako pilíře v mostech nebo viaduktech přes hluboká údolí nebo jako sloupy ve výškových budovách.

Jedním z témat souvisejících s výstavbou CFDST a CFST sloupů jsou potíže se zhutňováním betonu uvnitř sloupů. Reálným řešením tohoto problému se zdá být použití

samozhutitelného betonu (SCC – self-consolidating concrete). Bylo provedeno i několik studií na chování CFST sloupů, sloupových nosníků a trámů využívajících SCC (Han a Yao, 2004; Han a další, 2005, 2006). Bylo zjištěno, že neexistují žádné výrazné rozdíly v chování CFST sloupů vyplněných SCC a běžným betonem při pokojové teplotě. Stejně jako je tomu u CFST sloupů, problém zhutnění betonu zůstává výzvou i pro CFDST sloupy. Prostor pro betonovou výplň je zde ještě menší. Použitím tradičních metod pro zhutnění betonu, jako je ponorný vibrátor, nemusí být dosaženo uspokojivého zhutnění betonu. Platí tedy, že použití samozhutitelného betonu se zdá být slibným a reálným řešením.

Při zkoumání konstrukčních vlastností CFDST sloupů je jedním z nejdůležitějších aspektů chování při požáru (požární odolnost), jelikož se počítá s využitím těchto sloupů v budovách. Oheň je pro budovy jedním z hlavních rizik. Stávající ustanovení v návrhových normách vyžadují pro stavební prvky určitý stupeň požární odolnosti, aby se předešlo kolapsu budovy během evakuace a zdolávání požáru. Jako slibný nosný prvek v budovách by měly mít CFDST sloupy přiměřenou požární odolnost, aby splňovaly požadavky návrhových norem. Předpokládá se, že CFDST sloupy by měly mít vyšší požární odolnost než CFST sloupy díky vnitřní ocelové trubce, která je dobře chráněna betonem. Existují však stále obavy o požární odolnost CFDST sloupů, protože vnější ocelová trubka je plně vystavena požáru. Ačkoliv je chování těchto sloupů při pokojové teplotě intenzivně studováno, informací ohledně působení při zvýšených teplotách je nedostatek. Je proto nezbytné pochopit, jak se CFDST sloupy chovají při požáru, aby mohly být s jistotou využívány i v konstrukcích budov.

V obou případech u CFST i CFDST sloupů tvoří vnější plášť ocelová trubka, která je přímo vystavena požáru, pokud taková situace nastane. To vede k vyššímu nárůstu teploty ve vnější trubce než v betonu a vnitřní trubce a znamená závažnou degradaci mechanických vlastností a únosnosti vnější ocelové trubky. Výzkumy dokazují, že CFST sloupy nedosahují požární odolnosti vyšší než 30 minut, pokud nemají požární ochranu nebo nejsou jinak opatřeny (Han, 1998, 2001; Han a další, 2003; CIDECT 1990, 1998). V současné době existují tři přístupy v návrhových normách nebo směrnících pro zvýšení požární odolnosti CFST sloupů, v závislosti na preferencích jednotlivých zemí. Jsou to: použití protipožární ochrany, přidání ocelových vláken do betonu nebo použití ocelové výztuže, tj. železobeton (Eurokód 4, 2005; Kodur a Mackinnon, 2000; DBJ 13-51, 2003*). Tyto přístupy mohou být také aplikovány na CFDST sloupy, s výjimkou použití železobetonu. Z hlediska inženýrské praxe, mezera mezi

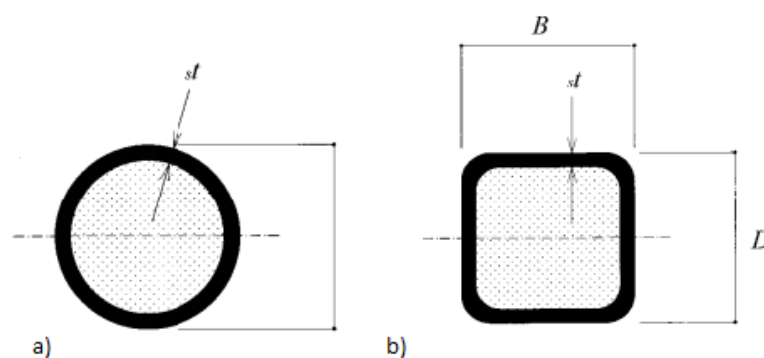
vnitřní a vnější trubkou nenabízí dostatek místa pro vhodné umístění výztuže. Požadavky na požární odolnost sloupů v budovách mohou být až 3 hodiny. Musí být proto k dispozici postupy pro docílení požadované požární odolnosti CFDST sloupů.

Doposud bylo v návrhových normách (Eurokód 4, 2005; Kodur a Mackinnon, 2000; DBJ 13-51, 2003*) pro různé země představeno několik řešení výpočtu požární odolnosti CFST sloupů. Vzhledem k podobnosti mezi CFST a CFDST sloupy lze tyto návrhové metody a pokyny použít jako reference pro CFDST sloupy, ale nemohou se na ně přímo vztahovat, kvůli specifičnosti tohoto typu sloupu. Je tedy důležité, aby byla k dispozici relevantní návrhová řešení a pokyny pro CFDST sloupy vystavené zvýšeným teplotám

pozn. * - Návrhová norma používaná v Číně

1.1 Dutý ocelobetonový sloup

Tento typ sloupů zahrnuje použití ocelové trubice, která je poté vyplněna betonem. Oproti ocelobetonovým sloupům má výhodu v tom, že ocelová trubka poskytuje betonu ztracené bednění po dobu výstavby. Ocelová trubka může také sloužit jako podpora některých stavebních zatížení ještě před tím, než se vyplní betonem, což přispívá k rychlé a efektivní výstavbě. Ocelová trubka zadržuje betonové jádro, zatímco betonová výplň značně oddaluje lokální boulení trubky. Ve srovnání s prázdnými trubkami, CFST sloupy prokazují zvýšenou tažnost a absorpci energie při zemětřesení, jakož i zvýšenou odolnost proti požáru. CFST sloupy se používají v mnoha odvětvích stavebního inženýrství od občanské a průmyslové výstavby až po těžební průmysl. Na Obr. 2 jsou vidět tvary CFST sloupů používaných ve stavebnictví (Zhao a Han, 2006).



Obr. 2 Dimenze průřezů CFST sloupů a) kruhový průřez b) čtvercový průřez (Ibanez a další, 2015).

1.1.1 Návrh za běžné teploty

Pokyny pro návrh ocelobetonových sloupů jsou popsány v ČSN EN 1994-1-1. Postup výpočtu únosnosti ocelobetonových sloupů pro kombinaci osového tlaku a ohybových momentů je poměrně složitý. Nicméně ohybové momenty při výpočtu únosnosti sloupu vystaveného požáru hrají pouze vedlejší roli.

Návrhové výpočty pro ocelobetonové sloupy namáhané pouze tlakem jsou ve skutečnosti stejné jako ty pro ocelové sloupy. Jediný rozdíl je pouze v tom, že v případě ocelobetonového sloupu by se měla použít tlaková únosnost a ohybová tuhost kompozitního průřezu.

Tlaková únosnost ocelobetonového průřezu je dána vztahem:

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_{sk}$$

kde A_a , A_c a A_s jsou plochy oceli, betonu a výztuže a f_{yd} , f_c a f_{sk} jsou jejich návrhové pevnosti. Konstanta 0,85 se částečně používá k započítání dlouhodobého účinku prostředí, kterému je beton vystaven. Pro ocelové průřezy vyplněné betonem se tato konstanta může zanedbat:

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_{sk}$$

V kruhovém ocelobetonovém sloupu je beton uzavřen v ocelové trubce, což způsobuje omezování boční dilatace kolabujícího betonu. Toto může zvyšovat tlakovou únosnost celého průřezu. Nicméně, tato výhoda se dá využít pouze u krátkých sloupů. Ve skutečnosti je však ve většině případů tento příspěvek tak malý, že může být ignorován. Kromě toho při požáru dosahuje ocelová trubka vyšších teplot a roztahuje se rychleji než beton. Díky tomu je tedy efekt „uzavřeného betonu“ narušován.

Ohybová tuhost kompozitního průřezu je dána vztahem:

$$(EI)_{eff} = E_a \cdot I_a + 0,6 \cdot E_{cm} \cdot I_c + E_s \cdot I_s$$

kde E_a , E_{cm} a E_s jsou návrhové moduly pružnosti oceli, betonu a výztuž e. I_a , I_c a I_s jsou momenty setrvačnosti těchto komponent. Pro ocelobetonové sloupy se též používají stejné vzpěrné křivky jako pro ocelové sloupy (Wang, 2002).

1.1.2 Návrh za zvýšené teploty

Výhody tohoto typu sloupu vyniknou zvláště při požáru, kdy se tenké ocelové prvky rychle prohřívají a v důsledku toho postupně ztrácejí únosnost. Masivnější betonové části zůstávají chladnější a zajišťují únosnost konstrukce. Navíc také chrání ocel před přenosem tepla a zpomalují tak její pevnostní degradaci.

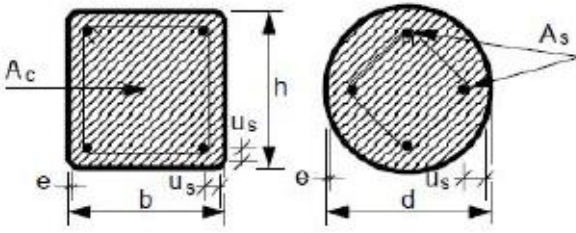
Metodika návrhu ocelobetonových konstrukcí při požáru je stejná jako u konstrukcí betonových, dřevěných či ocelových. Protože spojení mezi ocelí a betonem je navrženo tak, že odolá i při požáru, působí i v tomto mimořádném stavu konstrukce jako kompozitní. Ocelobetonový prvek z hlediska únosnosti vyhovuje, je-li splněna podmínka

$$E_{f_i,d} \leq R_{f_i,d}$$

kde $E_{f_i,d}$ je účinek zatížení v čase t působení požáru a $R_{f_i,d}$ je únosnost ve stejném čase.

Únosnost dutých ocelobetonových sloupů za zvýšené teploty lze stanovit složitými výpočty zahrnujícími všechny změny vlastností materiálu, nebo lze použít výpočty zjednodušené. Zároveň pro typické ocelobetonové konstrukce udává norma ČSN EN 1994-1-2 podrobné požadavky na rozměry konstrukce, aby byla zajištěna požadovaná doba požární odolnosti.

Pro určení požární odolnosti lze použít tabulkové hodnoty. Požadavky pro splnění požární odolnosti pro uzavřené profily vyplněné betonem jsou udány na Obr. 3. Požární odolnosti jsou závislé na úrovni zatížení η_{f_i} .

 <p>Ocelový průřez: $(b/e) \geq 25$ nebo $(d/e) \geq 25$</p>		Normová požární odolnost				
		R 30	R 60	R 90	R 120	R 180
1	Minimální rozměry průřezu pro úroveň zatížení $\eta_{n,1} \leq 0,28$					
1.1	Minimální h a b nebo minimální d [mm]	180	200	220	260	400
1.2	Minimální vyztužení $A_s / (A_c + A_s)$ v %	0	1,5	3,0	6,0	6,0
1.3	Minimální vzdálenost výztuže u_s [mm]	-	30	40	50	60
2	Minimální rozměry průřezu pro úroveň zatížení $\eta_{n,1} \leq 0,47$					
2.1	Minimální h a b nebo minimální d [mm]	260	260	400	450	500
2.2	Minimální vyztužení $A_s / (A_c + A_s)$ v %	0	3,0	6,0	6,0	6,0
2.3	Minimální vzdálenost výztuže u_s [mm]	-	30	40	50	60
3	Minimální rozměry průřezu pro úroveň zatížení $\eta_{n,1} \leq 0,66$					
3.1	Minimální h a b nebo minimální d [mm]	260	450	550	-	-
3.2	Minimální vyztužení $A_s / (A_c + A_s)$ v %	3,0	6,0	6,0	-	-
3.3	Minimální vzdálenost výztuže u_s [mm]	25	30	40	-	-

Obr. 3 Určení požární odolnosti dutých ocelobetonových sloupů pomocí tabulek (ČSN EN 1994-1-2, 2005).

Další způsob výpočtu požární odolnosti dutých ocelobetonových sloupů je jednoduchým analytickým modelem. Norma ČSN EN 1994-1-2 udává i příklady dimenzačních grafů pro rychlé určení únosnosti v závislosti na době požární odolnosti, průřezu, vzpěrné délce, charakteristik použitých materiálů a krytí. Únosnost vychází z tepelně ovlivněných materiálových vlastností. Rozložení teplot po průřezu se stanovuje z diferenciální rovnice tepla za předpokladu, že teplotní rozdělení je po celé výšce sloupu konstantní. Tento zjednodušený výpočetní model lze uplatnit pro kruhové a čtvercové profily za splnění následujících podmínek (ČSN EN 1994-1-2, 2005):

- vzpěrná délka $l_0 \leq 4,5 \text{ m}$
- $140 \text{ mm} \leq$ šířka b nebo průměr $d \leq 400 \text{ mm}$
- $C20/25 \leq$ pevnostní třída betonu $\leq C40/50$
- $1 \% \leq$ procento vyztužení betonu $\leq 5 \%$
- normová požární odolnost $\leq 120 \text{ min}$

1.1.3 Požární zkoušky

Lokální boulení

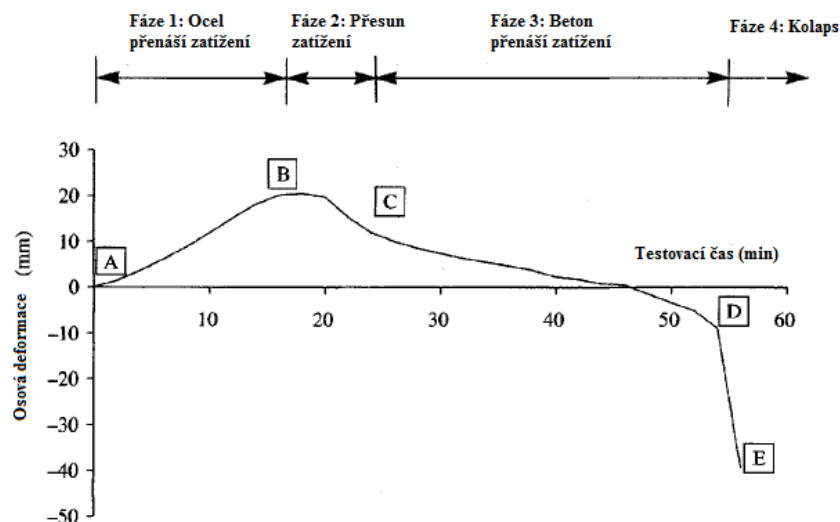
Je-li ocel omezována betonem, jak je tomu u ocelobetonových sloupů, pak je lokální boulení mnohem méně pravděpodobné než u ocelových sloupů. Ve skutečnosti, pokud je ocel zcela uzavřena v betonu, nebude k lokálnímu boulení docházet vůbec. Může se však vyskytovat u toho typu ocelobetonových sloupů, kde je ocelová trubka vyplněna betonem. V závislosti na typu těchto sloupů může nebo nemusí být lokální boulení významné. Pokud je sloup na koncích prostě podepřený, je nepravděpodobné, že by boulení bylo významné. Nicméně v případě, pokud je sloup součástí celé konstrukce se efektivní délka může lišit podle toho, kde se vyskytne lokální boulení. Ačkoliv byla lokální ztráta stability pozorována při požárních zkouškách, nikdy nebyla podrobně popsána a její výskyt je spíše náhodný (Edwards 1998). Její výskyt je závislý na faktorech, jako je rozdělení teploty ve sloupu a kvalita betonu.

Ocelobetonové sloupy s ocelovým prvkem uzavřeným v betonu

Výsledky řady požárních zkoušek kompozitních sloupů z ocelových profilů vybetonovaných mezi přírubami jsou popsány ve zprávě Komise Evropského společenství (CEC 1987). Chování tohoto typu sloupu je velmi podobné obyčejným ocelovým sloupům. Problém u těchto sloupů je však v odštěpování betonu. Naštěstí v testu, kde bylo odštěpování betonu pozorováno, nebyla obnažena výztuž, takže si sloup i přesto zachoval vysokou požární odolnost. Dokazuje to však, že tento typ ocelobetonového sloupu není vhodný pro použití betonu s tendencí k odštěpování, jako například prostý vysokopevnostní beton.

Nechráněné duté ocelobetonové sloupy

V průběhu několika let prováděli pracovníci z National Research Council of Canada (NRCC) velké množství požárních zkoušek na nechráněných dutých ocelobetonových sloupech (CFST). Požární testy byly prováděny ve speciální zkušební peci v National Fire Laboratory (Lie, 1980). Kanadské požární zkoušky zahrnovaly různé dimenze a tloušťky kruhových a čtvercových dutých ocelových profilů a také odlišné druhy betonu (prostý, vyztužený, vysokopevnostní a vláknobeton) s různými úrovněmi působícího zatížení (Kodur 1998, Lie a Chabot 1992, Lie a Kodur 1996). Všechny sloupy byly 3810 mm vysoké a na koncích omezeny proti rotaci. Testy byly prováděny s nechráněnými ocelobetonovými profily a požární zatížení bylo uvažováno podle ASTM E-119 (Testovací metody pro požární zkoušky stavebních konstrukcí a materiálů, Kanada). Obr. 4 ukazuje osovou deformaci v závislosti na čase pro dutý ocelobetonový sloup (CFST). Proces deformace může být rozdělen do čtyř částí: (1) fáze zvyšování expanze sloupu (A-B) je následována (2) prudkým smrštěním (B-C) a (3) poté postupným smršťováním (C-D) ve směru osové deformace; a (4) nakonec sloup projde další fází prudkého smrštění, po kterém následuje kolaps.



Obr. 4 Typický graf deformace CFST sloupu v závislosti na čase (Lie a Chabot, 1992).

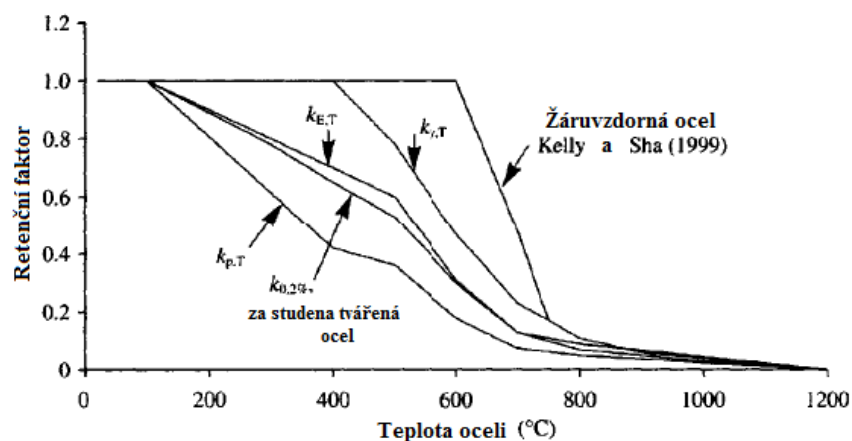
Tento typ chování lze vysvětlit s ohledem na teplotu a odolnost ocelové trubky a betonu. Než začne ohřívání sloupu, ocelová trubka a betonové jádro sdílí určitý poměr zatížení díky kompozitnímu působení. V rané fázi požární zkoušky má ocel mnohem vyšší teplotu a roztahuje se rychleji než beton. Jak teplota v trubce narůstá, ztrácí svoji únosnost a sloup se

náhle zkrátí v důsledku celkového boulení ocelové trubky. Toto se odráží ve druhé fázi a je často doprovázeno lokálním boulením trubky při požární zkoušce. Pokud má betonové jádro dostatečnou únosnost, je na něj přeneseno zatížení z ocelové trubky, která se v důsledku teploty smrštila na úroveň betonového jádra. Odezva sloupu je nyní charakterizována postupným smršťováním, dokud zatížení nepřekročí kombinaci únosnosti oceli a betonu při zvýšené teplotě. Protože nyní je zátěž přenášena hlavně betonovým jádrem, má tloušťka ocelové trubky pouze malý vliv na požární odolnost celého sloupu.

Požární zkoušky ostatních (CEC 1987, Sakumoto a další 1993) na nechráněné CFST sloupy ukazují na podobné výsledky.

