

Textové materiály projektu MACS+
Membránové působení při požárním návrhu ocelobetonové stropní desky
s plnostěnnými a prolamovanými nosníky RFS2-CT-2011-00025

MEMBRÁNOVÉ PŮSOBENÍ
OCELOBETONOVÉ KONSTRUKCE
VYSTAVENÉ POŽÁRU

VĚDECKÉ PODKLADY

Bednář J., Dvořáková E., Wald F., Vassart O., Zhao B.
V Praze červen 2012



Membránové působení ocelobetonové konstrukce vystavené požáru
Vědecké podklady
Bednář J., Dvořáková E., Wald F., Vassart O., Zhao B.

Monografie vznikla s podporou projektu MACS+,
Membránové působení při požárním návrhu ocelobetonové stropní desky s plnostěnnými a
prolamovanými nosníky - valorizace RFS2-CT-2011-00025

Tisk Česká technika - nakladatelství ČVUT v Praze
Červen 2012

ISBN 978-80-01-05063-7

250 výtisků, 152 stran, 22 tabulek, 173 obrázků

Obsah

	Číslo stránky
1	ÚVOD 5
2	POŽÁRNÍ ZKOUŠKY V LABORATOŘI V CARDINGTONU 6
2.1	Výzkumný program 6
2.2	Zkouška č. 1: Vetknutý nosník 7
2.3	Zkouška č. 2: Rovinná soustava 9
2.4	Zkouška č. 3: Krajní požární úsek 11
2.5	Zkouška č. 4: Krajní požární úsek 13
2.6	Zkouška č. 5: Velký prostor 14
2.7	Zkouška č. 6: Demonstrační zkouška 16
2.8	Zkouška č. 7: Vnitřní požární úsek 20
2.9	Chování ocelobetonového stropu 23
3	POŽÁRNÍ ZKOUŠKY PATROVÝCH PARKOVIŠŤ 24
4	POUČENÍ Z POŽÁRŮ A ZKOUŠKY NA OBJEKTECH 29
4.1	Broadgate 29
4.2	Budova Churchill Plaza, Basingstoke 31
4.3	Australské požární zkoušky 32
4.3.1	Požární zkouška ve William Street 32
4.3.2	Požární zkoušky v Collins Street 34
4.3.3	Závěry z australského výzkumu 35
4.4	Požární zkoušky v Německu 35
4.5	Experimenty za běžné teploty 35
4.6	Experimenty za zvýšené teploty 37
5	JEDNODUCHÝ NÁVRHOVÝ MODEL SCI 38
5.1	Teorie plastických linií a membránového působení 38
5.1.1	Deska plně vetknutá 39
5.1.2	Deska kloubově uložená 40
5.1.3	Vliv membránového působení na plastické linie 41
5.2	Únosnost ocelobetonového stropu 42
5.2.1	Výpočet požární odolnosti 42
5.2.2	Odvození vztahu pro parametr k 45
5.2.3	Odvození výrazu pro parametr b 47
5.2.4	Membránové síly 49
5.3	Porušení betonu v tlaku 55
6	NÁVRH POŽÁRNÍ ODOLNOSTI 56
6.1	Předpoklady 56
6.2	Kritérium porušení 57
6.2.1	Průhyb desky 57

6.2.1.1	Vliv teploty	57
6.2.1.2	Napětí ve výztuži od mechanického zatížení	58
6.2.1.3	Výpočet membránových sil	59
6.2.2	Ověření na požárních zkouškách v Cardingtonu	59
6.3	Návrhový model	61
6.3.1	Únosnost desky	62
6.3.2	Výpočet únosnosti nechráněných nosníků	62
6.4	Obvodové nosníky	63
6.4.1	Obvodové nosníky na obou stranách	65
6.4.1.1	Plastická linie rovnoběžná s nechráněnými nosníky	65
6.4.1.2	Plastická linie kolmá k nechráněným nosníkům	66
6.4.2	Okrajový nosník na jedné straně	67
6.4.2.1	Plastická linie rovnoběžně s nechráněnými nosníky	67
6.4.2.2	Plastická linie kolmá k nechráněným nosníkům	68
6.4.3	Stropní oblast bez okrajových nosníků	70
6.4.4	Návrh krajních nosníků	70
6.5	Teplotní analýza	70
6.5.1	Polohový součinitel	71
6.5.2	Materiálové charakteristiky	72
6.5.3	Vedení tepla	74
6.5.4	Teploty požárně nechráněných nosníků	75
7	ZKOUŠKA POŽÁRNÍ ODOLNOSTI STROPU	76
7.1	Rozsah	76
7.2	FRACOF Zkouška	76
7.2.1	Zkušební vzorek	76
7.2.2	Metodika zkoušky	80
7.2.3	Výsledky	83
7.2.3.1	Změny v konstrukci	83
7.2.3.2	Průhyb stropu	85
7.2.3.3	Chování ocelobetonové desky během zkoušky	87
7.2.4	K výsledkům zkoušek	89
7.3	Zkušební program COSSFIRE	90
7.3.1	Zkušební vzorek	90
7.3.2	Měření při zkoušce	92
7.3.3	Hlavní výsledky experimentu	94
7.3.4	Sledování zkoušky	97
7.4	Požární zkouška ocelobetonové stropní desky s prolamovanými nosníky v delším směru	100
7.4.1	Zkoušená konstrukce	100

	7.4.2	Návrhová zatížení	103
	7.4.3	Požární návrh	104
	7.4.4	Měření	104
	7.4.5	Průhyb nosníku/desky	106
	7.4.6	Membránové působení stropních desek	112
	7.4.7	Závěr	113
8		NUMERICKÁ SIMULACE	114
	8.1	Rozsah	114
	8.2	Ověření numerického modelu	114
		8.2.1 Shrnutí	114
		8.2.2 Mechanický model	114
		8.2.3 Analýza přenosu tepla	115
		8.2.4 Analýza mechanického chování	116
	8.3	Verifikace numerického modelu v programu SAFIR s požárním experimentem	118
		8.3.1 Všeobecně	118
		8.3.2 Program SAFIR a zkoušky FRACOF	118
		8.3.2.1 Požární zatížení	118
		8.3.2.2 Teplotní analýza: Numerický model a hlavní výsledky	119
		8.3.2.3 Mechanická analýza	122
		8.3.3 SAFIR a zkoušky COSSFIRE	123
		8.3.3.1 Požární zatížení	123
		8.3.3.2 Teplotní analýza: Numerický model a hlavní výsledky	124
		8.3.3.3 Mechanická analýza	127
		8.3.4 SAFIR a zkouška FICEB	129
		8.3.4.1 Požární zatížení	129
		8.3.4.2 Teplotní analýza: Numerický model a hlavní výsledky	130
		8.3.4.3 Mechanická analýza	132
	8.4	Parametrická studie	134
		8.4.1 Vstupní data	134
		8.4.2 Vstupy	140
		8.4.2.1 Největší průhyby stropu	140
		8.4.2.2 Protážení výztužné sítě	143
	8.5	Shrnutí	149
9		Literatura	150

PŘEDMLUVA

Monografie je součástí projektu, který byl podpořen grantem EU Research Fund for Coal and Steel. Příspěvek vyjadřuje pouze názor autorů a Komise není zodpovědná za použití zde uvedených informací. Publikace je založena na příspěvcích zejména těchto projektů:

- RFCS projekt FICEB+
- RFCS projekt COSSFIRE
- projekt Leonardo Da Vinci 'Fire Resistance Assessment of Partially Protected Composite Floors' (FRACOF).
- projekt s podporou ArcelorMittal a CTICM s příspěvkem CTICM a SCI.

V monografii je shrnut teoretický základ jednoduchého návrhového modelu BRE pro požární návrh stropu. Jsou vyhodnocena data požárních zkoušek ve skutečné velikosti po celém světě. Informuje se o pozorování chování vícepodlažních budov při náhodných požárech. Materiál podrobně popisuje požární velkorozměrovou zkoušku ocelobetonového stropního systému, který byl vystaven zatížení nominální teplotní křivkou a ověřil rozsah platnosti jednoduchého návrhového modelu, který byl připraven na Building Research Establishment BRE. Omezení modelu vyniknou při porovnání s numerickou studií pokročilým výpočetním modelem při vystavení tepelným účinkům od zahřátí podle parametrické teplotní křivky. Jednoduchý návrhový model byl připraven na podkladě výsledků zkoušek na konstrukci ocelobetonového skeletu budovy v Cardington, Building Research Establishment's ve Velké Británii. Základy poznatků byla připravena v konci padesátých let minulého století a navazujících studií při namáhání za běžné teploty. První verze modelu byla publikována v SCI Design Guide P288 'Fire Safe Design: A new approach to Multi-story Steel Framed Buildings', 2. vyd.

Využití modelu pro požární návrh je důkladně ověřeno experimenty, ale relativně nové. Do programového nástroje byl jednoduchý návrhový model připraven na SCI v 2000 a inovován v 2006 za přispění:

- Mary Brettle, The Steel Construction Institute,
- Ian Sims, The Steel Construction Institute,
- Louis Guy Cajot, ArcelorMittal,
- Renata Obiala, ArcelorMittal,
- Gisèle Bihina, CTICM a
- Mohsen Roosefid, CTICM.

Materiál byl připraven v rámci evropského projektu MACS a vychází v národních verzích partnerů projektu, které byly lokalizovány pro jednotlivé národní předpisy ze společného evropského podkladu editovaného Dr. Bin Zhao ze CTICM v Paříži a Dr. Oliviere Vassartem z ArcelorMittal v Esch. Recenze monografie se laskavě ujali plk. Ing. Rudolf Kaiser, Ing. Martin Beneš, Ph.D. a Ing. Petra Studecká, Ph.D. Výhodou spoluautorů z ČVUT byla účast na sedmé zkoušce velkého rozsahu na ocelobetonové budově v Cardingtonu a práce a možnost začlenění výsledků na projektu GAČR P105-10-2159 Modely membránového působení stropních desek vystavených požáru, který je zaměřen na přípravu analytického modelu částečně požárně chráněného stropu s drátkobetonovou spráženou ocelo a dřevobetonovou deskou.

1 ÚVOD

Velkorozměrové požární zkoušky, které se uskutečnily v řadě zemí, a poučení ze skutečných požárů budov ukázaly, že únosnost budov s ocelovou nosnou konstrukcí s ocelobetonovými stropy při požáru je mnohem lepší než ukazují běžné požární zkoušky na samostatných konstrukčních prvcích, jako jsou ocelobetonové desky nebo ocelobetonové nosníky. Je zřejmé, že běžné požární zkoušky odolnosti jednoduchých prvků neposkytují při současném poznání dostatečnou informaci o skutečné únosnosti konstrukcí.

Analýza prokázala, že dobrá požární odolnost je zajištěna membránovým působením ve vhodně vyztužené ocelobetonové desce a vláknovým působením ocelobetonových nosníků.

Výsledkem pozorování a rozborů je koncept požární odolnosti pro moderní vícepodlažní ocelové budovy, který byl vyvinut ve Velké Británii. Návrhová doporučení a softwarové nástroje pro ocelobetonové stropy vyšly poprvé v roce 2000. Ve Velké Británii se od té doby koncept osvědčil při návrhu požární odolnosti řady budov.

Koncept využívá chování celé stropní konstrukce, ve které jsou některé prvky požárně chráněny a některé nechráněny. Řešení umožňuje zachování stejné úrovně spolehlivosti jako u plně požárně chráněných konstrukcí. Řešení dovoluje stanovit požární odolnost částečně chráněného ocelobetonového stropu pro vystavení požáru, který je modelováno normovou nebo jinou pokročilejší teplotní křivkou. Statik může vyhovět zadání požárního specialisty, který obvykle vhodný model požáru navrhuje.

Materiál shrnuje:

- poznatky o únosnosti ocelobetonových konstrukcí během velkorozměrových zkoušek a náhodných požárech budov;
- vysvětlení přípravy a teoretického základu jednoduchého návrhového modelu BRE ocelobetonových stropních systémů;
- popis konstrukčních předpokladů pro využití v jednoduchém návrhovém modelu BRE pro zvýšení požární odolnosti ocelobetonových stropů;
- výsledky požární zkoušky ocelobetonových stropů při zatížení podle nominální normové teplotní křivky v souladu s normou ČSN EN 1365-2 při vystavení po dobu delší než 120 min;
- výstupy numerické parametrické simulace k ověření přesnosti jednoduchého návrhového modelu BRE.

2 POŽÁRNÍ ZKOUŠKY V LABORATOŘI V CARDINGTONU

2.1 Výzkumný program

V roce 2003 byl dokončen program požárních zkoušek ve Velké Británii na objektech v hangáru po vzducholodích v laboratoři v Cardingtonu. Osmipatrový objekt s nosnou ocelobetonovou konstrukcí byl navržen jako běžná vícepodlažní kancelářská budova. Účelem zkoušek bylo ověření chování skutečné konstrukce a sběr a ověření dat, která by pomohla analyzovat konstrukce za požáru pomocí pokročilých diskretních i jednoduchých návrhových modelů.

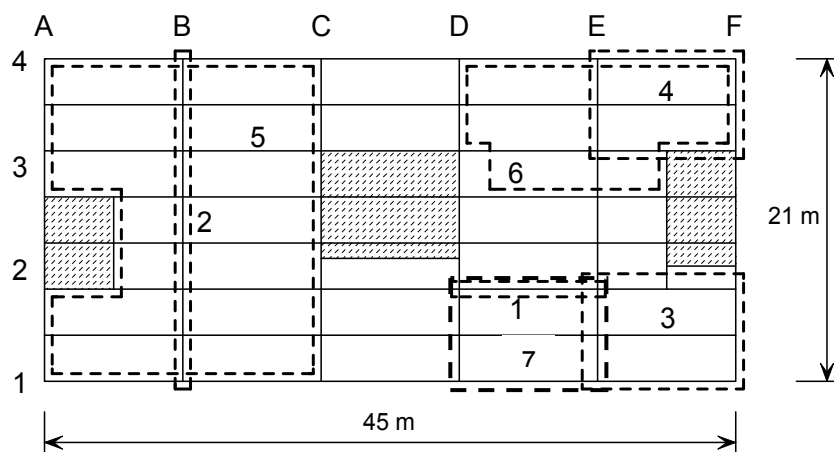


Obrázek 2.1 Zkušební budova před betonováním podlah

Zkušební budova, viz obrázek 2.1, byla navržena jako běžná administrativní budova v oblasti na sever od Londýna. Budova měla půdorys 21 m × 45 m a výšku 33 m. Nosníky byly navrženy jako prostě podepřené a spřažené se stropní deskou o tloušťce 130 mm. Pro budovy tohoto typu se požaduje požární odolnost R90. Pro přípoje nosníků na nosníky byly použity přípoje čelní deskou na stojině nosníku a pro přípoje nosníků na sloupy krátkou čelní deskou na stojině. Konstrukce byla zatížena pytli s pískem, které byly po podlažích rozmístěny a simulovaly užité krátkodobé a dlouhodobé zatížení kanceláří.

Výzkumné projekty byly financovány British Steel, dnes TATA, dříve Corus a European Coal and Steel Community ECSC, nyní RFCS, vládou VB prostřednictvím Building Research Establishment, BRE a Evropskou Unii. Na projektech se dále podílela Universita v Sheffieldu, TNO, CTICM, The Steel

Construction Institute a ČVUT v Praze. Zkoušky byly provedeny na různých střepech. Umístění zkoušek je ukázáno na plánu stropu na obrázku 2.2.



- | | |
|-------------------------------|--|
| 1. Nosník v konstrukci (ECSC) | 5. Velký prostor (BRE) |
| 2. Rovinná soustava (ECSC) | 6. Demonstrační zkouška (ECSC) |
| 3. Krajní požární úsek (ECSC) | 7. Vnitřní požární úsek (ČVUT v Praze) |
| 4. Krajní požární úsek (BRE) | |

Obrázek 2.2 Umístění zkoušek na ocelobetonovém skeletu v Cardingtonu

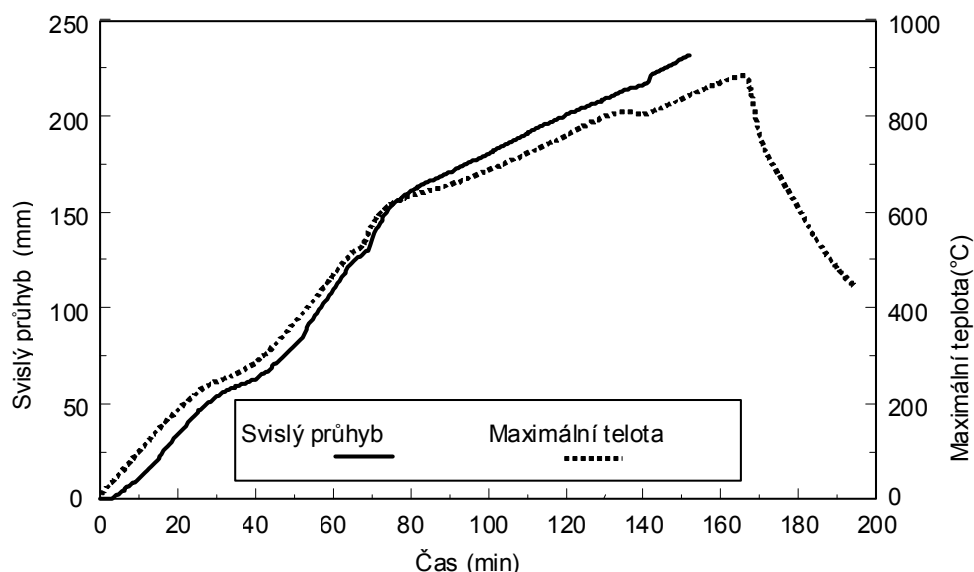
Zkouška č. 1 zahrnovala pouze stropnici a okolní stropní desku, která byla ohřata plynovými hořáky. Při zkoušce č. 2 se plynovými hořáky zahřívala konstrukce napříč jedním podlažím, tj. průvlaky a připojené sloupy. Při zkouškách č. 3, 4, 5 a 7 byl strop vystaven přirozenému požáru po celé ploše. Palivem byly dřevěné latě. Sloup byl požárně chráněn až do spodní strany stropní desky. Stropní deska a nosníky nebyly nechráněny. Zkouška č. 6 byla demonstrační. Hořel při ní nábytek a vybavení, které se nachází v moderní kanceláři.

Podrobný popis zkoušek byl publikován ⁽¹⁾. Data ze zkoušek v elektronické podobě s umístěním měřících přístrojů, jsou dostupná u zkoušek 1, 2, 3 a 6 u Corus RD&T, Swinden Technology Centre, u zkoušky č. 4 a 5 na BRE ^{(3), (3)} a u zkoušky č. 7 na ČVUT v Praze.

2.2 Zkouška č. 1: Vetknutý nosník

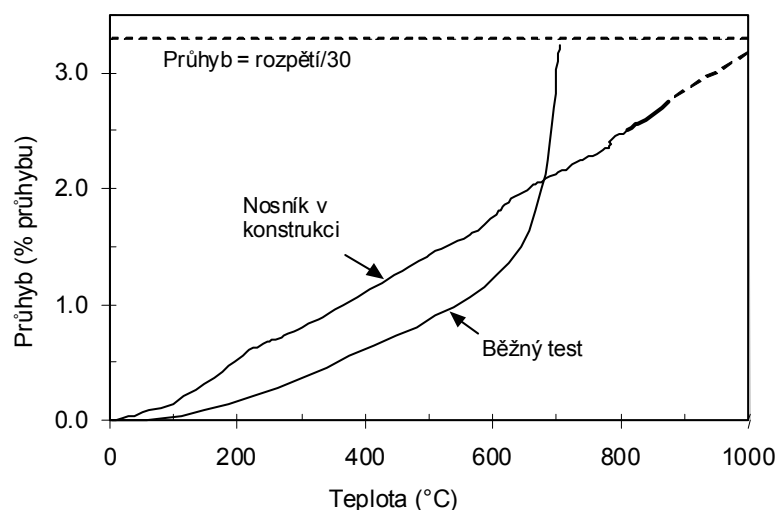
Zkouška byla provedena v sedmém patře budovy. Plynové hořáky zahřívaly stropnici (D2/E2) na délce 8,0 m na šířce 3,0 m. Ohřívalo se 8 m z celkových 9 m rozpětí. Přípoje tak zůstaly poměrně studené. Zkouška vyšetřila chování ohřívaného nosníku obklopeného chladnou stropní deskou, tj. vliv nezahřáté části konstrukce.

Teplota nosníku do teploty blížící se 900°C rostla 3 až 10°C za min. Při nejvyšší teplotě, 875°C na dolní pásnici, byl průhyb uprostřed rozpětí 232 mm, tj. rozpětí/39, viz obrázek 2.3. Při chladnutí byl změřen zbytkový průhyb ve středu nosníku 113 mm.



Obrázek 2.3 Průhyb ve středu nosníku a teplota dolní pásnice při zkoušce č. 1: Nosník v konstrukci

Rozdíl mezi chováním nosníku v konstrukci a obdobného nosníku, který byl zkoušen při vystavení zahřívání podle nominální normové křivky s obdobným mechanickým zatížením ([5]) ukazuje obrázek 2.4. Na nosníku ve stavební konstrukci nedojde k průhybu jako při zkoušce na prostém nosníku, ačkoliv při teplotách ocelové konstrukce okolo 900°C má nosník pouze asi 6% své plastické únosnosti při běžné teplotě.



Obrázek 2.4 Průhyb a teplota při zkoušce č. 1: Nosník v konstrukci

Lokální boulení během zkoušky nastalo jen na ohříváné stěně na obou koncích nosníku, viz obrázek 2.5.



Obrázek 2.5 *Boulení pásnice na nosníku v konstrukci při zkoušce č. 1:
Nosník v konstrukci*

Prohlídka nosníku po zkoušce ukázala, že čelní deska v přípojkách na obou koncích nosníku je porušena u svaru, ale vně tepelně ovlivněné oblasti na jedné straně čelní desky. Porušení nastalo tepelným zkrácením během chladnutí, které vytváří velmi vysoké tahové síly. Ačkoliv je deska na jedné straně přípojů porušena a vzniklé tahové napětí mohlo relaxovat, čelní deska na druhé straně přípojů přenáší dále smykové síly. Porušení desky je patrné na záznamu z tenzometru. Trhlina se vyvíjela během chladnutí a nedošlo k ní náhlým porušením.

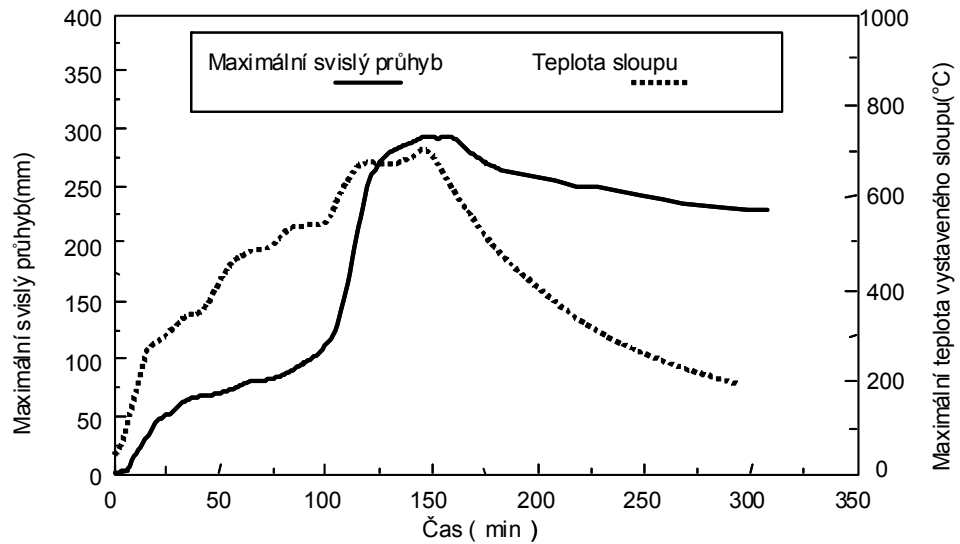
2.3 Zkouška č. 2: Rovinná soustava

Zkouška byla navržena na části konstrukce, která se skládala ze čtyř sloupů a tří průvlaků napříč budovy na ose B, jak je ukázáno na obrázku 2.2.

Plynovými hořáky se ohřívala komora délky 21 m, šířky 2,5 m a výšky 4,0 m, která byla vyzděna z plynosilikátových bloků na celou šířku budovy.

Průvlaky, stropnice i ocelobetonová deska stropu byly ponechány bez požární ochrany. Sloupy byly požárně chráněny do výšky plánovaného podhledu. Asi 800 mm sloupy včetně styčníků bylo tedy požárně nechráněno.

Vlivem zkrácení sloupů vzrostl náhle mezi 110 a 125 min svislý průhyb ve středu stropnice o rozpětí 9 m, viz obrázek 2.6. Části sloupů vystavené požáru se zkrátily asi o 180 mm, viz obr. 2.7. Teplota těchto částí sloupů, při které nastalo lokální boulení, byla přibližně 670°C. V dalších zkouškách byly sloupy požárně chráněny po celé délce.



Obrázek 2.6 Svislý průhyb ve středu stropnice a teplota horní části vnitřního sloupu při zkoušce č. 2: Rovinná soustava



Obrázek 2.7 Zkrácená horní část sloupu po zkoušce č. 2: Rovinná soustava

Stropnice byly ohřáty na obou stranách průvlaků v délce asi jednoho metru. Po zkoušce bylo zjištěno, že řada šroubů v čelní desce na stojině byla usmýknuta, viz obrázek 2.8. Šrouby byly porušeny na jedné straně průvlaků, podobně jako deska při zkoušce č. 1. Šrouby byly porušeny smykem na jedné straně průvlaků vlivem tepelného zkrácení nosníku během chladnutí konstrukce.



Obrázek 2.8 Přípoj čelní deskou na stojně nosníku po zkoušce č. 2:
Rovinná soustava

2.4 Zkouška č. 3: Krajní požární úsek

Cílem zkoušky bylo ověření membránového působení stropní desky při ztrátě únosnosti stropnice. V jednom rohu prvního podlaží budovy (E2/F1) byl příčkami z betonových tvárnic vytvořen požární úsek široký 10 m a hluboký 7,6 m.

Poslední vrstva tvárnice zdiva byla nahrazena deskami z minerálních vláken, aby dělicí stěna případně nepřenášela zatížení.

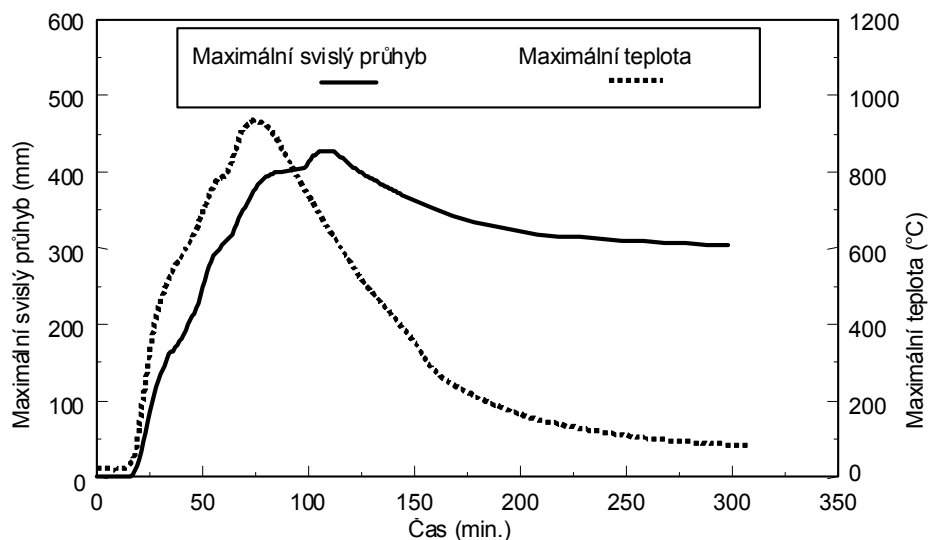
Svislice obvodové stěny nad okenním otvorem požárního úseku byla oddělena od obvodového nosníku, aby obvodový nosník neměl dodatečnou podporu nosnou konstrukcí pláště budovy.

Všechny sloupy, přípoje nosníků na sloup a obvodové nosníky byly požárně chráněny.

Požární zatížení 45 kg/m² tvořily dřevěné latě. Zatížení odpovídá 95 % kvantilu zatížení pro kancelářské budovy. Ve výpočtu se obvykle uvažuje s 80 % kvantilem. Jeden otvor široký 6,6 m a vysoký 1,8 m odvětrával požární úsek. Největší zaznamenaná teplota vzduchu byla 1071°C.

Největší teplota oceli, 1014°C, byla zaznamenaná na vnitřním nosníku na ose 2 (E2/F2). Největší svislý průhyb 428 mm, což je méně než dvacetina rozpětí, byla změřena ve středu stropnice, která dosáhla největší teploty 954°C. Po zchladnutí měl nosník zbytkový průhyb 296 mm. Změny průhybů a teplot v čase jsou ukázány na obrázku 2.9.

Konstrukce se chovala velmi dobře bez náznaků porušení, viz obrázek 2.10.



Obrázek 2.9 Maximální svislý průhyb a teplota stropnice u zkoušky č. 3: Krajní požární úsek

Boulení dolní pásnice nastalo blízko u přípojů nosníku na sloup odlišně od zkoušky č. 2. Šrouby v přípojích nebyly smykově porušeny. Lze předpokládat, že se nevytvořily velké tahové síly a přípoj měl odpovídající tažnost.



Obrázek 2.10 Pohled na konstrukci po zkoušce č. 3: Krajní požární úsek

2.5 Zkouška č. 4: Krajiní požární úsek

Tato zkouška se uskutečnila ve druhém podlaží v rohu (E4/F3) na ploše 54 m². Vnitřní hranice úseku na osách E a 3 byly vytvořeny příčkami s ocelovým rámem a požárně odolnými sádkartonovými deskami. Příčka měla požární odolnost 120 min s posunem vrchu o 15 mm. Stávající stěna z tvárnic, která byla vyzděna na celou výšku, tvořila hranici na obvodové zdi na ose F. Vnější zeď, osa 4, byla skleněná od jednoho metru výše. Úsek byl uzavřen okny a dveřmi. Sloupy byly požárně ochráněny do úrovně stropní desky včetně spojů. Obvodový nosník (E4/F4) byl nechráněný a svislice pláště nad ním zůstala připojena. Požární zatížení 40 kg/m² bylo rozděleno do dvanácti hranic dřevěných latí.

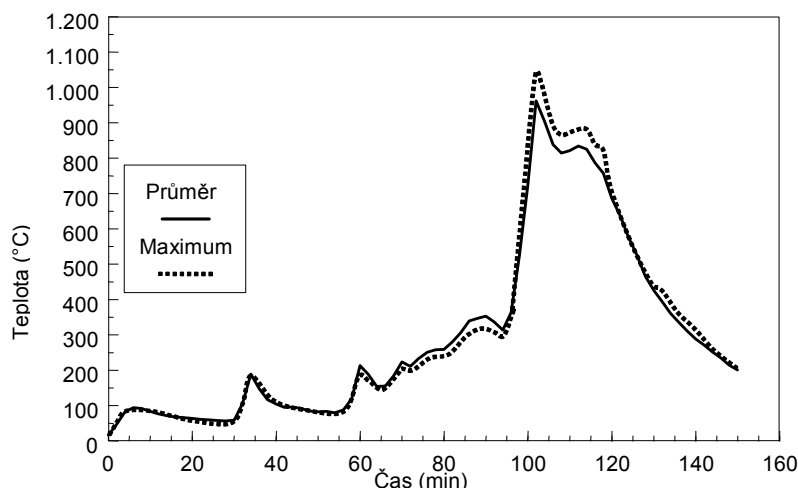
Rozvoj požáru byl ovlivněn nedostatkem kyslíku v požárním úseku. Po počátečním zvýšení teploty plamen uhasl a do 55 min pokračovalo doutnání. Po rozbití jedné skleněné tabule v okenním otvoru způsobilo okysličení malý vzrůst teploty plynu, po kterém následoval opět pokles teploty plynu. Druhá okenní tabule byla rozbita v 64. min. Teplota začala růst. Mezi 94 a 100 min se samy rozbily zbývající okenní tabule. Ventilace způsobila prudký rozvoj hoření a nárůst teploty plynu. Nejvyšší zaznamenaná teplota plynu ve středu požárního úseku byla 1051 °C po 102 min požáru, viz obrázek 2.11. Největší teplota konstrukce, 903 °C, byla zaznamenaná na spodní pásnici ve středu stropnice po 114 min.

Maximální průhyb, 269 mm, nastal ve středu požárního úseku po 130 min. Po požáru se průhyb vrátil na hodnotu 160 mm.

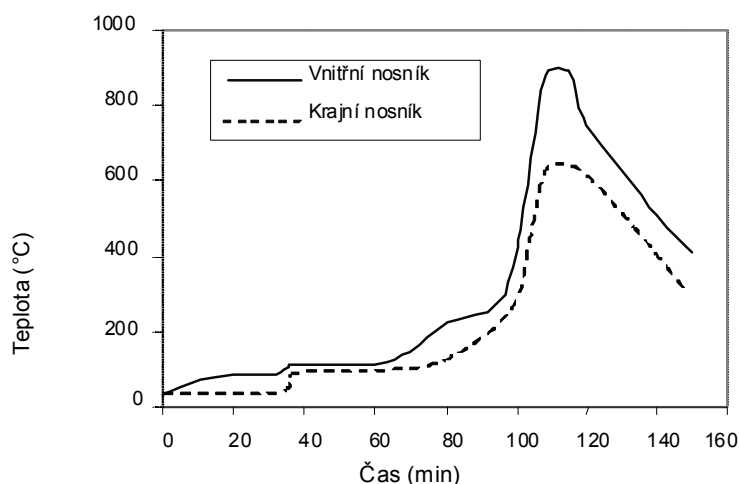
Nechráněný okrajový nosník na ose 4 byl během zkoušky zcela v plamenech. Maximální teplota nosníku byla 680 °C. V porovnání s vnitřním nosníkem je teplota relativně malá, jak je ukázáno na obrázku 2.12. Odpovídající největší průhyb okrajového nosníku, 52 mm, byl zaznamenan po 114 min. Malý průhyb lze přisoudit svislici pláště nad požárním úsekem, která přenášela síly tahem do stropů na požárním úseku.

Vnitřní dělicí stěna byla navržena pod nechráněnými nosníky. Její celistvost byla během zkoušky zachována. Při odstraňování příčky bylo patrné, že nosník nad ní se tepelným spádem po průřezu nosníku po většině své délky zkroutil.

Lokální boulení nenastalo na žádném nosníku a ve spojích se neprojevil vlivy tahových sil takové, které byly patrné na konstrukci po ostatních zkouškách.



Obrázek 2.11 Teplota plynů při zkoušce 4: Krajní požární úsek



Obrázek 2.12 Maximální teplota pásnice vnitřního a krajního nosníku, zkouška č.4: Krajní požární úsek

2.6 Zkouška č. 5: Velký prostor

Zkouška se uskutečnila na druhém podlaží. Požární úsek byl navržen na celou šířku budovy o rozloze 340 m².

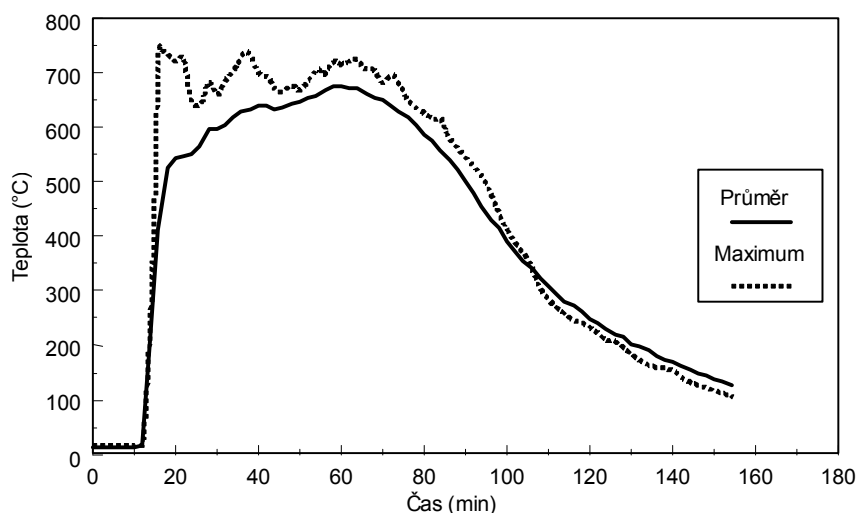
Požární zatížení 40 kg/m² představovaly dřevěné latě, které byly rozmístěny rovnoměrně po podlaze požárního úseku. Úsek byl ohraničen příčkou z požárně odolných sádkartonových příček na celou šířku budovy a zvýšením požární ochrany výtahové šachty. Dvojice zasklených okenních otvorů byla vytvořena na obou stranách budovy. Třetí otvor na obou stranách byl ponechán nezasklen. Všechny ocelové nosníky včetně obvodových byly ponechány bez ochrany. Vnější a vnitřní sloupy byly požárně chráněny po celé výšce včetně přípojů.

Velikost požáru byla řízena ventilací. Samovolné rozbití skel, vytvořilo větší otvory na obou stranách budovy a způsobilo nárůst teplot plynů. Okenní otvory na dvou opačných stranách umožnily růst ohně delší dobu, ale s nižšími teplotami, než

předpokládají jednoduché modely. Maximální naměřená teplota plynů byla 746°C, s největší teplotou konstrukce 691°C, která byla naměřena ve středu úseku. Změřená teplota vzduchu v požárním úseku je doložena na obrázku 2.13. Strop při rozvinutém požáru je zachycen na obrázku 2.14.

Stropní deska se prohнула 557 mm. Se zbytkovým trvalým průhybem 481 mm po zchladnutí konstrukce.

Lokální boulení dolní pásnice nosníků nastalo v blízkosti přípoje nosníku na nosník. U přípojů krátkou čelní deskou na stojině se při chladnutí porušily čelní desky trhlinou na jedné straně. V jednom případě se stojina od čelní desky oddělila úplně a přípoj ztratil smykovou únosnost. V ocelobetonovém stropu nad tímto přípojem se objevila trhlinka. Kolaps nenastal, protože smykovou sílu nosníku přenášela ocelobetonová stropní deska.



Obrázek 2.13 Maximální a průměrná teplota plynů u experimentu č. 5: Velký prostor



Obrázek 2.14 Deformovaná konstrukce během požáru u experimentu č. 5: Velký prostor

2.7 Zkouška č. 6: Demonstrační zkouška

Cílem zkoušky bylo ukázat chování konstrukce při reálném požárním scénáři.

Úsek dlouhý 18 m a široký 10 m s podlahovou plochou 135 m² byl ohraničen příčkou z betonových tvárníc. Úsek představoval otevřenou velkoprostorovou kancelář s řadou pracovních míst, které byly vybaveny moderním nábytkem, počítači a kartotékami, viz obrázek 2.15. Požární zatížení bylo doplněno dřevěnými a plastovými hranoly, aby se vytvořilo celkové požární zatížení 46 kg/m². Plocha oken byla omezena na minimum, které bylo stanoveno britskými předpisy pro osvětlení v kancelářské budově. Požární zatížení tvořilo 69 % dřeva, 20 % plastu a 11 % papíru. Celková plocha oken byla 25,6 m², což je 19 % podlahové plochy. Středová část každého okna byla nezasklena, celkově 11,3 m², aby se zlepšily ventilační podmínky na začátku zkoušky.



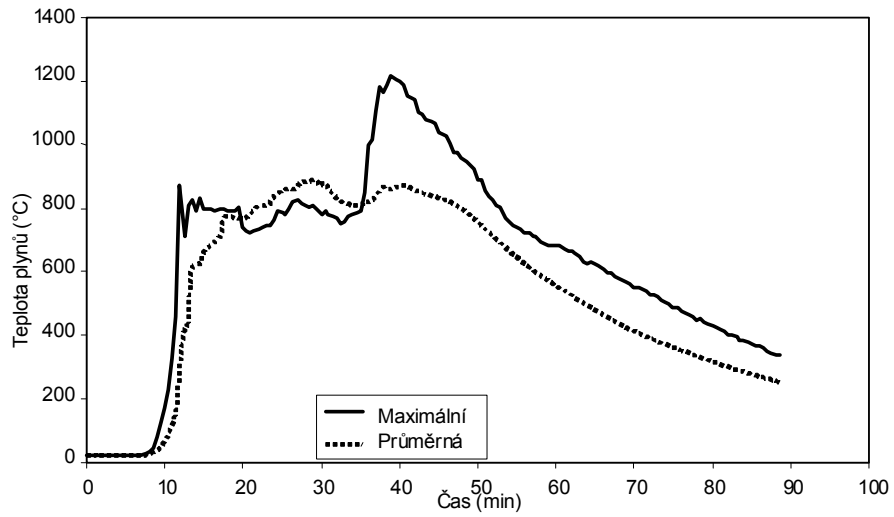
Obrázek 2.15 Kancelář před zkouškou č. 6: Demonstrační zkouška

V úseku byly požárně chráněny sloupy a přípoje nosníku na sloup. Stropnice a průvlaky včetně všech přípojů nosníku na nosník byly ponechány požárně nechráněné.

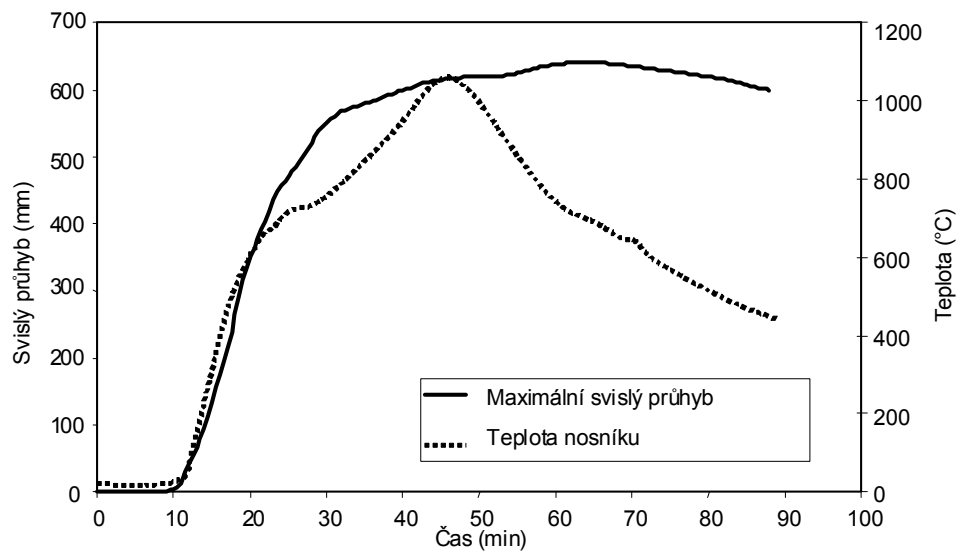
Svislice pláště zůstala připojena k okrajovým nosníkům a tak poskytovala podporu během požáru.

Maximální teplota plynů byla změřena 1213 °C a největší průměrná teplota asi 900°C, jak je ukázáno na obrázku 2.16. Teplota nechráněných ocelových nosníků dosáhla až 1150 °C. Maximální zaznamenaný svislý průhyb byl 640 mm. Trvalá deformace po chladnutí byla 540 mm, viz obrázek 2.17. Nejvyšší teplota okrajového nosníku nad oknem byla 813°C. Všechny hořlavé materiály v požárním úseku, včetně celého obsahu kartoték, shořely. Stropní deska se prohnila ve směru zadní části požárního úseku a opřela se o zeď u schodiště.

Požár s největším plamenem vně okenního otvoru je ukázán na obrázku 2.18. Konstrukce po požáru je zobrazena na obrázku 2.19. Obrázek 2.20 zachycuje horní část sloupu. Během zkoušky se stropní deska u sloupu porušila, viz obrázek 2.21. Trhlina vznikla během chladnutí, zřejmě byla iniciována porušením v přípoji ocelového nosníku na sloup v tomto místě. Po zkoušce se ukázalo, že výztuž v ocelobetonové desce neměla správné překrytí. Přiléhající sítě byly v tomto místě spojeny pouze na sraz. Porucha ukazuje na důležitost správného doporučeného překrytí výztužných sítí.



Obrázek 2.16 Změřená teplota plynů při zkoušce č. 6: Demonstrální zkouška



Obrázek 2.17 Maximální teplota konstrukce a svislý průhyb při zkoušce č. 6: Demonstrální zkouška



Obrázek 2.18 *Pohled na požár při zkoušce č. 6: Demonstrační zkouška*



Obrázek 2.19 Požární úsek po zkoušce č. 6: *Demonstrační zkouška*



Obrázek 2.20 *Boulení dolní pásnice nosníku u sloupu při zkoušce č. 6: Demonstrace zkouška*



Obrázek 2.21 Popraskaná stropní deska v místech nepřekryté výztuže při zkoušce č. 6: Demonstrační zkouška

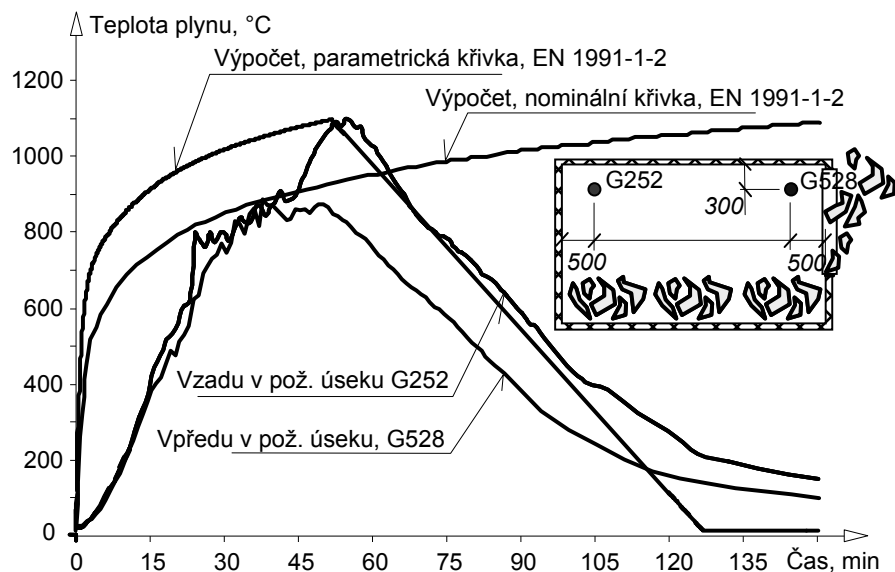
2.8 Zkouška č. 7: Vnitřní požární úsek

Zkouška č. 7 se uskutečnila na požárním úseku ve čtvrtém podlaží budovy o délce 11 m a šířce 7 m. Ocelová konstrukce, která byla vystavena požáru, obsahovala dva průvlaky z 356x171x51 UB, dva sloupy z 305x305x198 UC a 305x305x137 UC a tři stropnice z 305x165x40 UB.

Požární zatížení 40 kg/m² tvořily dřevěné latě, které byly rozmístěny do hranic po celé ploše požárního úseku. 1,27 m vysoký a 9 m široký okenní otvor zajišťoval ventilaci ve fasádě.

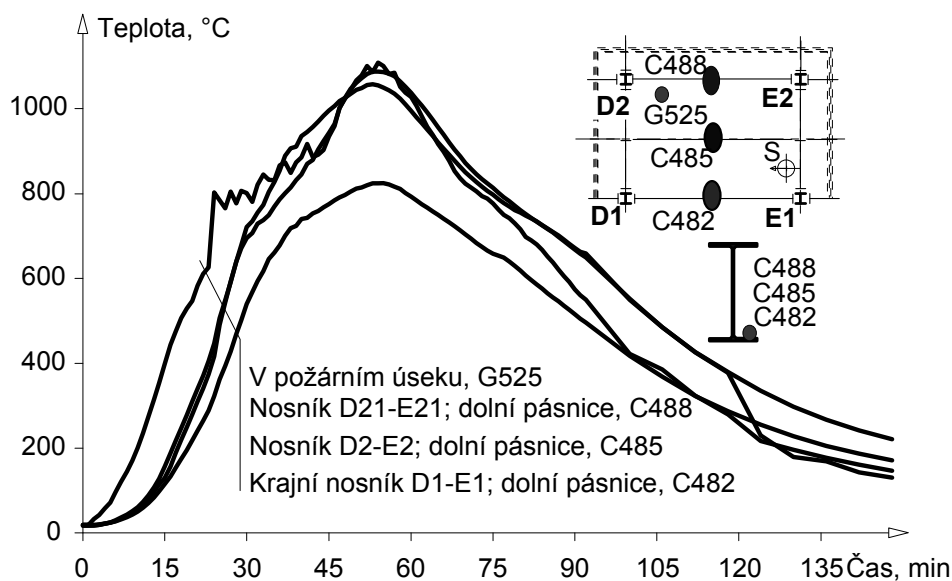
130 termočlánků měřilo teplotu nosníků, ocelobetonové desky a přípojů čelní deskou na stojině nosníku a na čelní desce. 14 termočlánků bylo umístěno pod tepelnou ochranu požárně chráněného sloupu. Pro měření rozdělení vnitřních sil v konstrukci byly ve styčnicích instalovány tenzometry do vysokých teplot a na požárně chráněném sloupu tenzometry do běžných teplot. K měření deformace stropní desky a hlavních konstrukčních prvků bylo použito 37 průhyboměrů. Rozvoj požáru a kouře, deformace konstrukce a rozvoj teploty v čase zaznamenalo deset videokamer a dvě termokamery.

Předpověď parametrickou teplotní křivkou podle ČSN EN 1991-1-2:2004, dodatek B ⁽³⁷⁾, byla porovnána se zaznamenanou průměrnou teplotou plynu, viz obrázek 2.22. Změřená teplota v úseku po 54 min požáru byla 1107,8 °C.



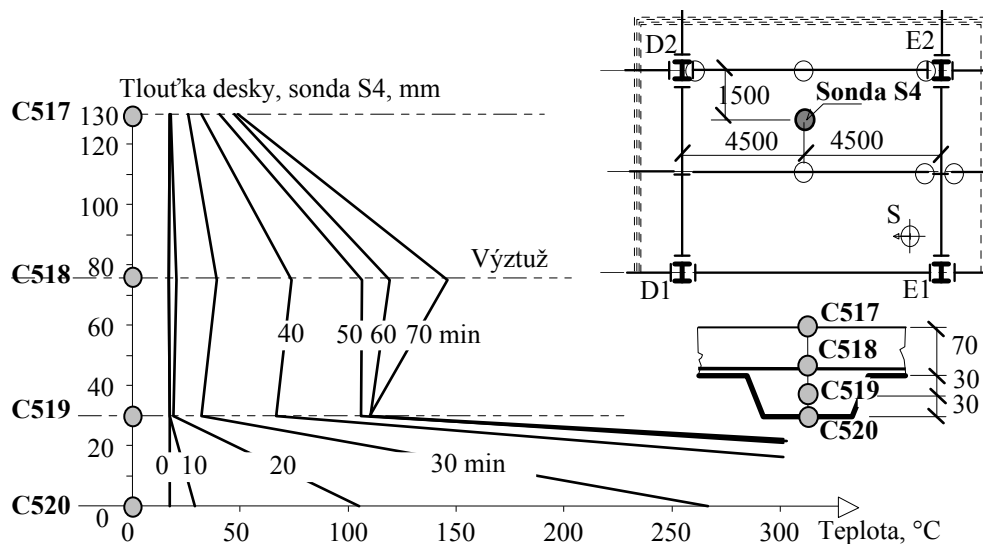
Obrázek 2.22 Teplota plynu při zkoušce č. 7: Vnitřní požární úsek

Teplota dolní pásnice nechráněných nosníků D2-E2 uprostřed jejich délky vzrostla po 57 min požáru až na 1087,5 °C, viz obrázek 2.23. Nejvyšší zaznamenaná teplota v přípojích byla o 200 °C nižší.



Obrázek 2.23 Teplotní změny v ocelových nosnících při zkoušce č. 7: Vnitřní požární úsek

Shrnutí změřených teplot v ocelobetonové desce je ukázáno na obrázku 2.24 pro teploty ve výztuži nad žebrem. Lze vidět, že nejvyšší naměřená teplota na neexponované straně ocelobetonové desky byla menší než 100 °C, což je v souladu s požadavky na izolační vlastnosti obvodových konstrukcí požárního úseku.



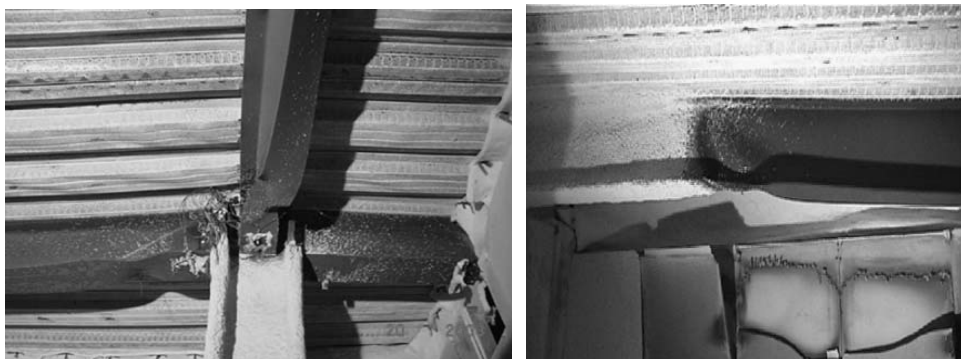
Obrázek 2.24 Změna teploty ocelobetonové desky stropu při zkoušce č. 7: Vnitřní požární úsek

Maximální hodnota průhybu stropu byla 1200 mm. I při tak velkém průhybu, nebyl předpovězený kolaps stropu dosažen, jak je ukázáno na obrázku 2.25. Při chladnutí se průhyb stropu vrátil na 925 mm.

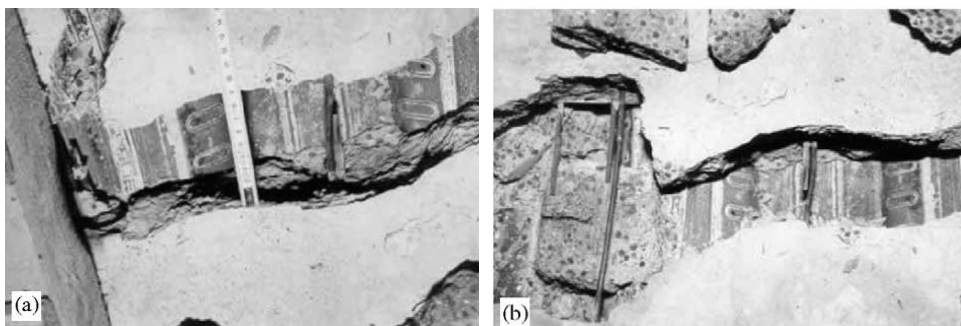


Obrázek 2.25 Pohled na strop po zkoušce při zkoušce č. 7: Vnitřní požární úsek

Dolní pásnice nosníku a stojina přiléhající ke styčníku se vybojily asi po 23. min. požáru, viz obrázek 2.26. Lokální boulení nastalo omezením tepelné roztažnosti okolní konstrukce. Obrázek 2.27 ukazuje otevřenou prasklinu v betonové desce okolo sloupu.



Obrázek 2.26 Boulení pásnic nosníků ve styčnicku a na konci požární ochrany při zkoušce č. 7: Vnitřní požární úsek



Obrázek 2.27 Trhlina ve stropní desce u sloupu při zkoušce č. 7: Vnitřní požární úsek

2.9 Chování ocelobetonového stropu

Ve všech zkouškách se stropní konstrukce chovala dobře a její celková celistvost zůstala zachována.

Zkoušky potvrdily, že únosnost celé budovy za požáru je rozdílná od chování jednotlivých prvků při běžných požárních zkouškách.

Zkoušky na ocelobetonové konstrukci v Cardingtonu ukázaly, že moderní ocelobetonové konstrukce mají při správném návrhu vysokou požární odolnost danou membránovým působením jejich stropů.

3 POŽÁRNÍ ZKOUŠKY PATROVÝCH PARKOVIŠŤ

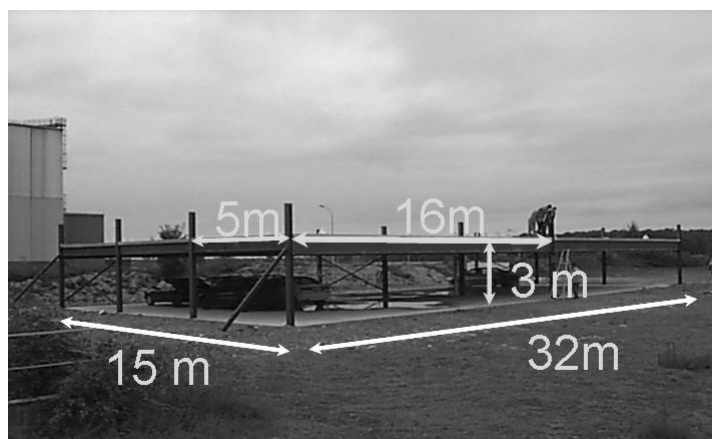
Mezi lety 1998 a 2001 se jako součást projektu financovaného ECSC uskutečnily požární zkoušky otevřených patrových parkovišť s ocelobetonovou nosnou konstrukcí.

Jednopatrová ocelobetonová prutová konstrukce patrového otevřeného parkoviště byla postavena pro požární zkoušky ve skutečném měřítku. Parkoviště se 48 stánými mělo půdorysnou plochu $32 \times 16 \text{ m}^2$ a výšku 3 m, viz obrázek 3.1.

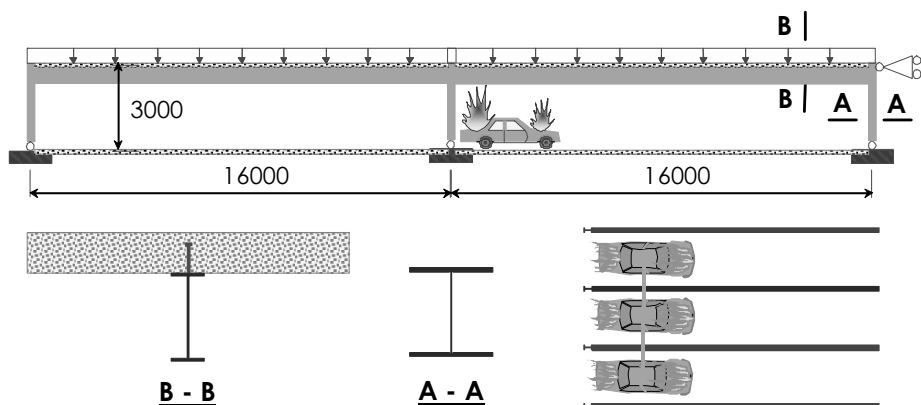
Konstrukce sestávala z

- nechráněných ocelových sloupů, okrajové HEA 180 a vnitřní HEB 200,
- ocelobetonových nosníků, nechráněné ocelové IPE 550, IPE 400 a ocelobetonové IPE 500,
- ocelobetonové desky s tloušťkou 120 mm, do plechu COFRASTRA40.

Požární scénář byl vypracován podle statistik skutečných požárů parkovišť. Požární odolnost byla ověřena pokročilým modelem dvojrozměrnou analýzou,



Obrázek 3.1 Otevřené parkoviště před požární zkouškou



Obrázek 3.2 2D model zkoušky otevřeného parkoviště pomocí rovinné ocelobetonové prutové konstrukce

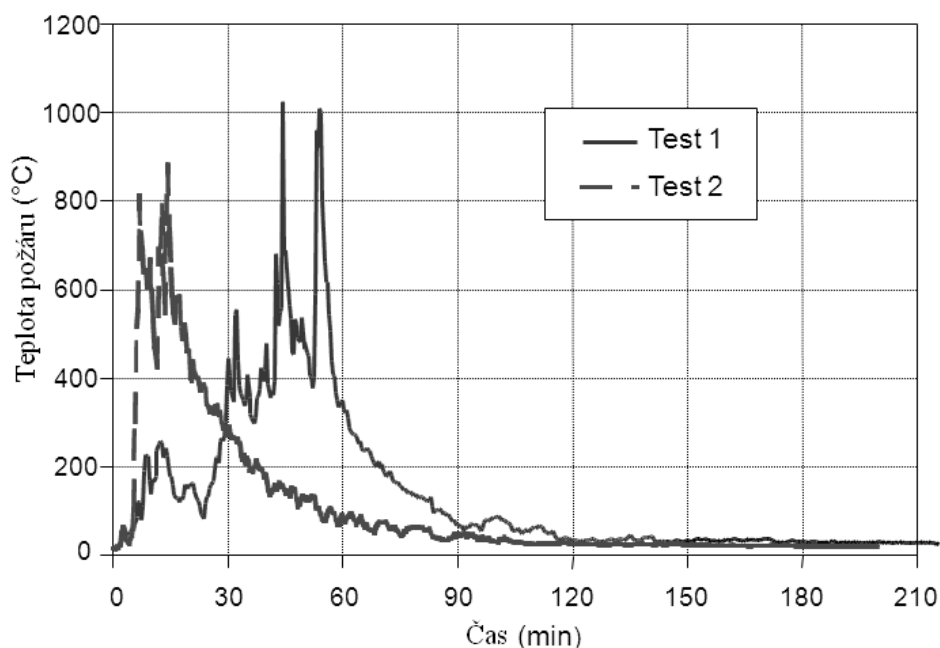
Na konstrukci byly provedeny tři zkoušky. První dvě simulovaly požár tří aut. Třetí byla zaměřena na šíření ohně mezi dvěma auty, které byly vůči sobě umístěny čelně. Během zkoušky auta samovolně hořela.

Největšího požáru bylo docíleno při druhé zkoušce. Během požáru byl vítr a po zapálení jednoho auta hořela po dobu 10 min společně tři auta, viz obrázek 3.3. Při požáru byla vystavena plamenům velká plocha stropu, který dosahoval teploty přes 800 °C, viz obrázek 3.4. Ocelové nosníky nad hořícími auty byly ohřáty až na 700 °C, viz obrázek 3.5.