Chráněné duté ocelobetonové sloupy

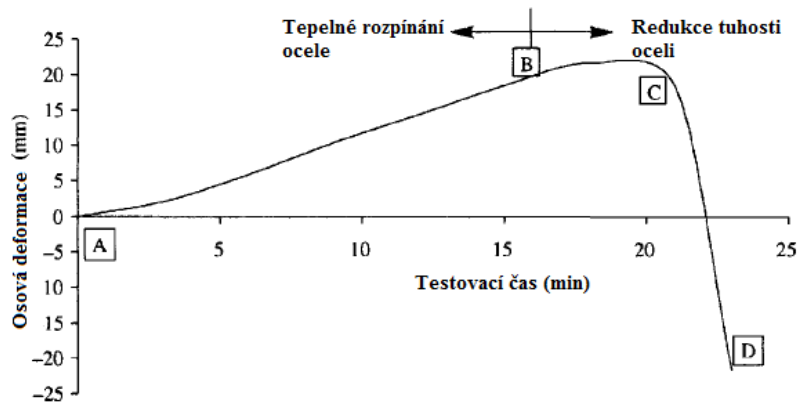
Nechráněné ocelobetonové sloupy mají poměrně vysokou požární odolnost. Přesto je někdy nutné pro zvýšení požární odolnosti dutých ocelobetonových sloupů použít externí požární ochranu. Ve srovnání s nechráněnými sloupy bylo provedeno pouze několik požárních zkoušek s chráněnými sloupy. Mezi nimi (Edwards 1998b, 2001) zveřejnil výsledky šesti testů na chráněné CFST sloupy. Sakumoto a další (1993) provedli také několik zkoušek, na nichž je zajímavé použití tzv. FR oceli (požárně odolná ocel). Rozdíl mezi konvenční ocelí a FR ocelí byl hlavně v pevnosti oceli okolo 600 °C (Obr. 5).



Obr. 5 Retenční faktory oceli při zvýšených teplotách (CEN 2000).

Pro centrické namáhání bylo chování pozorované deformace chráněných CFST sloupů podle Edwardse a Sakumota a dalších rozdílné. Zatímco chování podle Sakumota a dalších bylo podobné nechráněným sloupům, chování vypořádané Edwardsem bylo jiné. Podle jeho

výsledků je chování chráněného CFST sloupu podobné ocelovému sloupu znázorněnému na Obr. 6. To značí, že díky vnější požární ochraně byly teploty oceli a betonu podobné a bylo mezi ně rozloženo zatížení po celou dobu zkoušky. Po přenosu zatížení z ocelové trubky na beton byl kolaps rychlý, protože horké betonové jádro nebylo samo schopno odolávat zátěži.



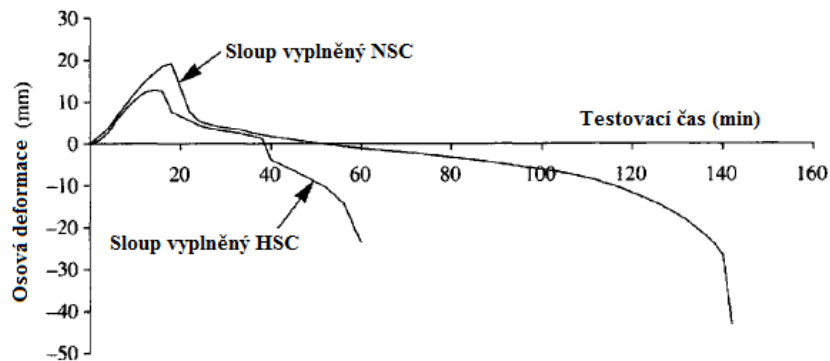
Obr. 6 Typické chování ocelového sloupu vystaveného požáru ze všech stran (Wainman a Kirby 1987).

Je zajímavé porovnat účinky tloušťky oceli při požárních testech nechráněných CFST sloupů od NRCC (Lie a Chabot 1992) a CFST sloupů s požární ochranou testovaných Sakumotem a dalšími. V obou případech aplikovanému zatížení nejdříve odolávala ocelová trubka až do boulení oceli, po kterém zatížení přešlo do betonového jádra. Zatímco výsledky NRCC naznačují, že tloušťka oceli má jen minimální vliv na únosnost a požární odolnost sloupu, testy Sakumota a dalších značí, že oceli zbyde ještě jistá pevnost i po vyboulení, která přispívá k odolnosti sloupu. Nicméně odezva po vyboulení a pevnost ocelové trubky v CFST sloupu při zvýšených teplotách nebyla podrobněji experimentálně prověřena.

Duté ocelobetonové sloupy vyplněné vysokopevnostním betonem

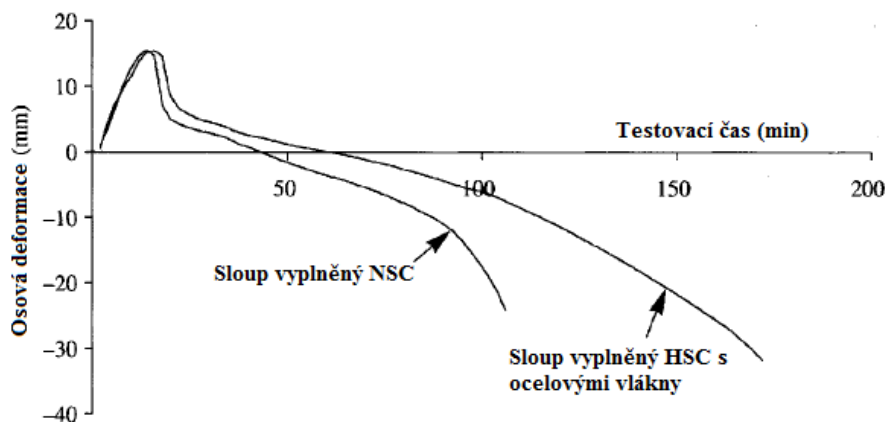
Jednou z výhod CFST sloupů je vysoká pevnost a tuhost získaná použitím malého průřezu. Je tedy přirozené zvážit použití vysokopevnostního betonu k dalšímu zlepšení tohoto typu konstrukce. Za vysokopevnostní beton je považován beton s válcovou pevností vyšší než 60 N/mm^2 . Nicméně vysokopevnostní beton (HSC) se od běžného betonu (NSC) ve dvou aspektech, které ovlivňují požární odolnost. Obsah vody v HSC je nižší než v NSC, což vede ke zvýšeným teplotám CFST sloupů vyplněných HSC. Při zvýšených teplotách je pevnost a tuhost HSC nižší než u NSC. Obě tyto vlastnosti vedou k nižší požární odolnosti sloupů s HSC v porovnání se sloupy vyplněnými NSC. Například Obr. 7 porovnává osovou deformaci

v závislosti na čase pro sloupky vyplněné HSC a NSC. Oba přenášejí stejné zatížení. Požární testy byly provedeny NRCC (Kodur 1998, Kodur a Wang 2001). Z Obr. 7 lze pozorovat, že požární odolnost sloupky vyplněného HSC byla mnohem kratší než u toho s NSC výplní. Zejména třetí fáze známá z Obr. 4 (zatížení je přeneseno do betonu) je velmi krátká. Je to způsobeno rychlým snížením pevnosti HSC při zvýšených teplotách.



Obr. 7 Porovnání sloupů vyplněných NSC a HSC (Kodur a Wang, 2001).

Pro zlepšení pevnosti HSC při zvýšené teplotě se do něj může přidat malé množství ocelových vláken s vysokou pevností (Kodur 1998). Vlnitý tvar těchto vláken vytváří v betonu silnou mechanickou vazbu. Tím se zvýší teplota HSC, při které začíná klesat pevnost z 200 °C na zhruba 500 °C. Například Obr. 8 porovnává měřenou deformaci v závislosti na čase u sloupky vyplněného NSC se sloupem vyplněným HSC s přídavkem ocelových vláken. Chování těchto sloupů je potom podobné. Pro tento sloup bylo použito množství ocelových vláken odpovídající 1,77 hmotnostním procentům v betonové směsi.



Obr. 8 Porovnání sloupů vyplněných NSC a HSC s přídavkem ocelových vláken (Kodur a Wang, 2001).

V CFST sloupech je beton uzavřen v ocelové trubce, takže problém s odštěpováním HSC je vyloučen (Hass a další 2001).

Vetknuté duté ocelobetonové sloupy

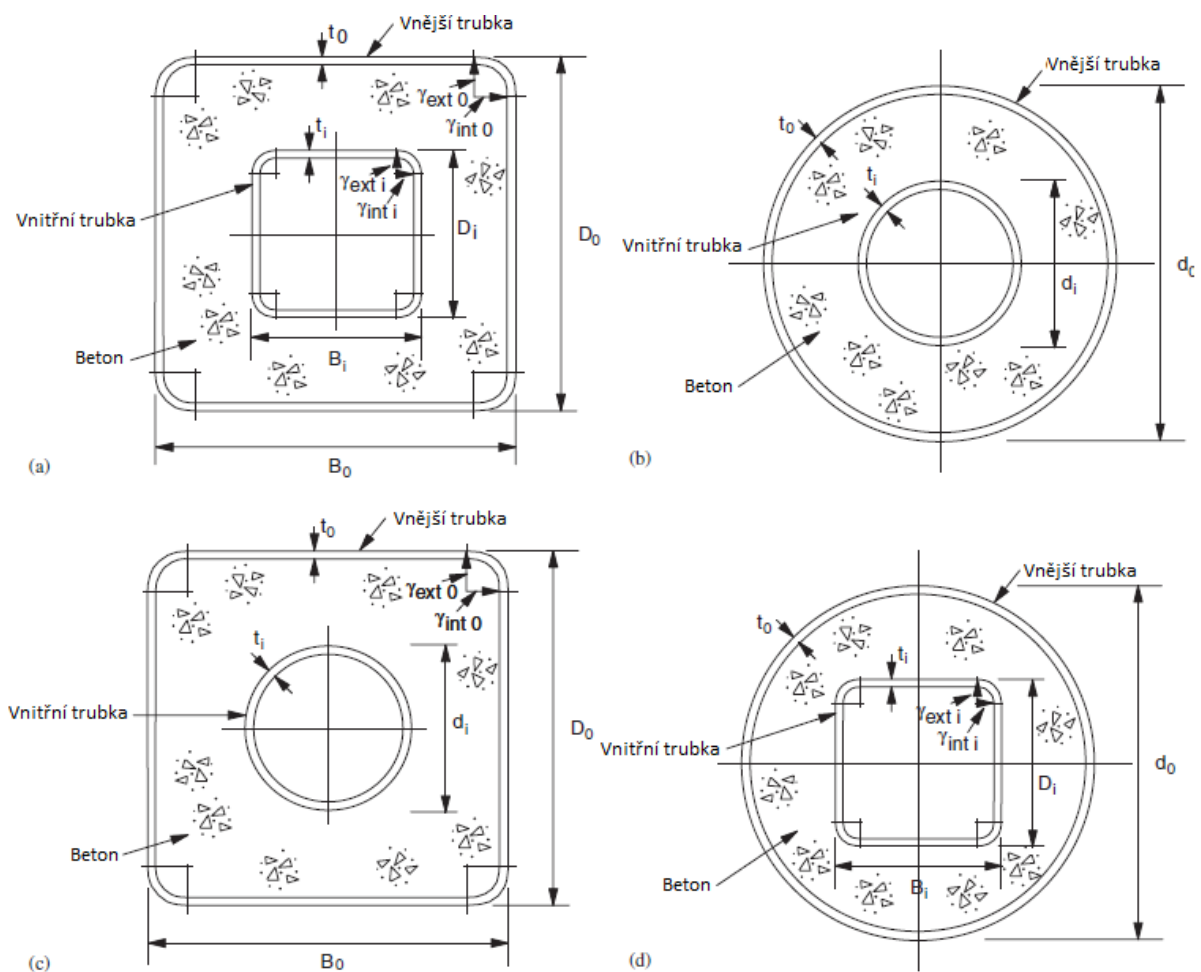
Omezující faktory, které ovlivňují chování ocelového sloupu, který je součástí celé konstrukce jsou použitelné i pro ocelobetonové sloupy. Z výše popsaných experimentálních pozorování může ocel nebo beton v ocelobetonovém sloupu odolávat zatížení. To je příčinou mnohem komplikovanějšího chování vetknutého ocelobetonového sloupu při požáru, než ocelového sloupu. Například chování osově vetknutého ocelobetonového sloupu závisí na tom, jestli zatížení přenáší ocel nebo beton. Podle toho bude jiná tuhost sloupu a také budou do sloupu přenášena dodatečná tlaková zatížení. Ve spojení s nejistotou pevnosti oceli po vyboulení je nutné tuto problematiku více prozkoumat.

Shrnutí

Ocelobetonové sloupy mají vyšší požární odolnost než ocelové sloupy, avšak jejich chování při požáru nebylo doposud tak podrobně prozkoumáno. Chování ocelobetonového sloupu s ocelovým prvkem obklopeným betonem je podobné ocelovému sloupu, s výjimkou lokálního boulení oceli. Nicméně je třeba zvážit účinek odštěpování betonu. Chování dutého ocelobetonového sloupu je mnohem komplikovanější. Ocelová trubka a betonové jádro odolávají zatížení v různých fázích průběhu požáru, což zpochybňuje zachování kompozitního působení. To závisí na pevnosti po vyboulení ocelové trubky, která však ještě není podrobně experimentálně prozkoumána. Použití prostého HSC nabízí jen velmi omezené vylepšení požární odolnosti. Mnohem většího zlepšení lze dosáhnout přidáním malého množství ocelových vláken do betonové směsi HSC. Při pokojové teplotě, je-li kruhový CFST sloup krátký (poměr výška/průměr je zhruba 3), pomáhá uzavřený beton při zvýšení tlakové únosnosti. Prozatím však nejsou k dispozici žádné výsledky zkoušek, které řeší tento problém při požáru. Nicméně je nepravděpodobné, že tento efekt bude význačně přispívat k únosnosti, protože ocel se při požáru roztahuje více než betonové jádro (Wang, 2002).

1.2 Dvouplášťový dutý ocelobetonový sloup

CFDST – *concrete filled double skin steel tubular* neboli dvouplášťový dutý ocelobetonový sloup je koncept, který byl vyvinut v posledních letech. Tato myšlenka vzešla z již dříve používaných ocelobetonových sendvičových panelů (SCSS) a ocelobetonových sloupů (CFST). Existují čtyři kombinace CFDST sloupů skládající se ze čtvercové sekce (SHS) a kruhové sekce (CHS) tvořící vnitřní a vnější ocelový obal sloupu. Rozměry a značení jsou uvedeny na Obr. 9.



Obr. 9 Typy průřezů CFDST sloupů a) SHS + SHS b) CHS + CHS c) SHS + CHS d) CHS + SHS (Zhao a Han, 2006).

1.2.1 Chování za běžné teploty

Dvouplášťové duté ocelobetonové sloupy se skládají ze dvou ocelových trubek a betonu, který vyplňuje mezeru mezi trubkami. Typické průřezy CFDST sloupů jsou znázorněny na Obr. 9. Vzhledem ke svým dobrým konstrukčním vlastnostem mají CFDST sloupy potenciál pro využití ve výškových viaduktech přes hluboká údolí nebo ve vícepodlažních budovách.

V počáteční fázi byly konstrukce na bázi CFDST používány jako vysokotlaké nádoby ve velkých hloubkách a jako tlačené prvky v pobřežních konstrukcích (Wei a další, 1995). CFDST sloupy byly také použity jako pilíře ve výškovém mostu (Lin a Tasi 2005). V posledních letech bylo zjištěno, že mají potenciál při využití v konstrukcích pozemních staveb (Zhao a Han, 2006)

Je dobře známo, že v CFST sloupech existuje kompozitní působení (Han, 2007). Tato interakce je přítomna i v CFDST sloupech. Při vyšetřování CFDST sloupů vyplněných polymerbetonem bylo zjištěno, že celková únosnost sloupu je vyšší, než součet únosností ocelových trubek a betonu (Wei a další, 1995). To značí, že je zde přítomna příznivá interakce mezi ocelovými trubkami a betonem, která zvyšuje celkovou únosnost sloupu. Kromě toho, beton v CFDST sloupech mění způsob porušení ocelových trubek. Porušení vnější trubky nastává vyboulením směrem ven, ale způsob porušení vnitřní trubky je buď směrem dovnitř (CHS) nebo směrem dovnitř i ven (SHS). To znamená, že betonové jádro poskytuje silnou podporu vnější trubce a mění její režim porušení, opora vnější trubky není tak velká.

Únosnost průřezu dvouplášťového dutého ocelobetonového sloupu může být určena metodou superpozice, tj. součet únosnosti vnější trubky, vnitřní trubky a betonu:

$$N_{CFDST} = N_O + N_C + N_I$$

Vzorce pro N_O , N_I a N_C mohou být zjednodušeny následujícím způsobem, pokud jsou u čtvercových průřezů zanedbány rohové poloměry (r_{ext} a r_{int}):

$$N_O = f_{yo} \cdot A_o$$

$$N_I = f_{yi} \cdot A_i$$

$$N_C = k_c \cdot f_c \cdot A_c$$

kde, f_{y0} je mez kluzu vnější trubky, f_{yi} je mez kluzu vnitřní trubky, f_c je tlaková únosnost betonu. V Tab. 1 je uveden zjednodušený výpočet plochy průřezu. K_c je redukční součinitel pevnosti betonu, jehož hodnota se uvažuje 0,85. U dvouplášťových dutých ocelobetonových sloupů se k_c uvažuje rovno 1,0.

Kombinace	SHS vnější a SHS vnitřní	CHS vnější a CHS vnitřní	SHS vnější a CHS vnitřní	CHS vnější a SHS vnitřní
A_o	$D_o \cdot B_o - (D_o - 2t_o) \cdot (B_o - 2t_o)$	$\pi \cdot (D_o - t_o) \cdot t_o$	$D_o \cdot B_o - (D_o - 2t_o) \cdot (B_o - 2t_o)$	$\pi \cdot (D_o - t_o) \cdot t_o$
A_I	$D_i \cdot B_i - (D_i - 2t_i) \cdot (B_i - 2t_i)$	$\pi \cdot (D_i - t_i) \cdot t_i$	$\pi \cdot (D_i - t_i) \cdot t_i$	$D_i \cdot B_i - (D_i - 2t_i) \cdot (B_i - 2t_i)$
A_C	$(D_o - 2t_o) \cdot (B_o - 2t_o) - D_i \cdot B_i$	$\frac{\pi}{4} \cdot (D_o - 2t_o)^2 - \frac{\pi}{4} \cdot d_i^2$	$(D_o - 2t_o) \cdot (B_o - 2t_o) - \frac{\pi}{4} \cdot d_i^2$	$\frac{\pi}{4} \cdot (D_o - 2t_o)^2 - D_i \cdot B_i$

Tab. 1 Zjednodušené vyjádření ploch jednotlivých průřezů (Zhao a Han, 2006).

1.2.2 Chování za zvýšené teploty

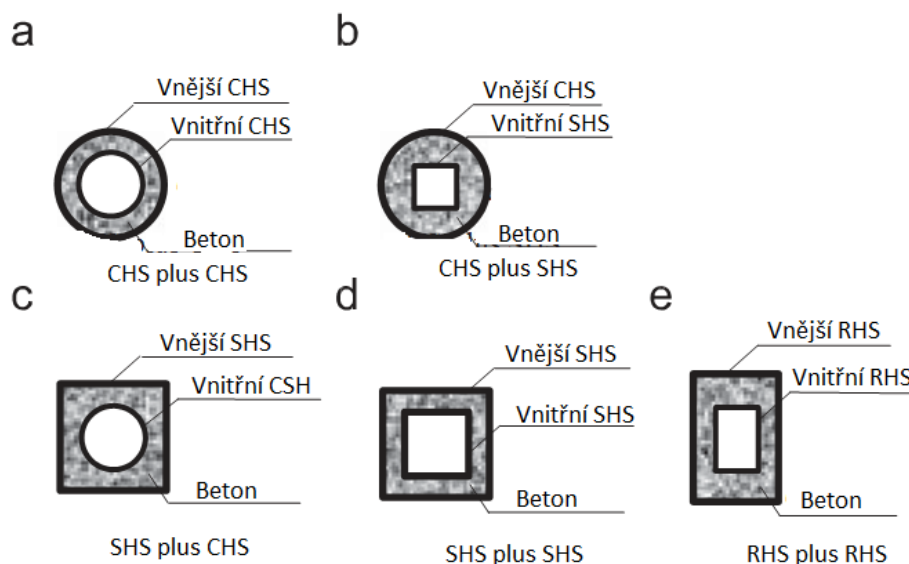
Doposud byly provedeny pouze dvě série standardních požárních zkoušek na CFDST sloupech na univerzitách Monash a Tsingua. Díky vzácným datům z těchto experimentů vyvinuli Yao, Li a Tan analytický 3D model určený pro studium požární odolnosti CFDST sloupů. V posledním desetiletí se začalo vyvíjet několik numerických modelů pro studium CFST sloupů. Tento proces stanovení modelů pro CFST sloupy začíná být jednotný, jelikož data pro vytvoření těchto modelů byla ověřena a označena za rozumná a přesná. Postupným navázáním na tento model pro CFST sloupy byl také vyvinut model pro CFDST sloupy. Numerický model byl ověřen pomocí výsledků zkoušek (Lu a další, 2010). Pomocí tohoto MKP modelu bylo zkoumáno mechanické chování CFDST sloupů, které pomohlo k pochopení principu selhání tohoto sloupu při zvýšených teplotách. Poté byla provedena studie za účelem zjištění některých důležitých návrhových parametrů, které by mohly ovlivňovat požární odolnost CFDST sloupů. Dostatečné přesnosti bylo dosaženo srovnáním s experimentálními daty (Yao a další, 2015).

Vnější ocelová trubka u CFDST sloupů se chová stejně jako ocelová trubka u CFST sloupů, zatímco vnitřní ocelová trubka se chová podobně jako obyčejná dutá trubka. Z toho vyplývá, že pro CFDST sloupy byl přijat deformační model, který navrhli Kodur a Lie (1999). Tento vztah byl dříve používán pro analýzu konvenčních CFST sloupů vyplněných vláknobetonem a vystavených požáru ze všech stran (Lu a další, 2011).

Chování CFDST sloupů při zvýšených teplotách je podrobněji popsáno v následující kapitole.

1.2.3 Požární zkoušky

V posledních letech byl výzkum zaměřen na statické a seismické chování CFDST sloupů. Co se však týče chování těchto sloupů při zvýšené teplotě, je k dispozici jen velmi omezené množství informací. Výzkumný projekt na chování CFDST sloupů při požáru byl proveden na Monash university a Tsingua university. Dále jsou popsány výsledky první fáze výzkumu, tj. experimentální vyšetřování požárního chování CFDST sloupů. Bylo testováno šest CFDST sloupů o plné velikosti, čtyři z nich byly nechráněné a zbylé dva byly chráněné protipožárním nástřikem. Průřezy znázorněné na Obr. 10 (a), (b) a (c) byly vybrány pro testování. Účelem těchto zkoušek bylo porozumět základům požárního chování tohoto typu sloupu. Byly prezentovány výsledky testů, tj. režim kolapsu, teploty, deformace a požární odolnost. Chování CFDST sloupů při zvýšených teplotách je zkoumáno analýzou limitních teplot ve vnější ocelové trubce, kompozitním chováním mezi ocelí a betonem a vlivem parametrů ovlivňujících požární odolnost. Účinek parametrů ovlivňujících požární odolnost ocelobetonových sloupů je již delší dobu znám, novinkou je však dutinový poměr (χ), který je specifický pro CFDST sloupy. Vyšetřování chování při zvýšené teplotě také odhalilo možná vylepšení požární odolnosti těchto sloupů.



Obr. 10 Typické průřezy CFDST sloupů (Lu a další, 2010).

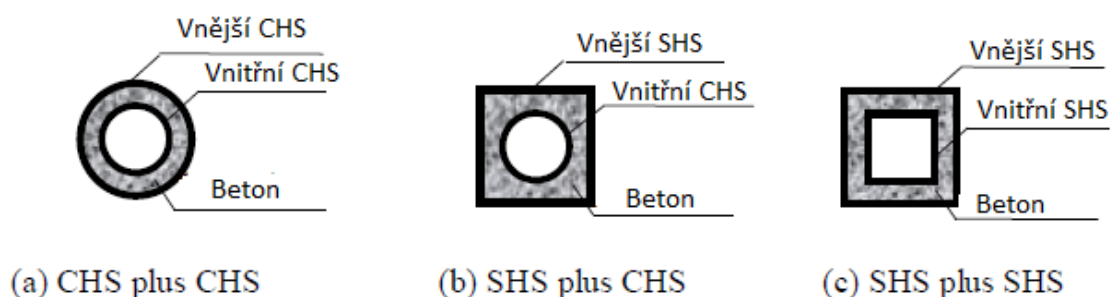
Vzorky

Bylo testováno šest vzorků CFDST sloupů, čtyři byly nechráněné a zbylé dva byly chráněné protipožárním nástřikem. Průřezy vzorků jsou zobrazeny na Obr. 11. Vzorky byly navrženy tak, aby umožňovaly studium a zohledňovaly vliv různých parametrů na chování CFDST sloupů při zvýšené teplotě. Profil vnější trubky a dutinový poměr patří mezi faktory, které mají vliv na chování CFDST sloupů při pokojové teplotě (Zhao a Han, 2006). Na druhou stranu, důležité faktory ovlivňující požární odolnost CFST sloupů jsou zatížení a zatěžovací kombinace (Tao a Han, 2006). V experimentálním programu byly jako proměnné parametry vybrány zatěžovací poměr (n), dutinový poměr (χ), zatěžovací kombinace a průřez. Zatěžovací poměr a dutinový poměr jsou definovány takto:

$$n = \frac{N_f}{N_u}$$

$$\chi = B_i / (B_o - 2t_o) \text{ nebo } D_i / (D_o - 2t_o)$$

kde, B_o a B_i jsou šířky vnější a vnitřní čtvercové trubky, D_o a D_i jsou průměry vnější a vnitřní kruhové trubky, t_o a t_i jsou tloušťky vnější a vnitřní trubky, N_f je zatížení aplikované při požární zkoušce a N_u je únosnost při pokojové teplotě. Vzorce pro určení N_u jsou uvedeny v Zhao a Han (2006). Jednotlivé parametry vzorků jsou uvedeny v Tab. 5.1.

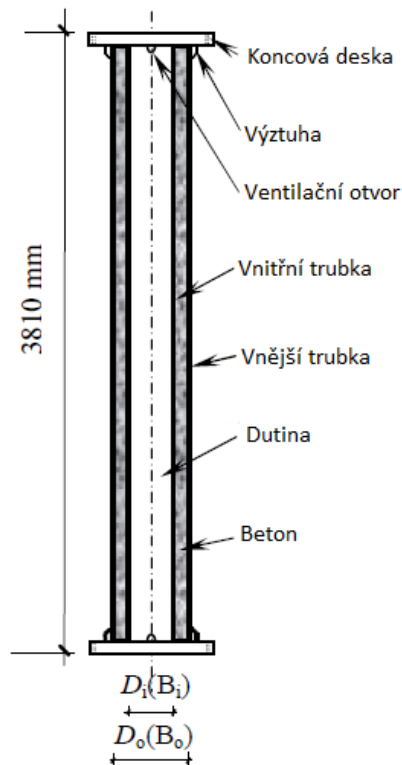


Obr. 11 Průřezy CFDST sloupů (Lu a další, 2010).

Celková délka každého vzorku je 3800 mm, jak je zobrazeno na Obr. 12. Kruhové ocelové trubky byly vyrobeny z ocelových plátů. Čtvercové ocelové trubky byly vyrobeny ze čtyř plátů

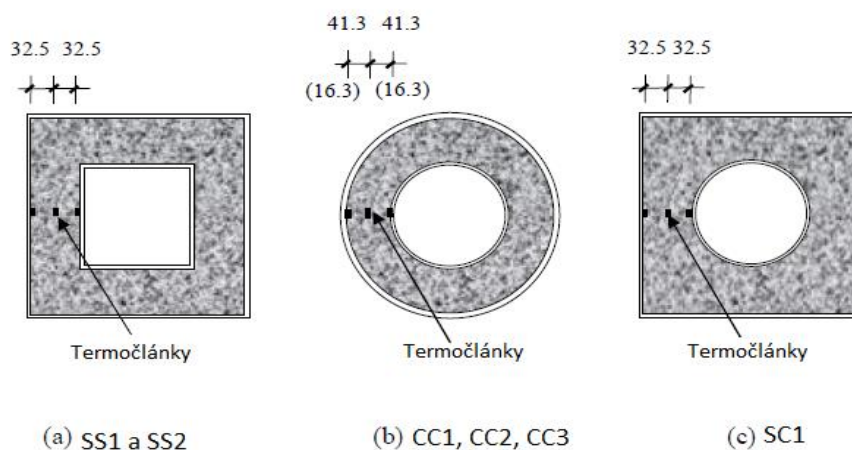
svařených podél rohů. Pro získání tvaru CHS byl ocelový plech zakřiven do požadovaného kruhového průřezu a podélně svařen.

U horního a spodního konce vnějších ocelových trubek byly vyvrtány otvory o průměru 25 mm pro odvětrání páry vznikající z odpařující se vody v betonu.



Obr. 12 Schematický řez vzorkem (Lu a další, 2010).

Pro upevnění do zatěžovacího systému testovacího zařízení byly použity dvě koncové desky přivařené k ocelovým trubkám. Jedna z desek byla přivařena ještě před vylitím betonu do sloupů. Před požární zkouškou byla do sloupu dolita epoxidová malta sloužící ke kompenzaci smrštění betonu na otevřeném konci a následně byla přivařena i druhá koncová deska. Centricky namáhané vzorky byly umístěny tak, aby geometrické středy ocelových trubek a odpovídaly středům koncových desek, kdežto u excentricky namáhaných vzorků byly středy vyoseny o vzdálenost odpovídající excentricitě zatížení. Za účelem sledování teploty ve vzorcích CFDST sloupů byly na každý vzorek umístěny tři termočlánky. Jeden byl umístěn uprostřed betonového jádra a další dva na vnějším povrchu vnitřní trubky a vnitřním povrchu vnější trubky. Na Obr. 12 je schematický řez vzorkem a na Obr. 13 je vidět umístění termočlánků.



Obr. 13 Rozmístění termočlánků (Lu a další, 2010).

Č.	Označení vzorku	Vnější trubka (mm)	Vnitřní trubka (mm)	Dut. poměr	Excentricita zatížení (mm)	Zatížení (kN)	Zat. poměr	Tloušťka pož. ochrany (mm)	Požární odolnost (min)	Kritérium kolapsu	Režim kolapsu
1	CC1	CHS300×5	CHS125×5	0.43	0	1810	0.54	10	240	/	Vyboulení
2	CC2	CHS300×5	CHS125×5	0.43	75	570	0.31	0	97.5	1	Vyboulení
3	CC3	CHS300×5	CHS225×5	0.78	0	2000	0.65	0	40	2	Vyboulení
4	SC1	SHS280×5	CHS140×5	0.52	0	2050	0.55	0	82	2	Vyboulení
5	SS1	SHS280×5	SHS140×5	0.52	0	1200	0.32	0	115	2	Vyboulení
6	SS2	SHS280×5	SHS140×5	0.52	75	1100	0.50	10	165	2	Vyboulení

Tab. 2 Základní parametry vzorků (Kritérium kolapsu 1 odpovídá osově deformaci 0,01H mm a kritérium kolapsu 2 odpovídá osovému deformačnímu poměru překračujícímu 0,003H mm/min) (Lu a další, 2010).

U vzorků s požární ochranou byl protipožární nástřik aplikován několik týdnů před zkouškami. Nejdříve byl očištěn povrch vnější trubky a odstraněna rez. Poté byly na povrch trubky nanесeny tři vrstvy nástřiku. Po aplikaci první vrstvy byl povrch obalen polypropylénovou sítí, kvůli zabránění drolení nástřiku při zvýšené teplotě. Nakonec byl ještě vnější povrch nástřiku omítnut, kvůli zajištění požadované tloušťky požární ochrany.

Materiálové vlastnosti

Pro zjištění meze kluzu byly odebrány vzorky z ocelového plechu. Mez kluzu oceli byla stanovena na 320 MP.

Jako výplň sloupů byl pro požární zkoušky vybrán samozhutnitelný beton (SCC). Podíl jednotlivých složek v betonové směsi je v Tab. 3. Betonová směs byla navržena tak, aby splňovala předpokládanou pevnost a zpracovatelnost. Pro otestování zpracovatelnosti byly použity dvě metody, sednutí kužele a L-box test.

Voda	Cement	Popílek	Písek	Hrubé kamenivo	Superplastifikátor
171	370	170	810	915	5.13

Tab. 3 Směs SCC použitá do testovaných CFDST sloupů (kg/m^3) (Lu a další, 2010).

Zpracovatelnost čerstvého SCC je uvedena v Tab. 4 a splňuje požadavky kladené na SCC (ACI, 2007). Betonové krychle o rozměrech 100 x 100 x 100 mm byly připraveny pro testování pevnosti betonu. Některé tvrdly při standardních podmínkách 28 dní a ostatní tvrdly při stejných podmínkách jako beton v CFDST sloupech pro realističtější test pevnosti. V momentě, kdy byly vzorky testovány, byla naměřena krychlová pevnost a modul pružnosti 26 a $1,77 \times 10^4$ MPa a průměrná krychlová pevnost a modul pružnosti 38 a $2,1 \times 10^4$ Mpa.

Sednutí (mm)	Sedací tok (mm)	Rychlost toku při L-box testu (mm/s)
225	610	8.5

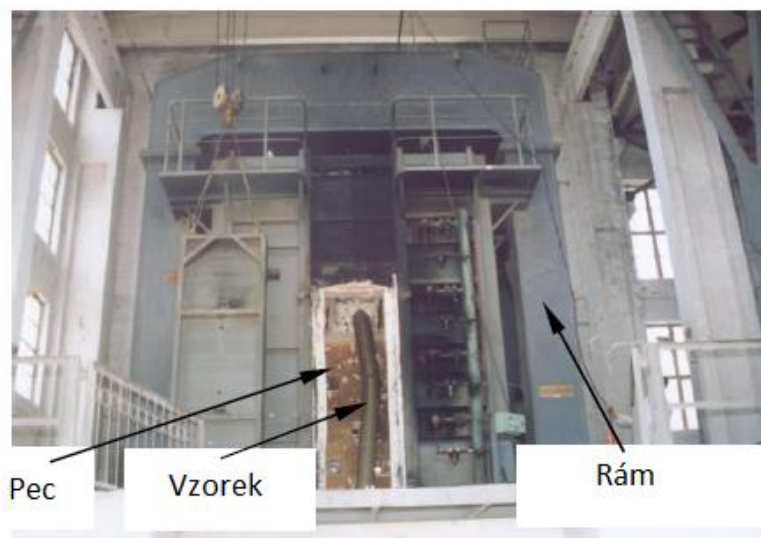
Tab. 4 Zpracovatelnost čerstvého samozhutnitelného betonu (Lu a další, 2010).

Protipožární nástřik je z materiálů na bázi cementové malty obsahující lehkou výplň, která má nízkou teplotní roztažnost při zvýšené teplotě, takže povlak může během požáru efektivně přilnout k ocelovému povrchu. Tepelné vlastnosti povlakového materiálu jsou v Tab. 5. Ve srovnání s betonem má nástřik mnohem nižší pevnost než běžný beton. Z tohoto důvodu má nástřik zanedbatelný vliv na únosnost sloupu.

Hustota (kg/m ³)	Tep. vodivost (W/m·K)	Měrná tep. kapacita (J/kg·K)
500	0.0907	1.047×10 ³

Tab. 5 Tepelné vlastnosti protipožárního nástřiku (Lu a další, 2010).

Vzorky CFDST sloupů byly testovány ve speciální peci v Laboratoři pro požární odolnost (Structural Fire Resistance Laboratory) v Institutu pro požární výzkum v Tianjinu, Číně. Celá zkušební sestava se skládá z pece, rámu, zatěžovacího systému, přívodního systému pro vzduch a palivo a systému pro kontrolu a zápis dat. Maximální povolená délka jsou 4 metry. Prostor pece má rozměry 2,6 na 2,6 m a 3 m na výšku. Na Obr. 14 je zkušební zařízení.



Obr. 14 Celkový pohled na zkušební zařízení (Lu a další, 2010).

V peci jsou k dispozici tři hořáky na každé straně komory uspořádané nad sebou. Toto uspořádání umožňuje cirkulaci paliva a vzduchu uvnitř komory a zajišťuje rovnoměrnou teplotu v peci. Pec je schopná simulovat požární podmínky podle předpisů (ISO 834, 1999; AS-1534-4, 2005), jako jsou požadavky na zvýšení teploty, tlak, zatížení a podmínky požární expozice. Na každé straně komory jsou také pozorovací otvory pro sledování průběhu zkoušky. V dolní části stojanu je servem kontrolovaný zvedák, který dokáže automaticky kompenzovat deformaci vzorku a udržet zatížení ve stabilním stavu. Maximální nosnost zvedáku je 500 tun.

Vzorky byly krámu upevněny pomocí šroubů. Pro měření osová deformace sloupu byl v přední části zvedáku upevněn snímač. Další snímač pro měření boční výchylky byl upevněn podél strany pece. Pro měření posunů byl použit molybdenový drát, který má vysokou teplotu tání a nízkou teplotní roztažnost.

Zkušební podmínky a postup

Vzorky byly umístěny do pece a přišroubovány k rámu. Poté byly k systému zaznamenávající data připojeny termočlánky a snímače posunu. Sloup byl zatížen 30 minut před zapálením ohně. Osová deformace byla zaznamenána jako relativní počáteční deformace vzorku.

Teplota při požáru byla v souladu s průběhem teploty v závislosti na čase předepsaným v ISO 834. Ke sledování teploty plynu v komoře bylo uvnitř rozmístěno několik termočlánků. Díky zpětné vazbě dat mohl systém kontrolovat teplotu v peci a přizpůsobovat ji tak, aby odpovídala přepisu teplotní křivky.

Díky hydraulickému zvedáku kontrolovanému servem, zůstalo zatížení na vzorek během požární zkoušky konstantní. Všechny vzorky kromě CC1 byly testovány až do kolapsu, CC1 byl testován 240 minut. Kritéria kolapsu jsou popsána v ISO 834, tj. buď osová deformace přesáhne $0,01H$ mm nebo rychlost deformace přesáhne $0,003H$ mm/min, kde H je výška sloupu v milimetrech.

Výsledky zkoušek

Způsoby kolapsu vzorků jsou ukázány na Obr. 15. Jak je patrné z obrázků, kolapsem všech vzorků je celkové vybočení. U excentricky namáhaných vzorků bylo zaznamenáno závažnější vychýlení než u centricky namáhaných. Během požárních zkoušek bylo zjištěno, že vybočení vzorků začalo být viditelné až ve fázi blížící se požární odolnosti vzorku.



Obr. 15 Režimy kolapsu všech vzorků (Lu a další, 2010).

U vzorků s kruhovou vnější trubkou nebyly na trubce pozorovány žádné trhliny (Obr. 16). U vzorku CC1 se na vnější trubce objevila boule zhruba v polovině výšky. Během zkoušky bylo pozorováno, že protipožární nástřik v tomto místě popraskal asi po 80 minutách a od 100. minuty se postupně odlupoval. Tato část vnější trubky byla poté přímo vystavena požáru. Teplota v této části ocelové trubky byla zřejmě vyšší než ve zbytku sloupu. To způsobilo rychlejší degradaci mechanických vlastností a nakonec i lokální vyboulení ocelové trubky. Na vzorku CC3 se také objevilo lokální vyboulení vnější ocelové trubky v blízkosti poloviny výšky sloupu. Nicméně vyboulení u CC3 bylo podstatně menší než u CC1.

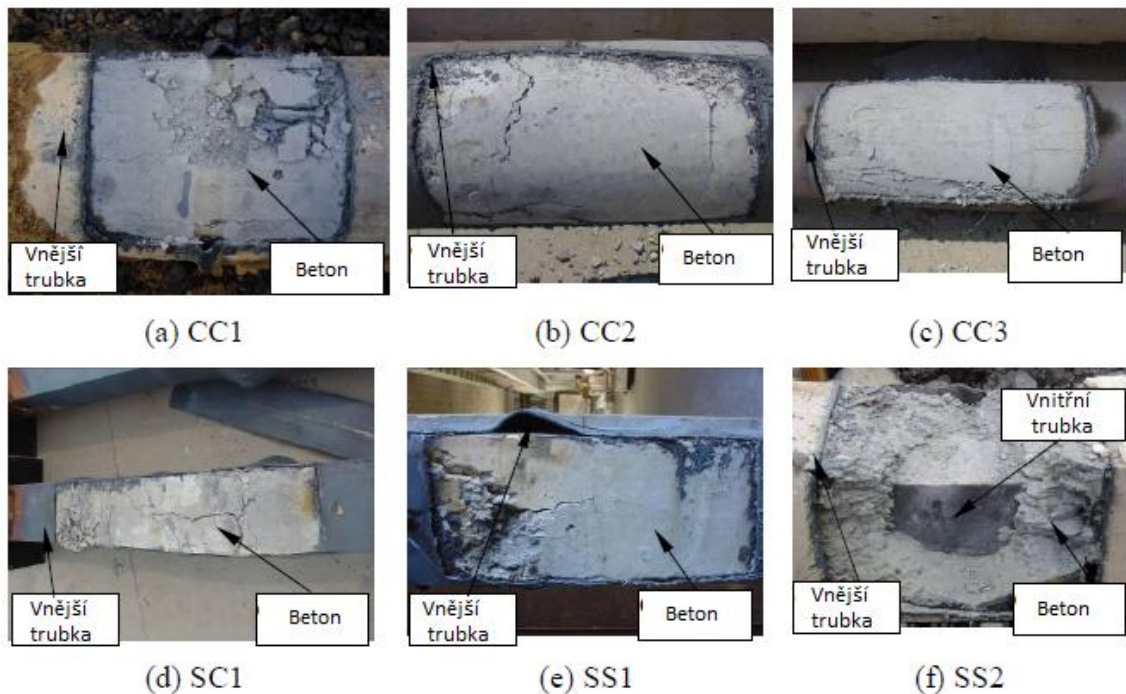


Obr. 16 Ukázky lokálního vyboulení u jednotlivých vzorků (Lu a další, 2010).