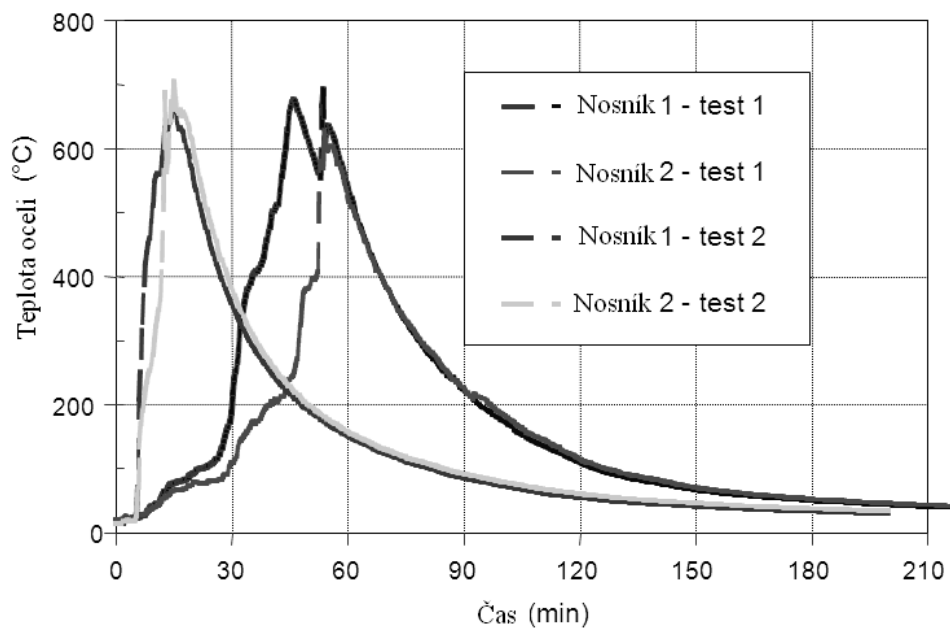


Obrázek 3.3 Plně rozvinutý požár během požární zkoušky

Ohřátí ocelových nosníků způsobilo redukcí materiálových vlastností oceli, ale kolaps nenastal. Naměřený největší průhyb ocelobetonového stropu byl poměrně malý, nepřesáhl 150 mm.



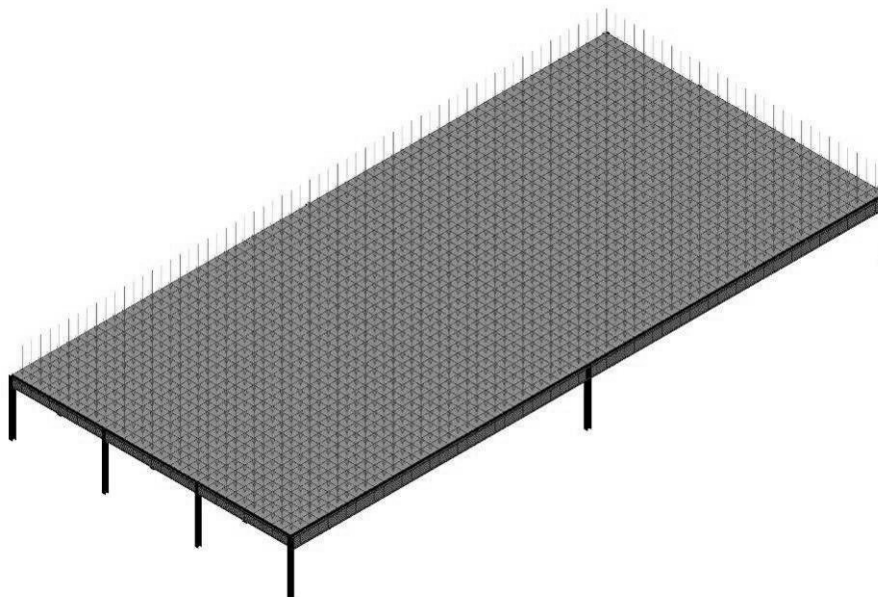
Obrázek 3.4 Změřená teplota plynů nad hořícími auty



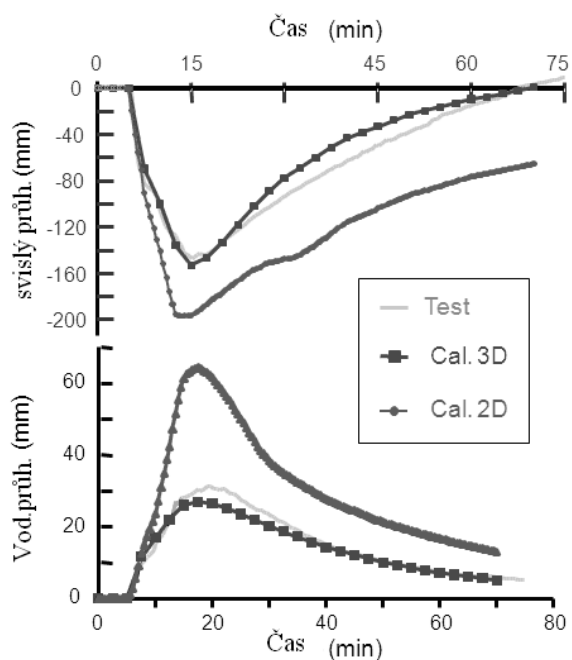
Obrázek 3.5 Změřená teplota ocelového nosníku nad hořícími auty

Průhyby předpovězené dvourozměrným modelováním byly výrazně větší než průhyby změřené během zkoušky. Proto byl vytvořen trojrozměrný model, viz obrázek 3.6.

Obrázek 3.7 porovnává průhyby z předpovědí z dvou- a tří- rozměrných modelů s výsledky zkoušky. Je vidět, že výsledky třírozměrných modelů lépe odpovídají výsledkům zkoušek. Je patrný vliv membránového působení ocelobetonové desky, který se projeví již při poměrně malých průhybech třírozměrného modelu.

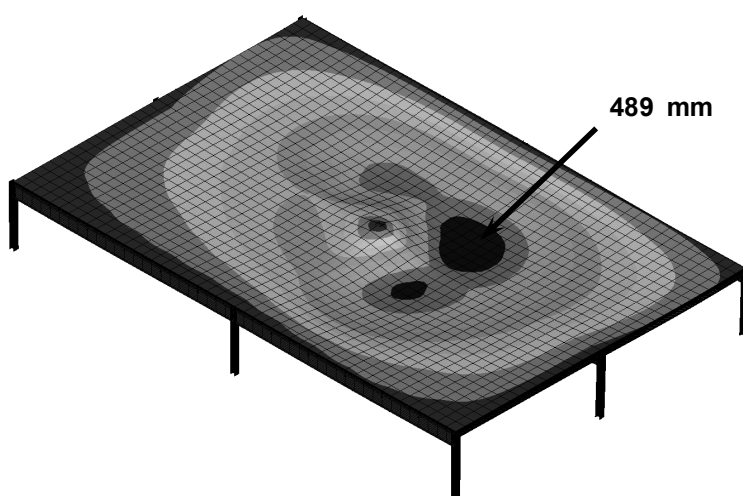


Obrázek 3.6 3D modelování otevřeného parkoviště



Obrázek 3.7 Porovnání svislých průhybů modelu a zkoušky

Podle výpočtu se ocelový nosník otevřeného parkoviště ohřeje až na 950°C. Při této teplotě vzroste průhyb stropu a únosnost konstrukce spočívá na membránovém působení, viz obrázek 3.8.



Obrázek 3.8 Průhyb otevřeného parkoviště namáhaného podle požárního scénáře podle francouzských předpisů

Třírozměrné modely ocelobetonových stropů otevřených parkovišť, které byly ověřeny experimenty, byly využity při návrhu řady francouzských projektů. Základem spolehlivosti je zajištění membránového působení ocelobetonových stropů. Návrh usnadňují připravené tabulky⁽³⁸⁾, ve kterých jsou pro dané konstrukční řešení a užité zatížení shrnuty požadavky na ocelové nosníky, betonovou desku a její výztužnou síť. Příklad návrhových tabulek je uveden v tabulce 3.1.

Tabulka 3.1 Tabulka pro návrh požární odolnosti otevřeného parkoviště

	<p>Rozpětí desky: 2,5 m Rozpětí stropnice: 7,5 m Rozpětí průvlaku: 7,5 m Vzdálenost sloupů: 7,5 m</p> <p>Zatížení (kromě vlastní tíhy) :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Běžné: <ul style="list-style-type: none"> - stálé zatížení : 0,20 kN/m² - náhodilé zatížení : 2,50 kN/m² • Poslední podlaží: <ul style="list-style-type: none"> - stálé zatížení : 1,45 kN/m² - náhodilé zatížení : 2,50 kN/m² • Hmotnost fasády : 7,5 kN/m <p>Orientace parkovacích míst:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Kolmo ke stropnicím 	
<p>Světlá výška pod ocelovými nosníky: 2,1 m</p>		
<p>Nejmenší velikost průřezu stropnice</p>	<p>Běžné podlaží</p>	<p>IPE240</p>
	<p>Poslední podlaží</p>	<p>IPE270</p>
<p>Nejmenší velikost průřezu průvlaku</p>	<p>Běžné podlaží</p>	<p>IPE400</p>
	<p>Poslední podlaží</p>	<p>IPE450</p>
<p>Návrh průřezu sloupu</p>	<p>Dostupné typy průřezů</p>	<p>HEA, HEB a HEM</p>
	<p>Největší red. souč. zatížení **</p>	<p>0,35</p>
<p>Betonová deska</p>	<p>Celková tloušťka desky</p>	<p>$\geq 120 \text{ mm } t \leq 140 \text{ mm}$</p>
	<p>Největší výška trap. plechu</p>	<p>62 mm</p>
	<p>Nejmenší součinitel žebra trapérového plechu *</p>	<p>0,393</p>
	<p>Nejmenší tl. plechu</p>	<p>0,75 mm</p>
	<p>Nejmenší výztužná síť</p>	<p>$\phi 7 \times 150 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}$</p>
	<p>Umístění výztužné sítě</p>	<p>30 mm od horního okraje desky</p>
<p>(*) Součinitel žebra trapézového plechu se stanoví jako</p> $\frac{(l_1 + l_2)}{2(l_1 + l_3)}$		
<p>(**) Red. souč. zatížení: poměr zatížení během požáru a zatížení při návrhu za běžné teploty</p>		

4 POUČENÍ Z POŽÁRŮ A ZKOUŠKY NA OBJEKTECH

Dva požáry budov v Anglii začátkem 90. let, Broadgate a Churchill Plaza, umožnily sledovat, jak se moderní budova s ocelovou konstrukcí chová za požáru. Zkušenosti z těchto požárů zlepšily návrh budov a staly se podkladem k výstavbě zkušebních objektů v Cardingtonu.

Řada poznatků byla získána i při zkouškách na modelech skutečných budov v Austrálii a Německu. V Austrálii i na Novém Zélandu byly vyvinuty národní návrhové modely a metodiky pro ověření spolehlivosti požárně nechráněných ocelových prvků ve vícepodlažních budovách.

4.1 Broadgate

V roce 1990 vznikl požár v jen částečně dokončené 14ti patrové administrativní budově ve čtvrti Broadgate v Londýně⁽¹⁶⁾. Požár začal uvnitř velkého prostoru v prvním patře budovy. Teplota plynu při požáru podle barvy plamene a materiálu dosahovala přes 1000°C.

Stropní konstrukce tvořily průvlaky, ocelobetonové stropnice a ocelobetonová deska. Strop byl navržen na požární odolnost R90. Při požáru byla budova ve výstavbě a pasivní požární ochrana ocelových konstrukcí nebyla dokončena. Systém sprinklerů a další aktivní zařízení nebyly ještě funkční.

Po požáru, během zkoumání se zjistilo, že teplota nechráněných ocelových konstrukcí nepřesáhla 600°C. Z podrobného rozboru materiálu šroubů v přípojích stropnic na průvlaky lze předpokládat, že jejich nejvyšší teplota byla kolem 540°C.

Zdeformované ocelové nosníky měly trvalý průhyb mezi 270 mm a 82 mm. Nosníky s vyššími průhyby byly porušeny lokálním boulením dolní pásnice a stojiny u podpor. Bylo zřejmé, že chování nosníků výrazně ovlivnilo omezení teplotní roztažnosti. Roztažnost nebyla umožněna okolní konstrukcí, která byla studenější než část stropu, která byla požáru přímo vystavena. Osové síly v ohřátých nosnících vyvolaly nárůst svislého průhybu. Boulení dolní pásnice a stojiny nosníků u podpor způsobila kombinace osových sil a negativních momentů od tuhosti přípojů.

Rozbor chování potvrdil negativní vlivy částečného vetknutí ocelových nosníků. Příznivé, vláknové chování nosníků a membránové působení desky se neprojevil, protože konstrukce byla zahřáta na nízkou teplotu.

Ocelové vazníky, které byly navrženy na rozpon 13,5 m, měly trvalý průhyb 552 mm. Jejich pruty vlivem omezení roztažení a nerovnoměrným zahřátím se částečně vybouřily.

Během požáru nebyly všechny sloupy ještě požárně chráněny. Požárně nechráněné štíhlé sloupy se lokálně deformovaly a zkrátily přibližně o 100 mm, viz obrázek 4.1. Robustní sloupy nevykázaly známky trvalých místních ani celkových deformací. Zkrácení některých sloupů se přisuzuje omezení jejich tepelného protažení, které bylo způsobeno tuhým příhradovým nosníkem v horní části budovy a s vnějšími sloupy mimo oblast zasaženou požárem.



Obrázek 4.1 Sloup s lokálním boulením a deformace příhradového nosníku po požáru budovy v Broadgate

Ačkoliv se několik sloupů zdeformovalo, konstrukce se nezřítla. Požárem méně zasažená část konstrukce byla schopna přenášet i zatížení přidané od porušených částí.

Po požáru vykazoval ocelobetonový strop velkou deformaci s největším průhybem 600 mm, viz obrázek 4.2. Bylo pozorováno i porušení výztuže. Na některých místech se ocelový plech oddělil od betonové desky, což bylo způsobeno tvorbou páry v betonu, omezením tepelného protažení a rozdílnou tepelnou roztažností obou materiálů.

Přípoje v konstrukci byly tvořeny úhelníky a čelními deskami. Po požáru nebyly na přípojích nalezeny známky porušení. U přípojů s úhelníky byla patrná deformace otvorů pro šrouby. V jedné čelní desce přípoje byly dva šrouby prasklé. Jedna čelní deska praskla na jedné straně nosníku, ale přípoj stále přenášel smyk. Deformaci způsobily tahové síly při chladnutí konstrukce.

Po požáru byly vyměněny konstrukční prvky na ploše asi 40 m x 20 m. Přímá škoda po požáru byla více než 25.000.000 £, z této částky bylo na opravu prutové konstrukce a části stropu použito méně než 2.000.000 £. Většina nákladů byla vynaložena na opravy škod od poškození kouřem. Konstrukce byla opravena za 30 dní.



Obrázek 4.2 Pohled na deformovanou podlahu nad požárem budovy Broadgate, největší průhyb 600 mm

4.2 Budova Churchill Plaza, Basingstoke

V roce 1991 vyhořela část v budovy Mercantile Credit Insurance, Churchill Plaza, Basingstoke. Dvanáctipodlažní budova byla postavena v roce 1988. Sloupy byly chráněny požárním obkladem a ocelobetonové stropní nosníky požárním nástříkem. Na spodní straně ocelobetonového stropu nebyla požární izolace. Konstrukce byla navržena s požární odolností 90 min.

Hořet začalo v osmém patře. Požár se rychle rozšířil do devátého patra a po prasknutí zasklení i do desátého. Požární ochrana nebyla během požáru porušena. Na ocelové nosné konstrukci vznikly trvalé deformace. Nepředpokládá se, že teplota plynu byla vysoká. Porušené zasklení umožnilo příčnému větru požár ochlazovat. Požárně chráněné přípoje se nedeformovaly.

Ve spojení ocelového plechu se trapézový plech oddělil od betonové desky, obdobně jak bylo pozorováno u požáru v Broadgate. Na požárem nevíce ovlivněných částech byl ověřen strop zatěžovací zkouškou. Zatěžovalo se 1,5násobkem celkového návrhového zatížení. Zkouška prokázala, že deska má odpovídající únosnost a lze ji znovu použít bez oprav.

Na chráněné ocelové konstrukci nevnikly škody. Celkové náklady na opravy přesáhly 15.000.000 £. Velká část škod vznikla kouřem, obdobně jako při požáru v Broadgate. V budově byly po renovaci nainstalovány sprinklery.



Obrázek 4.3 Objekt Churchill Plaza, Basingstoke po požáru

4.3 Australské požární zkoušky

Australský výrobce oceli BHP se věnuje požární spolehlivosti budov s nosnou ocelovou konstrukcí řadu let ⁽⁷⁾,⁽⁸⁾. Řada zkoušek ve velkém měřítku byla provedena v Melbournské laboratoři. Zkoušely se zde konstrukce pro sportovní stadiony, parkoviště a kanceláře. Zkouška administrativní budovy byla zaměřena na rekonstrukci nosné konstrukce hlavních budov v obchodním centru Melbourne.

4.3.1 Požární zkouška ve William Street

Jednačtyřicetipatrová budova ve William Street v centru Melbourn byla, při stavbě v roce 1971, nejvyšší budovou v Austrálii. Má čtvercový půdorys s vnitřním středovým jádrem. Aktivní požární ochranu zajišťovaly sprinklery. Ocelová konstrukce okolo vnitřního jádra a obvodové sloupy byly chráněny obetonováním. Nosníky a ocelobetonové stropní desky byly chráněny podhledem na bázi azbestu. Při rekonstrukci v roce 1990 byl nebezpečný azbest odstraněn.

Stropní konstrukce byly převážně navrženy na mezní stav použitelnosti. Rezervy únosnosti proto mohly požární odolnost zvýšit.

Při rekonstrukci byla požadována požární odolnost R 120. Bez hlubší analýzy by se ocelové nosníky a ocelobetonová deska musely požárně chránit. Při rekonstrukci byl systém sprinklerů modernizován, aby splňoval platné předpisy.

V průběhu roku 1990 byla požární odolnost předmětem celostátního zájmu. Proto byla využita možnost experimentálního posouzení rizik. Zvažovala se dvě řešení: požárně chráněná a požárně nechráněná nosná konstrukce. Do posouzení navržených řešení byl zahrnut vliv aktivní požární ochrany s hlásiči a sprinklery.

K získání dat pro posouzení rizik byla provedena série čtyř požárních zkoušek. Zkoušky zahrnovaly předpokládaný přírodní požár, výkon systému sprinklerů, chování nechráněné ocelobetonové desky a prolamovaných nosníků vystavených požáru a tvorbu kouře a toxických látek.

Zkoušky se uskutečnily na zkušebních budovách v Melbournských laboratořích BHP, viz obrázek 4.4. Simulovala se rohová část běžného podlaží budovy o velikosti 12 m × 12 m. Zkušební budova byla zařízena podobně jako ověřovaná budova s malými kanceláři 4 m x 4 m po obvodě budovy. Kanceláře byly tvořeny příčkami ze sádkartonových desek, okny, dveřmi a fasádou budovy. Mechanické zatížení bylo simulováno nádržemi s vodou.



Obrázek 4.4 Zkouška na modelu budovy z William Street

První dvě zkoušky byly zaměřeny na ověření výkonu systému sprinklerů. V první zkoušce byl požár založen v malé kanceláři a sprinklery se aktivovaly automaticky. Požární zatížení kanceláří bylo 52 kg/m². Před poplachem a uhašením požáru sprinklery dosáhla teplota vzduchu 60°C. Při druhé zkoušce byl požár založen uprostřed mezi čtyřmi sprinklery. V této části bylo požární zatížení 53,5 kg/m². Před poplachem a uhašením požáru sprinklery teplota vzduchu dosáhla 118°C. Tyto dvě zkoušky ukázaly, že stávající systém sprinklerů je dostatečný.

Ve třetí zkoušce byly vyšetřovány tepelné a konstrukční parametry ocelobetonové desky. Nosníky byly částečně chráněny. Požár začal v otevřeném prostoru při vypnutém systému sprinklerů, který dovolil plný rozvoj požáru. Maximální teplota plynu dosáhla 1254 °C. Pak byl požár uhašen. Nejvyšší teplota, která byla zaznamenána na horní straně desky, byla 72°C. Na spodní straně nebyla částečná požární ochrana stropních nosníků porušena. Stropní deska přenášela mechanické zatížení bez viditelného zvětšení jejich deformací.

Při čtvrté zkoušce byly nosníky a strop částečně chráněny pouze podhledem. Požár byl založen v malé kanceláři. I po rozbití oken ke zlepšení ventilace se požár

nerozšířil do otevřeného vnitřního prostoru. K dokončení zkoušky bylo zapáleno požární zatížení i ve vnitřním prostoru zkušební budovy. V tomto případě byla zaznamenaná největší teplota plynů 1228°C a nejvyšší teplota ocelového nosníku nad zavěšeným podhledem 632°C. Požár byl uhašen, když teplota plynů dosáhla vrcholu. Průhyb ve středu prolamovaného nosníku byl 120 mm. Jakmile konstrukce vychladla na běžnou teplotu, většina průhybu se vrátila.

V požárním úseku byly umístěny tři nezatížené sloupy k ověření účinků jejich vhodné ochrany proti tepelnému záření. Jeden sloup byl chráněn pozinkovaným ocelovým plechem, další ocelovým plechem opatřený hliníkovou vrstvou a referenční chráněn nebyl. Maximální zaznamenané teploty sloupů byly 580°C, 427°C a 1064°C. Zkouška prokázala, že radiační ochrana poskytuje ocelovým sloupům při daném požárním zatížení dostatečnou ochranu.

Zkoušky ověřily, že systém sprinklerů je odpovídající a není potřeba požární ochrana ocelobetonové desky a ocelových nosníků.

Průběh teploty v ocelových nosnících byl ovlivněn zavěšením podhledů, které z velké části zůstaly během požáru neporušeny.

Zkušební program řídila a financovala největší australská pojišťovací společnost, hlavní vlastník kancelářské budovy ve středu města. Na základě experimentu místní úřady povolily provoz administrativní výškové budovy se systémem sprinklerů a s daným podhledem bez pasivní požární ochrany.

4.3.2 Požární zkoušky v Collins Street

Na simulaci požáru vícepodlažní budovy s ocelovým skeletem v Collins Street v Melbourn bylo navržena požární zkouška části budovy. Účelem zkoušky bylo zaznamenávat údaje o teplotě požáru při hoření nábytku a vybavení typické kanceláře.

Požární úsek o velikosti 8,4 m x 3,6 m byl zařízen běžným kancelářským nábytkem, který představoval požární zatížení mezi 44 a 49 kg/m². Podhled ze sádrových desek se skelnými vlákny, který vyztužují jejich povrch, neměl ověřenu požárně ochrannou funkci. Během zkoušky byla zaznamenávána teplota mezi betonovou deskou a zavěšeným podhledem a teplota tří volně umístěných sloupů. Dva z nich byly chráněny hliníkovou fólií a ocelovým plechem, které působily jako stínění, a třetí byl ponechán nechráněný. Tři nezatížené sloupy byly umístěny 300 mm od oken vně požárního úseku.

Podhled poskytl dostatečnou ochranu a teplota ocelových nosníků zůstala nízká. Během zkoušky zůstala většina podhledu nepoškozena. Teplota plynů pod podhledem se pohybovala od 831 °C do 1131 °C a blízko okenního otvoru byla hodnota nižší. Nad podhledem se teplota vzduchu pohybovala od 344 °C do 724 °C. Vyšší teplota byla dosažena v místě porušení podhledu. Maximální teplota ocelových nosníků byla 470°C.

Na požárně chráněných sloupech byla změřena nejvyšší teplota 403 °C. Referenční nechráněné vnitřní sloupy dosáhly nejvyšší teploty 740 °C. Na vnějších sloupech byla zaznamenána nejvyšší teplota 490°C.

Požární zkouška ukázala, že teploty nosníků a vnějších sloupů byly dostatečně nízké, aby umožnily použití nechráněné konstrukce. Jako při zkoušce ve William Street se ukázala velmi účinná ochrana zavěšeným podhledem.

4.3.3 Závěry z australského výzkumu

Zkoušky na experimentálních budovách a jejich vyhodnocení potvrdily, že požárně nechráněné nosníky mají dostatečnou spolehlivost, která je obdobná konstrukcím s pasivní požární ochranou za předpokladu, že kancelářské budovy jsou chráněny sprinklery s dostatečnou spolehlivostí. Do roku 1999 bylo v Austrálii podle koncepce, která byla ověřena uvedenými experimenty, schváleno a postaveno šest 12-ti až 41-ti podlažních budov.

4.4 Požární zkoušky v Německu

V roce 1985 se uskutečnila požární zkouška na čtyřpatrovém ocelovém skeletu budovy na Stuttgart - Vaihingen University v Německu⁽¹⁹⁾. Po požární zkoušce se budova používá jako kanceláře a laboratoř.

Nosná konstrukce budovy je ocelobetonová. Byly zkoušeny ocelobetonové nosníky, různé ocelobetonové desky, obetonované a vybetonované ocelobetonové sloupy i sloupy naplněné vodou.

Hlavní požární zkouška se uskutečnila na třetím podlaží v požárním úseku, který zabíral asi jednu třetinu budovy. Požární zatížení bylo tvořeno dřevěnými latěmi a mechanické zatížení sudy od oleje naplněnými vodou. Během zkoušky teplota plynů překročila 1000 °C a stropní nosníky teploty přes 650°C. Beton na stojině obetonovaných nosníků oprýskával a v některých oblastech se odkryla výztuž. Na nosnicích nebyly patrné známky trvalých deformací po zkoušce. Venkovní sloupy a sloupy okolo atria ve středu budovy nejevily známky stálé deformace. Maximální průhyb ocelobetonového stropu během požáru dosáhl 60 mm bez porušení celistvosti.

Po požáru byla budova zrekonstruována. Bylo třeba rekonstruovat venkovní stěnové panely, oddělené části trapézového plechu ocelobetonové stropní desky a vybetonování nosníků.

4.5 Experimenty za běžné teploty

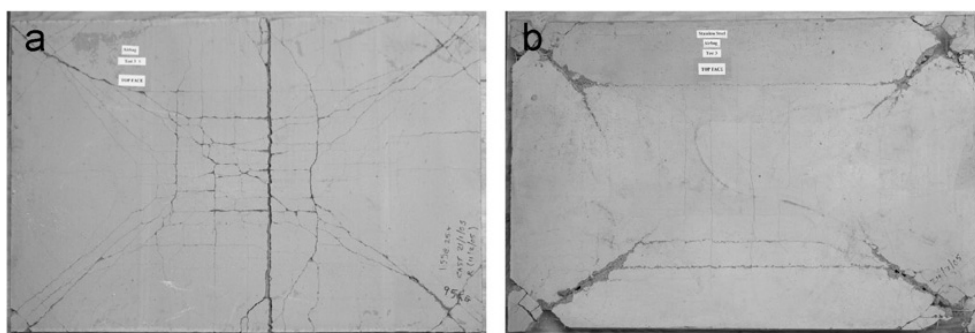
Jednoduchý návrhový model BRE, který je popsán v kapitole 5, je založen na teoretických modelech, které byly vyvinuty pro návrh za běžné teploty, a ověřena experimentálním vyšetřováním. Od roku 1961 byla na ověření membránové působení betonové desky bez podpory další konstrukcí ve své rovině^([15], [18], [22], [23], [24]) provedena řada experimentálních studií. Při všech zkouškách se vzorek porušil velkou trhlinou přes celou tloušťku a napříč kratším rozměrem desky. Membránové působení desky se vždy výrazně projevilo, viz tabulka 4.1.

Tabulka 4.1 Porovnání výsledků jednoduchého návrhového modelu BRE se zkouškami za běžné teploty⁽²⁶⁾

Autoři	Označ. vzorku	Velikost desky (m)	Zatížení při vytvoření plastických linií (kN/m ²)	Zatížení při kolapsu (kN/m ²)	Při zkoušce pozorované zvýšení	Vypočtené zvýšení
Hayes & Taylor ⁽²²⁾	R11	0,914x0,914	15,43	31,97*	2,07	2,07
	R12	0,914x0,914	55,64	89,0*	1,60	2,11
	R13	0,914x0,914	29,05	60,8*	2,09	2,09
	R21	1,372x0,914	20,24	36,48*	1,80	1,80
	R31	1,828x0,914	16,37	25,08*	1,53	1,49
Taylor, Maher & Hayes ⁽²³⁾	S1	1,829x1,829	23,83	42,90*	1,80	1,48
	S7	1,829x1,829	23,83	39,03*	1,64	1,68
	S9	1,829x1,829	23,83	38,13*	1,60	1,31
Sawczuk & Winnicki ⁽¹⁸⁾	Type 1 ($\alpha = 2,0$)	2,0x1,0	20,6	38,26*	1,86	1,71
	Type 2 ($\alpha = 2,0$)	2,0x1,0	10,99	17,18*	1,56	1,46
	Type 1 ($\alpha = 1,45$)	1,6x1,1	21,04	45,13*	2,14	2,15
Wood ⁽¹⁵⁾		0,610 x 0,610	10,45 (kN)	17,14* (kN)	1,64	1,36
BRE ⁽²⁰⁾		9,5 x 6,46	2,58	4,81	1,86	1,68

* značí, že porušení desky nenastalo.

Dvacet dva ve vodorovném směru volně uložených železobetonových desek, které měly poměr stran od 1,0 do 1,55, Bailey a Toh⁽²⁷⁾, byly zkoušeny v malém měřítku. Při zkouškách byly doloženy za běžné teploty dva tvary porušení. Tvar porušení závisí na stupni vyztužení, poměru stran a tažnosti výztuže. Převládajícím tvarem porušení u málo vyztužených desek bylo porušení výztuže napříč kratší stranou, viz obrázek 4.5a. Silně vyztužené desky se porušovaly podrcením v rozích desky, viz obrázek 4.5b. Experimentální data poskytla nezbytné informace k rozšíření metody na desky s vyztužením ve dvou směrech a pro zavedení dalšího tvaru porušení podrcením betonu.



Obrázek 4.5 Základní tvary porušení při zkouškách za běžné teploty, porušení výztuže napříč kratší stranou a podrcení v rozích desky

4.6 Experimenty za zvýšené teploty

Kromě sedmi zkoušek ve skutečném měřítku, které byly zkoušeny na osmipatrové budově s ocelobetonovými stropy v Cardingtonu v letech 1996 až 2003^([28],[29]), se uskutečnily i zkoušky v malém měřítku za zvýšené teploty, Bailey a Toh^([27]). Práce vedly k úpravě návrhové metody, vyvinuté Baileyem a Moorem, jak je uvedeno v kapitole 5.

Bailey a Toh^([27]) uskutečnili sérii 15 zkoušek v malém měřítku s poměrem stran 1,0 a 1,55. Oproti zkouškám za běžné teploty, při kterých vznikalo i porušení podrcením betonu, ve všech zkoušených deskách za zvýšené teploty se porušila deska přetržením výztuže napříč kratším rozměrem, jak je ukázáno na obrázku 4.6.



Obrázek 4.6 Tvar porušení při zkouškách desek za zvýšené teploty

5 JEDNODUCHÝ NÁVRHOVÝ MODEL SCI

Od zveřejnění Johansonovy analýzy plastických linií⁽¹⁰⁾ vědci sledovali příznivý vliv membránových sil na zvýšení únosnosti betonových desek. Srovnání je založeno na odhadu únosnosti tlusté desky v ohybu⁽¹¹⁾.

Mnoho experimentálních a teoretických prací bylo zaměřeno na vyšetřování vnitřních vodorovných sil běžné teploty. Práce přinesly poznání o chování desek. V návaznosti na experimentální práce v Cardingtonu byla teorie rozšířena na požární návrh ocelobetonových stropů, jak je popsáno níže.