U vzorků se čtvercovými průřezy vnějších trubek se objevilo vážné lokální vyboulení a praskliny v rozích. Popraskání svarů v rozích trubek se objevilo v místech největšího boulení. Vyboulení vnějších ocelových trubek bylo pouze směrem ven, protože beton zabránil boulení dovnitř. Během zkoušek bylo zjištěno, že k popraskání rohů došlo až po vyboulení trubek. Později se také zjistilo, že praskání svarů nastává pouze u čtvercových průřezů vyrobených ze za tepla válcované oceli svařených v rozích, kdežto u průřezů, kde je svar na plochem povrchu a ocel je tvářena za studena tento problém nenastává.

Po provedení zkoušek byly ze vzorků odstraněny vnější trubky, kvůli zkoumání způsobu porušení betonu (Obr. 17). U vzorků s vnější čtvercovou trubkou byl nalezen rozdrčený beton v místech, která odpovídala vyboulení vnější trubky. Nicméně u všech vzorků byla většina

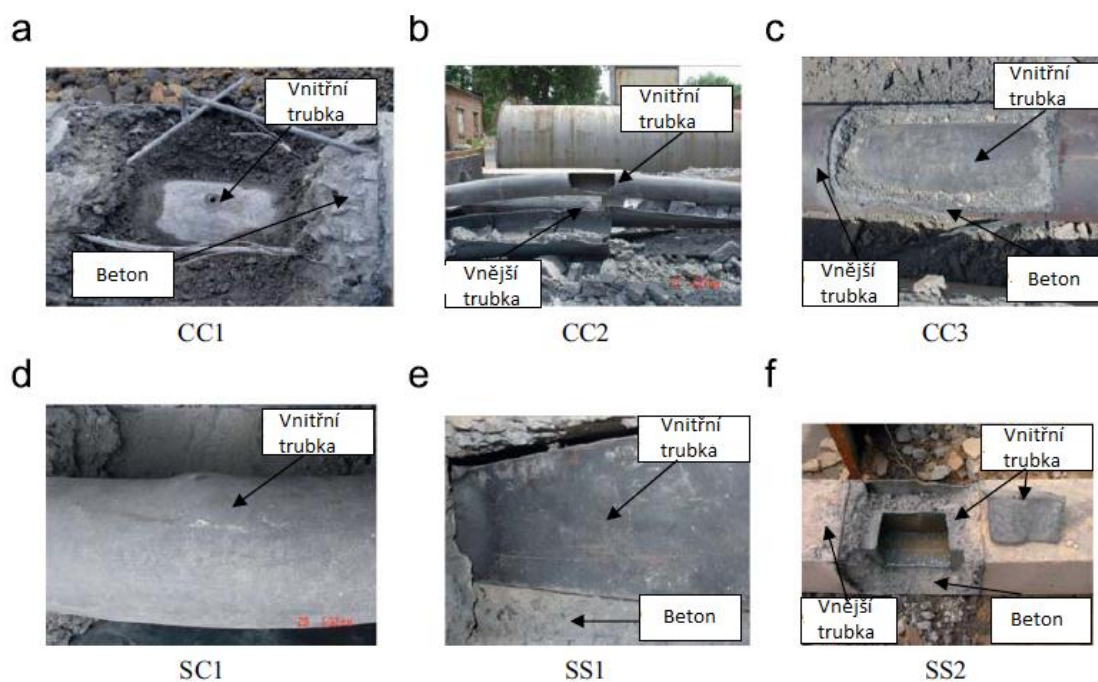
betonu neporušena. Trhliny, které se v betonu objevily, byly v podélném směru a u excentricky namáhaných vzorků byly zřejmé i příčné trhliny. Prokluzování mezi betonem a vnějšími ocelovými trubkami nebylo pozorováno.



Obr. 17 Porušení betonu (Lu a další, 2010).

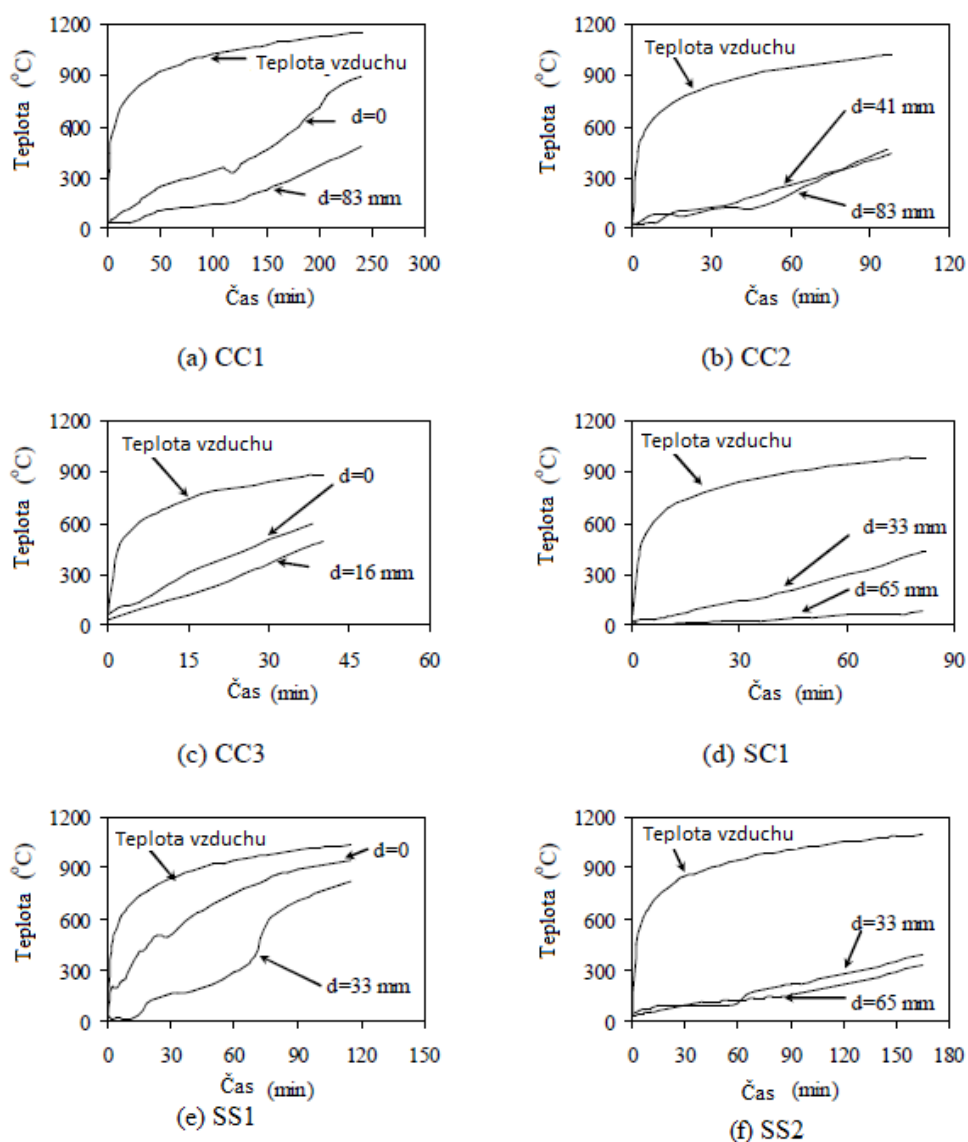
Při těchto požárních zkouškách byl ve sloupech použit samozhutnitelný beton (SCC). Obecně se předpokládá, že chování SCC při zvýšené teplotě je podobné chování vysokopevnostního betonu (HSC), tj. vyšší pravděpodobnost explozivního odštěpování. Z těchto zkoušek je však zřejmé, že ocelové trubky v CFDST sloupech dokáží odštěpování betonu zabránit.

Na Obr. 18 jsou znázorněny způsoby porušení vnitřních trubek. Je zřejmé, že u kruhových průřezů se neobjevilo žádné lokální boulení. U všech vnitřních trubek čtvercového průřezu se lokální boulení objevilo. U vzorku SC1 byla na vnitřní trubce objevena boule směrem dovnitř a u vzorků SS1 a SS2 směrem ven. Poloha lokálního vyboulení vnitřních trubek odpovídala místům vyboulení vnějších trubek.



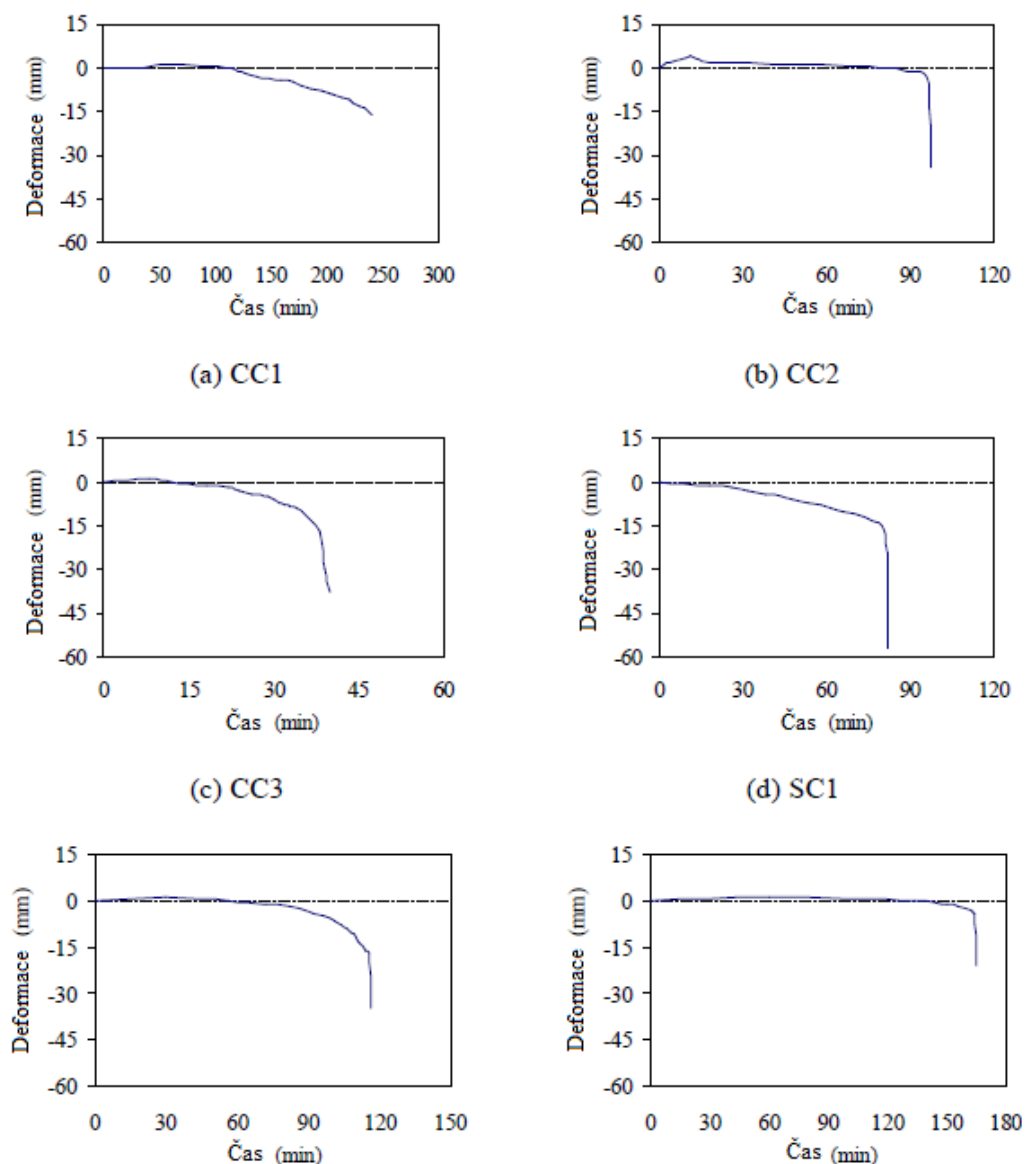
Obr. 18 Způsob porušení vnitřní trubky (Lu a další, 2010).

Na Obr. 19 jsou průběhy teplot ve vzorcích CFDST sloupů. Ačkoliv byly v každém vzorku tři termočlánky, některé z nich během požárních zkoušek přestaly fungovat. Stále však může být ve vzorcích testovaných sloupů nalezen teplotní trend. V počáteční fázi se rychle roztáhne teplota ve vnější ocelové trubce. Poměrně stabilní fáze v betonu a vnitřní trubce je při teplotě nad 100 °C. To je hlavně díky volně vázané vodě v betonu, která absorbuje velké množství tepla pro přeměnu na vodní páru. Z grafů je zřejmé, že teploty ve vnitřní trubce nepřesáhly 450 °C a maximální teplota ve vnější trubce se pohybovala kolem 940 °C.



Obr. 19 Průběh teplot ve vzorcích (Lu a další, 2010).

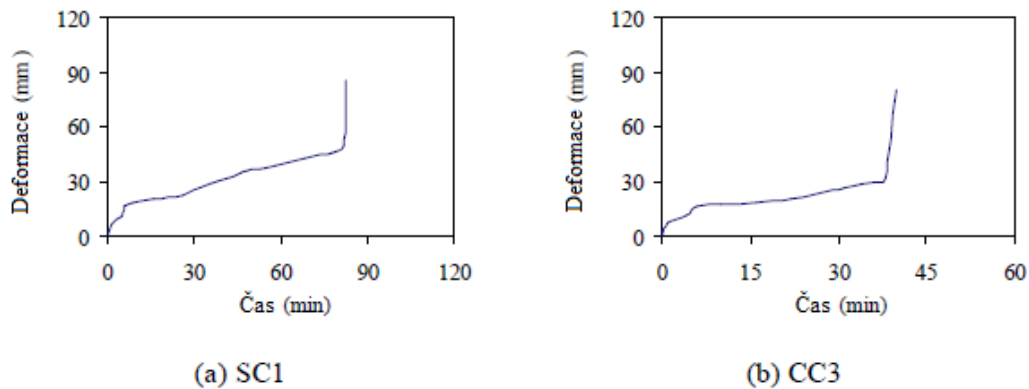
Na Obr. 20 je znázorněna osová deformace, která byla použita pro stanovení požární odolnosti vzorků. U vzorku CC1 byla řídicím systémem nastavena doba požáru na 4 hodiny. I po 4 hodinách testu byl vzorek schopen přenášet aplikované zatížení. Všechny ostatní vzorky byly testovány na kolaps. Požární odolnost vzorků určená vztahem mezi osovou deformací a dobou expozice požáru je v Tab. 2.



Obr. 20 Osová deformace (Lu a další, 2010).

Osová deformace vzorků CFDST sloupů se skládá ze tří částí, (I) rozpínání, (II) postupný rozvoj tlakové deformace, (III) vysoký nárůst tlakové deformace v krátkém čase. Nicméně pokud je poměr zatížení vysoký, jako u SC1, fáze rozpínání chybí. Pro centricky namáhané vzorky se tlaková deformace vyvíjí postupně a relativně dlouhou dobu před kolapsem vzorku, zatímco u excentricky zatížených vzorků (CC2 a SS2) se kolaps sloupu objevil krátce po fázi rozpínání. Bylo zjištěno, že osová deformace CFDST sloupů je obecně podobná osově deformaci CFST sloupů (Han a další, 2003).

Na Obr. 21 jsou znázorněny příklady příčné deformace (vzorky SC1 a CC3). Příčná deformace vzorků se mírně zvyšuje s narůstající dobou požární expozice. Poté nastává zlomový bod, který je velmi blízko hodnotě požární odolnosti. Po tomto zlomovém bodě příčná deformace prudce narůstá. K vyboulení vzorků došlo až po tomto bodě. Jak může být patrné z Obr. 20 a Obr. 21, osová deformace prudce narůstá, když se vzorky začínají blížit době své požární odolnosti.



Obr. 21 Příčná deformace (Lu a další, 2010).

Požární odolnosti vzorků jsou shrnuty v Tab. 2. Požární odolnost nechráněných CFDST sloupů se pohybuje od 40 do 115 minut, zatímco chráněné mají požární odolnost 165 a 240 minut. Je zřejmé, že protipožární nástřik je velmi efektivní a zvyšuje požární odolnost CFDST sloupů, přestože tloušťka povlaku je pouze 10 mm, ve srovnání s prvky z konstrukční ocele s požární odolností 60 minut, kde je požadavek na tloušťku protipožárního nástřiku 15 mm (ESC 24, 1994). To značí, že CFDST sloupy mají vyšší požární odolnost než nevyplněné ocelové duté sloupy.

Zatěžovací poměr je jedním z klíčových faktorů, které mají vliv na požární odolnost CFST sloupů (Han a další, 2003). Při těchto požárních zkouškách bylo zjištěno, že zatěžovací poměr výrazně ovlivňuje požární odolnost CFDST sloupů. Srovnáme-li vzorky SC1 a SS1, požární odolnost stoupá od 82 do 115 minut, jak zatěžovací poměr klesá 0,55 do 0,32.

Obvod vnější ocelové trubky je také faktor, který má vliv na požární odolnost CFDST sloupů. Větší vnější obvod znamená větší plochu průřezu nebo větší tloušťku betonu ve sloupu, což způsobuje pomalejší nárůst teplot a požární odolnost je vyšší (Han a další, 2003). Stejně jako u CFST sloupů, vnější obvod je také jedním z faktorů ovlivňujících tloušťku betonu v CFDST

sloupech. Obvod vnější ocelové trubky u vzorku SC1 je větší než u vzorku CC2. Toto je pravděpodobně jeden z faktorů zodpovědných za vyšší požární odolnost SC1. Nicméně je také třeba zvážit vliv dutinového poměru, který je pro CFDST sloupy jedinečný.

Dutinový poměr je faktor, který zohledňuje dutinu ve vnitřní trubce a tloušťku betonu v CFDST sloupu. Vysoká hodnota dutinového poměru značí sníženou tloušťku betonu mezi trubkami. Tento parametr ovlivňuje průběh teploty v CFDST sloupu a bude ovlivňovat i požární odolnost sloupu. Vnější obvod a dutinový poměr jsou hlavní faktory přispívající k vyšší požární odolnosti vzorku SC1 než CC3. Oba tyto faktory mají významný vliv na požární odolnost CFDST sloupů.

Shrnutí

Dvouplášťové duté ocelobetonové sloupy mohou mít vyšší limitní teplotu vnější ocelové trubky než nevyplněné a duté ocelobetonové sloupy. Dále existují přesvědčivé důkazy o kompozitním chování mezi ocelí a betonem při zvýšené teplotě. To je přínosem pro požární vlastnosti ocelobetonových sloupů. Také byly zjištěny účinky řady parametrů mající vliv na požární odolnost CFDST sloupů. Jedním z nich je dutinový poměr, který je unikátní pro CFDST sloupy.

2. POŽÁRNÍ ODOLNOST KONSTRUKCE

Při navrhování konstrukce při požáru se sledují tři kritéria:

- únosnost "R"
- separační funkce "E" a "I"
- současně únosnost i separační funkce "R", "E" a "I"

Splnění kritéria "R" (únosnosti) znamená, že konstrukce je navržena tak, že po celou požadovanou dobu splňuje svoji nosnou funkci i přes ovlivnění požárem.

Zpravidla se za písmeno R řadí číslice, která udává v minutách dobu odolnosti, např. R60, R90 atd. Oficiální název je "normová požární odolnost R...".

Kritérium celistvosti "E" je splněno, nevzniknou-li za požadovanou dobu v konstrukci trhliny nebo otvory takové, že by jimi mohly pronikat plameny nebo

horké plyny. Druhé separační kritérium "I" je splněno, neohřeje-li se požárem neexponovaný povrch konstrukce nad povolený limit, opět po určité sledované době.

Tímto limitem je 180 °C pro teplotu v jednom místě a 140 °C pro průměr teplot.

Zatížení při standardním požáru (teplotní i mechanické) $E_{d,fi}$ je dáno zvláštními předpisy (ČSN EN 1991-1-2). Při nedostatku přesnějších údajů ale lze u ocelobetonových konstrukcí pozemních staveb brát zjednodušeně součinitel zatížení při požáru

$$\eta_{fi} = \frac{E_{d,fi}}{E_d} = 0,7,$$

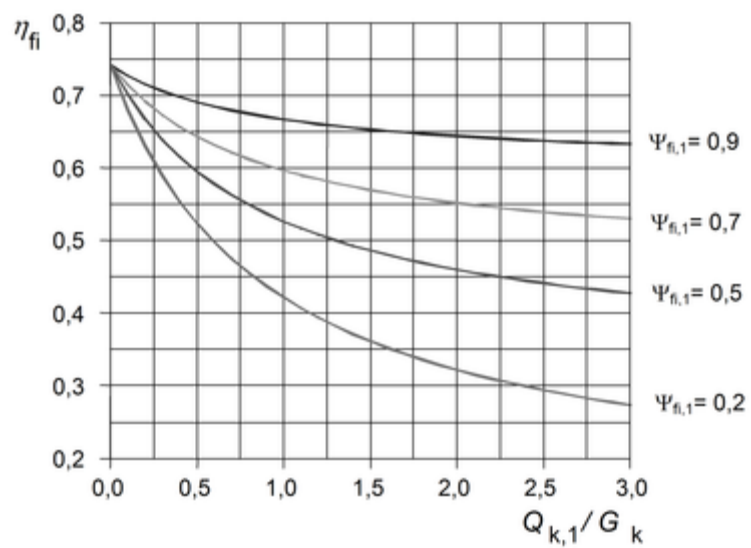
kde E_d je návrhový účinek zatížení při pokojové teplotě a $E_{d,fi}$ je návrhový účinek při zvýšené teplotě.

Součinitel zatížení lze určit i přesněji ze vztahu

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

$\gamma_{Q,1}$ je dílčí součinitel pro hlavní proměnné zatížení.

Redukční součinitel η_{fi} závisí především na součiniteli $\psi_{1,1}$ který se mění podle kategorie zatížení v budově. V ČSN EN 1993-1-2 (část pro požární zatížení ocelových konstrukcí) a ČSN EN 1994-1-2 (část pro požární zatížení spřažených konstrukcí) je uveden graf závislosti η_{fi} na poměru $Q_{k,1} / G_k$ a součiniteli $\psi_{1,1}$ viz Obr. 22.



Obr. 22 Závislost redukčního součinitele η_{fi} na poměru $Q_{k,1} / G_k$ a součiniteli $\Psi_{fi,1}$ (ČSN EN 1991-1-2, 2004).

3. NÁVRH OCELOBETONOVÉHO SLOUPU ZA ZVÝŠENÉ TEPLoty

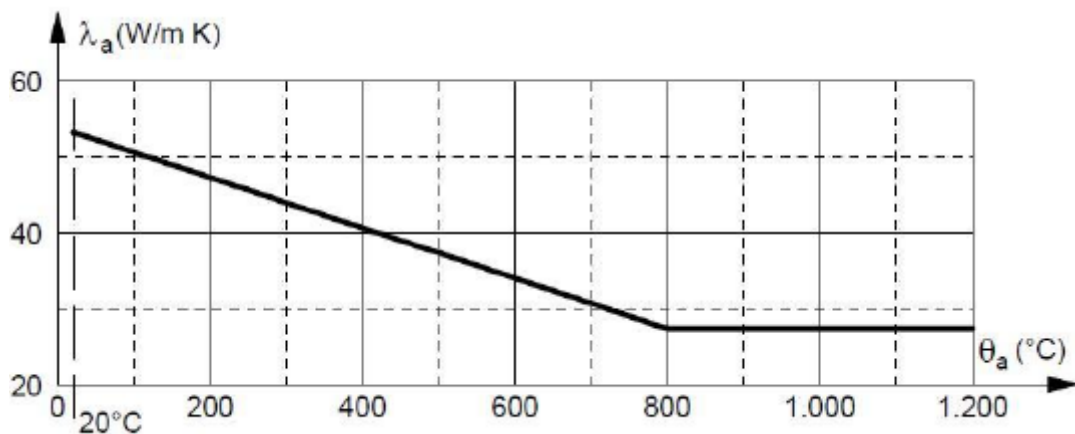
3.1 Tepelné vlastnosti konstrukční oceli za zvýšené teploty

Hodnoty uvedené v Tab. 6 platí pro všechny třídy konstrukční oceli. Objemová hmotnost oceli je nezávislá na teplotě a uvažuje se vždy hodnota $\rho_s = 7850 \text{ kg/m}^3$. Tab. 6 je v souladu s ČSN EN 1994-1-2 a hodnoty v ní uvedené byly použity pro výpočet přestupu tepla v programu SAFIR.

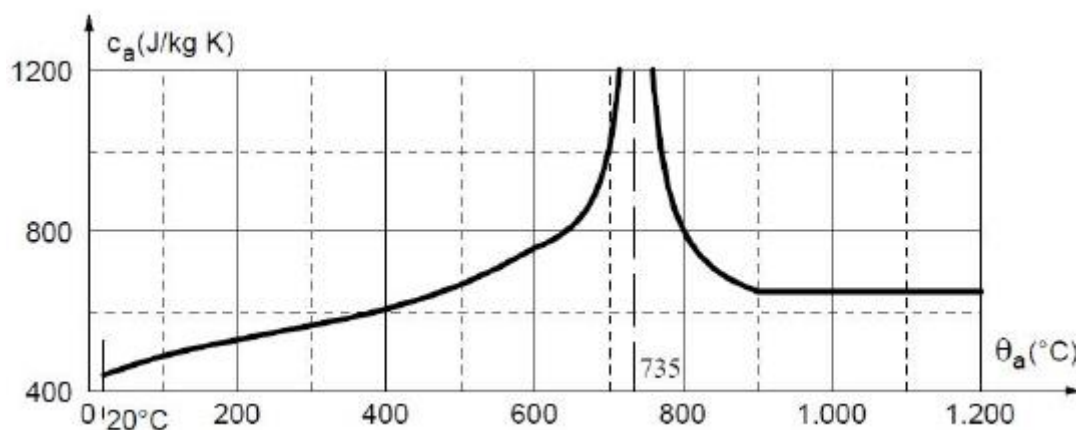
Teplota [°C]	Tepelná vodivost [W/m K]	Měrné teplo [J/kg K]
20	53.3340	440
50	52.3350	460
100	50.6700	488
150	49.0050	510
200	47.3400	530
250	45.6750	547
300	44.0100	565
350	42.3450	584
400	40.6800	606
410	40.3470	611
445	39.1815	630
450	39.0150	633
500	37.3500	667
550	35.6850	708
600	34.0200	760
650	32.3550	814
700	30.6900	1008
750	29.0250	1483
800	27.3600	803
850	27.3000	695
900	27.3000	650
950	27.3000	650
1000	27.3000	650
1200	27.3000	650

Tab. 6 Tepelné vlastnosti oceli za zvýšené teploty (ČSN EN 1992-1-2, 2006).

Na Obr. 22 je zobrazen graf tepelné vodivosti λ_a jako funkce teploty a na Obr. 23 je zobrazen graf měrného tepla oceli jako funkce teploty. Oba tyto grafy odpovídají hodnotám uvedeným v Tab. 6.



Obr. 22 Tepelná vodivost oceli jako funkce teploty (ČSN EN 1992-1-2, 2006).



Obr. 23 Měrné teplo oceli jako funkce teploty (ČSN EN 1992-1-2, 2006).

Pro výpočet přestupu tepla byly do programu SAFIR nedefinovány následující hodnoty tepelných vlastností oceli:

- součinitel přestupu tepla prouděním $\alpha_h = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$, odpovídající ČSN EN 1991-1-2 při použití normové teplotní křivky
- součinitel emisivity povrchu $\epsilon_m = 0,7$

Všechny uvedené tepelné vlastnosti konstrukční oceli jsou v souladu s platnými normami.

3.2 Tepelné vlastnosti betonu za zvýšené teploty

Tepelné vlastnosti potřebné k výpočtu přestupu tepla v programu SAFIR jsou uvedeny v Tab. 2. Pro výpočet úbytku hmotnosti byla uvažována objemová hmotnost betonu při teplotě 20°C $\rho_c = 2300 \text{ kg/m}^3$. Vlhkost betonu byla uvažována 2 %. Norma ČSN EN 1992-1-2 uvádí dolní a horní mezní hodnotu tepelné vodivosti betonu λ_c , v Tab. 7 jsou uvedeny obě tyto hodnoty.

Teplota [°C]	Horní mez tepelné vodivosti [W/m K]	Dolní mez tepelné vodivosti [W/m K]	Měrné teplo [J/kg K]	Úbytek hmotnosti [kg/m ³]
20	1.9514	1.3330	900	2300
50	1.8801	1.2934	900	2300
100	1.7656	1.2297	900	2300
115	1.7323	1.2111	915	2300
140	1.6778	1.1808	940	2286
150	1.6564	1.1688	950	2281
160	1.6352	1.1570	960	2276
200	1.5526	1.1108	1000	2254
250	1.4541	1.0556	1025	2237
300	1.3610	1.0033	1050	2220
350	1.2732	0.9538	1075	2202
400	1.1908	0.9072	1100	2185
410	1.1750	0.8982	1100	2183
445	1.1212	0.8677	1100	2176
450	1.1137	0.8634	1100	2175
500	1.0420	0.8225	1100	2165
550	0.9756	0.7844	1100	2155
600	0.9146	0.7492	1100	2145
650	0.8589	0.7168	1100	2135
700	0.8086	0.6873	1100	2125
750	0.7636	0.6606	1100	2115
800	0.7240	0.6368	1100	2105
850	0.6897	0.6158	1100	2094
900	0.6608	0.5977	1100	2084
950	0.6372	0.5824	1100	2074
1000	0.6190	0.5700	1100	2064
1200	0.5996	0.5488	1100	2024

Tab. 7 Tepelné vlastnosti betonu za zvýšené teploty (ČSN EN 1992-1-2, 2006)

Pro výpočet přestupu tepla byly do programu SAFIR nadefinovány následující hodnoty tepelných vlastností betonu:

- součinitel přestupu tepla prouděním $\alpha_h = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$, odpovídající ČSN EN 1991-1-2 při použití normové teplotní křivky
- součinitel emisivity povrchu $\epsilon_m = 0,7$

3.3 Analýza rozvoje teploty ve sloupu metodou konečných prvků

Výpočet přestupu tepla do konstrukce je proveden pomocí procesoru SAFIR 2011, který může být použit k provedení tří typů výpočtů – k teplotní, torzní a mechanické analýze konstrukce. Program byl vyvinut na univerzitě v Lutychu, v Belgii a je považován za druhou generaci programů pro analýzu konstrukce při požáru zde vyvinutých. Je založen na metodě konečných prvků a může být použit pro analýzu chování jednorozměrného, dvourozměrného či třírozměrného problému při různém stupni idealizace konstrukce, postupu výpočtu a popisu chování materiálových modelů:

- prvky zahrnují 2D elementy typu SOLID, 3D elementy typu SOLID, prvky typu BEAM, SHELL a TRUSS,
- rovinná geometrie může být rozdělena do trojúhelníkových či čtyřúhelníkových prvků, trojrozměrná geometrie do šestistěnných (prizmatických i neprizmatických) elementů, což umožňuje variabilitu konstrukčních tvarů,
- každý prvek může mít definován vlastní materiál
- požární zatížení může být aplikováno prostřednictvím teplotní křivky, tepelného toku či modelem lokálního požáru, vždy v délce trvání max. několika hodin,
- teplota požáru, definovaná jako funkce času může mít průběh normové teplotní křivky definované v ČSN EN 1991-1-2, nebo může být použita jakákoliv jiná teplotní křivka definovaná pomocí datových bodů,
- do výpočtu může být zahrnuta i fáze ochlazování,
- konstrukci mohou tvořit předdefinované materiály (de systému evropských návrhových norem – Eurokód 2,3 a 4) jako ocel, beton, dřevo, sádra, izolační materiály nebo obecný materiál, pro který jsou známy požadované tepelné vlastnosti,
- lze uvažovat změnu materiálových vlastností s teplotou a odpařování vody z materiálu

Pro zobrazování výsledků je použit postprocesor Diamond 2011. Maximální počet uzlů, které může Diamond 2011 zobrazit je cca 25 tisíc uzlů.

DISKRETIZACE MODELU

Rozložení teploty se určuje pomocí metody konečných prvků. Objekt, ve kterém má být určena teplota musí být rozdělen do určitého počtu objemů – konečných prvků, z nichž každý má jednoduchý tvar. Tyto prvky jsou podporovány body – uzly, které jsou při výpočtu analyzovány. Každý uzel má jeden stupeň volnosti, který představuje teplotu daného uzlu. Procesor SAFIR používá lineární prvky, což znamená, že linie, které tvoří hrany prvků z jednoho uzlu do druhého, jsou úsečky a předpokládaná změna teploty probíhá lineárně podél každé úsečky.

VÝPOČET A ZOBRAZENÍ VÝSLEDKŮ

Základním modelem výpočtu teplotního pole v konstrukci je vedení tepla, jelikož většina stavebních prvků je vyrobena z pevných látek. V některých případech je tento model pouze napodobením složitějších fyzikálních jevů, které probíhají ve skutečnosti. To je například při přestupu tepla v minerální vlně, kde probíhá vedení tepla podél jednotlivých vláken, záření tepla z vlákna na vlákno a proudění tepla ve vzduchu mezi vlákny.

Pro vedení tepla v pevných látkách je základním vztahem Fourierova rovnice. V systému Kartézské soustavy souřadnic může být napsána následovně:

$$\frac{\partial}{\partial x} \cdot \left(k \cdot \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \cdot \left(k \cdot \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \cdot \left(k \cdot \frac{\partial T}{\partial z} \right) + Q = c \cdot \rho \cdot \frac{\partial T}{\partial t}$$

kde

x, y, z jsou vektory Kartézské soustavy souřadnic [m],

T teplota [K],

k tepelná vodivost [W/mK],

Q interní zdroj tepla [W/m³],

ρ objemová hmotnost [kg/m³],

c měrné teplo [J/kgK],

t čas [s].

Na povrchu konstrukce (směrem k požáru nebo prostředí s pokojovou teplotou) a ve vnitřních dutinách je přestup tepla založen na lineárním proudění a na definici šedých těles, což znamená, že tok vysálaného tepla nezávisí na vlnové délce elektromagnetického vlnění. V konkávních částech s vícenásobnou výměnou tepla mezi různými plochami povrchu (například mezi stojinou nosníku a částí pásnice ocelového H profilu) není uvažováno.

$$h_c = h \cdot (T_g - T_s)$$

kde

h_c je tepelný tok prouděním mezi plynem a pevnou látkou [W/m²],

h součinitel přestupu tepla prouděním [W/m²K],

T_g teplota plynu [K],

T_s teplota povrchu pevné látky [K].

$$h_r = \sigma \cdot \varepsilon \cdot T_s^4$$

kde

h_r je tepelný tok sáláním vyzářený pevnou látkou [W/m²],

σ Stefan-Boltzmanova konstanta [5,67 x10⁻⁸ W/mK⁴]

ε emisivita povrchu pevné látky [-]

T_s teplota povrchu pevné látky [K]

Pokud je v materiálu určité množství odpařitelné vody, energie spotřebovaná pro její odpaření je ve výpočtu zohledněna, ale přesun par v modelu s eventuální re-kondenzací není brán v úvahu.

Pokud stavební konstrukce obsahují dutiny, ve kterých je přítomen plyn místo pevné látky, například u H profilů chráněných izolačními deskami nebo uvnitř uzavřených profilů, je model přestupu tepla založen na následujících předpokladech:

- není bráno v úvahu vedení tepla v plynné látce, která je v dutině,
- měrné teplo plynu v dutině je zanedbáno,
- plyn v dutině je transparentní pro sálání.

SAFIR nebere při vyhodnocení teploty konstrukce v úvahu vliv mechanických změn v konstrukci (např. teplo, které vzniká plastifikováním materiálu, ortotropní charakter tepelných vlastností vyvolaných trhlinami v betonu).

Povrch, pro který není předepsána žádná okrajová podmínka se chová jako adiabatická hranice. To znamená, že tímto rozhraním není uskutečněna žádná tepelná výměna mezi konstrukcí a okolním prostředím. Důsledkem je, že izotermy v konstrukci jsou kolmé k této hranici.

Vhodné hodnoty časového kroku výpočtu závisí na typech materiálu, které jsou přítomny v konstrukci a na geometrii modelu. Při velikosti hrany konečných prvků 10 mm v oblastech blízko povrchu modelu, který obsahuje požárně nechráněné či chráněné materiály ocel a beton, lze použít časový krok mezi 12 až 20 s. Pokud model obsahuje jednu nebo více vnitřních dutin, musí být použit časový krok v délce 1 s od okamžiku, kdy se začne zahřívat povrch materiálu obklopující dutinu a tepelná výměna sáláním v dutinách začne být významná.

SAFIR poskytuje teploty ve stupni Celsia ve všech uzlech, které tvoří diskretizovanou geometrii konstrukce a v časovém kroku zvoleném před výpočtem.

Zobrazení výsledků umožňuje postprocesor Diamond 2011 dvěma způsoby – znázornění teplotního pole pomocí izoterm či pro libovolný uzel vykreslení grafu závislosti vypočtené teploty v daném uzlu na čase. Pro porovnání výsledků numerických modelů s hodnotami naměřených při požárních zkouškách je používán druhý způsob.

Pro výpočet přestupu tepla námi řešeného problému tj. dutého ocelobetonového sloupu (CFDST sloupu) byla vytvořena síť s 1010 uzly, která byla zhuštěna v místech ocelových trubek.

4. CÍLE PRÁCE

Hlavní cíl práce je návrh dvouplášťového dutého ocelobetonového sloupu za zvýšené teploty vystaveného požáru ze všech stran.

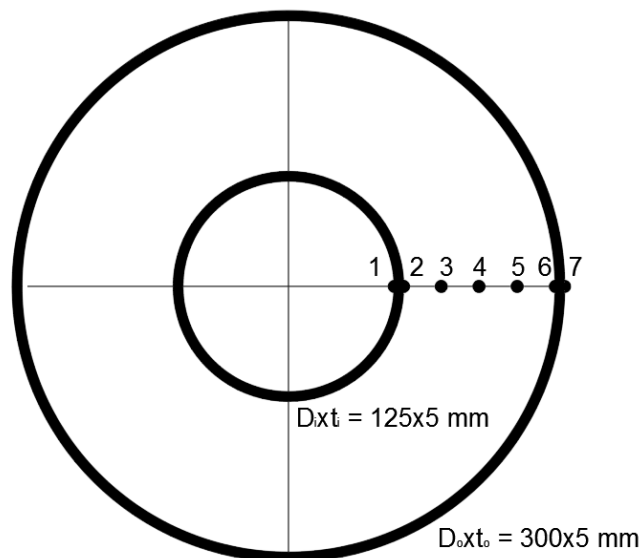
Dílčí cíl práce shrnuje problematiku návrhu ocelobetonových sloupů. Přestup tepla do konstrukce dvouplášťového dutého ocelobetonového sloupu se řeší pokročilým modelem. Výpočet únosnosti dvouplášťového dutého ocelobetonového sloupu za běžné a zvýšené teploty je počítán jednoduchým analytickým modelem. Studie citlivosti zohlední tloušťku ocelových průřezů a betonu.

5. NÁVRH DVOUPLÁŠŤOVÉHO DUTÉHO OCELOBETONOVÉHO SLOUPU

5.1 Přestup tepla

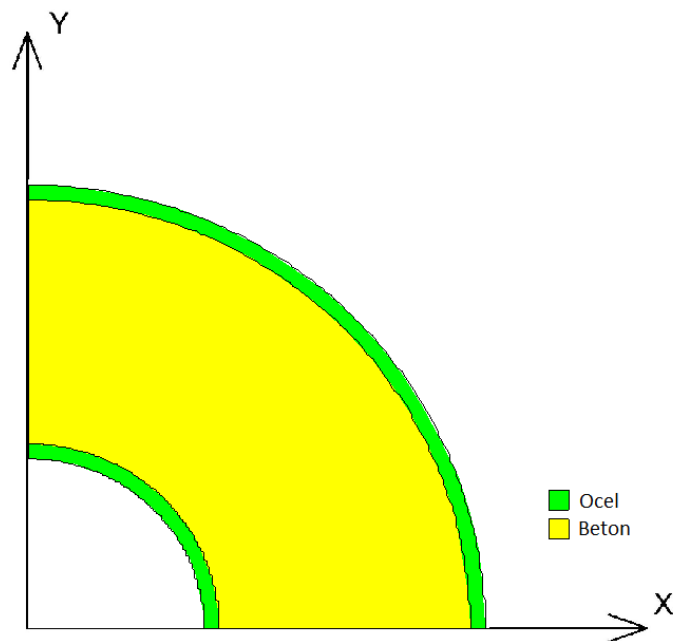
Pomocí programu SAFIR byl stanoven přestup tepla pro průřez dutého ocelobetonového sloupu. Byl uvažován CFDST sloup vystavený normovému požáru ISO-834 ze všech stran. Rozměry tohoto sloupu jsou $D_o \times t_o = 300 \times 5$ mm; $D_i \times t_i = 125 \times 5$ mm.