Experimentální práce v Cardingtonu a poznatky ze skutečných požárů na konstrukcích budov ověřily značné rezervy požární únosnosti v porovnání s výsledky požárních zkoušek na jednotlivých konstrukčních prvcích. Prokázalo se, že lze ponechat některé ocelobetonové nosníky nechráněné. Byly připraveny návrhové modely, které umožňují stavebním inženýrům ověřit požární návrh stropní desky s nechráněnými nosníky.

Po experimentálních poznatcích v Cardingtonu pracovníci v Building Research Establishment (BRE), s finanční podporou Steel Construction Institute (SCI), vyvinuli jednoduchý návrhový model pro ocelobetonové stropní desky^(12],[13). BRE model byl potvrzen i předchozími experimentálními pracemi za běžné teploty. Model je podrobně prezentována v kapitole 5.2.

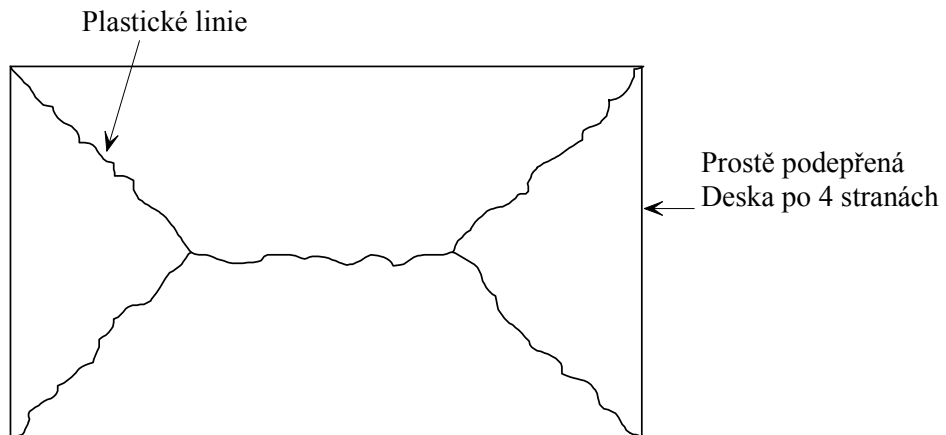
Jednoduchý návrhový model BRE na rozdíl od návrhových modelů pro jednotlivé prvky uvedených v evropských návrhových normách^(32],[32) uvažuje s chováním skupiny konstrukčních prvků, které působí dohromady. Pokročilé řešení nelineárním výpočtem konečnými prvky k určení únosnosti za zvýšené teploty při požáru, je náročné řešení, které vyžaduje množství zkušeností a vstupních údajů. Jednoduchou metodu prezentovanou v tomto dokumentu lze využít s běžnými znalostmi požárního návrhu konstrukcí bez speciálního software.

5.1 Teorie plastických linií a membránového působení

Teorií plastických linií, kterou publikoval Johansson, se stanoví únosnost při předpokládaném mechanismu kolapsu málo vyztužených betonových desek. Mechanismus kolapsu je určen tvarem linií, podél kterých výztuž plastizuje a deska se deformuje. Předpokládá se, že oblast ohraničená plastickými liniemi zůstane tuhá a bude se definovat podle os otáčení v liniích.

Při návrhu podle teorie plastických linií se brání předimenzováním jinému porušení, tj. porušení smykem, ve spojích a tlakem. Zakřivení desky od ohybu musí být dostatečné, aby dovolilo vytvoření mechanismu, kterého se v praxi dosáhne u desek málo vyztužených vždy. Zplastizování výztuže nastane před křehkým druhem porušení, jakým je například podrcení betonu.

Pro čtvercové a obdélníkové desky, které jsou prostě podepřeny podél jejich volných okrajů, nastane tvar plastických linií, který je znázorněn na obrázku 5.1. Tvar plastických linií je pro tuhé uložení obvodu desky ve svislém směru. Ve skutečnosti je deska podporována ocelovými nosníky, které jsou umístěny mezi sloupy a mají konečnou tuhost. Tuhosti podpor se věnuje kapitola 6.



Obrázek 5.1 Tvar plastických linií pro desku obdélníkového tvaru prostě uloženou po čtyřech stranách

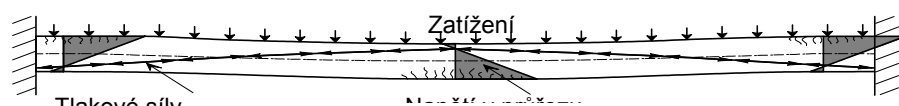
V prvním kroku se stanoví tvar plastických linií. Řešení je založeno na principu virtuálních prací. Vnější práce, která je vykonána zatížením při jednotkovém posunutí tuhých částí, odpovídá vnitřní práci, která se vykoná natočením v plastických liniích. Zatížení, které odpovídá předpokladům mechanismu porušení, bude větší nebo rovno zatížení při kolapsu konstrukce.

Díky membránovému působení desky a zpevnění výztuže po zplastizování, dostáváme mnohem menší odolnost pomocí teorie plastických linií než, která je zjištěna při experimentech.

Membránové působení v desce je tvořeno vnitřními silami, které závisí na okrajových podmínkách uložení desky. Lze odlišit dvě meze, které nastanou pro tuze a pro volně uložené okraje desky.

5.1.1 Deska plně vetknutá

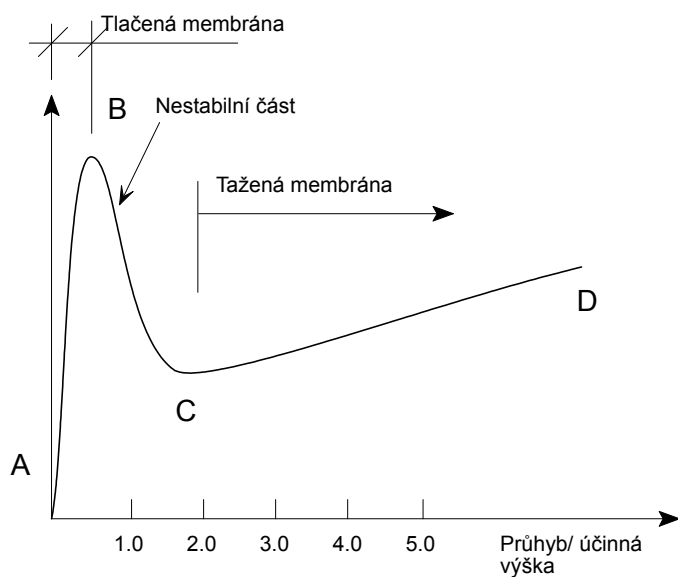
U po obvodě tuze uložené desky vzniká malý průhyb od ohybových momentů a v desce se vytváří tlačená membrána^{(14),[15]}. Pro jednorozměrný prvek je mechanismus ukázán na obrázku 5.2. Tlak je v desce u spodního líce, u podpor a u horního líce ve středu rozpětí. V desce se vytváří tlačená klenba, která zvyšuje únosnost, viz obrázek 5.3. Když průhyb překročí asi jednu polovinu tloušťky desky, působení je nestabilní. Při dalším zatěžování únosnost rychle klesá. V desce se dále, při velkých průhybech, může vyvinout tahové membránové působení.



Obrázek 5.2 Působení tlakové membrány ve vetknutém nosníku

Park⁽¹⁴⁾ ukázal vliv tlakového membránového působení vetknuté desky na schématu, viz obrázek 5.3. Počáteční největší zatížení přenáší deska při průhybu menším, než je tloušťka desky. Přenáší je díky tlačenskému membránovému

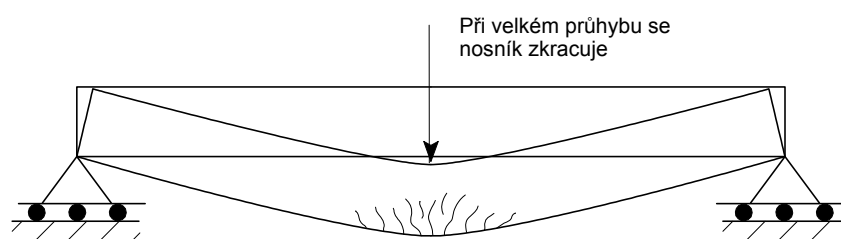
působení. S nárůstem průhybu se změnou mechanismu projeví náhlý pokles únosnosti. Únosnost s nárůstem průhybu poté roste do přetržení výztuže.



Obrázek 5.3 Membránové působení desky po obvodě tuze uložené⁽¹⁵⁾

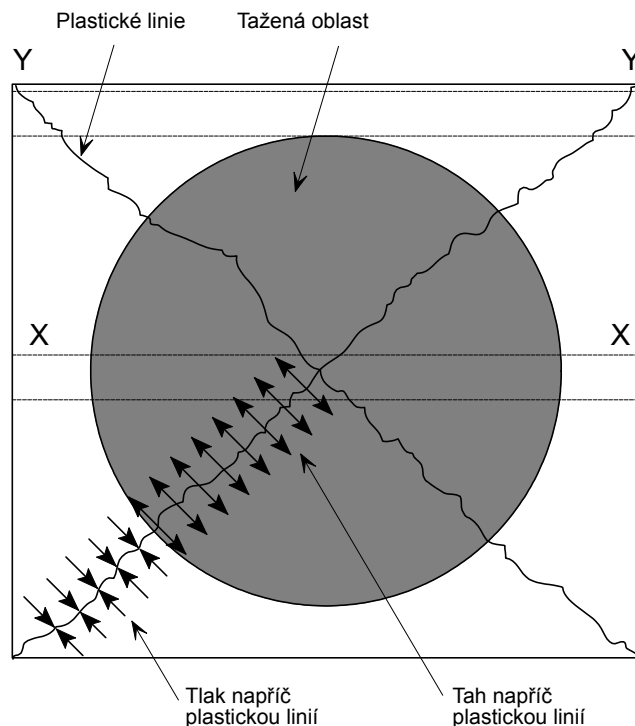
5.1.2 Deska kloubově uložená

V případě, že okraje desky nejsou vetknuté, se chování desky liší. Tlačená membrána nemůže vzniknout a po zplastizování průřezu se vytvoří tahová membrána. U jednosměrně pnutého prvku velké průhyby způsobí přiblížení konců prvku. Pokud je tomuto zkrácení zabráněno, vyvinou se tahové síly. Pro jednosměrně pnutý prvek by se tyto síly projevíly v podporách. U dvousměrné desky, jako je deska prostě podepřená po čtyřech okrajích, se v rovině desky vyvinou vnitřní síly, které mají stejný účinek jako podpory.



Obrázek 5.4 Působení kloubově uloženého nosníku

Řešení pro desku je znázorněno na obrázku 5.5. Deska je svisle podepřena po obvodě, ale není držena ve své rovině. Pruh ve středu desky označený jako X-X se zkracuje podobně jako jednosměrně pnutý prvek, který je ukázán na obrázku 5.4. Proužek označený jako Y-Y na podporovaném okraji nemá stejný svislý průhyb a nebude mít proto stejné přiblížení konců. Pro udržení rovnováhy vzniknou na rozhraní pásů vnitřní síly v rovině desky, které umožní tahové napětí v pásu X-X a tlakové napětí v pásu Y-Y. Síly se rozdělí ve dvou směrech a vznikne plocha tahových napětí ve středu desky, která je vidět na obrázku 5.5, a tlačení prstenců po obvodě.



Obrázek 5.5 Vznik membránových napětí v rovině desky

5.1.3 Vliv membránového působení na plastické linie

Rozvoj tahových a tlakových napětí v rovině desky ovlivní velikost momentů na plastických liniích, které se v desce vytvoří. V tažené oblasti se jejich ohybová únosnost sníží a v tlačené oblasti se zvýší.

K ověření Johansonovy teorie plastických linií byly Ocklesonem navrženy zkoušky na objektu⁽¹¹⁾. Zkoušky ukázaly, že zatížení, které stropní deska přeneše je mnohem větší, než předpovídá teorie plastických linií. Poznatky vyvolaly značný zájem o výzkum membránového působení a v následujících letech byly jak experimentálně tak analyticky tyto jevy zkoumány.

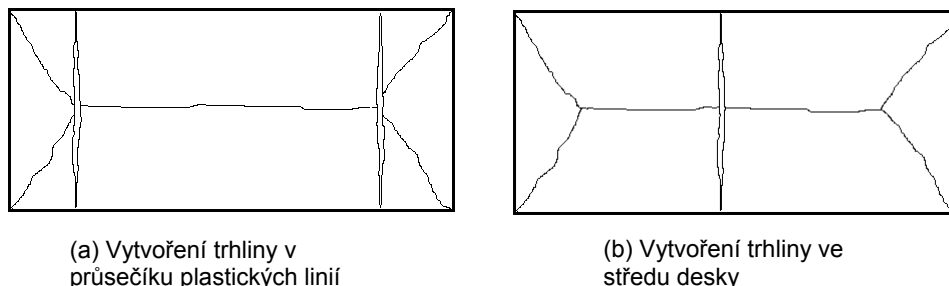
Zkoušky prokázaly, že u volně uložených desek se tvar plastických linií nemění. Při porušení se vytvoří trhlinka napříč kratším rozměrem desky a přetrhne se výztuž, viz Wood⁽¹⁵⁾.

Modely pro analýzu membránového působení volně uložené desky vyvíjela řada autorů, např. Wood⁽¹⁵⁾, Kemp⁽¹⁷⁾, Taylor⁽¹⁶⁾, Sawczuk⁽¹⁸⁾, Hayes⁽¹⁹⁾ a Bailey a Moore^(12,13).

Wood⁽¹⁵⁾ navrhl řešení pro kruhové desky s prostě podporovanými okraji zatíženými rovnoměrně. Podobné řešení bylo připraveno pro čtvercové desky Kempem⁽¹⁷⁾. Kempův model je založen na tuho-plastickém výpočtu, v němž je únosnost stanovena z posouzení rovnováhy tuhých částí desky. Toto umožní určit velikost membránových sil a momenty plastických linií v závislosti na průhybu desky. Kempova teorie ukazuje, že únosnost desky závisí na jejím průhybu. Ačkoliv jeho model neurčuje největší průhyb, definoval vhodně únosnost při porušení přetržením výztuže nebo podrcením betonu obvodového prstence.

Model navržený Sawczukem⁽¹⁸⁾ obsahuje popis vzniku trhlin napříč krátkým rozpětím desky. Sawczuk zjistil, že tuhé trojúhelníkové prvky desky jsou vystaveny rovinným momentům vlivem měnících se membránových sil podél plastických

linií. Odhadem ohybové únosnosti tuhých částí Sawczuk předpověděl vytvoření ohybových kloubů podél středové linie desky a porušení v kratším směru. Toto porušení se u modelů vytvořených Taylorem⁽¹⁶⁾ a Kempem⁽¹⁷⁾ nepřipouští. Sawczukova energetický model obsahuje dva možné druhy porušení, jak je ukázáno na obrázku 5.6. Kritický tvar porušení nastal vytvořením porušení v kratším směru v průsečících plastických liniích, viz obrázek 5.6a.



Obrázek 5.6 Druhy porušení určené Sawczukem⁽¹⁸⁾

Hayes vyzoroval, že Sawczukova analýza předpokládá síly na okrajích, které u nevetknutých prostě podporovaných okrajů nemohou nastat. Hayes pro ortotropně vyztužené obdélníkové desky připravil model, který vychází z kritiky Sawczukovy metody a je ve shodě s Kempovým řešením pro čtvercové desky. Ve svém modelu Hayes předpokládal, že trhlina v kratším směru nastane v průsečíku plastických linií. Porovnáním řešení se Sawczukovým modelem, Hayes usoudil, že rozdíly nebudou značné.

Sawczukův předpoklad, který převzal Hayes, že tvar porušení obsahuje dvě trhliny v kratším směru desky odporuje většině výsledků zkoušek, včetně zkoušek provedeným Building Research Establishment v roce 2000⁽²⁰⁾. Proto Bailey a Moore^{(12),[13]} změnili metodu a rovnováhu vnitřních sil počítali při tvorbě jedné samostatné trhliny ve středu desky, což je tvar porušení pozorovaný při zkouškách za běžné i zvýšené teploty, viz obrázek 5.7b. Odvození Bailey a Moora je popsáno v kapitole 5.2. Vztahy byly původně připraveny pro izotropní výztuž, ale byly aktualizovány na vlivy ortotropní výztuže a byl přidán vliv vláknového působení ocelových nosníků⁽²¹⁾.

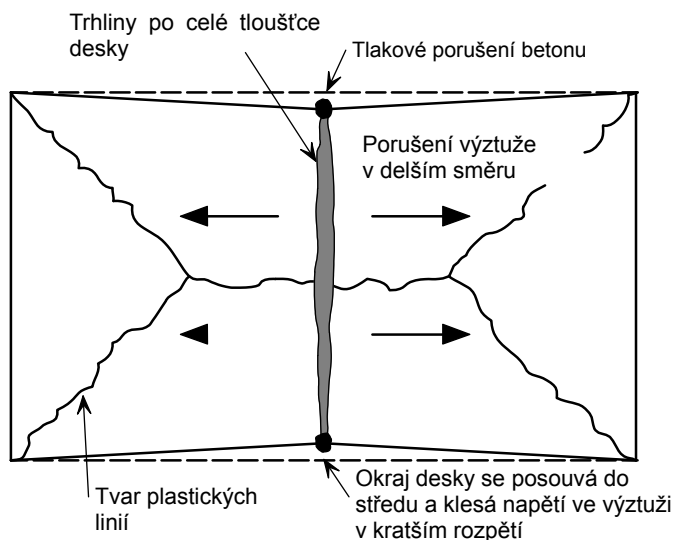
5.2 Únosnost ocelobetonového stropu

Kapitola popisuje vývoj jednoduchého návrhového modelu BRE, který lze použít k výpočtu únosnosti obdélníkových ocelobetonových stropních desek. Model byl připravován a ověřován řadu let. Počáteční model^{(12),[13]} pro izotropní výztuž uvažoval pouze s jedním druhem porušení tj. přetržení výztuže v kratším směru desky, jak ukazuje obrázek 5.7a. Další vývoj^{(21),[25]} umožnil obecnější řešení, které dovoluje použití ortotropní výztuže a zahrnuje podrcení betonu v rozích desky, viz obrázek 5.7b.

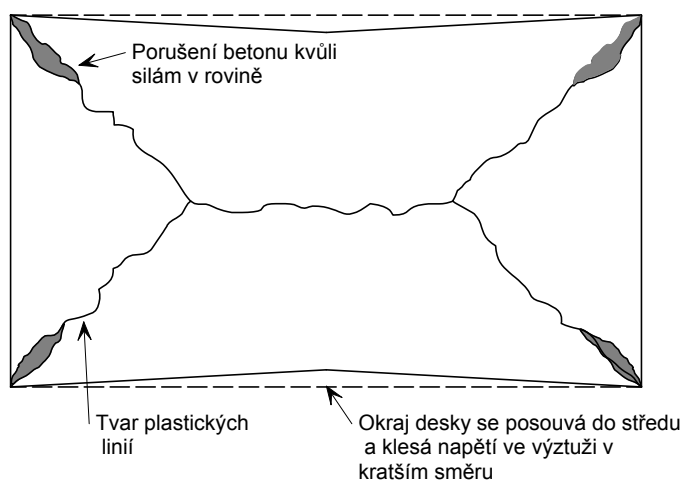
5.2.1 Výpočet požární odolnosti

Únosnost dvousměrně pnuté prostě uložené desky bez vodorovného držení v rovině desky na okrajích je větší než při stanovení únosnosti běžnou teorií plastických linií. Zvětšení je výsledkem tahového membránového působení v desce při velkých průhybech a nárůstem momentové únosnosti plastických linií ve vnější oblasti desky, ve kterých je tlakové napětí po celé ploše, viz obrázek 5.8.

Stanovení únosnosti vychází z předpokladu, že při porušení bude tvar plastických linií vypadat jako na obrázku 5.7a a porušení nastane přetržením výztuže v kratším směru ve středu desky. Druhý tvar porušení nastane podrcením betonu v rozích desky, ve kterých vznikají velké tlakové síly v rovině desky, jak ukazuje obrázek 5.7b. Tento druh porušení je popsán v kapitole 5.3.



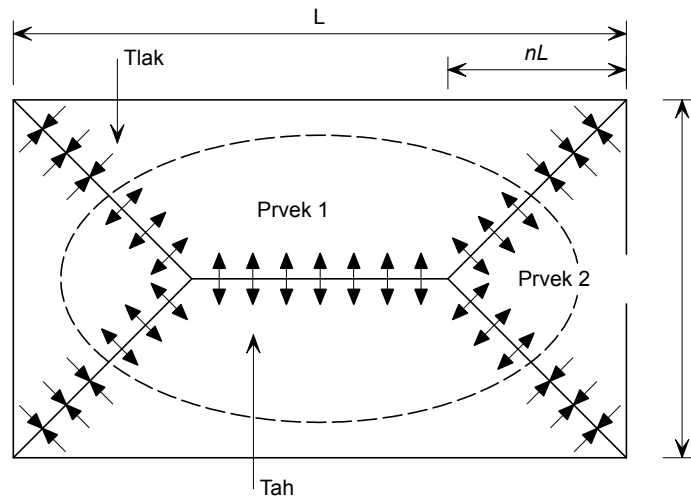
(a) Přetržení výztužné sítě



(b) podrcení betonu

Obrázek 5.7 Předpokládané tvary porušení stropní desky

První tvar porušení nastane, když takové napětí v desce je větší než únosnost sítě v tahu. Druhý tvar porušení nastane v případě, že napětí v tlaku v betonu překročí mez pevnosti betonu v tlaku, což vede k podrcení betonu v rozích desky.



Obrázek 5.8 Obdélníková deska prostě uložena na čtyřech okrajích se znázorněním sil v rovině desky podél plastických linií vlivem působení membránového napětí

Obrázek 5.8 popisuje očekávaný tvar plastických linií obdélníkové desky prostě uložené po obvodě, který by se vytvořil při jejím rovnoměrném zatížení. Průsečík plastických linií je určen parametrem n , který lze vypočítat pomocí obecné teorie plastických linií jako

$$n = \frac{1}{2\sqrt{\mu a^2}} (\sqrt{3\mu a^2 + 1} - 1)$$

kde

a je poměr stran desky L/l)

μ je poměr velikostí plastických momentů desky v kolmých směrech, měl by být menší nebo roven 1,0

Kratší rozpětí by mělo být rozpětí s menší momentovou únosností, podle koeficientu pravouhlosti μ , který je vždy menší nebo roven jedné. Proto je n omezeno poměrem 0,5; který vyplývá z platného tvaru plastických linií.

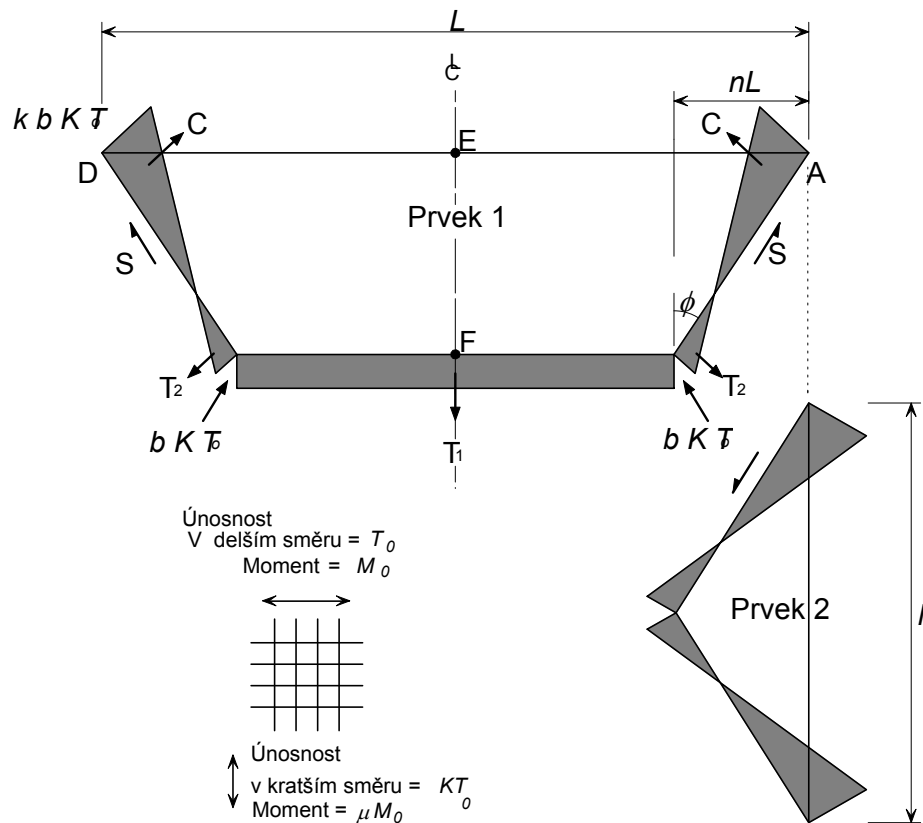
Únosnost mechanismu, který se vytvoří při tvorbě plastických linií, je dána následující rovnicí:

$$P = \frac{24\mu M}{l^2} \left[\sqrt{3 + \frac{1}{(a')^2} - \frac{1}{a'}} \right]^{-2}$$

kde

$$a' = \sqrt{\mu a}$$

Pro tuho-plastický model je dovoleno jen tuhým částem se pohybovat a otáčet, viz Hayes⁽¹⁹⁾. Dílčí předpoklady jsou, že neutrální osy jsou podél plastických linií, kterými jsou přímé čáry a že betonová namáhaná plocha je obdélníková, což znamená, že změna membránových sil podél plastických linií je lineární, jak ukazuje obrázek 5.9. Tyto předpoklady a výsledné rozdělení sil převzal Bailey^{(12),[26]}.



Obrázek 5.9 Rozložení napětí v rovině pro prvky 1 a 2

5.2.2 Odvození vztahu pro parametr k

Pro rovnost sil v rovině T_1 , T_2 a C působících na prvek 1 lze odvodit následující vztah:

$$S \sin \phi = (C - T_2) \cos \phi$$

a

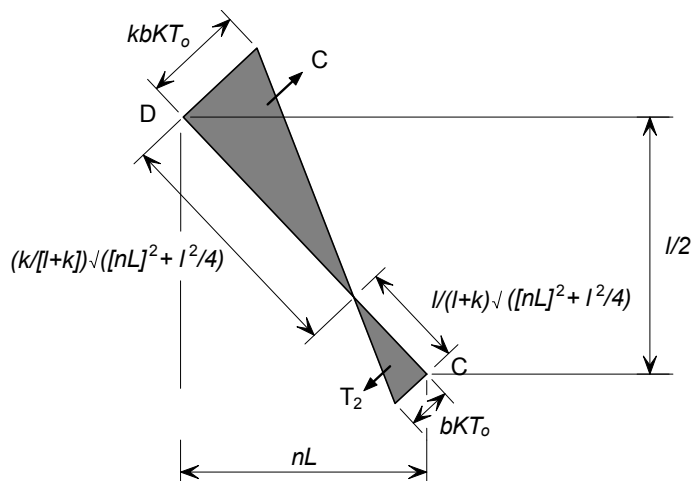
$$-S \cos \phi = (C - T_2) \sin \phi - \frac{T_1}{2}$$

a proto,

$$\frac{T_1}{2} \sin \phi = (C - T_2) \tag{5.1}$$

kde

ϕ je úhel určující tvar plastických linií.



Obrázek 5.10 Napětí v rovině rozdělené podél plastické linie CD

Obrázek 5.10 ukazuje tvar rozdělení napětí podél plastické linie CD. S ohledem na obrázky 5.9. a 5.10 platí, že

$$T_1 = bKT_0 (L - 2nL)$$

$$T_2 = \frac{bKT_0}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}$$

$$C = \frac{kbKT_0}{2} \left(\frac{k}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}$$

$$\sin \phi = \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}}$$

kde

b, k jsou parametry určující velikost membránových sil,

KT_0 únosnost ocelové výztužné sítě na jednotku šířky,

n parametr určující tvar plastické linie

Dosažením za výše uvedené hodnoty do rovnice (5.1) se dostane

$$\frac{bKT_0(L-2nL)}{2} \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} = \frac{kbKT_0}{2} \left(\frac{k}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} - \frac{bKT_0}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}$$

Výraz lze upravit pro parametr k .

$$k = \frac{4na^2(1-2n)}{4n^2a^2+1} + 1 \quad (5.2)$$

5.2.3 Odvození výrazu pro parametr b

Pro přetržení výztuže v kratším směru desky lze stanovit součinitel b . Linie EF zobrazená na obrázku 5.11 představuje tvar porušení sítě, které nastane trhlinou v desce na celou její tloušťku. Horní mez řešení pro momentové únosnosti v rovině lze získat za předpokladu, že všechna výztuž podél průřezu je na mezi pevnosti (f_u) a těžiště tlačené části je umístěno v E, viz obrázek 5.11.

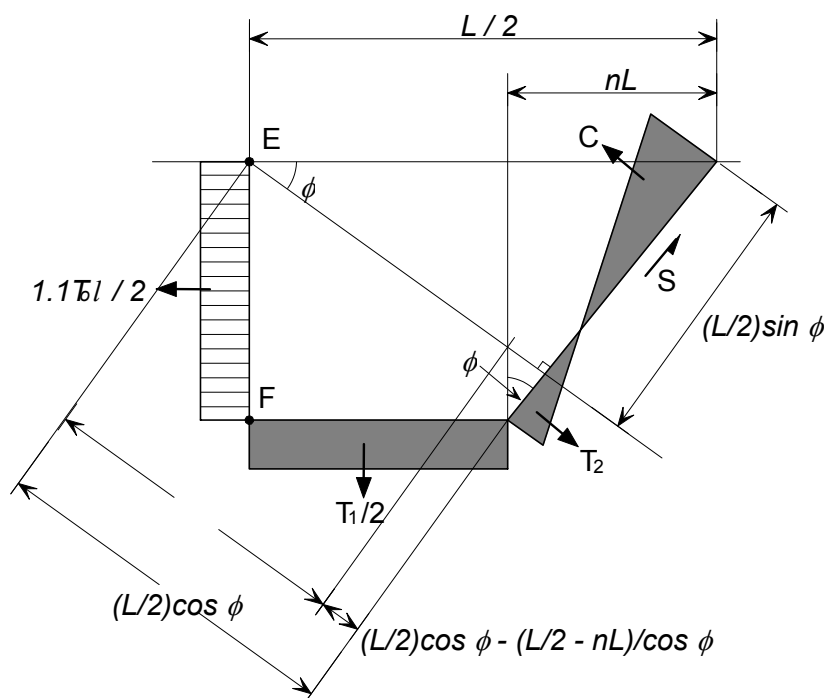
Předpokládá se, že

$$f_u = 1,1 f_y$$

kde

f_y je mez kluzu.