Obr. 24 zobrazuje průřez CFDST sloupu uvažovaného pro výpočet přestupu tepla s vyznačenými body měření. Bod 1 je na vnitřním povrchu a bod 7 na vnějším povrchu ocelové trubky.



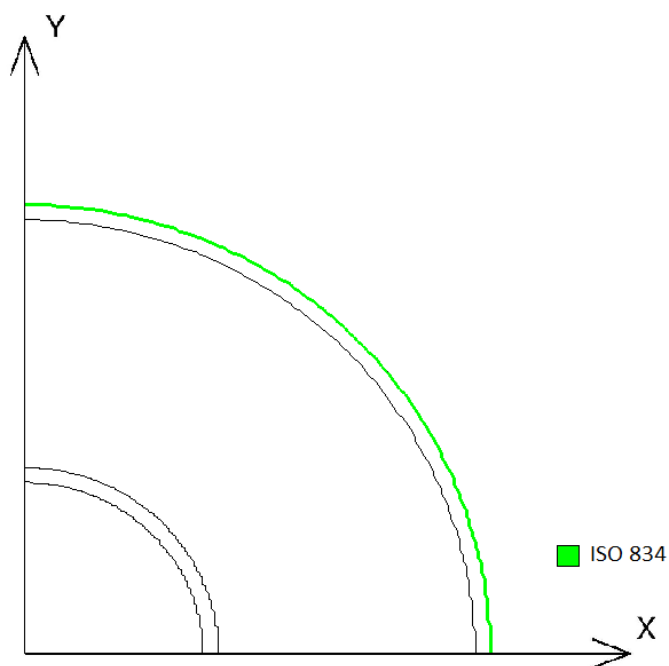
Obr. 24 Průřez s vyznačenými body měření (Vlastní tvorba, Autocad)

Obr. 25 znázorňuje přiřazení materiálů jednotlivým prvkům CFDST sloupu v programu SAFIR.



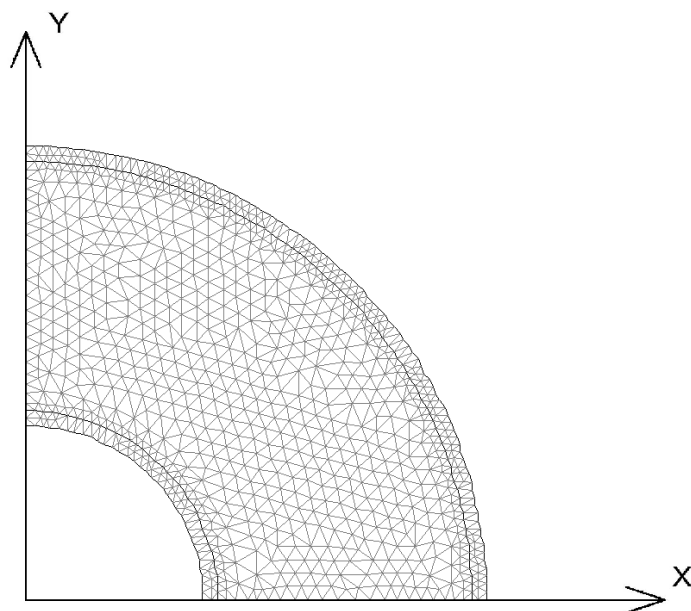
Obr. 25 Přiřazení materiálů (Vlastní tvorba, SAFIR)

Obr. 26 znázorňuje aplikaci normové teplotní křivky ISO-834 na vnější povrch sloupu. Je tedy patrné, že sloup je vystaven požáru ze všech stran.



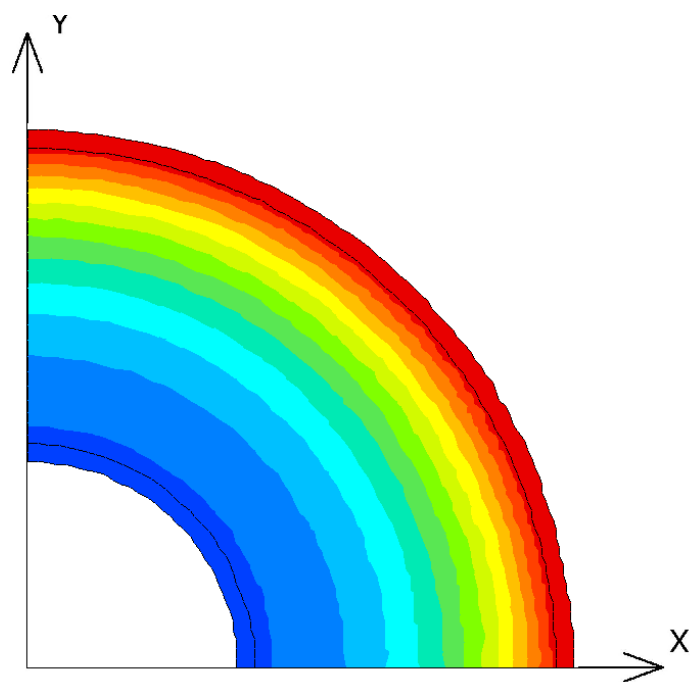
Obr. 26 CFDST sloup vystavený účinkům normového požáru ISO-834 ze všech stran (Vlastní tvorba, SAFIR)

Na Obr. 27 je vidět výpočetní síť (mesh) pro CFDST sloup o rozměrech $D_o \times t_o = 300 \times 5$ mm a $D_i \times t_i = 125 \times 5$ mm. Pro tyto rozměry sloupu byl stanoven počet prvků ve výpočetní síti na 1010. Pro zpřesnění výpočtu přestupu tepla do konstrukce byla použita pouze $\frac{1}{4}$ sloupu, jelikož sloup je souměrný podle obou os.

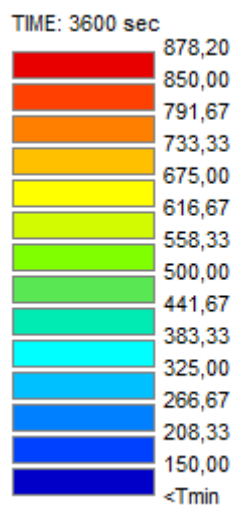


Obr. 27 Výpočetní síť pro sloup o rozměrech: $D_o \times t_o = 300 \times 5$ mm; $D_i \times t_i = 125 \times 5$ mm (Vlastní tvorba, SAFIR)

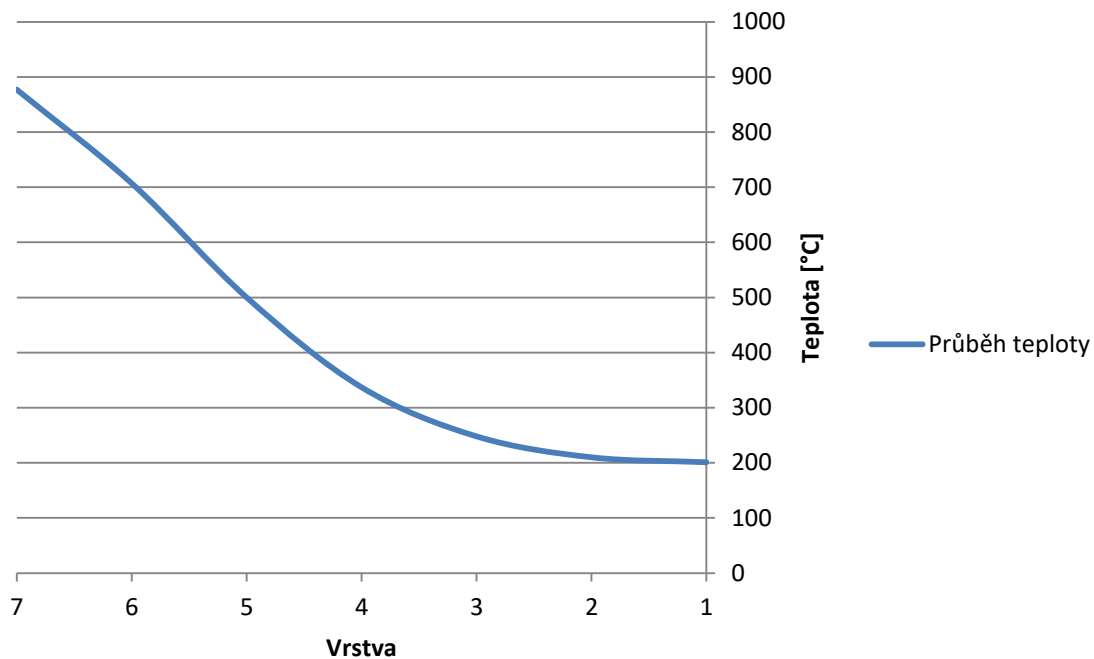
Program SAFIR slouží jako procesor pro výpočet přestupu tepla do konstrukce. Pro zobrazení výsledků byl použit postprocesor Diamond. Na Obr. 28 je vyobrazeno rozložení teploty ve sloupu po 60 minutách požáru ze všech stran.



Obr. 28 Rozložení teploty v CFDST sloupu po 60 minutách (Vlastní tvorba, Diamond).



Obr. 29 Teplotní stupnice (°C) (Vlastní tvorba, Diamond).



Obr. 30 Průběh teploty v průřezu v čase $t = 60$ minut (vrstva 1 – vnitřní trubka, vrstva 7 – vnější trubka) (Vlastní tvorba, Excel).

V Tab. 8 jsou uvedeny teploty naměřené v jednotlivých vrstvách po 60 minutách požáru ze všech stran.

Materiál	Vrstva	D [mm]	Teplota [°C]
Ocel	1	92,5	201
Beton	2	79,25	210
Beton	3	62,75	248
Beton	4	46,25	337
Beton	5	29,75	500
Beton	6	13,25	707
Ocel	7	0	877

Tab. 8 Teploty v jednotlivých vrstvách (D – vzdálenost od vnějšího povrchu) (Vlastní tvorba, Excel).

5.2 Návrh za běžné teploty

Únosnost CFDST sloupu byla vypočítána pomocí analytického modelu. Díky podobnosti CFDST sloupu s klasickým CFST sloupem byl pro výpočet použit postup z ČSN EN 1994-1-1. Návrhové zatížení bylo použito ze statického výpočtu pro konstrukci technologického centra v Dobrušce. Údaje o zatížení byly poskytnuty firmou SKÁLA & VÍT, s.r.o.

Základní údaje

Ocel: dvě centricky uspořádané ocelové trubky 300x5 mm a 125x5 mm

$$f_y = 355 \text{ MPa}$$

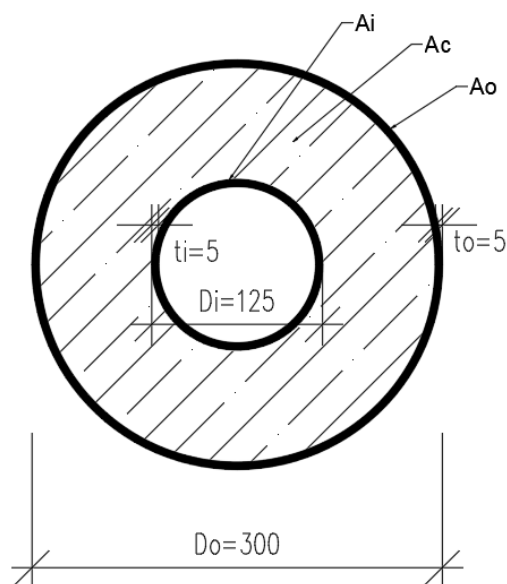
$$E_a = 210 \text{ GPa}$$

Beton: C30/37

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$E_c = 33 \text{ GPa}$$

- sloup je kloubově uložený a 4,7 m vysoký
- vzpěrná délka L_{cr} je 4,7 m
- návrhové zatížení N_{Ed} je 2260 kN



Obr. 31 Průřez sloupu (Vlastní tvorba, Autocad).

Průřezové charakteristiky

$$A_o = 4634 \text{ mm}^2, I_o = 51,4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$A_c = 53780 \text{ mm}^2, I_c = 335,2 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$A_i = 1885 \text{ mm}^2, I_i = 3,4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Podmínka lokálního vyboulení vnější trubky

$$\frac{D_o}{t_o} = \frac{300}{5} = 60 \leq 90 \cdot \varepsilon = 90 \cdot \sqrt{\frac{f_y}{235}} = 73,2$$

Poměr D/t splňuje podmínku.

Pevnostní charakteristiky

Ocel: $f_{yk} = 355 \text{ Mpa}$
 $f_{yd} = 355 \text{ Mpa}$

Beton: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
 $f_{cd} = 20 \text{ MPa}$

Únosnost CFDST sloupu za běžné teploty

$$N_{pl,Rd} = A_o \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} + A_i \cdot f_{yd} = 4634 \cdot 355 + 53780 \cdot 20 + 1885 \cdot 355 = 3390 \text{ KN}$$

$$N_{pl,Rk} = A_o \cdot f_{yk} + A_c \cdot f_{ck} + A_i \cdot f_{yk} = 4634 \cdot 355 + 53780 \cdot 30 + 1885 \cdot 355 = 3928 \text{ KN}$$

Ohybová tuhost CFDST sloupu

$$(EI)_{eff} = E_a \cdot I_o + 0,6 \cdot E_c \cdot I_c + E_a \cdot I_i = 210000 \cdot 51,4 \cdot 10^6 + 0,6 \cdot 33000 \cdot 335,2 \cdot 10^6 + 210000 \cdot 3,4 \cdot 10^6 = 1,81 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

Pružná kritická síla

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_{eff}}{l^2} = \frac{\pi^2 \cdot 1,81 \cdot 10^{13}}{4700^2} = 8087 \text{ KN}$$

Štíhlost

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{3928}{8087}} = 0,7$$

$\chi = 0,85$křivka vzpěru "a"

Únosnost sloupu za běžné teploty

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot N_{pl,Rd} = 0,85 \cdot 3390 = 2882 \text{ KN}$$

Posouzení

$$N_{b,Rd} = 2882 \text{ KN} \geq N_{Ed} = 2260 \text{ KN}$$

CFDST sloup za běžné teploty vyhoví při centrickém tlaku.

5.3 Návrh za zvýšené teploty jednoduchým analytickým modelem

Kloubově uložený sloup z kapitoly 5.1 lze za zvýšené teploty uvažovat jako oboustranně vetknutý, vzhledem k tomu, že je nahoře i dole spojen s dalšími sloupy a za předpokladu, že všechny části oddělující uvažovanou úroveň mají minimálně stejnou požární odolnost jako sloup. Z toho vyplývá, že vzpěrná délka sloupu se při požáru zkracuje na polovinu.

Hodnota požární odolnosti sloupu z kapitoly 5.1 byla ověřena pomocí ručního výpočtu podle ČSN EN 1994-1-2. Ruční výpočet dle jednoduchého výpočetního modelu je založen na principu, že se průřez rozdělí na jednotlivé vrstvy, pro které se stanoví teplota, změněné vlastnosti a následně se určí únosnost celého sloupu. Čím větší je počet dělicích vrstev průřezu, tím větší je přesnost výpočtu. Teploty v jednotlivých vrstvách byly určeny pomocí programu SAFIR. Byl uvažován beton s horní mezí tepelné vodivosti.

Tento výpočetní model lze uplatnit pouze na čtvercové a kruhové průřezy, jsou-li splněny následující podmínky:

vzpěrná délka $l_o = 2,35m$

$2,35 \text{ m} \leq 4,5 \text{ m}$

průměr průřezu $D_o = 300 \text{ mm}$

$140 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \leq 400 \text{ mm}$

třída betonu C30/37

$C20/25 \leq C30/37 \leq C40/50$

procento vyztužení

$1 \% \leq \% \leq 5 \%$

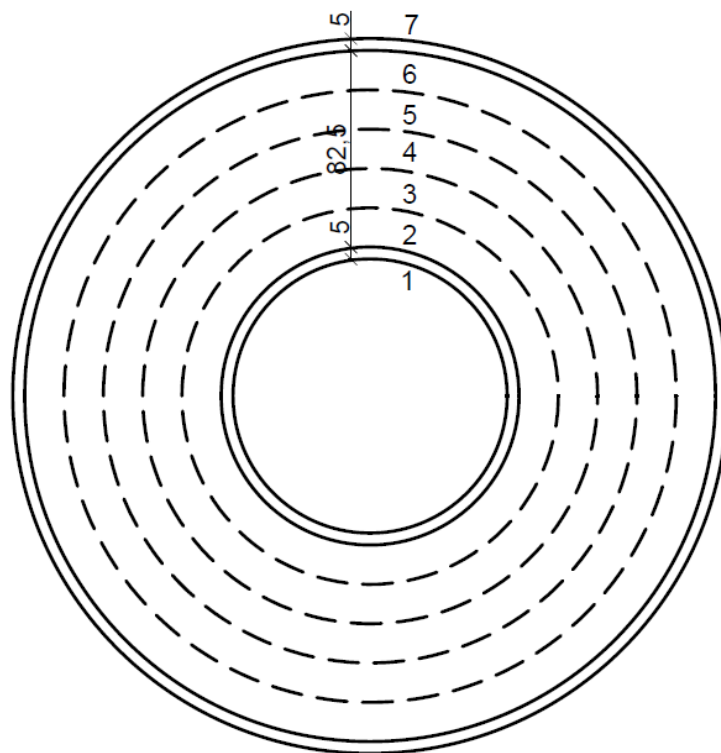
- u CFDST sloupu se výztuž vzhledem k omezenému prostoru mezi pláští nepoužívá

normová požární odolnost 60 minut

$60 \text{ min} \leq 120 \text{ min}$

- podmínky splněny

Průřez byl rozdělen na 7 vrstev (Obr. 32) a vystaven normovému požáru podle ISO 834 po dobu 60 minut.



Obr. 32 Rozdělení průřezu na jednotlivé vrstvy (Vlastní tvorba, Autocad).

V Tab. 9 jsou uvedeny teploty pro jednotlivé vrstvy. Naměřené teploty byly brány z poloviny tloušťky každé vrstvy po 60 minutách účinku požáru ze všech stran.

Materiál	Vrstva	Teplota [°C]
Ocel	1	201
Beton	2	210
Beton	3	248
Beton	4	337
Beton	5	500
Beton	6	707
Ocel	7	877

Tab. 9 Naměřené teploty v jednotlivých vrstvách (Vlastní tvorba, Excel).

Postup při výpočtu je takový, že se nejdříve určí zahajovací hodnota poměrného přetvoření, ze kterého se vypočítají hodnoty $N_{fi,cr}$ a $N_{fi,pl,Rd}$. Hodnoty poměrného přetvoření se následně zpřesňují tak dlouho, dokud neplatí vztah:

$$N_{fi,Rd} = N_{fi,cr} = N_{fi,pl,Rd}$$

$$N_{fi,cr} = \frac{\pi^2 \cdot (E_{a,\theta,\sigma}^o \cdot I_o + E_{c,\theta,\sigma} \cdot I_c + E_{a,\theta,\sigma}^i \cdot I_i)}{l_\theta^2}$$

$$N_{fi,pl,Rd} = \frac{A_o \cdot \sigma_{a,\theta}^o}{\gamma_{M,fi,a}} + \frac{A_c \cdot \sigma_{c,\theta}}{\gamma_{M,fi,c}} + \frac{A_i \cdot \sigma_{a,\theta}^i}{\gamma_{M,fi,a}}$$

kde

$N_{fi,cr}$ je pružná kritická síla,

$N_{fi,pl,Rd}$ návrhová hodnota plastické únosnosti celého průřezu v tlaku,

l_θ vzpěrná délka při požární situaci,

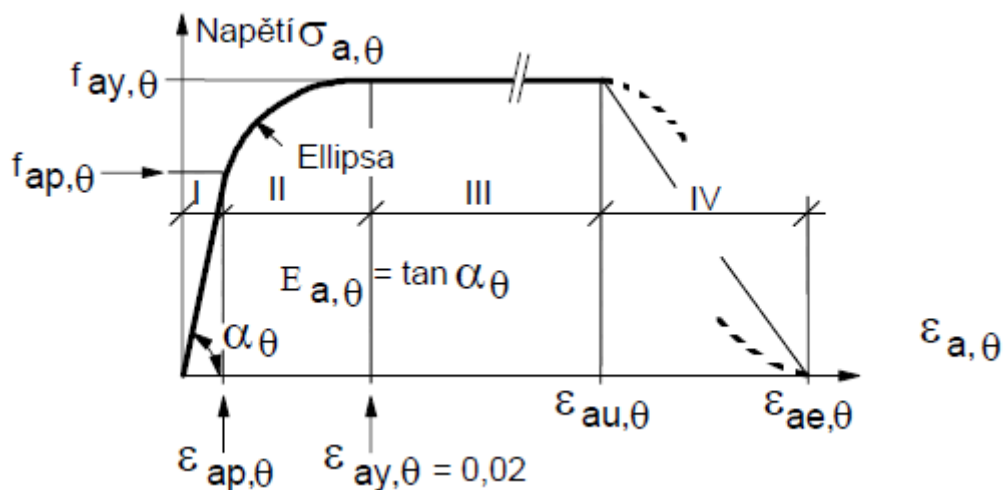
- $E_{i,\theta,\sigma}$ tangentský modul i-tého materiálu při teplotě θ a při napětí $\sigma_{i,\theta}$,
- I_i moment setrvačnosti i-tého materiálu vztažený k ose y nebo z spráženého průřezu,
- A_i průřezová plocha i-tého materiálu,
- $\sigma_{i,\theta}$ napětí v i-tém materiálu při teplotě θ .