Moment okolo bodu E na obrázku 5.11



Obrázek 5.11 Rozdělení napětí v trhlině EF

$$\begin{aligned}
 & T_2 \left[\left(\frac{L}{2} \cos \phi - \frac{\left(\frac{L}{2} - nL \right)}{\cos \phi} \right) \frac{1}{\tan \phi} - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right] \\
 & + C \left[\frac{L}{2} \sin \phi - \frac{l}{3} \left(\frac{k}{k+1} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right] \\
 & + S \frac{L}{2} \cos \phi - \frac{T_1}{2} \left[\frac{1}{2} \left(\frac{L}{2} - nL \right) \right] = \frac{1.1 T_o l^2}{8}
 \end{aligned} \tag{5.3}$$

kde

$$\begin{aligned} \frac{T_1}{2} &= bKT_o \left(\frac{L}{2} - nL \right) \\ T_2 &= \frac{bKT_o}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \\ C &= \frac{kbKT_o}{2} \left(\frac{k}{k+1} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \\ S &= \frac{bKT_o l}{4nL} (k-1) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \\ \cos \phi &= \frac{(l/2)}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} \\ \sin \phi &= \frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} \\ \tan \phi &= \frac{nL}{(l/2)} \end{aligned}$$

Dosazením výrazu do rovnice (5.3) se získá

$$\begin{aligned} &\frac{bKT_o}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \left[\left(\frac{(l/2)}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} \frac{L}{2} - \frac{(L/2 - nL)}{(l/2)} \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right) \frac{(l/2)}{nL} \right. \\ &\quad \left. - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right] \\ &+ \frac{kbKT_o}{2} \left(\frac{k}{k+1} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \left[\frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} \frac{L}{2} - \frac{1}{3} \left(\frac{k}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right] \\ &+ \frac{bKT_o l}{4nL} (k-1) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \frac{(l/2)}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} \left(\frac{L}{2} \right) - bKT_o \left(\frac{L}{2} - nL \right) \left[\frac{l}{2} \left(\frac{L}{2} - nL \right) \right] = \frac{1.1T_o l^2}{8} \end{aligned}$$

který lze upravit do tvaru

$$\begin{aligned} & \frac{b}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left[\left(\frac{l^2}{8n} - \frac{\left(\frac{L}{2} - nL \right)}{nL} \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right) \right] \\ & + \frac{b}{2} \left(\frac{k^2}{1+k} \right) \left[\frac{nL^2}{2} - \frac{k}{3(1+k)} \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right] \\ & + \frac{bl^2}{16n} (k-1) - b \left(\frac{L}{2} - nL \right) \left(\frac{L}{4} - \frac{nL}{2} \right) = \frac{1 \cdot l^2}{8K} \end{aligned} \quad (5.4)$$

Rovnici (5.4) lze přepsána jako

$$Ab + Bb + Cb - Db = \frac{1 \cdot l^2}{8K}$$

odkud se získá

$$b = \frac{1 \cdot l^2}{8K(A+B+C-D)} \quad (5.5)$$

kde

$$A = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left[\frac{l^2}{8n} - \frac{\left(\frac{L}{2} - nL \right)}{nL} \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right],$$

$$B = \frac{1}{2} \left(\frac{k^2}{1+k} \right) \left[\frac{nL^2}{2} - \frac{k}{3(1+k)} \left((nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right],$$

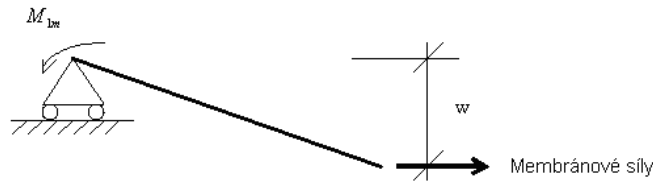
$$C = \frac{l^2}{16n} (k-1),$$

$$D = \left(\frac{L}{2} - nL \right) \left(\frac{L}{4} - \frac{nL}{2} \right).$$

Parametry k a b , které určují síly v rovině, lze vypočítat z příslušných rovnic (5.2) a (5.5).

5.2.4 Membránové síly

Únosnost prvků desky 1 a 2 lze stanovit s ohledem na příspěvek membránových sil k únosnosti a zvýšení ohybové únosnosti plastických linií samostatně. Když se vliv smyku v rovině S , viz obrázek 5.9, nebo svislého smyku v plastických liniích zanedbá, vzniknou pro prvek 1 a 2 dvě různé hodnoty. Průměrná hodnota se vypočte pro daný vliv smykových sil.



Obrázek 5.12 Výpočet momentu způsobený momentovou silou

Vliv membránových sil na únosnost

a) Prvek 1

Podle obrázku 5.12 je moment v podpoře vlivem membránových sil dán

$$M_{1m} = bKT_0 (L - 2nL)w + bKT_0 nLw \left(\frac{3k + 2}{3(1 + k)^2} \right) - bKT_0 nLw \left(\frac{k^3}{3(1 + k)^2} \right)$$

kde

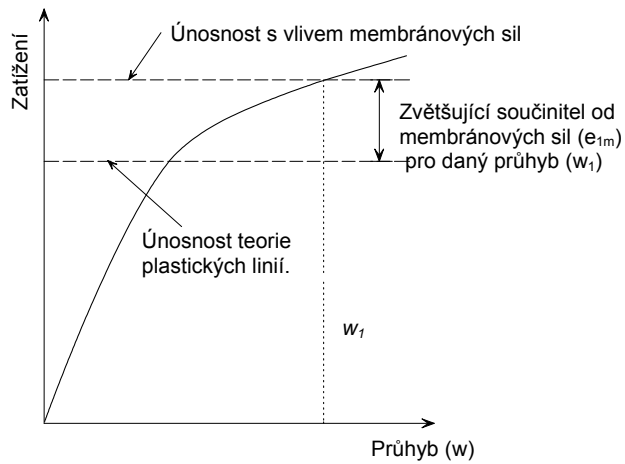
M_{1m} je moment v podpoře vlivem membránových sil pro prvek 1.

Výraz lze převést na

$$M_{1m} = KT_0 Lbw \left((1 - 2n) + \frac{n(3k + 2) - nk^3}{3(1 + k)^2} \right).$$

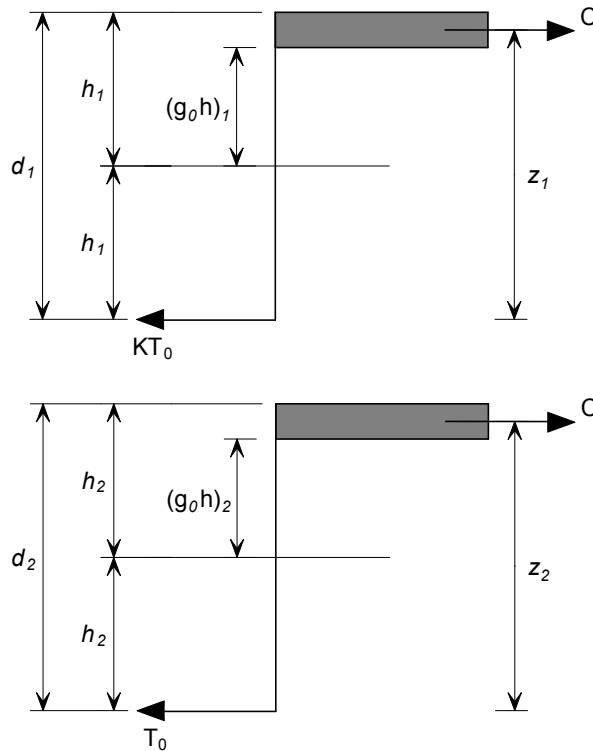
Výše uvedený výraz vyjadřuje příspěvek membránových sil k únosnosti, který se přidá pro zvětšení ohybové únosnosti v místě, kde je deska namáhána tlakovými silami. Zjednodušeně příspěvek od membránových sil na zvětšení ohybového působení závisí na namáhání plastické linie. Postupně se stanoví obě membránové síly a zvětšení ohybových momentů.

Vliv působení membránového napětí na zvětšení únosnosti plastických linií lze vyjádřit dělením hodnoty momentu M_{1m} momentem únosnosti desky $\mu M_o L$ bez přítomnosti osových sil, viz obrázek 5.13.



Obrázek 5.13 Zvětšující součinitel vlivu membránových sil

Hodnota μM_o se získá z podle obrázku 5.14.



Obrázek 5.14 Výpočet momentové únosnosti

Ohybové momenty μM_o a M_o na jednotku šířky desky ve směru na ní kolmém se stanoví jako:

$$\mu M_o = KT_o d_1 \left(\frac{3 + (g_o)_1}{4} \right)$$

$$M_o = T_o d_2 \left(\frac{3 + (g_o)_2}{4} \right)$$

kde

$(g_0)_1, (g_0)_2$ jsou parametry, které udávají ohybové napětí ve dvou kolmých směrech, viz obrázek 5.14

d_1, d_2 efektivní výšky desky v každém směru.

Zvětšující součinitel, e_{1m} lze určit ze vztahu

$$e_{1m} = \frac{M_{1m}}{\mu M_0 L} = \frac{4b}{3 + (g_0)_1} \left(\frac{w}{d_1} \right) \left((1 - 2n) + \frac{n(3k + 2) - nk^3}{3(1 + k)^2} \right) \quad (5.6)$$

b) Prvek 2

Moment v podpoře od membránového působení pro prvek 2

$$M_{2m} = KT_0 lbw \left(\frac{2 + 3k - k^3}{6(1 + k)^2} \right)$$

Vliv tahového membránového napětí lze vyjádřit zvětšením únosnosti plastických linií rozdělením momentů okolo podpory od membránového působení, M_{2m} a momentové únosnosti v podélném směru bez přítomnosti osových sil $M_0 l$, ve vztahu

$$e_{2m} = \frac{M_{2m}}{M_0 l} = \frac{4bK}{3 + (g_0)_2} \left(\frac{w}{d_2} \right) \left(\frac{2 + 3k - k^3}{6(1 + k)^2} \right) \quad (5.7)$$

Vliv membránových sil na ohybovou únosnost podél plastických linií závisí na využití výztuže, viz Wood^[6]. Pro kratší rozpětí desky je ohybový moment při osových silách dán

$$\frac{M_N}{\mu M_0} = 1 + \alpha_1 \left(\frac{N}{KT_0} \right) - \beta_1 \left(\frac{N}{KT_0} \right)^2 \quad (5.8a)$$

kde

$$\alpha_1 = \frac{2(g_0)_1}{3 + (g_0)_1}$$

a

$$\beta_1 = \frac{1 - (g_0)_1}{3 + (g_0)_1}$$

Podobně pro delší rozpětí

$$\frac{M_N}{\mu M_0} = 1 + \alpha_2 \left(\frac{N}{T_0} \right) - \beta_2 \left(\frac{N}{T_0} \right)^2 \quad (5.8b)$$

kde

$$\alpha_2 = \frac{2(g_0)_2}{3 + (g_0)_2}$$

a

$$\beta_2 = \frac{1 - (g_0)_2}{3 + (g_0)_2}$$

Vliv membránových sil na ohybovou únosnost

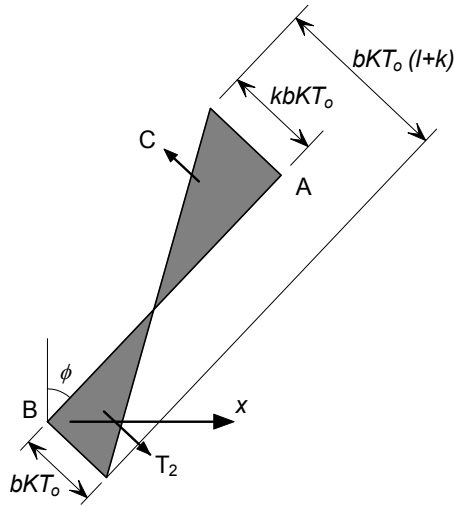
a) Prvek 1

Vliv membránových sil na ohybovou únosnost se uvažuje odděleně pro každou plastickou linii.

Pro plastickou linii BC je membránová síla stejná a odpovídá $-bKT_0$ a proto

$$\left(\frac{M_N}{M_0}\right)_{BC} = 1 - \alpha_1 b - \beta_1 b^2$$

Pro plastickou linii AB, viz obrázek 5.15.



Obrázek 5.15 Síly na prvku 1 na plastické linii CD

Membránová síla kolmo na plastickou linii v oblasti od x do B je

$$N_x = -bKT_0 + \frac{x}{nL}(K+1)bKT_0$$

$$N_x = bKT_0 \left(\frac{x(k+1)}{nL} - 1 \right)$$

Dosažením do rovnice (8a) se pro plastické linie AB a CD dostane

$$2 \int_0^{nL} \frac{M}{M_0} dx = 2 \int_0^{nL} \left[1 + \alpha_1 b \left(\frac{x(k+1)}{nL} - 1 \right) - \beta_1 b^2 \left(\frac{x(k+1)}{nL} - 1 \right)^2 \right] dx$$

z toho

$$2 \int_0^{nL} \frac{M}{M_0} dx = 2nL \left[1 + \frac{\alpha_1 b}{2}(k-1) - \frac{\beta_1 b^2}{3}(k^2 - k + 1) \right]$$

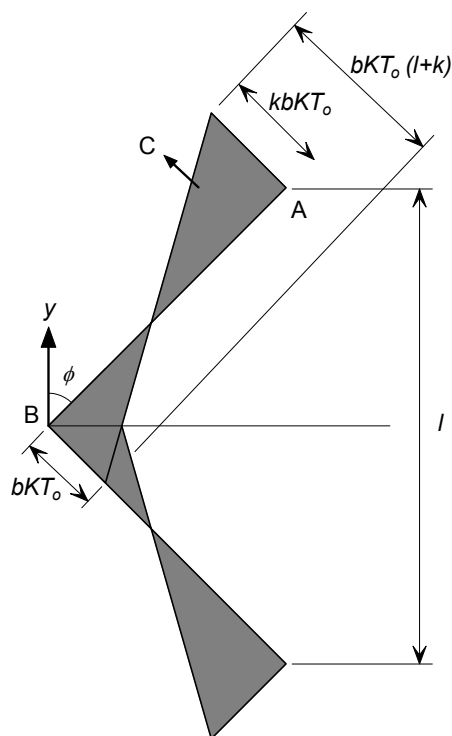
Zvětšení ohybové únosnosti od membránových sil pro prvek 1 bude

$$e_{1b} = \frac{M}{\mu M_0 L} = 2n \left[1 + \frac{\alpha_1 b}{2} (k-1) - \frac{\beta_1 b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right] + (1-2n)(1 - \alpha_1 b - \beta_1 b^2) \quad (5.9)$$

b) Prvek 2

Obrázek 5.16 odkazuje prvek 2, na kterém lze vyjádřit síly na úseku y až B ve tvaru

$$N_y = -bKT_0 + \frac{y}{l/2} (k+1)bKT_0$$



Obrázek 5.16 Síly na prvku 2

po upravení

$$N_y = bKT_0 \left(\frac{2y(k+1)}{l} - 1 \right)$$

Dosažením do rovnice (8b) se dostane

$$\int_0^{1/2} \frac{M}{M_0} dy = 2 \int_0^{1/2} \left[1 + \alpha_2 bK \left(\frac{2y(k+1)}{l} - 1 \right) - \beta_2 b^2 K \left(\frac{2y(k+1)}{l} - 1 \right)^2 \right] dy$$

a z toho se získá

$$2 \int_0^{1/2} \frac{M}{M_0} dx = l \left[1 + \frac{\alpha_2 b}{2} (k-1) - \frac{\beta_2 b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right]$$

Vztah udává zvětšující součinitel vlivu membránových sil na ohybovou únosnost pro vztah

$$e_{2b} = \frac{M}{M_0 l} = 1 + \frac{a_2 b K}{2} (k - 1) - \frac{\beta_2 b^2 K}{3} (k^2 - k + 1) \quad (5.10)$$

Rovnice (5.6), (5.7), (5.9) a (5.10) umožňují stanovit příspěvek membránových sil k únosnosti a z toho jejich vliv k ohybové únosnosti desky.

Vhodnou kombinací zvětšujících součinitelů se získá pro každý prvek zvětšení:

$$e_1 = e_{1m} + e_{1b}$$

$$e_2 = e_{2m} + e_{2b}$$

Vypočítaná velikost e_1 a e_2 , z rovnováhy prvků 1 a 2 nebude stejná a Hayes navrhuje vyjádřit vliv smykem ve svislém směru nebo smykem v rovině pro celkové zvětšení uvažovat

$$e = e_1 - \frac{e_1 - e_2}{1 + 2\mu a^2}$$

5.3 Porušení betonu v tlaku

Zvětšující součinitel byl v kapitole 5.2.1 odvozen z předpokladu přetržení výztužné sítě. Tlakové porušení betonu v blízkosti rohů desky se zavádí do jednoduchého výpočtu omezením velikosti parametru b , představuje velikost napětí v rovině.

Na obrázku 5.9 jsou největší tlakové síly v rovině desky v jejích rozích označeny jako $kbKT_0$. Do výpočtu lze zahrnout i tlakové napětí od momentu na plastických liniích. Za předpokladu, že největší napětí po celé tloušťce desky je omezeno na $0,45d$ se největší tlaková síla v rovině získá

$$kbKT_0 + \left(\frac{KT_0 + T_0}{2} \right) = 0.85 f_{ck} \times 0.45 \left(\frac{d_1 + d_2}{2} \right)$$

kde f_{ck} je válcová pevnost betonu v tlaku.

Pro parametr b lze ze vztahu stanovit jako

$$b = \frac{1}{kKT_0} \left(0.85 f_{ck} \times 0.45 \left(\frac{d_1 + d_2}{2} \right) - T_0 \left(\frac{K+1}{2} \right) \right) \quad (5.11)$$

a ve vztazích (5.5) a (5.11) uvažovat jeho nejmenší hodnotu.

6 NÁVRH POŽÁRNÍ ODOLNOSTI

Zkoušky za běžné teploty, které byly popsány v kapitole 4.5, ukázaly, že lze zvýšit únosnost betonové desky vlivem membránového působení. Požaduje se svislé uložení okrajů desky. V deskách uložených pouze v rozích se nevyvinou významné membránové účinky.

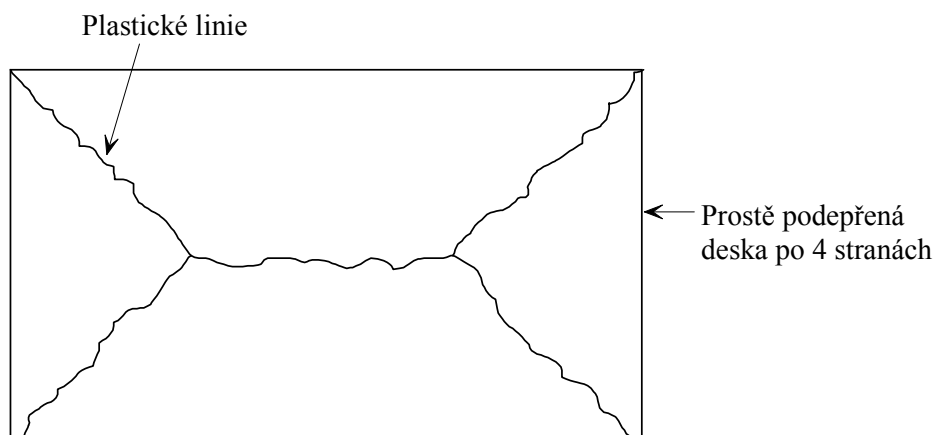
Pro ocelobetonové desky, které jsou uloženy na průvlacích a stropnicích, je třeba navrhnout vhodně uložené oblasti s podporami po obvodě každé oblasti. Svislého uložení za zvýšené teploty při požáru se dosáhne požární ochranou obvodových nosníků každé oblasti.

Za běžné teploty je stropní deska spojitá. Za požáru lze předpokládat, že nad obvodovými nosníky deska vlivem velkého zakřivení praskne. Toto povede k porušení výztuže. Porušení výztuže v místě záporných momentů nastane před porušením výztuže ve středu návrhové stropní oblasti, proto se po obvodě návrhové oblasti neuvažuje omezení natočení vlivem spojitosti desky.

6.1 Předpoklady

U ocelobetonové stropní desky má zásadní vliv na chování nechráněné ocelobetonové stropní desky poloha plastických linií. Na rozdíl od chování za běžné teploty se s rostoucí teplotou mechanismus stropu mění. Na počátku zahřívání působí ocelobetonová deska jednosměrně mezi stropnicemi. Jak nosníky s rostoucí teplotou ztrácí svou tuhost, strop přechází na chování jednoduché prostě podepřené dvousměrně vyztužené desky, na které se tvoří plastické linie, které jsou dokumentovány na obrázku 6.1. Za předpokladu, že je únosnost nosníku v poměru k únosnosti desky malá, lze únosnost předpovědět poměrně jednoduše.

Únosnost desky se stanoví podle okrajových podmínek pro daný tvar plastických linií. Únosnost se zvětší o vliv membránového působení v závislosti na deformaci desky a druhu porušení, viz kapitola 5. Pro stanovení celkové únosnosti stropu se nakonec přičte ohybová únosnost nechráněných ocelobetonových stropnic při dané teplotě.

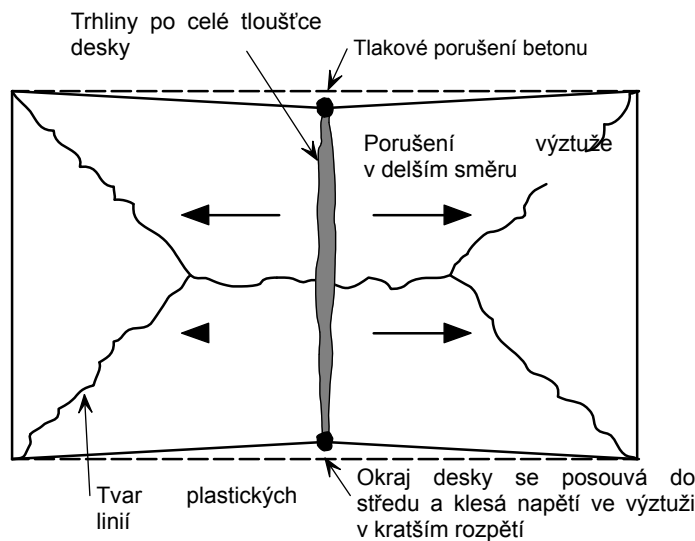


Obrázek 6.1 Tvar plastických linií pro obdélníkovou desku prostě uloženou po obvodě

6.2 Kritérium porušení

Při zkouškách za pokojové teploty a za zvýšené teploty byly v závislosti na stupni vyztužení, poměru stran desky a tažnosti výztuže pozorovány dva tvary porušení. Porušení výztuže ve směru kratší strany rozměru desky ve většině málo vyztužených desek převládá. U silně vyztužených desek a desek s velmi tažnou výztuží nastane porušení v tlaku v rozích desky. Jednoduchý návrhový model BRE popisuje oba dva druhy porušení, viz kapitola 5.2.

Většina zkoušených prostě uložených betonových desek se za zvýšené teploty porušila trhlinou po celé výšce desky ve směru kratší strany l , jak je znázorněno na obrázku 6.2. V kapitole 5.2 je pro stanovení vlivu membránového působení popsán odhad průhybu desky těsně před jejím selháním.



Obrázek 6.2 Tahové porušení desky kvůli přetržení výztuže

6.2.1 Průhyb desky

Jednoduchý návrhový model BRE využívá tuhoplastickou teorii plastických linií, kterou průhyb nelze přímo vypočítat. Pro výpočet membránových sil je třeba odhadnout velikost průhybu desky před jejím porušením. Odhad vychází z teplotního gradientu v desce a deformace výztuže.

6.2.1.1 Vlivy teploty

Ocelobetonová deska se zakříví vlivem nerovnoměrného prohřátí. Jestliže se teplotní spád uvažuje lineárně, potom deformace desky lze stanovit jako

$$\frac{d^2w}{dx^2} = \frac{\alpha(T_2 - T_1)}{h}$$

kde

- w je svislý průhyb
- α součinitel tepelné roztažnosti desky
- T_2 teplota spodního líce desky
- T_1 teplota horního líce desky
- h tloušťka desky

Integrací rovnice se získá

$$w_{\theta} = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{8h}$$

kde

l je délka kratší strany desky

Vztah je založen na rovnoměrné teplotě plynu v požárním úseku pod deskou. K odhadu průhybu při nerovnoměrném zahřívání se doporučuje redukční součinitel 2,0. Návrhová velikost svislého průhybu od teplotního zakřivení je dána výrazem

$$w_{\theta} = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{16h}$$

6.2.1.2 Napětí ve výztuži od mechanického zatížení

Za předpokladu, že deformovaný tvar desky od příčného zatížení je parabolický, lze délku deformované desky pro její delší stranu L stanovit jako

$$L_c = L \left(1 + \frac{8w^2}{3L^2} - \frac{32w^4}{5L^4} + \dots \right)$$

kde

L_c je délka zakřivení

L délka delší strany desky při nulovém průhybu

w svislý průhyb ve středu desky

Pro ploché křivky lze přibližně uvažovat

$$L_c = L \left(1 + \frac{8w^2}{3L^2} \right)$$

z toho lze vypočítat poměrnou deformaci ve výztužné síti jako

$$\varepsilon = \frac{8w^2}{3L^2}$$

Předpokládá se, že velikost poměrné deformace je stejná po její délce. Ve skutečnosti bude deska zatěžována tahovým koncentrovaným napětím. Výztuž přes trhliny bude vystavena významnému zvýšení protažení. Vliv koncentrace se proto počítá konzervativně z průměrné poměrné deformace při dosažení poloviny meze kluzu za běžné teploty. Přípustná návrhová hodnota průhybu ve středu rozpětí desky se odhadne jako

$$w_{\varepsilon} = \sqrt{\left(\frac{0.5f_{sy}}{E_s} \right) \frac{3L^2}{8}} \quad (6.1)$$

kde

E_s je modul pružnosti výztuže za běžné teploty

f_{sy} mez kluzu výztuže za běžné teploty

Průhyb od deformace výztuže při mechanickém zatížení podle vztahu (6.1) byl porovnán s největším průhybem naměřeným během zkoušek za pokojové teploty. Ve všech případech byl předpovězen průhyb menší než největší průhyb zaznamenaný při zkoušce, viz tabulka 6.1.

Tabulka 6.1 Porovnání průhybu podle vztahu (6.1) a největších průhybů naměřených při zkoušce za běžné teploty

Zkouška č.	Rozměry desky (m)	Účinná výška (mm)	Průměr výztuže (mm)	Vzdál. výztuže (mm)	Mez kluzu výztuže (N/mm ²)	Maximální průhyb při zkoušce (mm)	Přípustný průhyb, vztah (6.1) (mm)
BRE	9,56x6,46	66,0	6,0	200	580	223	216
Sawczuk & Winnicki	1,6x1,1	26,0	3,0	30,0	263	127*	25
	2,0x1,0	26,0	3,0	60,0	263	76*	31
Hayes & Taylor	0,914x0,914	15,9	9,5	-†	505	50,8*	19,4
	0,914x1,372	15,9	9,5	-†	505	50,8*	29,1
	0,914x1,829	15,9	9,5	-†	505	50,8*	38,8
Taylor, Maher & Hayes	1,829x1,829	43,6	4,8	76,2	376	81	33,5
	1,829x1,829	37,3	4,8	63,5	376	98	33,5
	1,829x1,829	69,0	4,8	122	376	84	33,5
Brothie & Holley	0,381x0,381	14,2	2,3	-†	414	11,6	7,32
	0,381x0,381	31,0	3,4	-†	379	7,45	7,0

*zkouška přerušena před porušením výztuže

† data nejsou k dispozici

6.2.1.3 Výpočet membránových sil

Membránové působení se stanoví pro průhyb desky od tepelného zakřivení a protažení výztuže od mechanického zatížení jako

$$w_m = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{16h} + \sqrt{\left(\frac{0.5f_{sy}}{E_s}\right) \frac{3L^2}{8}} \quad (6.2)$$

Rovnice vede na konzervativní odhad únosnosti:

- odhadovaný svislý průhyb se dělí součinitelem 2,0
- tepelné zakřivení je vypočteno pro kratší rozměr desky
- dodatečný svislý průhyb vyvolaný zamezením tepelného protažení je zanedbán
- případný příspěvek od působení trapézového plechu je zanedbán
- vzrůst tažnosti sítě vlivem zvýšené teploty je zanedbán

6.2.2 Ověření na požárních zkouškách v Cardingtonu

Bailey & Moore⁽¹²⁾ ukázali, že návrhový model, který je popsán v kapitole 5.2, poskytuje při porovnání s požárními zkouškami v Cardingtonu dobrou předpověď únosnosti stropní desky. Nevýhodou porovnání je, že v žádném případě nebylo dosaženo selhání zkoušených desek. V rámci tohoto projektu se uskutečnila další požární zkouška na peci, viz kapitola 7.

Tabulka 6.2 porovnává mezní průhyb stanovený rovnicí (6.2) a největší naměřený průhyb u zkoušek v Cardingtonu. Srovnání obsahuje oboje deformace tepelné i mechanické, které u zkoušek nelze oddělit.

Ve všech případech rovnice (6.2) udává průhyby, které jsou větší než naměřené.

Tabulka 6.2 Porovnání průhybů udaných rovnicí (2) s největším zaznamenaným průhybem při šesti požárních zkouškách v Cardingtonu

Zkouška č.	L (m)	l (m)	Průhyb od teplotního zakřivení (mm)	Průhyb od mechanického o namáhání (mm)	Mezní průhyb rovnice (6.2) (mm)	Maximální průhyb při zkoušce (mm)	Mezní průhyb/ průhyb při zkoušce
Nosník v konstrukci č. 1	9,0	6,0	135	208	343	232	1,50
Rovinná soust. č. 2	14,0	9,0	0*	324	324	293	1,11
Krajní úsek zkouška č. 3	10,223	7,875	231	237	468	428	1,09
Krajní úsek . č. 4	9,0	6,0	135	208	343	269	1,28
Velký prostor . č. 5	21,0	9,0	303	486	789	557	1,42
Demostrační č. 6	14,6	10,0	373	338	711	641	1,11

*Kvůli malé ploše desky, která byla zahřívána, byl průhyb od teplotního zakřivení uvažován nulový.

Pro mechanické namáhání Bailey a Moore vypracovali na základě experimentů mezní hodnoty

$$w_{\varepsilon} = \sqrt{\left(\frac{0.5f_y}{E}\right)_{reinf}} \frac{3L^2}{8} \text{ ale } w_{\varepsilon} \leq \frac{l}{30}$$

Pro průhyb od teploty zvětšili redukční součinitel z 2 na 2,4 a tím dosáhli konzervativní vyjádření pro odhad průhybu desky ve tvaru

$$w_m = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{19.2h} + \sqrt{\left(\frac{0.5f_{sy}}{E_s}\right)} \frac{3L^2}{8} \quad (6.3)$$

$$\text{ale ne více než } \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{19.2h} + \frac{l}{30}$$

Tabulka 6.3 ukazuje porovnání mezi mezním průhybem daným rovnicí (6.3) a experimenty.

Tabulka 6.3 Porovnání průhybu stanoveného rovnicí (6.3) s největšími průhyby požárních zkoušek v Cardingtonu

Zkouška č.	L	L	Průhyb od teplotního zakřivení	Průhyb od mechan. namáhání (mm)	Mez průhybu podle (6.3) (mm)	Maximální průhyb při zkoušce (mm)	Mezní průhyb/ průhyb při zkoušce
	(m)	(m)	(mm)				
Nosník v konstrukci č. 1	9,0	6,0	112	200	312	232	1,34
Rovinná soust. č. 2	14,0	9,0	0*	300	300	293	1,02
Krajní úsek zkouška č. 3	10,223	7,875	193	237	430	428	1,00
Krajní úsek č. 4	9,0	6,0	112	200	312	269	1,16
Velký prostor č. 5	21,0	9,0	252	300	552	557	0,99
Demonstrační č. 6	14,6	10,0	311	333	644	641	1,00

*Kvůli malé ploše desky, která byla v této zkoušce zahřívána, se průhyb od teplotního zakřivení uvažoval jako nula

6.3 Návrhový model

Předkládaný jednoduchý návrhový model BRE je založen na dvou hlavních principech:

- Úroveň požární odolnosti při použití jednoduchého modelu BRE se nesmí snížit.
- Požár je lokalizován v požárním úseku, jehož celistvost se nesmí porušit.

Návrhový model je vypracován pro strop se spřaženou ocelobetonovou stropní deskou, která je uložena na ocelobetonových nosnících. Prutová konstrukce skeletu je vyztužena. Přípoje se předpokládají kloubové. Požaduje se, aby betonová deska byla betonována do trapézového plechu, který nepřesahuje výšku 80 mm a je položen na horních pásnicích stropnic. Ocelobetonové nosníky by měly být navrženy spřažené se stropní deskou v souladu s doporučeními EN 1994-1-1. Model se nehodí na desky s podhledem z pohledového betonu a na prefabrikované betonové desky. Návrh prolamovaných nosníků pomocí jednoduchého modelu se připravuje a není součástí tohoto projektu.

Aby bylo možno použít jednoduchý návrhový model BRE, která je popsána v kapitole 5, je třeba strop rozdělit na oblasti. Jednotlivé oblasti jsou odděleny požárně chráněnými nosníky, které splňují požadavky na požární odolnost požadovanou pro strop. Každá oblast se skládá z několika vnitřních požárně nechráněných stropnic. Požárně chráněné nosníky na obvodě stropní desky zajišťují deskové působení.

Pro požární odolnosti 60 minut a více by obvod oblastí měl odpovídat poloze sloupů. Obvodové průvlaky a stropnice by měly být připojeny ke sloupům v rozích.

Ocelobetonová deska by měla být navržena podle EN 1994-1-1:2005. Tloušťka desky má splňovat kritérium izolace v EN 1994-1-2:2005. Ocelobetonová deska by měla být vyztužena ocelovou sítí. S výztuží v žebrech desky se pro požární odolnost stropu nepočítá. Výztuž v žebrech trapézového plechu může za požáru mít

kladný i záporný vliv. Např. příliš vyztužená deska může být křehká vlivem podrcení betonu v jejích rozích.

6.3.1 Únosnost desky

Výpočet únosnosti desky metodou plastických linií s vlivem membránového chování a její vyztužení nosníky je za velkých průhybů desky popsán v kapitole 5.

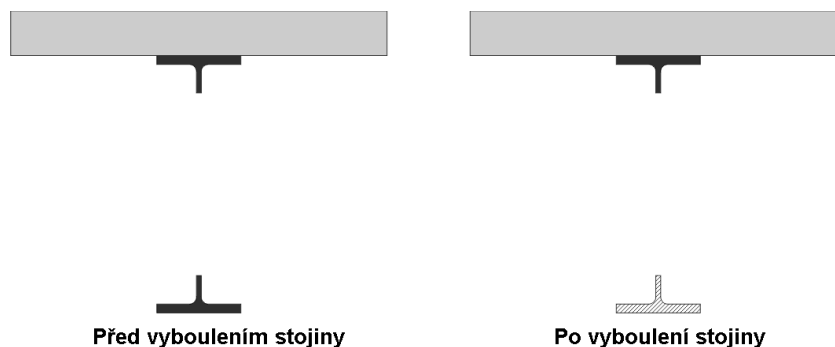
6.3.2 Výpočet únosnosti nechráněných nosníků

Za požáru budou nechráněné nosníky vlivem vláknového působení zvyšovat požární odolnost desky.

Teplota průřezu nechráněných nosníků se vypočte pro jednotlivé části průřezu EN 1994-1-2, 4.3.4.2.2. Při výpočtu momentové únosnosti se předpokládá, že spodní příruba, stojina a horní příruba ocelového průřezu mají konstantní teplotu.

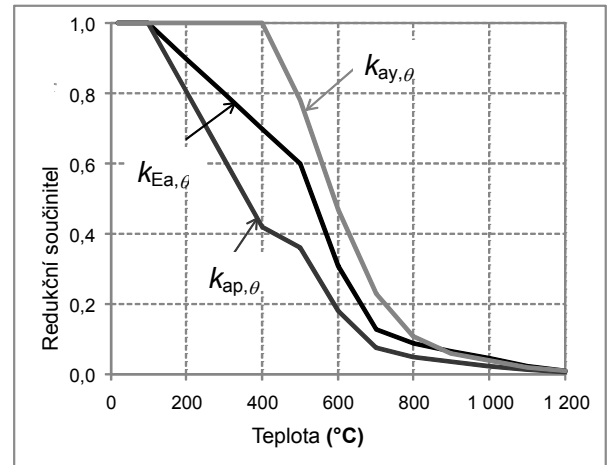
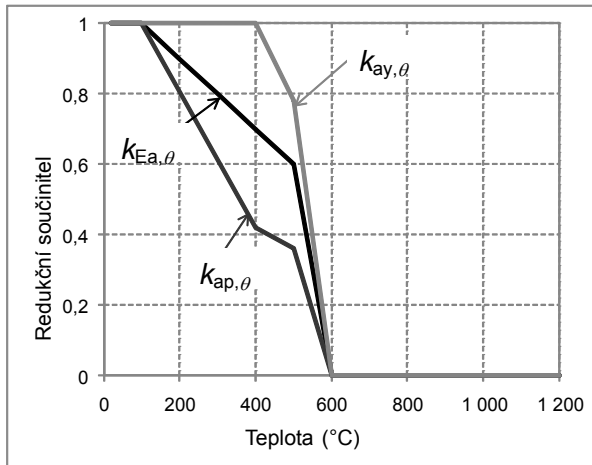
Plastická únosnost nosníků se za zvýšené teploty vypočte podle EN 1994-1-2, čl. 4.3 s uvažováním spřažení mezi ocelovým průřezem a betonem. Teplota desky se uvažuje jako 40% teploty horní pásnice.

U prostých nosníků se počítá s celým průřezem. Zkouška prolamovaných nosníků, viz kap. 7.4, v Severním Irsku, ukázala, že po vyboulení stojiny prolamovaného nosníku není třeba uvažovat s plastickou únosností nosníku. Po vybočení stojiny prolamovaného nosníku působí pouze horní část průřezu, čehož lze konzervativně při výpočtu uvažovat.



Obrázek 6.3 : Uvažovaný průřez před a po vybočení stojiny

Pro analytický model kontinuity modelu pro celý prolamovaný nosník a prolamovaný nosník po vybočení stojiny bylo pro dolní část prvku připraveno řešení využívající degradaci materiálu.



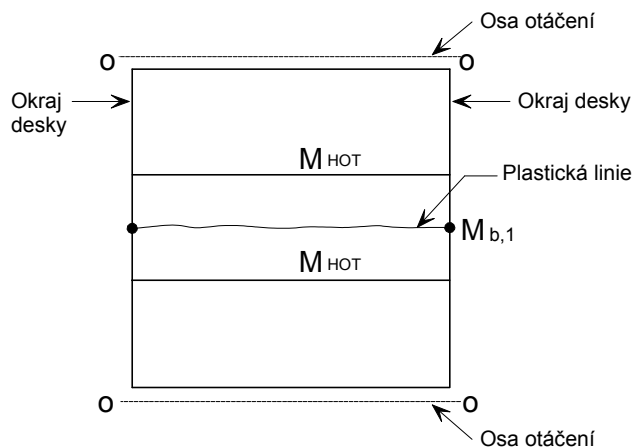
a) $\theta < 600^\circ\text{C}$

b) $\theta \geq 600^\circ\text{C}$ a chladnutí

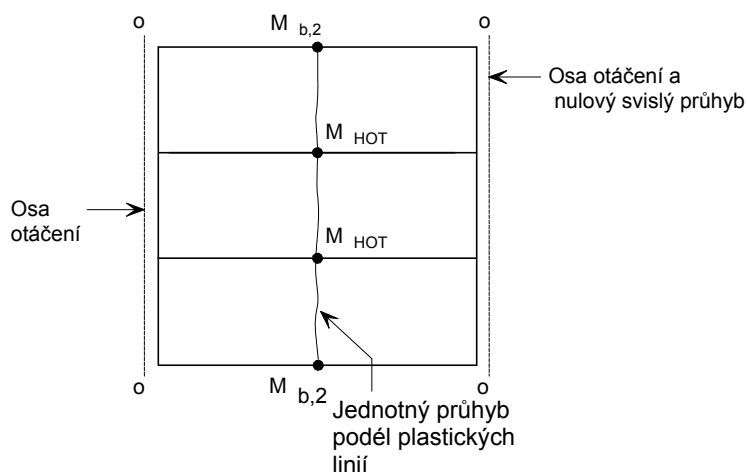
Obrázek 6.4 : Redukční součinitel pro konstrukční ocel v nechráněném prolamovaném nosníku pro dolní část průřezu

6.4 Obvodové nosníky

Obvodové nosníky, které ohraničují stropní oblast, musí být navrženy s požární odolností požadovanou u stropní desky. Jejich malá deformace zajistí, že se vytvoří plastické linie a membránové působení, které se v návrhu předpokládá. Požadovaná momentová únosnost obvodových nosníků se stanoví pro zatěžovací plochu podle uvažovaného tvaru plastických linií, viz obrázky 6.3 a 6.4.



Obrázek 6.5 Předpokládaný tvar plastických linií v desce a plastických kloubů na stropnicích pro návrh obvodových nosníků



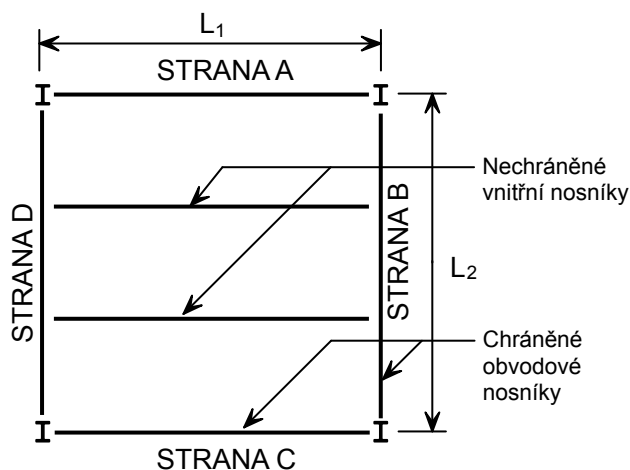
v

Obrázek 6.6 Předpokládaný tvar plastických linií v desce a plastických kloubů na stropnicích pro návrh obvodových nosníků

Návrh momentové únosnosti obvodových nosníků zajistí odpovídající podporu pro tvorbu membrány. Pro návrh lze použít například kritickou teplotu nosníků.

Návrhový model předpokládá, že tvar plastických linií se vytvoří v mezním stavu. Pro běžnou oblast návrhu, viz obrázek 6.5, uvažují se dva tvary plastických linií, na které se obvodové nosníky navrhnu. Plastické linie se mohou vytvořit, buď rovnoběžně s nechráněnými nosníky ve směru rozpětí 1 s plastickými klouby na stranách A a C nebo kolmo na nechráněné nosníky ve směru rozpětí 2 s plastickými klouby na obvodových nosnicích na stranách B a D.

Při známém tvaru plastických linií a porovnáním vnitřní a vnější práce na mechanismu lze určit momentovou únosnost obvodových nosníků. Odvození vztahů pro jejich návrh je uvedeno níže.

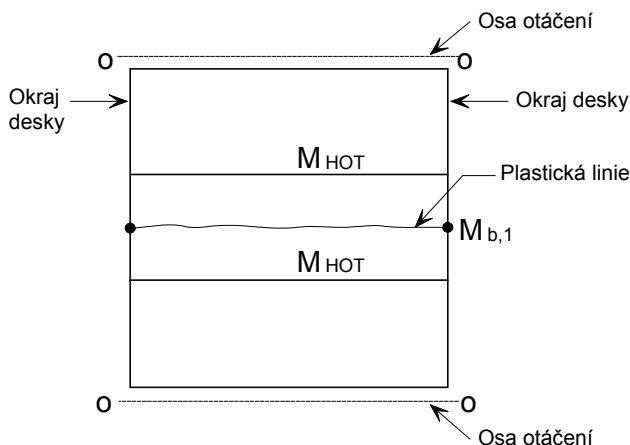


Obrázek 6.7 Běžná návrhová oblast

6.4.1 Obvodové nosníky na obou stranách

6.4.1.1 Plastická linie rovnoběžná s nechráněnými nosníky

Řeší se nosníky na stranách B a D na okrajích desky. Předpokládá se, že se vytvoří jedna plastická linie napříč středem stropu ve směru rozpětí 1, jak je znázorňuje obrázek 6.6.



Obrázek 6.8 *Plastické linie rovnoběžné s nechráněnými nosníky s osami otáčení ve stranách B a D*

Podél plastické linie je jednotné posunutí a natočení plastických linií lze stanovit jako

$$2 \frac{1}{L_2/2} = \frac{4}{L_2}$$

Vnitřní práce natočením plastických linií je

$$\left(ML_{1,\text{eff}} + 2M_{b,1} \right) \frac{4}{L_2} = \frac{4ML_{1,\text{eff}}}{L_2} + \frac{8M_{b,1}}{L_2}$$

kde

$L_{1,\text{eff}}$ je efektivní délka plastické linie přes šířku desky působící s obvodovými nosníky, které jsou navrženy jako ocelobetonové prvky

M momentová únosnost desky na jednotku délky plastické linie

Pro jednotkové zatížení desky p je vnější práce od průhybu

$$\frac{1}{2} pL_1L_2$$

Porovnání vnitřní a vnější práce

$$pL_1L_2 = \frac{8ML_{1,\text{eff}}}{L_2} + \frac{16M_{b,1}}{L_2}$$

Pro zatížení na návrhovou únosnost desky podle kapitoly 5 jsou nejmenší požadované velikosti momentových únosností obvodových nosníků na stranách B a D

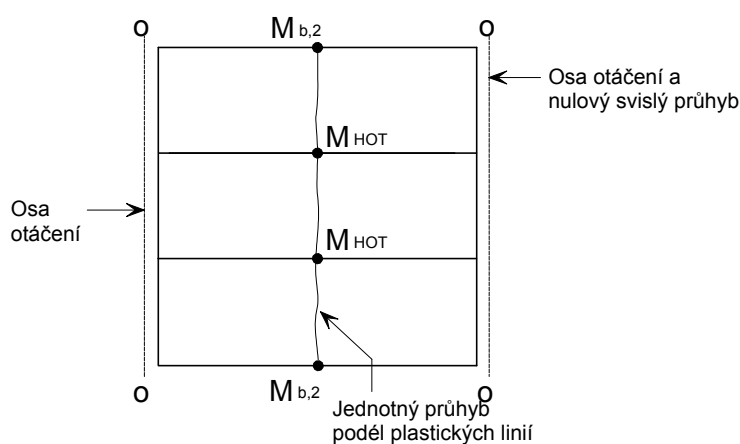
$$M_{b,1} = \frac{pL_1 L_2^2 - 8ML_{1,\text{eff}}}{16}$$

kde

p je rovnoměrné zatížení přenášené stropní oblastí za požáru

6.4.1.2 Plastická linie kolmá k nechráněným nosníkům

Stanoví se požadovaná momentová únosnost obvodových nosníků na stranách A a C stropní oblasti. Předpokládá se vytvoření jedné plastické linie napříč stropní oblastí ve směru rozpětí 2, jak ukazuje obrázek 6.7.



Obrázek 6.9 *Plastické linie kolmé k nechráněným nosníkům a osy otáčení na stranách A a C*

Podél plastické linie je jednotné posunutí. Natočení na plastické linii lze stanovit jako

$$2 \frac{1}{L_1/2} = \frac{4}{L_1}$$

Práce při natočení na plastické linii

$$\begin{aligned} &= (ML_{2,\text{eff}} + 2M_{b,2} + nM_{\text{HOT}}) \frac{4}{L_1} \\ &= \frac{4ML_{2,\text{eff}}}{L_1} + \frac{8M_{b,2}}{L_1} + \frac{4nM_{\text{HOT}}}{L_1} \end{aligned}$$

kde

$L_{2,\text{eff}}$ je efektivní délka plastické linie na šířku desky

M momentová únosnost desky na jednotku délky plastické linie

Práce od posunutí desky

$$\frac{1}{2} pL_1 L_2$$

Porovnání vnitřní a vnější práce se stanoví natočení na plastické linii

$$pL_1L_2 = \frac{8ML_{2,\text{eff}}}{L_1} + \frac{16M_{b,2}}{L_1} + \frac{8nM_{\text{HOT}}}{L_1}$$

Pro zatížení na návrhovou únosnost desky podle kapitoly 5 jsou nejmenší požadované velikosti momentových únosností obvodových nosníků na stranách desky A a C

$$M_{b,2} = \frac{pL_1^2 L_2 - 8ML_{2,\text{eff}} - 8nM_{\text{HOT}}}{16}$$

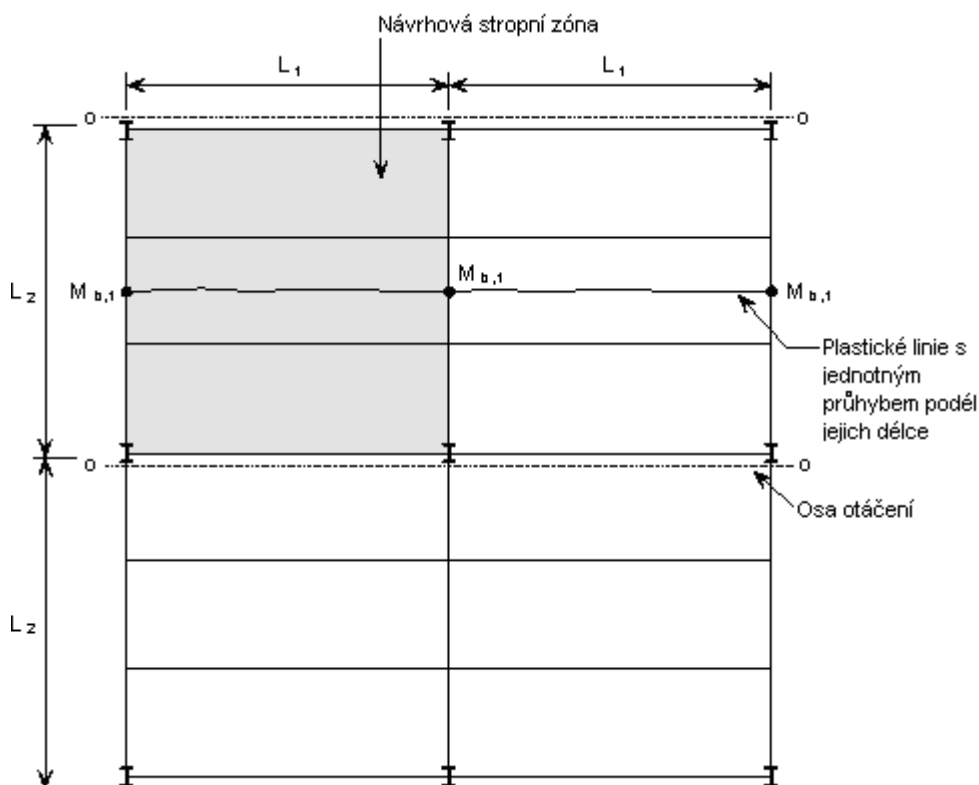
kde

p je rovnoměrné zatížení přenášené stropní oblastí za požáru

6.4.2 Okrajový nosník na jedné straně

6.4.2.1 Plastická linie rovnoběžně s nechráněnými nosníky

Uvažuje se potřebná momentová únosnost obvodových nosníků na stranách B a D stropní návrhové oblasti. Nosník na straně B je vnitřní obvodový. Software počítá pouze únosnost stropní desky. Pro vnitřní obvodový nosník je třeba předpokládat, že v místě nosníku je stropní návrhová oblast přilehlá k desce o stejných rozměrech. Předpokládá se jedna plastická linie napříč středem stropní návrhové oblasti ve směru rozpětí 1, jak je ukazuje obrázek 6.6.



Obrázek 6.10 Plastická linie rovnoběžná s nechráněnými obvodovými nosníky i s osou otáčení desky na straně D

Podél plastické linie jsou stejná posunutí a natočení na plastické linii lze stanovit jako:

$$\text{Natočení na plastické linii} = 2 \frac{1}{L_2/2} = \frac{4}{L_2}$$

Vnitřní práce na natočení plastické linie se stanoví:

$$\text{Vnitřní práce} = (2ML_{1,\text{eff}} + 3M_{b,1}) \frac{4}{L_2} = \frac{8ML_{1,\text{eff}}}{L_2} + \frac{12M_{b,1}}{L_2}$$

Vnější práce od průhybu desky se vypočte:

$$\text{Vnější práce} = \frac{1}{2} p 2L_1 L_2$$

Porovnáním vnitřní a vnější práce se stanoví natočení jako:

$$pL_1 L_2 = \frac{8ML_{1,\text{eff}}}{L_2} + \frac{12M_{b,1}}{L_2}$$

Jestli je zatížení desky menší než únosnost určená v kapitole 5, lze nejmenší požadovaná velikosti momentové únosnosti pro obvodové nosníky na stranách B a D vypočítat jako:

$$M_{b,1} = \frac{pL_1 L_2^2 - 8ML_{1,\text{eff}}}{12}$$

kde

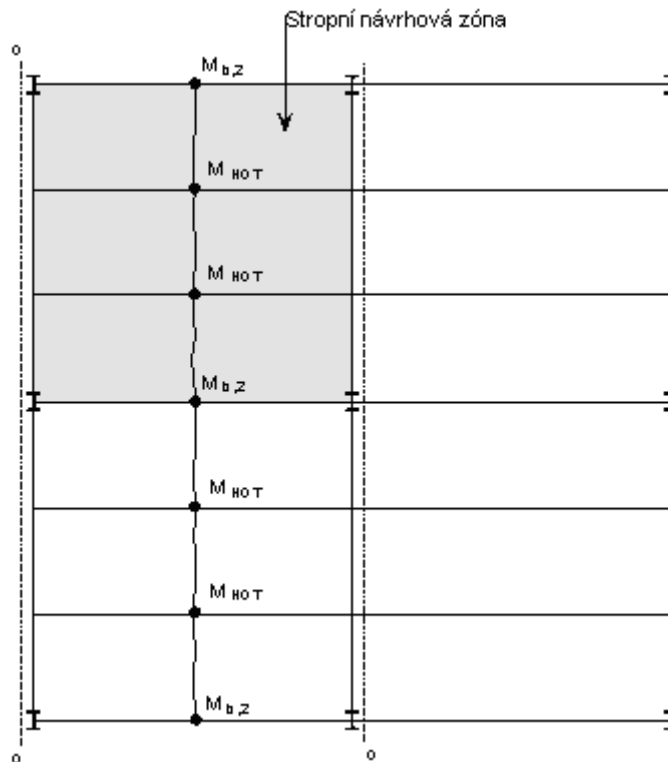
$L_{1,\text{eff}}$ je efektivní délka plastické linie snižující efektivní šířku desky s předpokladem působit s obvodovými nosníky, které jsou navrženy jako ocelobetonové prvky,

M momentová únosnost desky na jednotku délky plastické linie

p rovnoměrné zatížení přenášené stropní návrhovou oblastí za požárních podmínek.

6.4.2.2 Plastická linie kolmá k nechráněným nosníkům

Předpokládá se vytvoření jedné plastické linie napříč středem stropní návrhové oblasti ve směru rozpětí 2, jak znázorňuje obrázek 6.9.



Obrázek 6.11 *Plastická linie kolmá k nechráněným nosníkům s osou otáčení na straně A*

Podél plastické linie je stejné posunutí a natočení na plastické linii lze vypočítat následovně

$$\text{Natočení na plastické linii} = 2 \frac{1}{L_1/2} = \frac{4}{L_1}$$

Vnitřní práce provedená natočením plastické linie je uvedena:

$$\begin{aligned} \text{Vnitřní práce} &= (2ML_{2,\text{eff}} + 3M_{b,2} + 2nM_{\text{HOT}}) \frac{4}{L_1} \\ &= \frac{8ML_{2,\text{eff}}}{L_1} + \frac{12M_{b,2}}{L_1} + \frac{8nM_{\text{HOT}}}{L_1} \end{aligned}$$

Vnější práce od průhybu desky je uvedena:

$$\text{Vnější práce} = \frac{1}{2} p L_1 2L_2$$

Porovnání vnitřní a vnější práce natočení na plastické linii:

$$p L_1 L_2 = \frac{8ML_{2,\text{eff}}}{L_1} + \frac{12M_{b,2}}{L_1} + \frac{8nM_{\text{HOT}}}{L_1}$$

Jestli je zatížení desky menší než únosnost určená v kapitole 5, tak nejmenší požadovaná velikost momentové únosnosti pro obvodové nosníky na stranách A a C je uvedena jako:

$$M_{b,2} = \frac{pL_1^2 L_2 - 8ML_{2,eff} - 8nM_{HOT}}{12}$$

kde

$L_{2,eff}$ je efektivní délka plastické linie snižující efektivní šířku desky s předpokladem působit s obvodovými nosníky, které jsou navrženy jako ocelobetonové prvky a ocelobetonové nechráněné vnitřní nosníky,

M momentová únosnost desky na jednotku délky plastické linie,

p rovnoměrné zatížení přenášené stropní návrhovou oblastí za požárních podmínek

6.4.3 Stropní oblast bez okrajových nosníků

Pro oblasti, kde nejsou obvodové nosníky, je pro krajní nosníky konzervativně použita veličina určená výrazem v Kapitole 0.

6.4.4 Návrh krajních nosníků

U nosníků na okraji desky je běžná praxe, že nejsou navrženy jako ocelobetonové. To je z důvodu, že náklady na plnění požadavků na příčné smykové vyztužení jsou větší než náklady na instalaci trochu větších ocelových nosníků. Nicméně pro požární návrh je důležité, aby stropní deska byla dostatečně ukotvena do okrajových nosníků. Pokud jsou nosníky navrženy, jako nekompozitní je třeba navrhnout smykové spoje ne více jak 300 mm vzdálené od sebe a tyče s háky by měly poskytnout připojení okrajových nosníků k ocelobetonové desce.

6.5 Teplotní analýza

Program FRACOF používá pro teplotní analýzu ocelobetonové desce 2D model. Model se po řadu let osvědčil ve SCI k předpovídání teplot oceli a ocelobetonových průřezů. Prokázalo se, že jím lze při zkouškách požární odolnosti předpovídat dobře rozložení teplot po průřezu.

Prvek se definuje obdélníkovou mřížkou. Užitím polohového součinitelem lze modelem analyzovat šikmou stranu ocelobetonových desek trapézového nebo samosvorného tvaru.

Teplotní vlastnosti oceli a betonu v programu FRACOF jsou založeny na veličinách udaných v ČSN EN 1994-1-2:2006.

Teplotní působení vystaveného povrchu prvku se vypočte pomocí čistého tepelného toku \dot{h}_{net} , který se určí z tepelného toku od proudění a sálání:

$$\dot{h}_{net} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r} \quad (12)$$

Složka čistého tepelného toku od sálání se určí jako:

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c (\theta_g - \theta_m) \quad (13)$$

kde

α_c je součinitel tepelného šíření prouděním

θ_g teplota plynů

θ_m teplota povrchu prvku.

Pro teplotní analýzu prvků vystavených nominální normové teplotní křivce se uvažuje součinitel tepelného šíření prouděním na vystavené straně $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$.

Pro modely přírodního požáru vzroste součinitel tepelného šíření proudění na $\alpha_c = 35 \text{ W/m}^2\text{K}$.

Na straně desky nevystavené požáru vychází čistý tepelný tok z přestupu tepla prouděním. Součinitel tepelného přestupu proudění se bere $\alpha_c = 9 \text{ W/m}^2\text{K}$ a je ovlivněn sáláním, se kterým se v tomto modelu ale pro jednoduchost konzervativně nepočítá.

Čistý tepelný tok sáláním je určen z výrazu

$$h_{\text{net,r}} = \Phi \varepsilon_m \varepsilon_f \sigma \left[(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4 \right] \quad (14)$$

kde

Φ je polohový součinitel

ε_m součinitel emisivity prvku

ε_f součinitel emisivity požáru

σ Stephan Boltzmannova konstanta ($5,67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$)

θ_r efektivní sálavá teplota požáru

θ_m povrchová teplota prvku.

Emisivita se uvažuje v souladu s ČSN EN 1994-1-2:2006 jako $\varepsilon_f = 1,0$. Emisivita prvku lze stanovit pomocí tabulky 6.4.

6.5.1 Polohový součinitel

Pro ocelové za studena tvarované trapézové plechy se pro stanovení čistého tepelného toku v závislosti na poloze povrchu využije polohových součinitelů. Hodnoty součinitele jsou na obrázku 6.10 pro otevřený trapézový plech a na obrázku 6.11 pro samosvorný trapézový plech.

Otevřený trapézový plech

U dolní příruby trapézového plechu se předpokládá, že polohový součinitel dosahuje 1,0. Pro horní přírubu se polohový součinitel, Φ_{TOP} , vypočte jako:

$$\Phi_{\text{TOP}} = \frac{2 \tan^{-1} \left(\frac{h}{2(p - b_1)} \right)}{3.14}$$

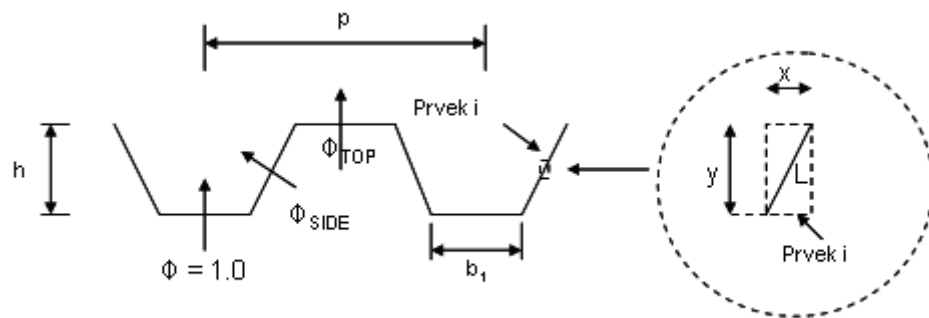
Pro šikmou stojinu se polohový součinitel vypočte jako:

$$\Phi_{\text{SIDE}} = 0.5 \frac{L}{x + y}$$

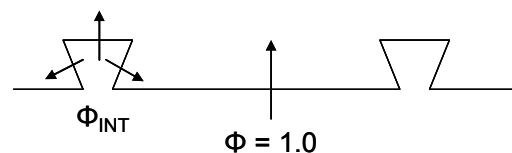
Samosvorný trapézový plech

Polohový součinitel na spodní přírubě samosvorného plechu se předpokládá 1,0. Polohový součinitel pro vnitřní strany vlny se vypočítá jako:

$$\Phi_{\text{INT}} = 0.3 \frac{L}{x + y}$$



Obrázek 6.12 Polohový součinitel pro otevřený trapézový plech



Obrázek 6.13 Polohový součinitel pro samosvorný trapézový plech

6.5.2 Materiálové charakteristiky

Vlastnosti oceli a betonu jsou založeny na doporučeních ČSN EN 1994-1-2:2006. Tabulka 6.4 udává hodnoty emisivity povrchu, objemové hmotnosti a vlhkosti obsažené pro ocel, běžný beton a lehký beton.