V Tab. 10 jsou uvedeny plochy a momenty setrvačnosti jednotlivých vrstev průřezu.

Materiál	Vrstva	Plocha A_i [mm ²]	Moment setrvačnosti I_i [mm ⁴]
Ocel	1	1885	$3,4 \cdot 10^6$
Beton	2	2735	$18,6 \cdot 10^6$
Beton	3	9045	$34,7 \cdot 10^6$
Beton	4	10756	$58,3 \cdot 10^6$
Beton	5	12467	$90,5 \cdot 10^6$
Beton	6	14177	$133,1 \cdot 10^6$
Ocel	7	4634	$51,4 \cdot 10^6$

Tab. 10 Plochy a momenty setrvačnosti jednotlivých vrstev (Vlastní tvorba, Excel).

Pro ocelový průřez se následně určí tangentský modul a napětí dle Tab. 11.



Obr. 33 Matematický model pracovního diagramu konstrukční oceli při zvýšených teplotách (ČSN EN 1994-1-2, 2006)

Poměrné protažení	Napětí σ	Tangentový modul pružnosti
I / pružné $\varepsilon \leq \varepsilon_{ap,\theta}$	$E_{a,\theta} \varepsilon_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$
II / eliptický přechod $\varepsilon_{ap,\theta} \leq \varepsilon$ $\varepsilon \leq \varepsilon_{ay,\theta}$	$(f_{ap,\theta} - c) + \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})^2}$ kde $a^2 = (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta})(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta} + c / E_{a,\theta})$ $b^2 = E_{a,\theta} (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta})c + c^2$ $c = \frac{(f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta})^2}{E_{a,\theta}(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta}) - 2(f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta})}$	$\frac{b(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})}{a \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})^2}}$
III / plastické $\varepsilon_{ay,\theta} \leq \varepsilon$ $\varepsilon \leq \varepsilon_{au,\theta}$	$f_{ay,\theta}$	0

Tab. 11 Vztah mezi parametry matematického modelu z Obr. 33, pomocí kterých se určí tangentový modul a napětí pro ocel (ČSN EN 1994-1-2, 2006).

kde

$$f_{ap,\theta} = k_{p,\theta} \cdot f_{ay}$$

je mez úměrnosti,

$$f_{ay,\theta} = k_{y,\theta} \cdot f_{ay}$$

je nejvyšší úroveň napětí při požární situaci,

$$E_{a,\theta} = k_{E,\theta} \cdot E_a$$

sklon lineární části pracovního diagramu oceli při zvýšené teplotě,

$$k_{i,\theta}$$

redukční součinitel pro zvýšenou teplotu.

Pro mezilehlé teploty lze redukční součinitel zjistit lineární interpolací.

$$\varepsilon_{ap,\theta} = f_{ap,\theta} / E_{a,\theta}$$

je poměrné přetvoření na mezi úměrnosti.

$$\varepsilon_{ay,\theta} = 0,002$$

poměrné přetvoření při nejvyšší úrovni napětí,

$$\varepsilon_{au,\theta} = 0,0015$$

největší poměrné přetvoření.

Teplota oceli θ_a [°C]	$k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$	$k_{p,\theta} = \frac{f_{ap,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{y,\theta} = \frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{u,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{ay}}$
20	1,00	1,00	1,00	1,25
100	1,00	1,00	1,00	1,25
200	0,90	0,807	1,00	1,25
300	0,80	0,613	1,00	1,25
400	0,70	0,420	1,00	
500	0,60	0,360	0,78	
600	0,31	0,180	0,47	
700	0,13	0,075	0,23	
800	0,09	0,050	0,11	
900	0,0675	0,0375	0,06	
1000	0,0450	0,0250	0,04	
1100	0,0225	0,0125	0,02	
1200	0	0	0	

Tab. 12 Redukční součinitele k_θ pro pracovní diagramy konstrukční oceli při zvýšených teplotách (ČSN EN 1994-1-2, 2006).

Redukované vlastnosti pro ocel

Vnitřní trubka:

teplota 201 °C

$$f_{ap,\theta} = k_{p,\theta} \cdot f_{ay} = 0,807 \cdot 355 = 286,5 \text{ MPa}$$

$$f_{ay,\theta} = k_{y,\theta} \cdot f_{ay} = 1,0 \cdot 355 = 355 \text{ MPa}$$

$$E_{a,\theta} = k_{E,\theta} \cdot E_a = 0,9 \cdot 210000 = 189000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{ap,\theta} = f_{ap,\theta} / E_{a,\theta} = 286,5 / 189000 = 0,0015$$

Vnější trubka:

teplota 877 °C

$$f_{ap,\theta} = k_{p,\theta} \cdot f_{ay} = 0,004 \cdot 355 = 14,2 \text{ MPa}$$

$$f_{ay,\theta} = k_{y,\theta} \cdot f_{ay} = 0,071 \cdot 355 = 25,2 \text{ MPa}$$

$$E_{a,\theta} = k_{E,\theta} \cdot E_a = 0,073 \cdot 210000 = 15330 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{ap,\theta} = f_{ap,\theta} / E_{a,\theta} = 14,2 / 15330 = 0,00093$$

Pracovní diagram pro beton za zvýšené teploty má tvar:

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

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} \cdot f_c$$

$k_{c,\theta}$ a $\varepsilon_{cu,\theta}$ se určí podle Tab. 13.

teplota betonu θ_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	-

Tab. 13 Hodnoty dvou hlavních parametrů pracovního diagramu běžného betonu (NC) a lehkého betonu (LC) při zvýšených teplotách (ČSN EN 1994-1-2, 2006).

Redukované vlastnosti pro beton

Vrstva 2:

teplota 210 °C

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} \cdot f_c = 0,94 \cdot 30 = 28,2 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cu,\theta} = 0,0057$$

Vrstva 3:

teplota 248 °C

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} \cdot f_c = 0,90 \cdot 30 = 27 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cu,\theta} = 0,0062$$

Vrstva 4:

teplota 337 °C

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} \cdot f_c = 0,81 \cdot 30 = 24,3 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cu,\theta} = 0,0081$$

Vrstva 5:

teplota 500 °C

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} \cdot f_c = 0,6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cu,\theta} = 0,015$$

Vrstva 6:

teplota 707 °C

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} \cdot f_c = 0,29 \cdot 30 = 8,7 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cu,\theta} = 0,025$$

Nyní se postupuje tak, že se určí zahajovací hodnota poměrného přetvoření, pro tuto hodnotu se vypočte $N_{fi,cr}$ a $N_{fi,pl,Rd}$. Poté se bude postupně hodnota poměrného přetvoření navyšovat, dokud nebude platit:

$$N_{fi,cr} = N_{fi,pl,Rd}$$

Zahajovací hodnota pro poměrné přetvoření

$$\varepsilon_c = \varepsilon_a = \varepsilon = 0,0005$$

Napětí v betonu při zvýšené teplotě

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

Tangentový modul betonu při zvýšené teplotě

$$E_{c,\theta} = \frac{6 \cdot f_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}} \cdot \frac{1 - (\varepsilon_{c,\theta} / \varepsilon_{cu,\theta})^2}{\left(2 + (\varepsilon_{c,\theta} / \varepsilon_{cu,\theta})^3 \right)^2}$$

V Tab. 14 jsou hodnoty napětí a tangentového modulu betonu při zvýšené teplotě.

Vrstva	$\sigma_{c,\theta}$ [MPa]	$E_{c,\theta,\sigma}$ [MPa]
2	3,7	7411
3	3,3	6525
4	2,3	4498
5	0,9	1800
6	0,3	522

Tab. 14 Hodnoty napětí a tangentového modulu betonu pro zahajovací hodnotu ε (Vlastní tvorba, Excel).

Ještě se musí určit napětí a tangentový modul oceli pro zahajovací hodnotu poměrného přetvoření.

Vnitřní trubka:

$$\sigma_{a,\theta}^i = E_{a,\theta}^i \cdot \varepsilon_{a,\theta} = 189000 \cdot 0,0005 = 94,5 \text{ MPa}$$

$$E_{a,\theta,\sigma}^i = E_{a,\theta}^i = 189000 \text{ MPa}$$

Vnější trubka:

$$\sigma_{a,\theta}^o = E_{a,\theta}^o \cdot \varepsilon_{a,\theta} = 15330 \cdot 0,0005 = 7,7 \text{ MPa}$$

$$E_{a,\theta,\sigma}^o = E_{a,\theta}^o = 15330 \text{ MPa}$$

Určení hodnoty $N_{fi,cr}$ a $N_{fi,pl,Rd}$ pro poměrné přetvoření $\varepsilon = 0,0005$.

$$N_{fi,cr} = \frac{\pi^2 \cdot (E_{a,\theta,\sigma}^o \cdot I_o + E_{c,\theta,\sigma} \cdot I_c + E_{a,\theta,\sigma}^i \cdot I_i)}{l_\theta^2} = 4091 \text{ KN}$$

$$N_{fi,pl,Rd} = \frac{A_o \cdot \sigma_{a,\theta}^o}{\gamma_{M,fi,a}} + \frac{A_c \cdot \sigma_{c,\theta}}{\gamma_{M,fi,c}} + \frac{A_i \cdot \sigma_{a,\theta}^i}{\gamma_{M,fi,a}} = 115 \text{ KN}$$

Nyní se bude zvyšovat hodnota poměrného přetvoření, dokud nebude platit $N_{fi,cr} = N_{fi,pl,Rd}$.
 Při zvětšování poměrného přetvoření stoupá hodnota $N_{fi,pl,Rd}$ a hodnota $N_{fi,cr}$ naopak klesá.

Poměrné přetvoření	$N_{fi,cr}$ [KN]	$N_{fi,pl,Rd}$ [KN]
0,0005	4091	115
0,001	4084	231
0,003	3895	741
0,005	3402	1395
0,007	2890	2290
0,0075	2793	2563
0,0078	2741	2737
0,007805	2740	2740

Tab. 15 Hodnoty $N_{fi,pl,Rd}$ a $N_{fi,cr}$ v průběhu iteračního procesu (Vlastní tvorba, Excel).

Z Tab. 15 je vidět, že hodnoty $N_{fi,pl,Rd}$ a $N_{fi,cr}$ je srovnají na hodnotě 2740 KN. Tato hodnota odpovídá únosnosti CFDST sloupu po 60-ti minutách požáru.

Posouzení

$$N_{fi,Rd} \geq N_{fi,Ed}$$

$$N_{fi,Ed} = \eta_{fi} \cdot N_{Ed} = 0,7 \cdot 2260 = 1582KN$$

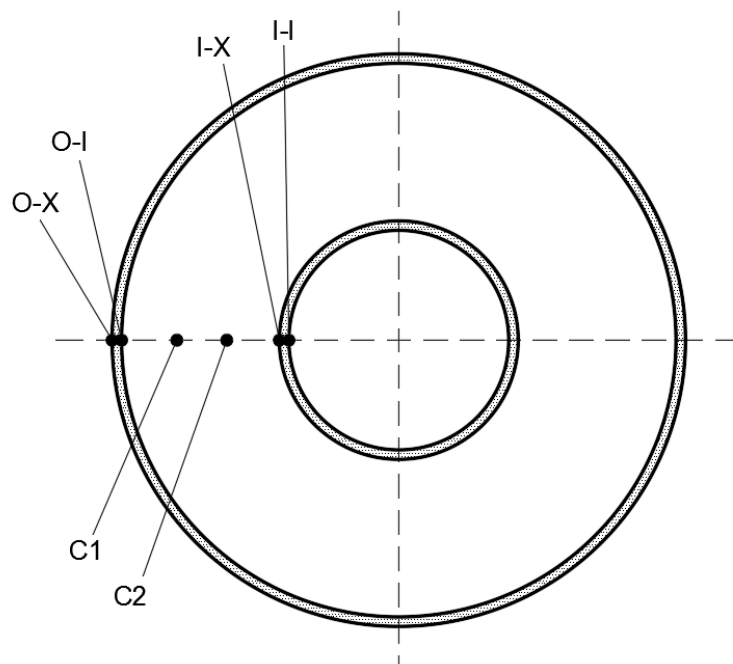
$$N_{fi,Rd} = 2740KN \geq N_{fi,Ed} = 1582KN$$

CFDST sloup vyhoví únosností při centrickém tlaku i po 60 minutách požáru.

5.4 Studie citlivosti

Tato kapitola se zabývá vlivem parametrů na tepelnou odezvu. Teplotní odezva CFDST sloupů je závislá na velikosti průřezu, ale na délce sloupu je nezávislá. Z tohoto důvodu není třeba při studii citlivosti tepelné odezvy klasifikovat sloupy na štíhlé nebo krátké. Zde je použit CFDST sloup z kapitoly 5.1, na kterém jsou zkoumány změny hlavních parametrů, tj. tloušťka vnější ocelové trubky a tloušťka betonu, resp. dutinový poměr. Když se jeden parametr změnil, jako např. tloušťka vnější ocelové trubky, ostatní zůstaly stejné, s cílem zjistit vliv proměnného parametru na teplotní odezvu.

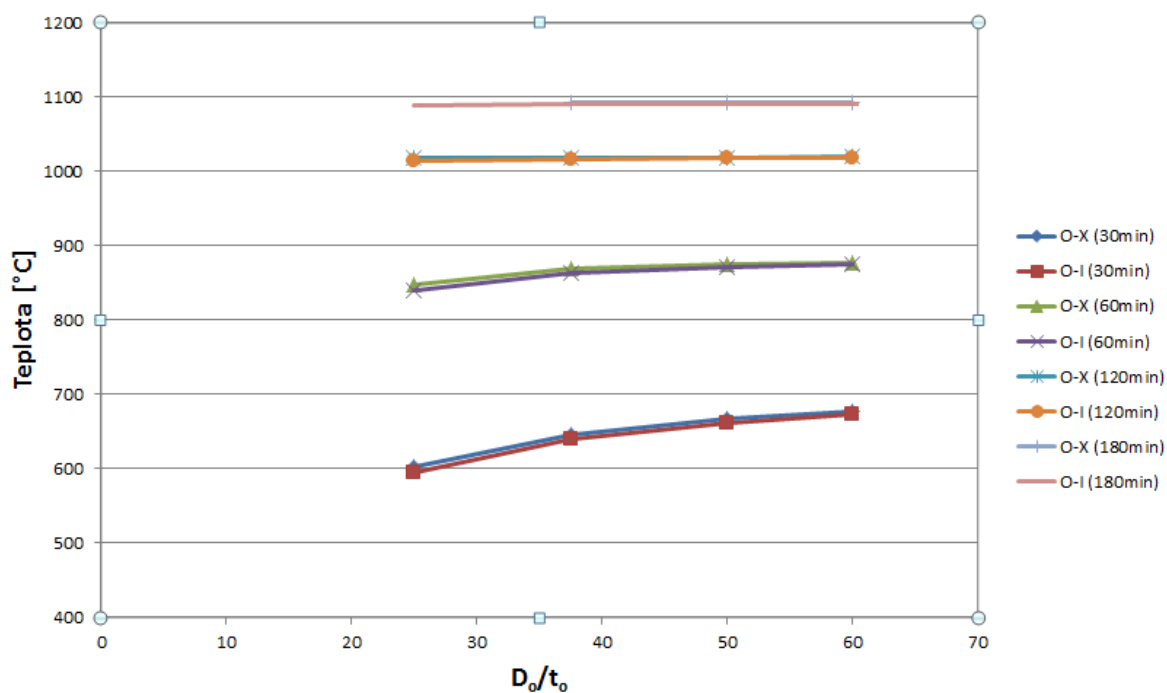
Na několika místech v průřezu jsou měřeny teploty, které jsou výstupem pro srovnání. Body pro měření teplot jsou uvedeny na Obr. 34. O-X a O-I jsou body na vnitřním a vnějším povrchu vnější ocelové trubky, I-X a I-I jsou body na vnitřním a vnějším povrchu vnitřní ocelové trubky a C1 a C2 jsou body ve třetinách tloušťky betonu.



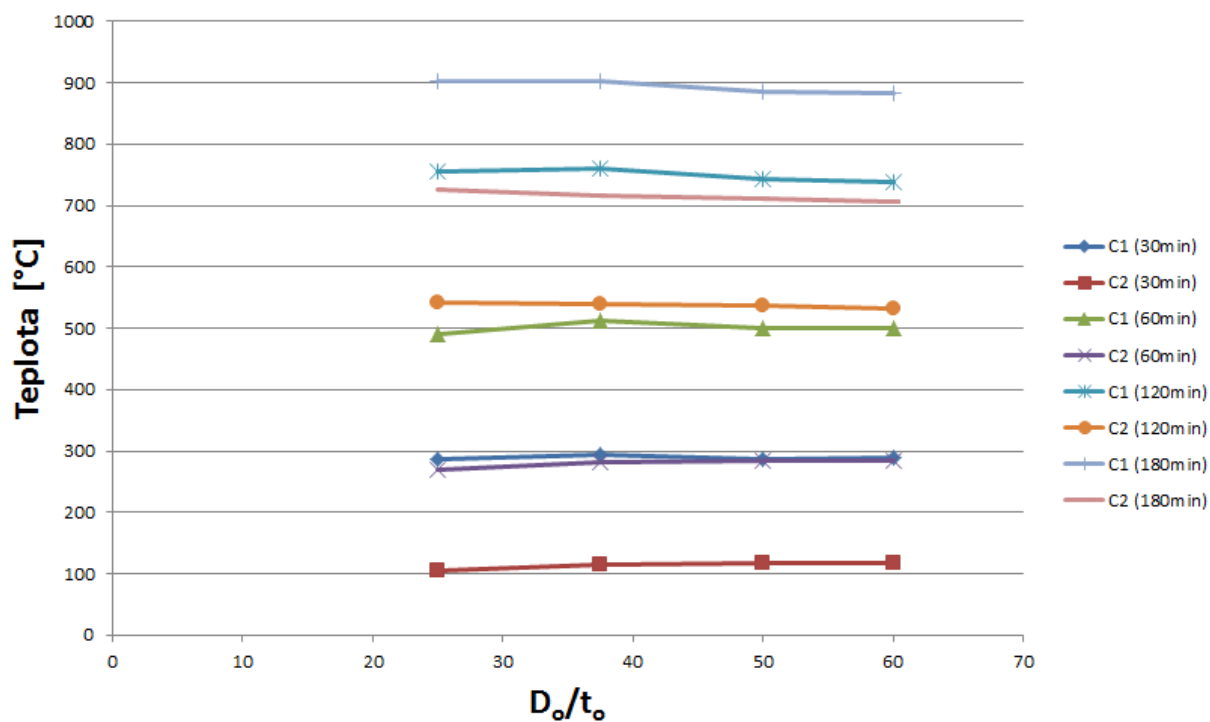
Obr. 34 Body pro měření teploty (Vlastní tvorba, Autocad).

5.4.1 Vliv tloušťky vnější ocelové trubky

Vliv tloušťky vnější ocelové trubky na teplotu ve vnější ocelové trubce a betonu je znázorněn na Obr. 35 a Obr. 36. Jak je vidět, tak rozdíly v tloušťce vnější ocelové trubky mají vliv hlavně na trubku samotnou. Teploty ve vnější trubce stoupají s rostoucím poměrem průměr/tloušťka. Rozdíl je více patrný při čase požáru pod 60 minut. Rozdíly v tloušťce mají také mírný vliv na teplotu v betonu. Na teplotu vnitřní trubky mají zanedbatelný vliv.