Tabulka 6.4 Materiálové charakteristiky oceli a betonu

	Ocel	Běžný beton	Lehký beton
Emisivita, ε_m	0,7	0,7	0,7
Objemová hmotnost, ρ	7850	2300	1850
hmotnostní % vlhkosti	0	4	4

Pro konstrukční a betonářskou výztuž se tepelná kapacita oceli stanovuje v závislosti na teplotě jako:

$$C_a = 425 + 0.773\theta - 0.00169\theta^2 + 0.00000222\theta^3 \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{pro } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 600^\circ\text{C}$$

$$C_a = 666 - \frac{13002}{(\theta - 738)} \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{pro } 600^\circ\text{C} \leq \theta \leq 735^\circ\text{C}$$

$$C_a = 545 - \frac{17820}{(\theta - 731)} \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{pro } 735^\circ\text{C} \leq \theta \leq 900^\circ\text{C}$$

$$C_a = 650 \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{pro } 900^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$$

Pro normální suchý beton s křemičito-vápenatým kamenivem se tepelná kapacita stanovuje v závislosti na teplotě jako:

$$C_c = 900 \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{pro } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C}$$

$$C_c = 900 + (\theta - 100) \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{pro } 100^\circ\text{C} \leq \theta \leq 200^\circ\text{C}$$

$$C_c = 1000 + (\theta - 200)/2 \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{pro } 200^\circ\text{C} \leq \theta \leq 400^\circ\text{C}$$

$$C_c = 1100 \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{pro } 400^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$$

U lehkého betonu se tepelná kapacita stanovuje, podle ČSN EN 1994-1-2:2006 jako:

$$C_c = 840 \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{pro všechny teploty}$$

Tepelná vodivost oceli je definována v závislosti na teplotě jako:

$$\lambda_a = 54 - 0.033(\theta - 20) \quad \text{ale ne méně než } 27,3 \quad (\text{W/mK})$$

Pro obyčejný beton se užije horní odhad tepelné vodivosti určené v ČSN EN 1994-1-2:2006. Tepelná vodivost obyčejného betonu se určí ze vztahu v závislosti na teplotě:

$$\lambda_c = 2 - 0.2451(\theta/100) + 0.0107(\theta/100)^2 \quad (\text{W/mK})$$

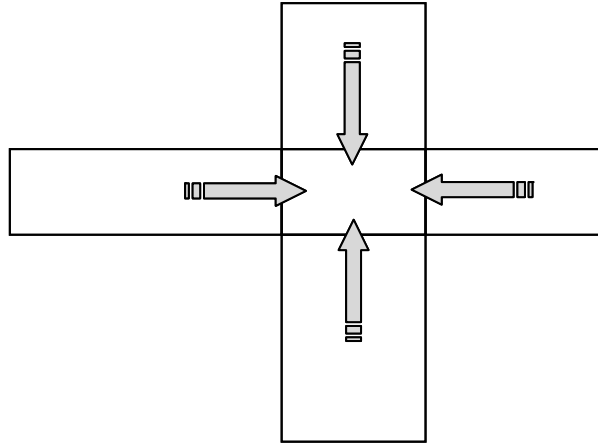
Tepelná vodivost závisí na teplotě a určí se ze vztahu:

$$\lambda_c = 1 - (\theta/1600)$$

ale ne menší než 0,5 (W/mK)

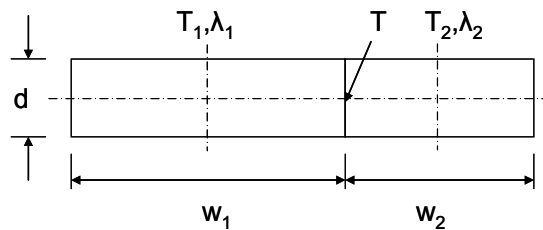
6.5.3 Vedení tepla

Tepelná analýza počítá vedení tepla mezi vyšetřovanou oblastí a oblastmi nad, pod a po stranách, viz obrázek 6.12. Ostatní části nejsou zohledněny.



Obrázek 6.14 Uvažované oblasti vedení tepla

Vedení tepla za jednotku času závislý na velikosti oblasti, teplotě oblastí a jejich tepelné vodivosti. U každé oblasti se stanoví čistý tepelný přenos do a z oblasti. Model vedení tepla je znázorňuje na obrázku 6.13.



Obrázek 6.15 Model vedení tepla

Teplota se definuje ve středu každé oblasti T_1 , T_2 . Na rozhraní mezi oblastmi bude teplota T . Vedení tepla z oblasti 1 na rozhraní je stejné jako vedení tepla z rozhraní do oblasti 2. Tepelná vodivost oblastí je λ_1 a λ_2 .

Vedení tepla za jednotku času ze středu oblasti 1 na její rozhraní se vypočte jako:

$$h = \frac{2D\lambda_1}{w_1}(T - T_1)$$

což odpovídá vedení za jednotku času z rozhraní do středu oblasti 2:

$$h = \frac{2D\lambda_2}{w_2}(T_2 - T)$$

Ve výrazu se eliminuje teplota rozhraní T a pro vedení za jednotku času bude platit

$$h = \frac{(T_2 - T_1)}{\left(\frac{w_1}{2D\lambda_1} + \frac{w_2}{2D\lambda_2}\right)}$$

Ze vztahu se vypočte vedení tepla mezi jednotlivými oblastmi. Pro každou oblast se předem vypočítá hodnota:

$$\frac{w}{2D}$$

Teplotná vodivost se mění s teplotou. Počítá se proto po přírůstcích teploty, osvědčilo se po 30 s.

6.5.4 Teploty požárně nechráněných nosníků

Teploty nechráněných ocelových nosníků se vypočte jednoduchou přírůstkovou metodou v kapitole 4.3.4.2.2 normy ČSN EN 1994-1-2:2006. Zvýšení teploty oceli v malých časových intervalech se vypočítá jako:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{\text{shadow}} \left(\frac{1}{c_a \rho_a}\right) \left(\frac{A_i}{V_i}\right) \dot{h}_{\text{net}} \Delta t$$

kde

k_{shadow} je opravný součinitel pro vliv zastínění

ρ_a hustota oceli

Δt časový interval

A_i/V_i součinitel průřezu pro část průřezu

Program FRACOF vypočítá teplotu oceli dolní příruby průřezu po 2,5 s. Opravný součinitel pro vliv zastínění se uvažuje jako 1,0.

Součinitel průřezu dolní pásnice závisí na její tloušťce e_1 takto:

$$A_i/V_i = \frac{2000}{e_1}$$

Materiálové vlastnosti jsou uvedeny v kapitole 6.5.2. této publikace.

Čistý tepelný tok se vypočte pomocí vztahu (12), se složkami od proudění a sálání ze vztahu (13) nebo (14). Při výpočtu tepelného toku radiací, viz vztah (14), se polohový součinitel uvažuje jako 1,0.

7 ZKOUŠKA POŽÁRNÍ ODOLNOSTI STROPU

7.1 Rozsah

Jednoduchý návrhový model BRE byl vyvinut na základě zkoušek na skutečné konstrukci, při kterých byly stropy vystaveny plně rozvinutým požárům v daném požárním úseku. Model lze použít pro požární návrh s požárem simulovaným nominální normovou teplotní křivkou. Je třeba zohlednit možné vlivy:

- dlouhý požár, nad 120 min,
- rozdílné konstrukční detaily,
- vyšších hodnoty návrhových vlastností.

Pro ověření těchto vlivů byla v rámci projektu FRACOF uskutečněna požární zkouška na peci. Poskytuje experimentální údaje o chování betonové desky vystavené nominální normové teplotní křivce a jejím membránovém působení. Zkoumala se i požární únosnost přípojů mezi stropnicemi a průvlaky na okraji ocelobetonového stropu při velkých průhybech během membránového působení. Další zkouška na peci byl proveden v rámci projektu COSSFIRE. Zkoušely se dva rozdílné ocelobetonové vzorky stropu v plném měřítku podle ČSN EN 1365-2. Požární odolnost stropního systému během zkoušek byla dobrá.

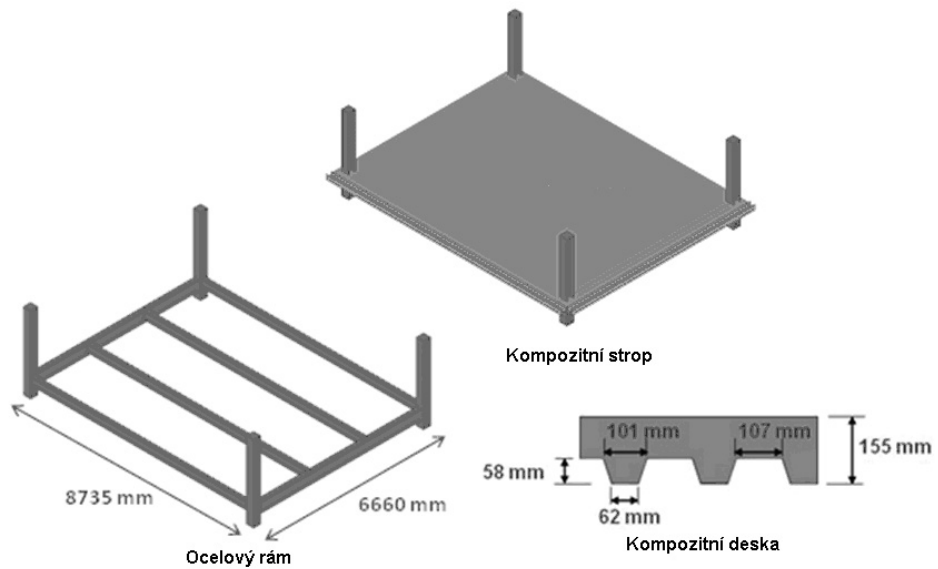
7.2 FRACOF Zkouška

7.2.1 Zkušební vzorek

Uspořádání zkušební vzorku znázorňuje obrázek 7.1. Ocelobetonový strop byl navržen ze čtyř stropnic, dvou průvlaků, čtyř sloupů a ze stopní desky tlusté 155mm.

Zkušební vzorek byl připraven pro požární odolnost R120. Nosníky mezi sloupy byly požárně chráněny a stropnice pod stropní deskou byly ponechané nechráněné. Únosnost zkušební vzorku byla vypočtena podle jednoduchého návrhového modelu BRE, viz kapitola 6. Návrh ukázal, že umístění ocelové výztužné sítě o ploše $256 \text{ mm}^2/\text{m}$ v obou směrech pod horním okrajem desky poskytuje odpovídající únosnost. Pomocí jednoduchého návrhového modelu BRE byla předpovězena únosnost $7,58 \text{ kN/m}^2$ po dobu 120 min při vystavení nominální normové teplotní křivce. Tloušťka desky splňovala izolační požadavky pro 120 min v souladu s požadavky normy ČSN EN 1994-1-2:2006^[32],

Ocelové nosníky byly připojeny k betonové desce trny s hlavou. Přípoj nosníku na sloup byl navržen krátkou čelní deskou na pásnici a dvěma úhelníky na stojinu sloupu. Spojení nosníku na nosník byly vytvořeny šroubované dvěma úhelníky, viz obrázek 7.2. Ocelobetonová deska byla betonována do trapézového plechu COFRAPLUS60 o tloušťce 0,75 mm.



Obrázek 7.1 Úprava zkušební vzorku

Rozměry zkušební vzorku byly:

- rozpětí stropnice 8,735 m
- rozpětí průvlaku 6,66 m
- rozpětí ocelobetonové desky 2,22 m
- celková délka všech ocelových sloupů 2,5 m plus 0,8 m pod ocelobetonovou deskou

Podle konstrukčního řešení prvků pro tento strop byly použity charakteristické velikosti zatížení:

- stálé zatížení, vlastní váha konstrukce a 1,25 kN/m² na nekonstrukční prvky
- nahodilé zatížení 5,0 kN/m²

Pro návrh za pokojové teploty se uvažovalo s kombinací zatížení v souladu s ČSN EN 1990:2004,

$$\sum \gamma_{G,j,\text{sup}} G_{k,j,\text{sup}} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$$

kde

$\gamma_{G,j,\text{sup}}$ je dílčí součinitel pro stal zatížení, 1,35

$G_{k,j,\text{sup}}$ stálé zatížení,

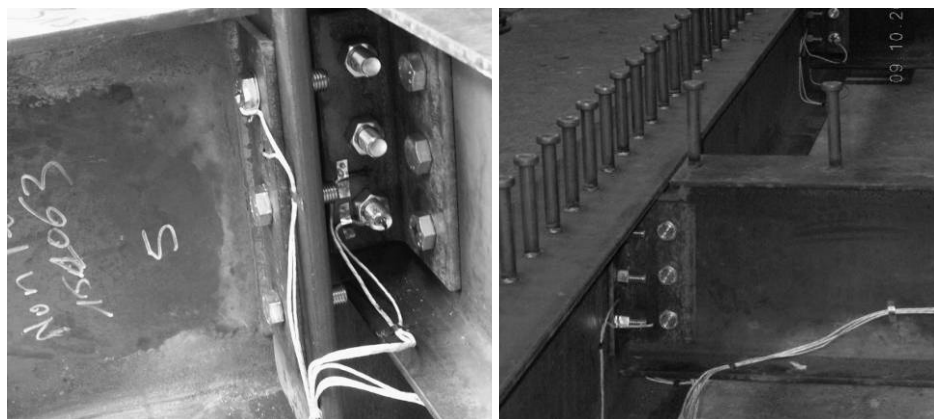
$\gamma_{Q,1}$ dílčí součinitel pro základní nahodilé zatížení, 1,5

$Q_{k,1}$ základní nahodilé zatížení

Na zatížení se ověřil únosnost prvku v ohybu a smyku za běžné teploty podle ČSN EN 1994-1-1:2006⁽³³⁾ pro ocelobetonové konstrukce. Ocelové spoje byly navrženy v souladu s požadavky ČSN EN 1993-1-8:2006⁽³⁴⁾. Pro hlavní konstrukční prvky byly vybrány průřezy:

- stropnice IPE300, ocel S235,
- průvlaky IPE400, ocel S355,
- sloupy HEB260, ocel S235.

Stropní deska byla betonována zběžného betonu třídy C30/37.



(a) Připoj nosníku na sloup na pásnici krátkou čelní deskou a na stojinu dvěma úhelníky na stojině nosníku

(b) Připoje nosníku na nosník dvěma úhelníky na stojině nosníku

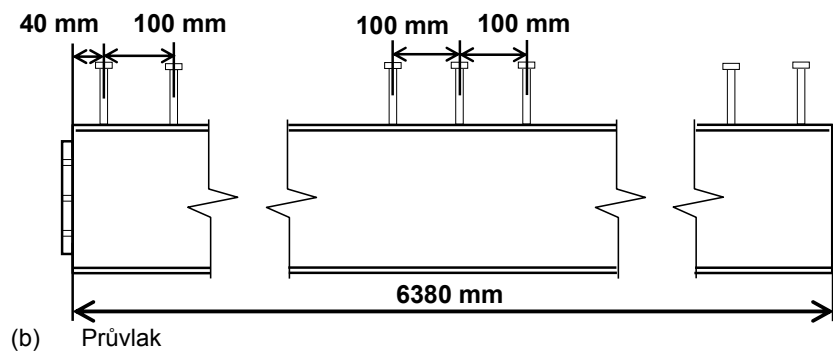
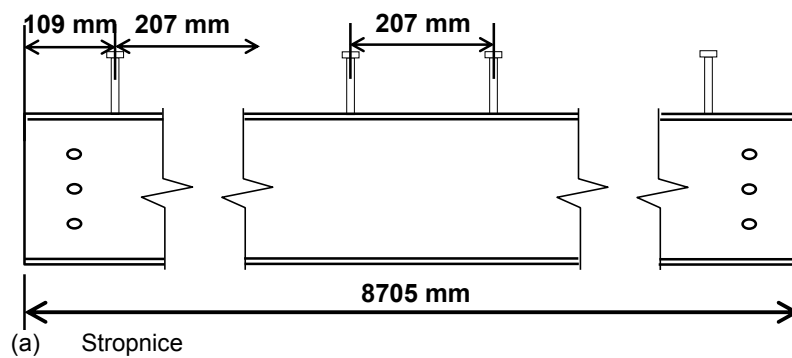
Obrázek 7.2 Připoje stropních nosníků

Skutečné materiálové vlastnosti oceli a betonu byly stanoveny tahovou zkouškou za běžné teploty, Nominální a naměřené hodnoty jsou uvedeny v tabulce 7.1.

Tabulka 7.1 Materiálové vlastnosti zkušebních prvků

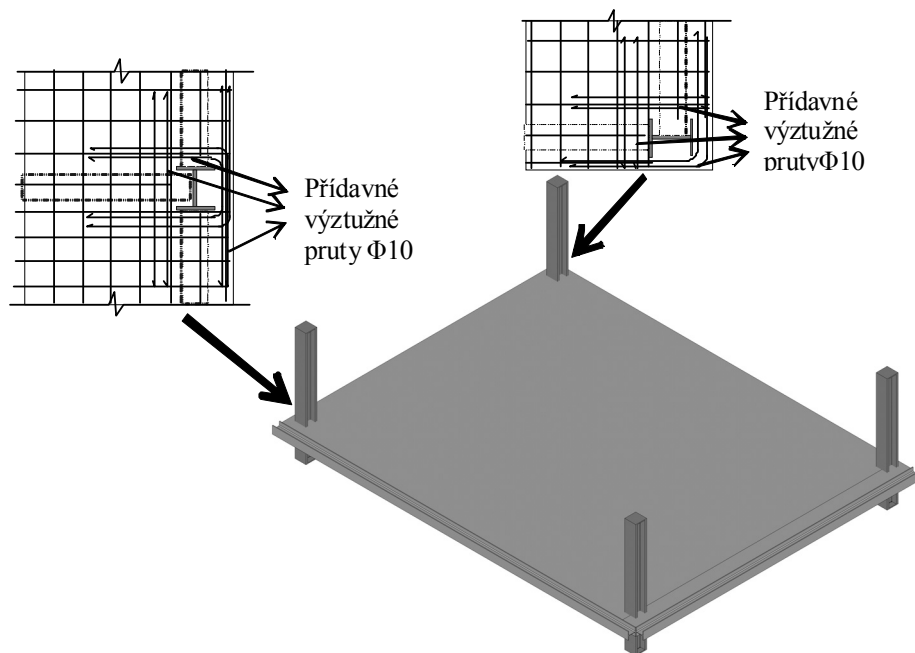
Typ materiálu	Mechanické vlastnosti			
	Mez kluzu (MPa)		Mez pevnosti (MPa)	Tažnost
Stropnice třídy S235	Nominální	Naměřená	Naměřená	
	235	311	446	
	Mez kluzu (MPa)		Mez pevnosti (MPa)	Tažnost
Průvlak třídy S355	Nominální	Naměřená	Naměřená	29,9 %
	355	423	549	
	Mez kluzu (MPa)		Mez pevnosti (MPa)	
Ocelová výztužná síť třídy B500A	Nominální	Naměřená	Naměřená	15,5 %
	500	594	631	
	Pevnost v tlaku (MPa)			
Beton C30/37	Charakteristická hodnota		Naměřená hodnota	
	30		36,7	

Smykové sprážení zajišťovaly trny o průměru 19 mm a výšce 125 mm. Jejich rozložení je na obrázku 7.3.



Obrázek 7.3 Rozložení spřahovacích prvků na nosnících

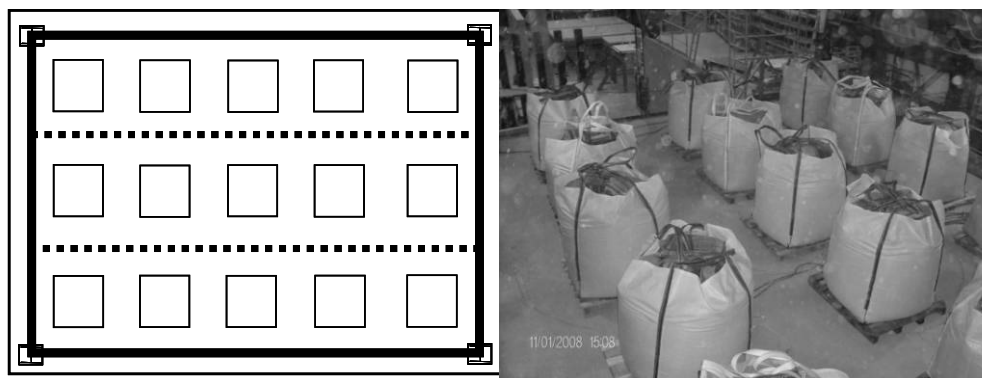
Výztužná ocelová síť byla umístěna 50 mm pod horní okraj desky, Síť byla tvořena dráty o průměru 7 mm třídy oceli S500 s osovými vzdálenostmi 150 mm v obou směrech. Přídavné výztužné pruty o průměru 10 mm byly použity na připojení na okrajích ocelobetonového kompozitu, viz obrázek 7.4.



Obrázek 7.4 Výztuž kolem sloupů

7.2.2 Metodika zkoušky

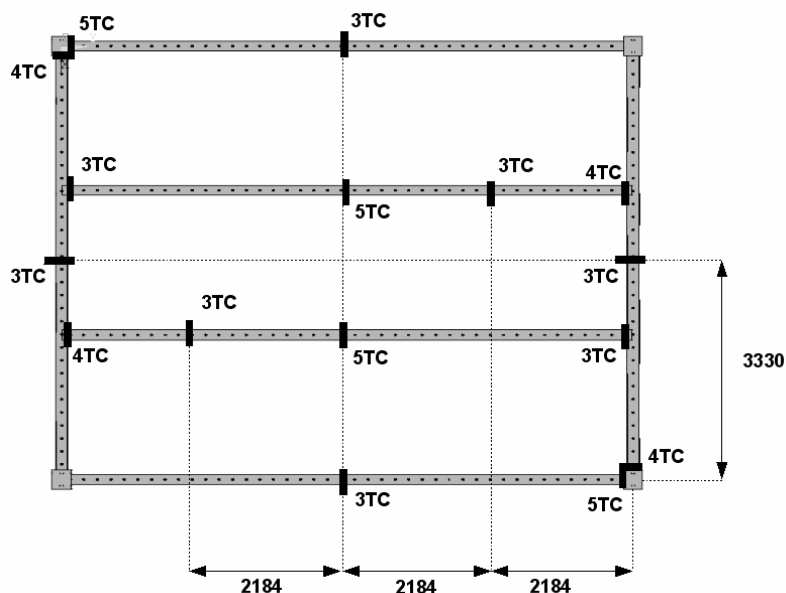
Mechanické zatížení tvořilo patnáct pytlů písku, které byly rovnoměrně rozmístěny po stropu, viz obrázek 7.5. Každý pytel písku vážil 15,0 kN, což odpovídá rovnoměrnému zatížení 3,87 kN/m². Hodnota je větší než návrhová hodnota 3,75 kN/m² pro kombinaci zatížení pro kancelářské budovy při požární situaci s použitím doporučené hodnoty součinitel kombinace $\psi_1 = 0,50$.



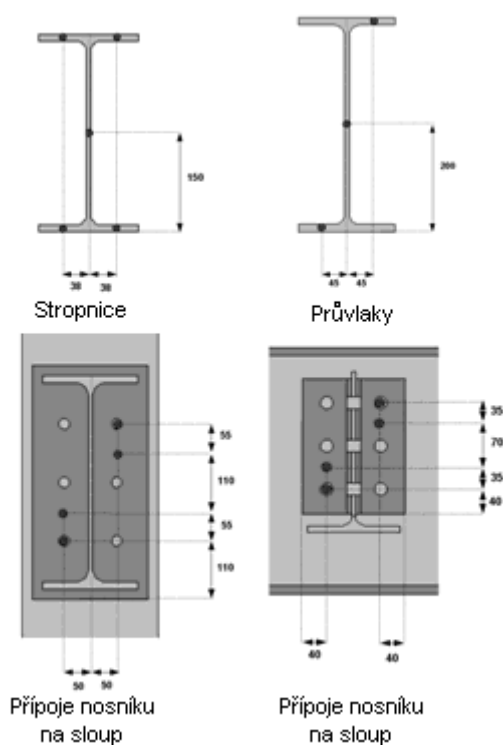
Obrázek 7.5 Zatížení stropu pytlí s pískem

Podle jednoduchého návrhového modelu BRE, viz kapitola 5, byly u stropu dvě stropnice požárně nechráněné. Nosníky na obvodě stropní nosníky a sloupy byly požárně chráněny, což zajišťuje celistvost konstrukce za požární situace. Přípoje byly požárně chráněny. Jako ochranný materiál byly použity dvě vrstvy desek z minerálních vláken, 25 mm; 128 kg/m³. Výztužná ocelová síť byla na stranách přivařena k ocelovým nosníkům podél okraje desky, viz obrázek 7.4. Nosníky byly vetknuty do konstrukce pece a simulovaly průběžnou ocelobetonovou desku.

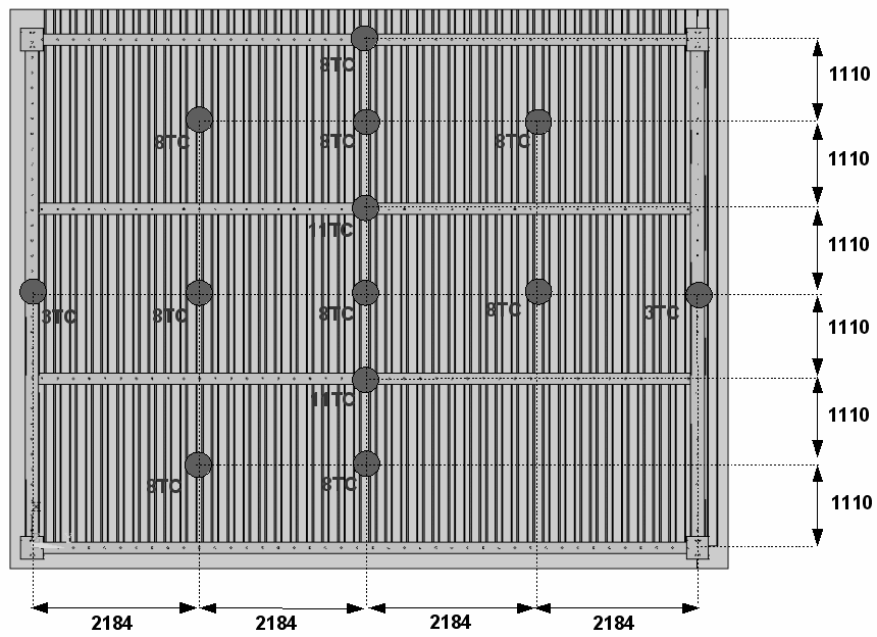
Měřilo se celkem na 194 místech. Hlavní bylo 170 termočlánků ke sledování teploty ocelového stropu, nosníků viz obrázky 7.6. a 7.7 a desky obrázky 7.8 a 7.9. Sedm snímačů průhybů bylo instalováno na měření svislého průhybu stropu, viz obrázek 7.10. K měření vodorovných posunů stropu sloužily dva snímače. Kamera, upravená do vysokých teplot byla umístěna v peci tak, že zaznamenávala deformace stropu v čase.



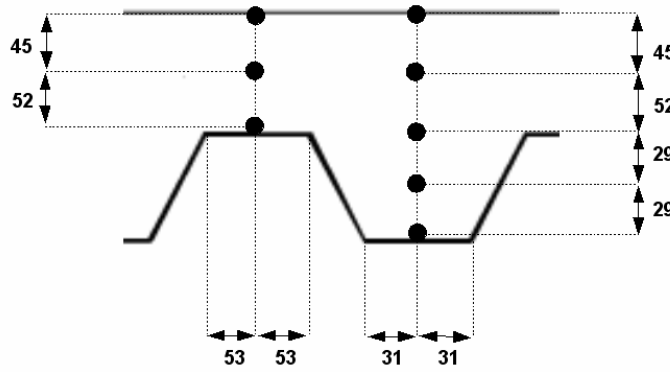
Obrázek 7.6 Termočlánky na ocelové konstrukci



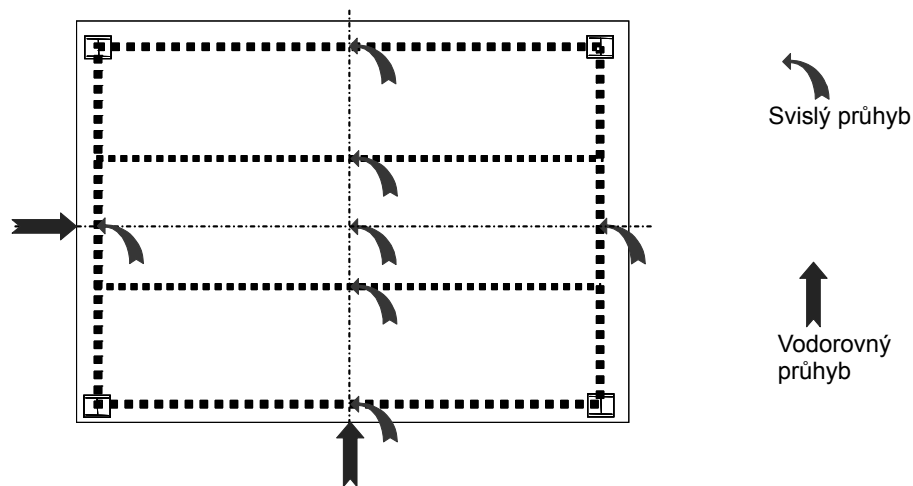
Obrázek 7.7 Termočlánky na průřezech a přípojkách



Obrázek 7.8 Termočlánky na ocelobetonové desce



Obrázek 7.9 Termočlánky po výšce ocelobetonové desky a žebra



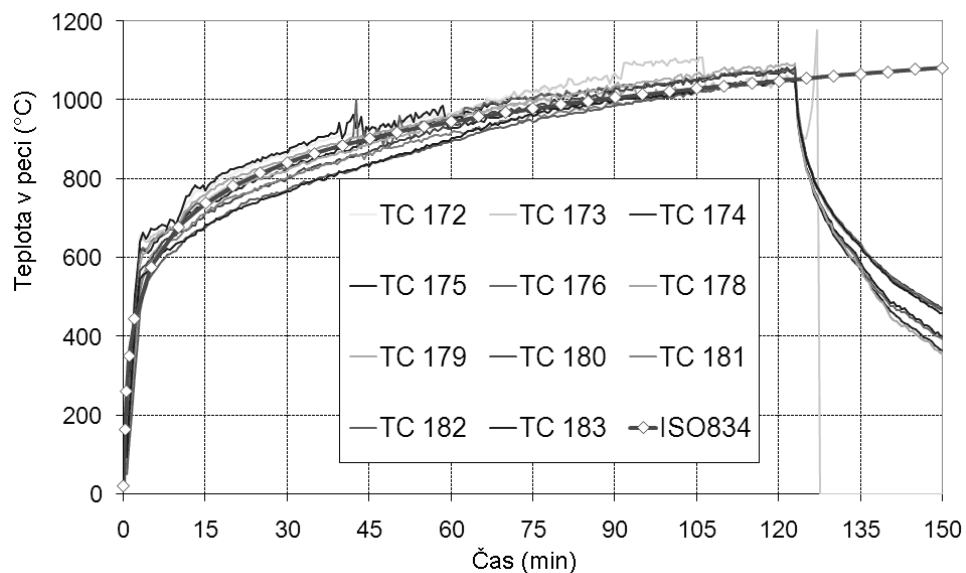
Obrázek 7.10 Průhyboměry na konstrukci

7.2.3 Výsledky

Zkouška trvala více, než 120 min. Byla ukončena po porušení celistvosti stropu trhlinou v průřezu desky. Měřilo se i během chladnutí do 900 min.

7.2.3.1 Změny v konstrukci

Během zkoušky byla teplota v peci měřena deskovými termočlánky v souladu s doporučeními ČSN EN 1363-1:2000. Deskové termočlánky byly umístěny pod stropem. Zaznamenané teploty z čidel ukázaly, že teplota pece byla řízena s dovolenou odchylkou podle ČSN EN 1363-1:2000, normy pro požární zkoušení v peci, viz obrázek 7.11.