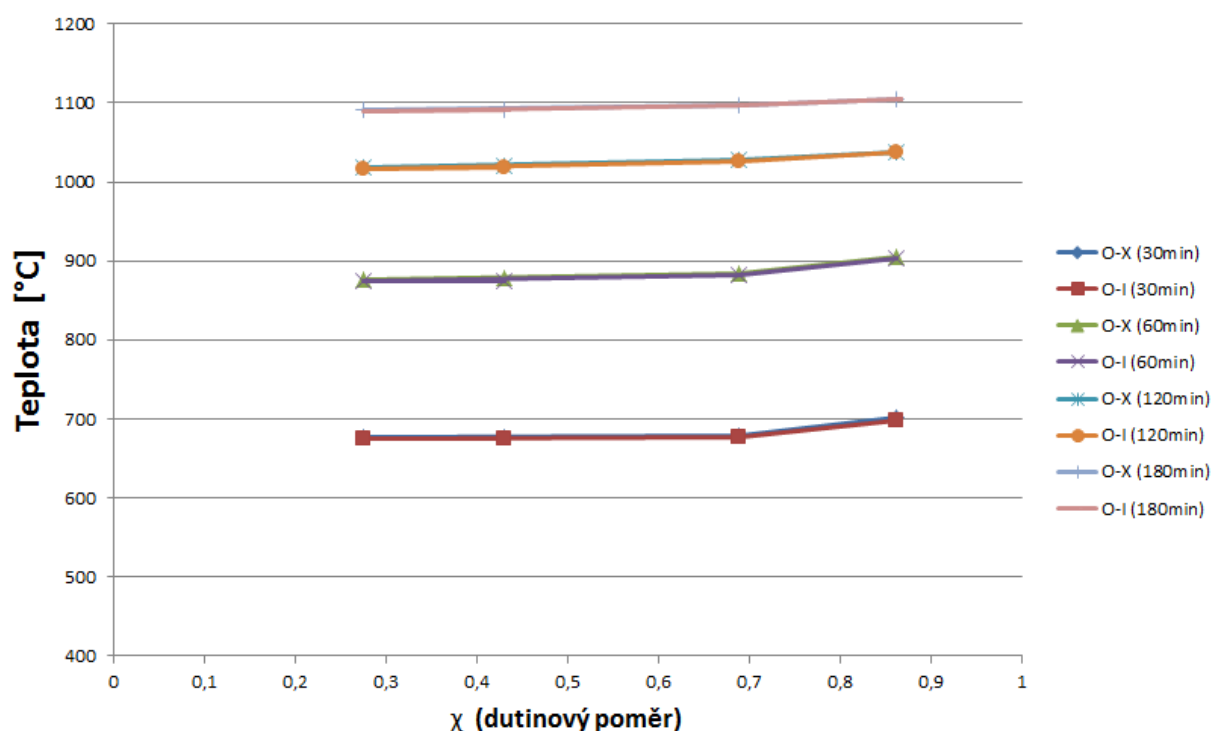
Obr. 35 Vliv tloušťky vnější trubky na teplotu ve vnější trubce (Vlastní tvorba, Excel).



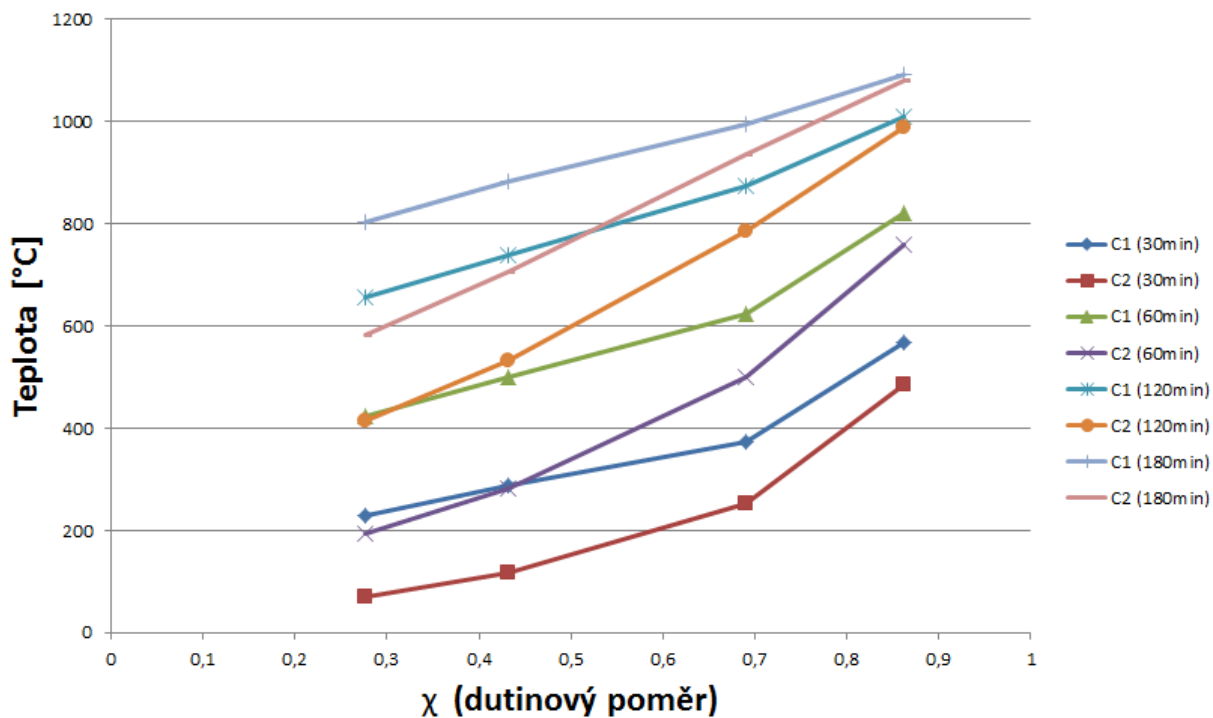
Obr. 36 Vliv tloušťky vnější trubky na teplotu v betonu (Vlastní tvorba, Excel).

5.4.2 Vliv tloušťky betonu

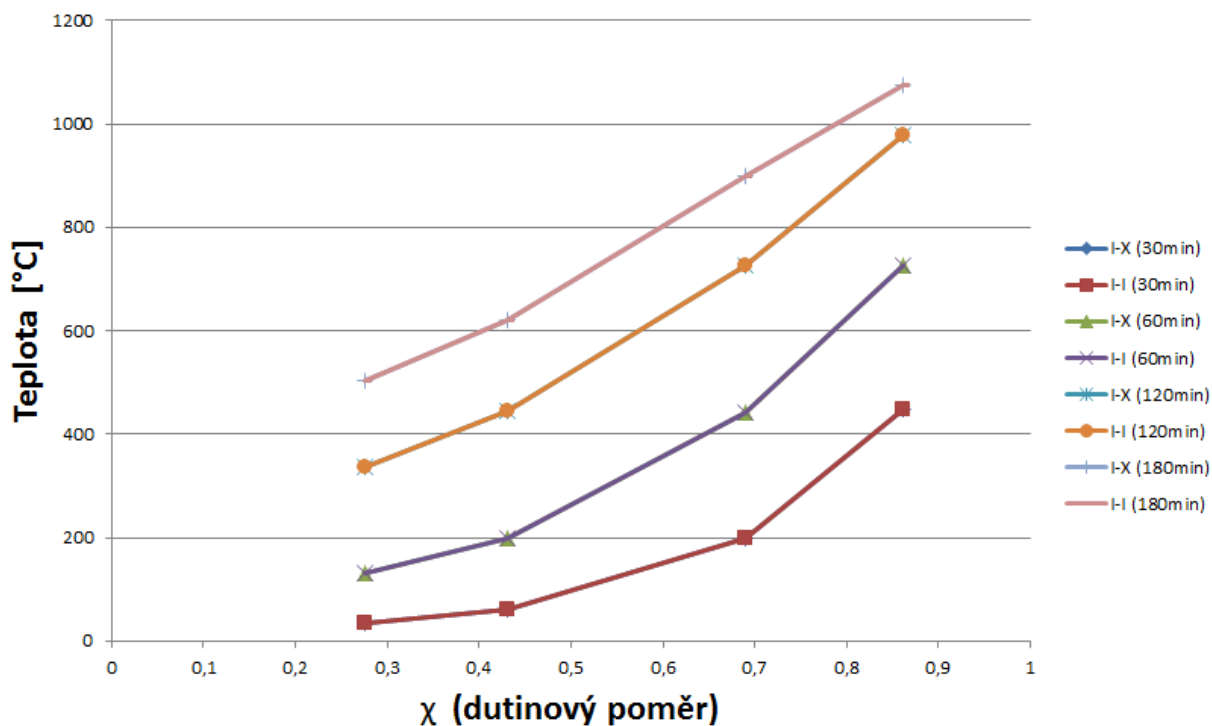
Vliv dutinového poměru na teploty vnější trubky, betonu a vnitřní trubky je znázorněn na Obr. 37 až Obr. 39. Vyšší hodnota dutinového poměru znamená menší tloušťku betonu. Jak je vidět na Obr. 37, tento parametr má minimální vliv na teplotu ve vnější trubce. Nicméně má výrazný vliv na teplotu v betonu a vnitřní trubce, jak je vidět z Obr. 38 a Obr. 39. Zvýšení dutinového poměru, tj. zmenšení tloušťky betonu má za následek nárůst teploty v betonu a vnitřní trubce.



Obr. 37 Vliv tloušťky betonu na teplotu ve vnější trubce (Vlastní tvorba, Excel).



Obr. 38 Vliv tloušťky betonu na teplotu v betonu (Vlastní tvorba, Excel).

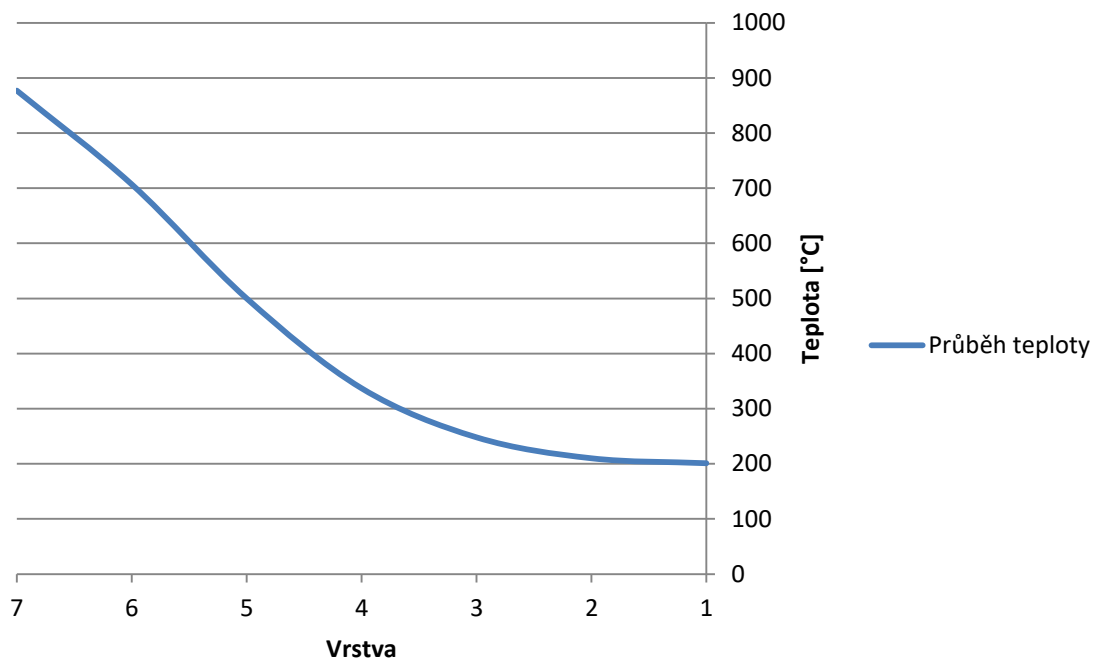


Obr. 39 Vliv tloušťky betonu na teplotu ve vnější trubce (Vlastní tvorba, Excel).

6. SHRNU TÍ

Byl navržen dvouplášťový dutý ocelobetonový sloup za běžné i zvýšené teploty. Jednoduchým analytickým modelem byla stanovena únosnost sloupu průřezu $D_o \times t_o = 300$ mm, $D_i \times t_i = 125$ mm. Sloup byl vyplněn prostým betonem a vystaven normovému požáru ze všech stran.

Pro přestup tepla byl sestaven pokročilý MKP model v programu SAFIR, který popsal rozvoj teploty v dvouplášťovém dutém ocelobetonovém sloupu při zvýšené teplotě. Ve vnější ocelové trubce byla po hodině požáru naměřena teplota 877 °C, při takové teplotě degradují mechanické vlastnosti oceli o více než 90 %. Z toho vyplývá, že vnější ocelová trubka při požáru ztrácí únosnost a přestane přispívat k únosnosti celého sloupu. V betonové výplni byly naměřeny průměrné teploty mezi 700 °C a 200 °C. To je poměrně velký rozsah, při kterém se pevnost běžného betonu pohybuje mezi 95 % a 30 %. Betonová výplň u tohoto typu sloupu má při zvýšené teplotě spíše izolační než nosnou funkci. Teplota ve vnitřní trubce nepřesáhla 200 °C, zachovala si 100 % únosnost a slouží jako hlavní nosný prvek celého sloupu.



Obr. 40 Průběh teploty v průřezu v čase $t = 60$ minut (vrstva 1 – vnitřní trubka, vrstva 7 – vnější trubka) (Vlastní tvorba, Excel).

Pro lepší přehled bylo použito návrhové zatížení 2260 KN převzaté ze statického výpočtu budovy Technologického centra v Dobrušce.

Únosnost při centrickém tlaku za běžné teploty byla řešena zjednodušenou metodou podle ČSN EN 1994-1-1. Únosnost sloupu v centrickém tlaku za běžné teploty byla 2882 KN. Pro výpočet únosnosti za zvýšené teploty byl použit jednoduchý analytický model vycházející z návrhového postupu podle ČSN EN 1994-1-2. Únosnost sloupu po 60 minutách požáru je 2740 KN. Dvouplášťový dutý ocelobetonový sloup si zachoval přes 90 % únosnosti v centrickém tlaku i po 60 minutách požáru.

Studie citlivosti teplotní odezvy dvouplášťových dutých ocelobetonových sloupů prokázala, že tloušťka betonu, resp. dutinový poměr má významný vliv na průběh teploty v betonu a vnitřní trubce. Tloušťka vnější trubky má vliv pouze na průběh teploty ve vnější trubce a jen minimálně ovlivňuje průběh teploty v betonu a vnitřní trubce.

LITERATURA

1. **Wang, Y. C.** *Steel and Composite Structures*. London and New York : Spon Press, 2002. 0-203-34625-4.
2. **Yang, You-Fu a Han, Li-Hai.** Concrete-filled double-skin tubular columns under fire. *Magazine of Concrete Research*. 2008, Sv. 60, No. 3.
3. **Tao, Zhong, Han, Lin-Hai a Zhao, Xiao-Ling.** Behaviour of concrete-filled double skin (CHS inner and CHS outer) steel tubular stub columns and beam-columns. *Journal of Constructional Steel Research*. 2004, Sv. 60, 8.
4. **Lu, Hui, Zhao, Xiao-Ling a Han, Lin-Hai.** FE modelling and fire resistance design of concrete filled double skin tubular columns. *Journal of Constructional Steel Research*. 2011, Sv. 67, 11.
5. **Lu, Hui, Han, Lin-Hai a Zhao, Xiao-Ling.** Fire performance of self-consolidating concrete filled double skin steel tubular columns: Experiments. *Fire Safety Journal*. 2010, Sv. 45, 2.
6. **Imani, R., Bruneau, M. a Mosqueda, G.** Simplified analytical solution for axial load capacity of concrete-filled double-skin tube (CFDST) columns subjected to fire. *Engineering Structures*. 2015, Sv. 102.
7. **Lu, Hui, Zhao, Xiao-Ling a Han, Lin-Hai.** Testing of self-consolidating concrete-filled double skin tubular stub columns exposed to fire. *Journal of Constructional Steel Research*. 2010, Sv. 66, 8-9.
8. **Zhao, Xiao-Ling a Han, Lin-Hai.** Double skin composite construction. *Progress in Structural Engineering and Materials*. 2006, Sv. 8, 93-102.
9. **Yao, Yao, Li, Hao a Kanghai, Tan.** Theoretical and numerical analysis to concrete filled double skin steel tubular columns under fire conditions. *Thin-Walled Structures*. 2015, Sv. 98, Part B.
10. **Lie, T. T. a Chabot, M.** *Experimental Studies on the Fire Resistance of Hollow Steel Columns Filled with Plain Concrete*. 1992.
11. **Sakumoto, Y., a další, a další.** Fire Resistance of Concrete-Filled, Fire-Resistant Steel-Tube Columns. *Journal of Materials in Civil Engineering* . 1994, Sv. 6.
12. **Kodur, V. K. R.** Performance-based fire resistance design of concrete-filled steel columns. *Journal of Constructional Steel Research*. 1999, Sv. 51, 1.
13. **Han, Lin-Hai, a další, a další.** Experimental Study and Calculation of Fire Resistance of Concrete-Filled Hollow Steel Columns. *Journal of Structural Engineering*. 2003, Sv. 129, 3.
14. **Tan, K. H. a Tang, C. Y.** Interaction Model for Unprotected Concrete Filled Steel Columns Under Standard Fire Conditions. *Journal of Structural Engineering*. 2004, Sv. 130, 9.

15. **Hong, Sangdo a Varma, Amit H.** Analytical modeling of the standard fire behavior of loaded CFT columns. *Journal of Constructional Steel Research*. 2009, Sv. 65, 1.
16. **Han, Lin-Hai, a další, a další.** Concrete-filled double skin (SHS outer and CHS inner) steel tubular beam-columns. *Thin-Walled Structures*. 2004, Sv. 42, 9.
17. **Uenaka, Kojiro, Kitoh, Hiroaki a Sonoda, Keiichiro.** Concrete filled double skin circular stub columns under compression. *Thin-Walled Structures*. 2010, Sv. 48, 1.
18. **Chalupa, Ondřej.** *Ocelobetonový sloup vystavený požáru*. Praha : Nепublikováno, 2013.
19. **Ibanez, Carmen, a další, a další.** Fire design method for concrete filled tubular columns based on equivalent concrete core cross-section. *Fire Safety Journal*. 2015, Sv. 78, 10-23.
20. **L.H., Han.** Fire resistance of concrete filled steel tubular columns. *Advances in Structural Engineering*. 2.
21. *Design Charts for the Fire Resistance of Concrete-filled HSS Columns under Centric Loading*. **CIDECT**. 1998.
22. *Fire Tests on Cleat Connections to Concrete-filled RHS Columns*. **CIDECT**. 1990.
23. **D.H, Kodur V.K.R. and MacKinnon.** Simplified design of concrete-filled hollow structural steel columns for fire endurance. *Engineering Journal*. 2000.
24. **Han L.H., Xu L. and Zhao X.L.** Tests and analysis on the temperature field within concrete filled steel tubes with or without protection subjected to a standard fire. *Advances in Structural Engineering*. 6, 2003.
25. **Han L.H., Yao G.H. and Zhao X.L.** Tests and calculations for hollow structural steel (HSS) stub columns filled with self-consolidating concrete (SCC), structural steel (HSS) stub columns filled with self-consolidating concrete (SCC). *Journal of Constructional Steel Research*. 61, 2005.
26. **Wei S., Mau S.T., Vipulanandan C. and Mantrala S.K.** Performance of new sandwich tube under axial loading: Analysis. *Journal of Structural Engineering*. 121, 1995.
27. **L.H., Han.** Fire performance of concrete filled steel tubular beam-columns. *Journal of Constructional Steel Research*. 57, 2001.
28. **Han L.H., Lu H., Yao G.H. and Liao F. Y.** Further study on the flexural behaviour of concrete filled steel tubes. *Journal of Constructional Steel Research*. 62, 2006.
29. **G.H., Han L.H. a Yao.** Experimental behaviour of thin-walled hollow structural steel (HSS) columns filled with self-consolidating concrete (SCC). *Thin-Walled Structures*. 42(9), 2004, Sv. 1357-1377.

30. ČSN EN 1992-1-2: *Navrhování betonových konstrukcí. Obecná pravidla. Navrhování konstrukcí.* Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2006.
31. ČSN EN 1991-1-2: *Zatížení konstrukcí. Obecná zatížení. Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru.* Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2004.
32. ČSN EN 1994-1-1: *Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí. Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby .* Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2006.
33. ČSN EN 1994-1-2: *Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí. Obecná pravidla. Navrhování konstrukcí na účinky požáru.* Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2005.