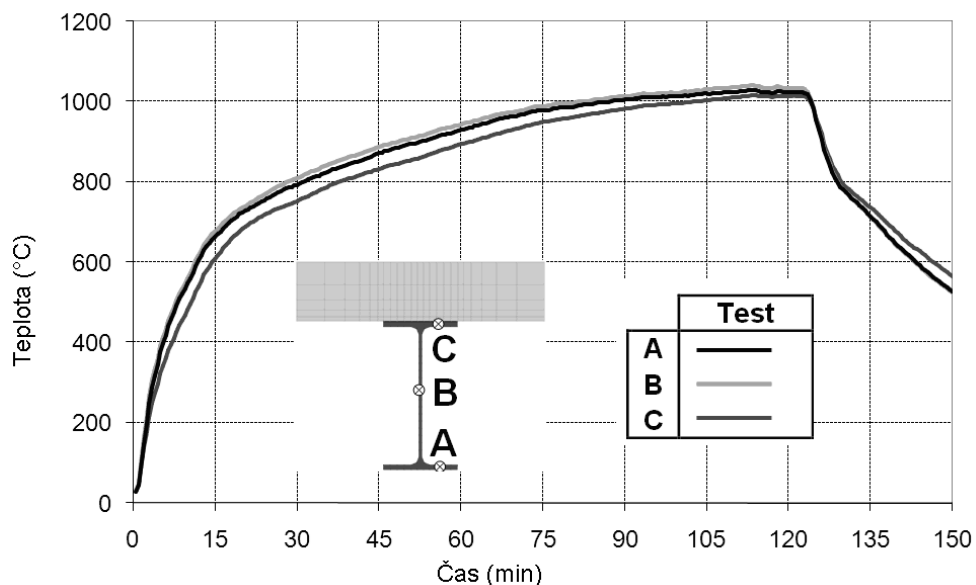


Obrázek 7.11 Teplota plynů v peci a nominální normová teplotní křivka

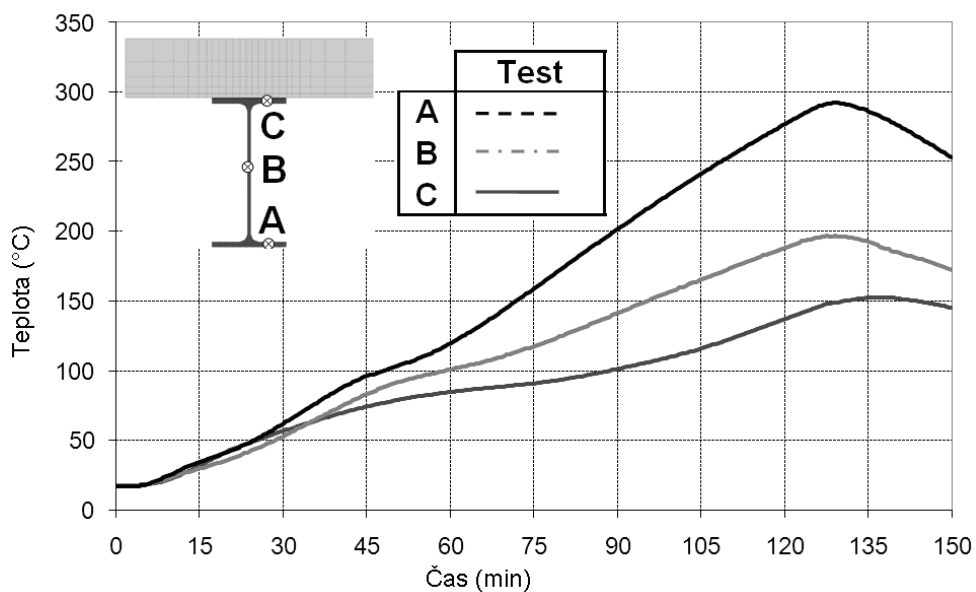
Teplota ve středu ocelobetonových nosníků byla měřena na spodní pásnici, stojině a horní pásnici každého průřezu. Souhrn teplot na nosnících uvádí obrázky 7.12 a 7.13. Požárně nechráněné ocelové nosníky dosáhly nejvyšší teploty 1040°C a

chráněné 300°C. Teplota u požárně chráněných je ovlivněna jejich částečnému vystavení požáru na kraji pece, viz obrázek 7.14.

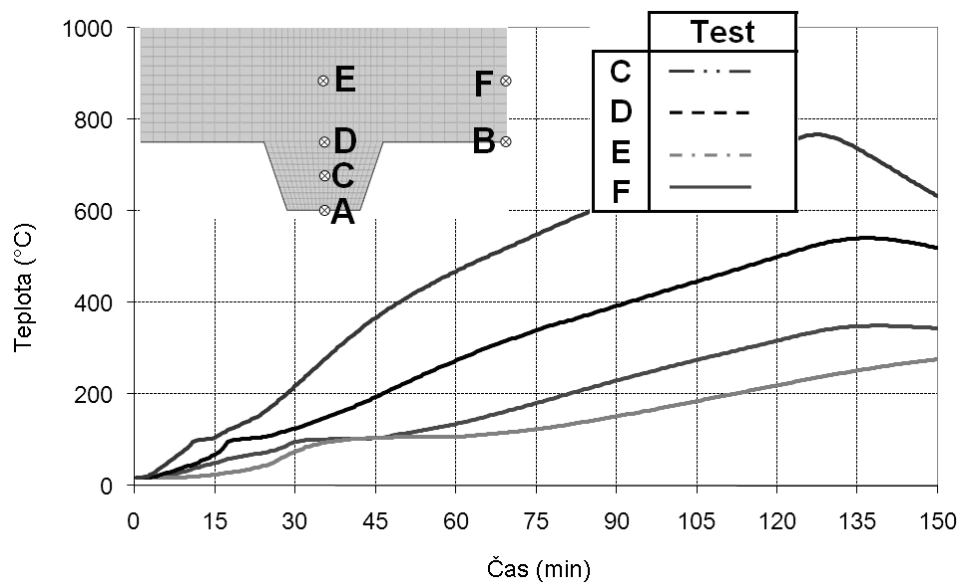
Teploty bodů A a B nejsou zaznamenány, protože termočlánky upevněné do ocelového plechu selhaly při oddělení ocelového plechu a betonu. Teplota nevystavené strany ocelobetonové desky je ukázána na obrázku 7.15. Teplota na neexponované straně ocelobetonové desky po 120 min byla mírně nad 100°C, přičemž porušení kritéria izolace je definováno jako nárůst nad 140°C.



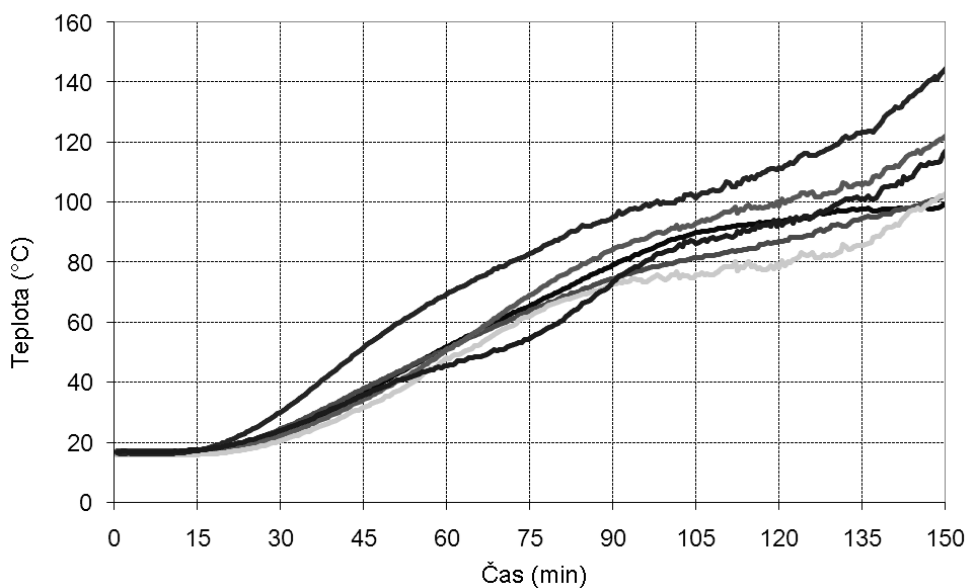
Obrázek 7.12 Ohřívání požárně nechráněných nosníků



Obrázek 7.13 Ohřívání požárně chráněných ocelových nosníků



Obrázek 7.14 Ohřívání ocelobetonové desky



Obrázek 7.15 Změřená teplota na neexponované straně ocelobetonové desky

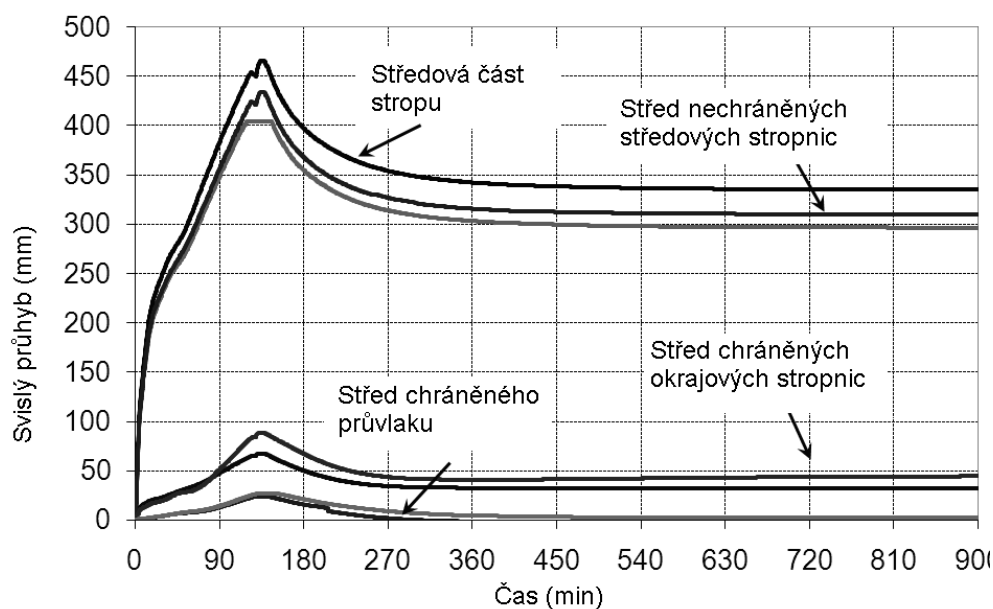
7.2.3.2 Průhyb stropu

Obrázek 7.16 ukazuje svislé průhyby stropu během zkoušky. Zmenšení průhybu po 120 min odpovídá vypnutí hořáků v peci. Podrobně je průhyb znázorněn na obrázku 7.17. Největší průhyb stropu byl 450 mm a naměřené průhyby dvou míst na nechráněných stropnicích byly přibližně 420 mm, což je méně než jedna dvacatina jejich rozpětí. Během chladnutí průhyb mírně vzrostl a dosáhl největší hodnoty asi ve 135 min. Teplota plynu se přitom snížila z 1050 °C na asi 600 °C,

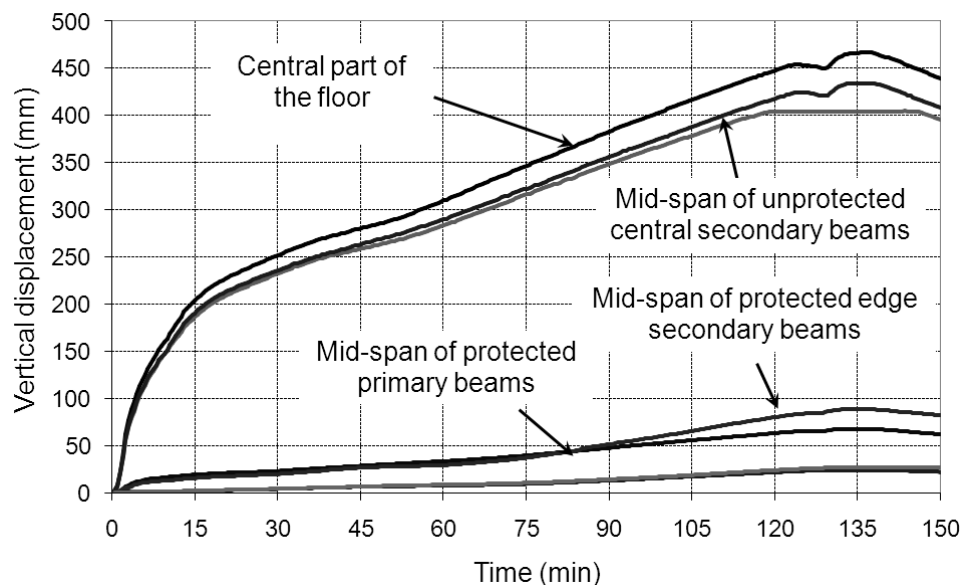
viz obrázek 7.11. V této chvíli dosáhla výztužné sítě nejvyšší teploty, viz obrázek 7.14.

Požárně chráněné nosníky po obvodě zkušební vzorku dosáhly teploty 300 °C. Ocel při 300 °C má 100 % meze kluzu. V polovině rozpětí stropnic byl naměřen průhyb 100 mm. Kritická teplota těchto nosníků je v rozmezí 500 °C a 600 °C při průhybu nad 1/30 rozpětí.

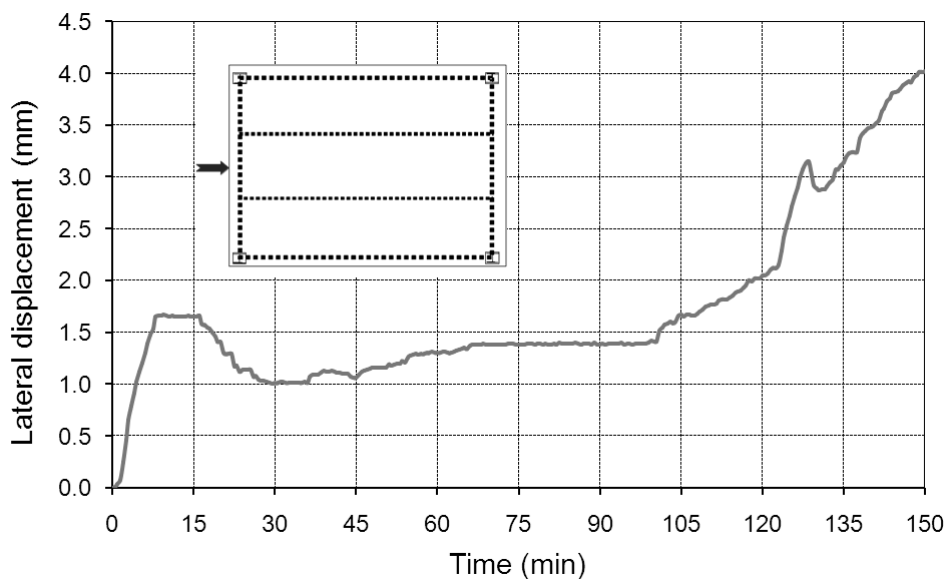
Průhybu na stropu během prvních 20 min narostl velmi rychle a pak narůstal konstantní rychlostí. Pohyb souvisí s ohříváním nechráněných nosníků, které byly ohřáty na více jak 700°C. Jejich ohybová únosnost by nedovolila déle přenášet dané zatížení. Vlivem průhybu se začalo projevovat membránové působení. Membránový účinek je vidět na příčných posunech na okraji desky, viz obrázek 7.18. Po 15. min požáru se okrajové části desky posunuly dovnitř. Náhlý nárůst posunu okolo 105. min odpovídá porušení výztužné ocelové sítě ve střední části stropu, viz kapitola 7.4.3.



Obrázek 7.16 Průhyb stropu při zkoušce



Obrázek 7.17 Detail průhybu stropu při jeho zahřívání



Obrázek 7.18 Příčný průhyb okrajů stropu během ohřívání

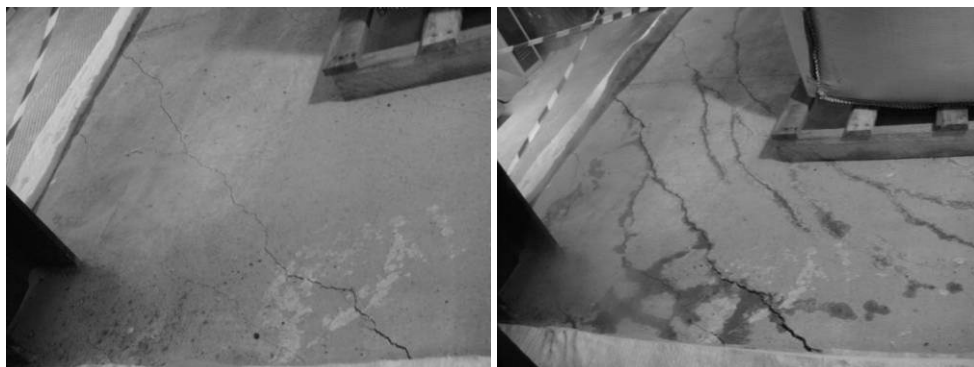
7.2.3.3 Chování ocelobetonové desky během zkoušky

Trhliny se v betonové desce vyvíjely po celou dobu zkoušky:

- V prvotní fázi se vyskytly malé trhliny v betonu okolo ocelových sloupů a pokračovaly podél okraje desky, viz obrázek 7.9a.
- Rozšíření těchto trhlin při zahřívání neovlivnilo celistvost stropu, viz obrázek 7.9b.
- Významnější trhlinka nastala ve středové části stropu po 105. min požáru, jak ukazuje obrázek 7.20.

Zkoumání středové trhliny po zkoušce ukázalo, že trhlina nastala porušením svařeného spoje mezi ocelovými výztužnými sítěmi, jak zobrazuje obrázek 7.21. Při využití membránového působení se využívá výztuž pro přenesení tahu a k porušení dojde trhlinami napříč desky. Porušení spoje mezi sítěmi se zabrání vhodným návrhem konstrukčních detailů podle ČSN EN 1992-1-1:2006⁽³⁵⁾.

Při zkoušce se nedosáhlo kolapsu. Během zkoušky vznikla trhlina a přetržení výztužné sítě v příčném směru ve středové části stropu, což neovlivnilo únosnost desky, ale pro porušení celistvosti byla zkouška ukončena.



(a) Na začátku zkoušky

(b) Na konci zkoušky

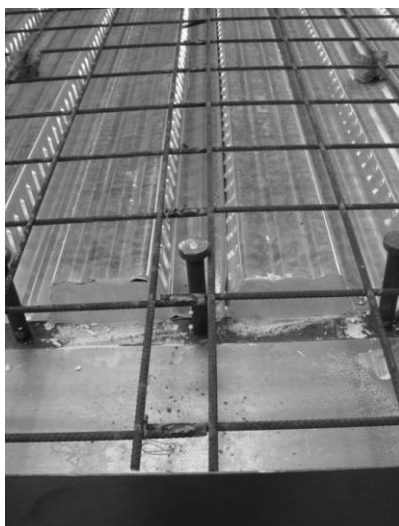
Obrázek 7.19 Ocelobetonová deska v okolí sloupu



(a) Praskliny ve středu stropní desky při zkoušce

(b) Praskliny ve středu stropní desky po zkoušce

Obrázek 7.20 Střední část stropu při a po zkoušce



(a) Svařený spoj výztuže před betonáží



(b) Spoje výztuže v místě praskliny po ochlazení

Obrázek 7.21 Spoj výztužné ocelové sítě před a po zkoušce

7.2.4 K výsledkům zkoušek

Výsledky zkoušky ukázaly únosnost ocelobetonové stropní desky navrhnuté jednoduchým návrhovým modelem BRE. Pro požární odolnost stropu platí, že:

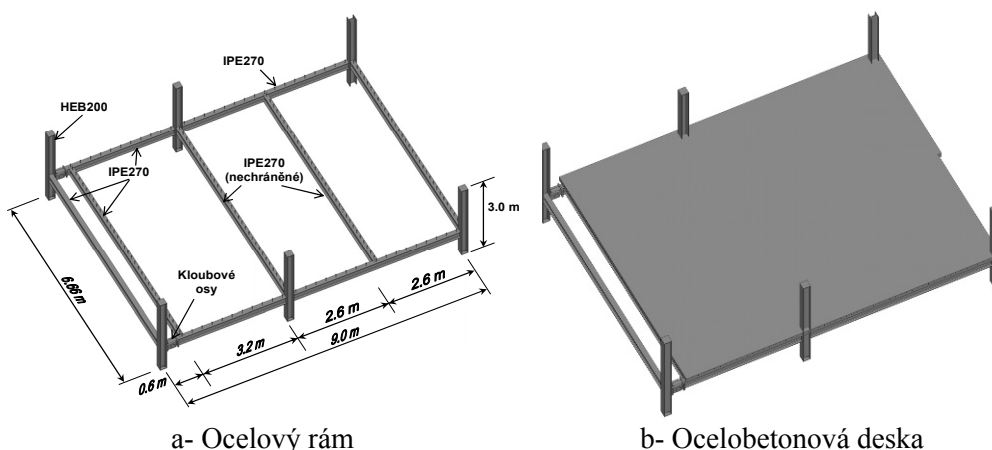
- strop s nechráněnými stropnicemi na rozpětí 8,735 m splnil kritérium únosnosti R120,
- kritéria celistvosti (E) a izolace (I) byly splněny pro 105 min. Porušení nastalo prasklinou napříč ocelobetonovou deskou vlivem předčasného porušení spoje výztužné sítě, viz kapitola 7.4.3,
- pro únosnost jsou důležité spoje výztužné sítě řádnými přesahy, aby se mohlo aktivovat membránové působení,
- popraskání betonu na okrajích stropu se omezilo na nesouvislé praskliny a nemělo vliv na celistvost a izolační schopnosti desky,
- během chladnutí strop se choval uspokojivě,
- ocelové spoje byly požárně chráněny a nejvíce se zahřáli na 500 °C,
- spoje mezi ocelovými prvky se chovaly dobře během zahřívací i chladnutí stropní ocelobetonové desky.

7.3 Zkušební program COSSFIRE

7.3.1 Zkušební vzorek

V rámci programu COSSFIRE byl požárně vyzkoušen jiný ocelobetonový strop, viz obrázek 7.22. U stropu jsou ocelové nosníky a sloupce IPE 270 a HEB 200. Byla použita oceli třídy S235. Návrh stropu byl proveden podle ČSN EN 1994-1-1:2006⁽¹³³⁾ pro návrh ocelobetonových konstrukcí za běžné teploty pro stálé zatížení navíc k vlastní váze 1,25 kN/m² a nahodilé 5,0 kN/m². mechanické zatížení při požární zkoušce 3,93 kN/m² odpovídalo přibližně 100 % stálého zatížení a 50 % nahodilého zatížení podle kombinací pro požární situace kancelářských budov. Spojů byly navrženy podle ČSN EN 1993-1-8:2006⁽¹³⁴⁾.

Ocelobetonová deska byla vybetonována na místě z betonu běžné hmotnosti a kvality C30/37 do trapézového ocelového plechu COFRAPLUS60. Celková tloušťka desky byla 135 mm. Smyková síla byla přednášena trny s hlavou o průměru 19 mm a výškou 125 mm. Trny byly rozmístěny na stropnicích po 207 mm a na průvlacích po 300 mm. Výztužná ocelová síť třídy S500 průměru 7 mm s oky 150 mm x 150 mm. Byla umístěna 35 mm pod horním okrajem desky.



Obrázek 7.22 Strop pro požární zkoušku

Mechanické vlastnosti materiálů ve zkoušce jsou shrnuty v tabulce 7.2.

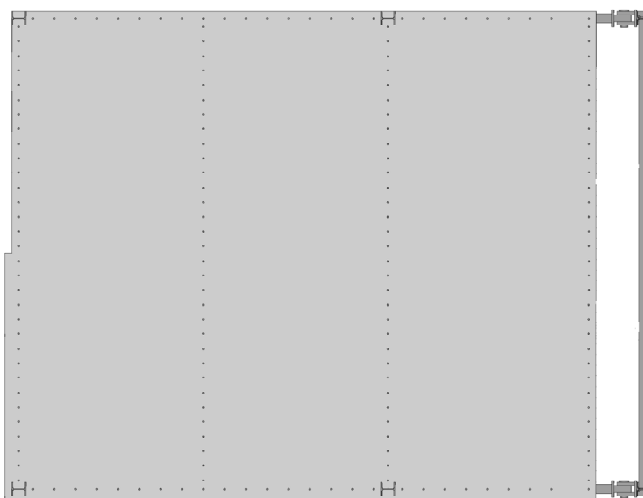
Tabulka 7.2 Charakteristické vlastnosti prvků při zkoušce COSSFIRE

Položka	Mez kluzu/ Pevnost v tlaku, MPa
Průvlaky	320
Stropnice	320
Výztuž	590
Betonu	38,0

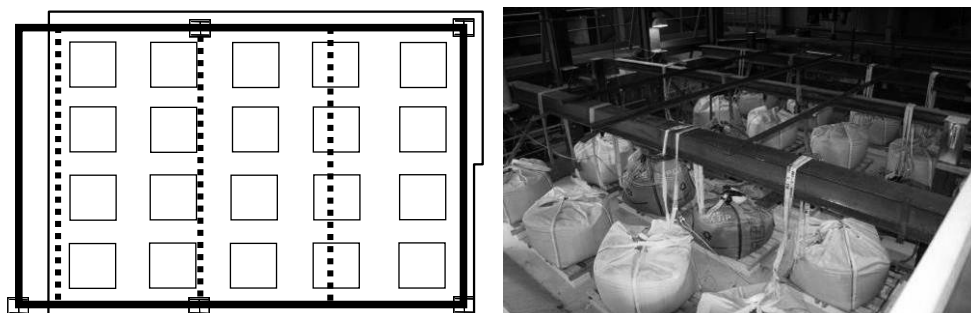
Stropnice ocelobetonová deska byly požárně nechráněny. Okrajové nosníky byly požárně chráněny na dobu požáru 120 min. Ocelové sloupce měly požární ochranu mimo oblasti přípojí. Přípoje byly ponechány nechráněny a zkoumal se dopad jejich ohřátí na únosnost při chladnutí.

Bylo vyšetřováno šest přípojí mezi betonovou deskou a ocelovými, jak ukazuje obrázek 7.23.

Mechanické zatížení během požární zkoušky tvořilo dvacet pytlů s pískem, které byly rovnoměrně rozmístěny po stropě. Každý z pytlů vážil 11,0 kN. Společně s dřevěnými paletami a lehkými betonovými bloky zatížení odpovídalo rovnoměrnému zatížení 3,93 kN/m². Zahřívalo se podle nominální normové teplotní křivky až do počátku kolapsu stropu. Výsledky zkoušky se zaznamenávaly i během chladnutí, aby se ověřilo chování stropu během celé doby případného požáru.



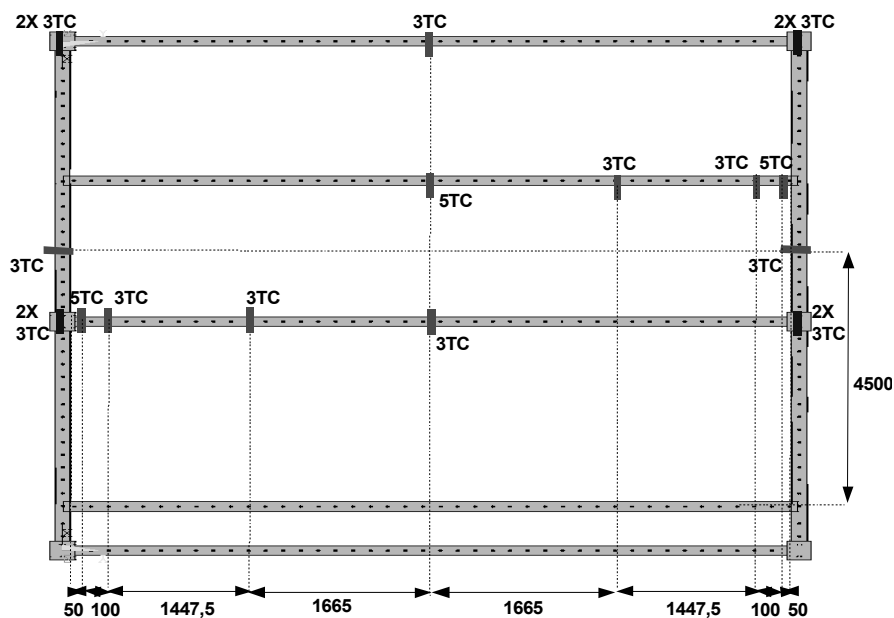
Obrázek 7.23 *Uspořádání výztuže ocelobetonové desky*



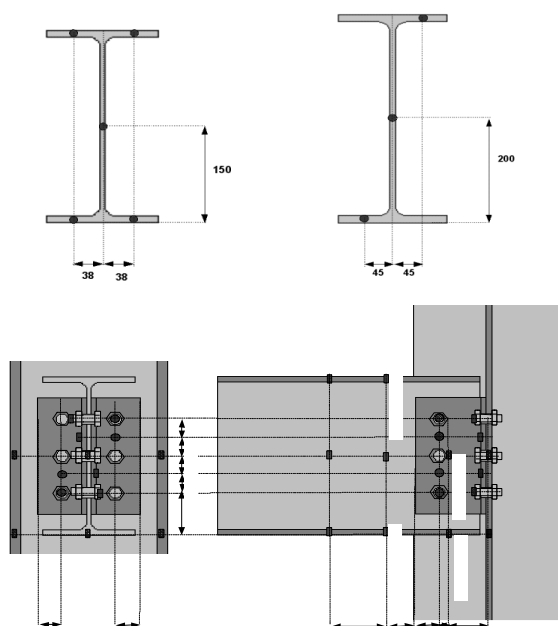
Obrázek 7.24 *Mechanické zatížení stropu*

7.3.2 Měření při zkoušce

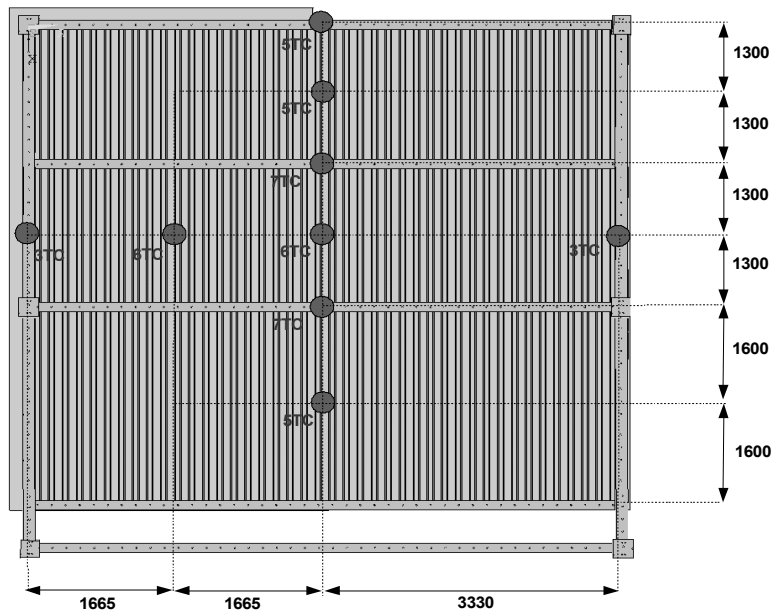
K zaznamenávání teplot plynu a vzorků bylo použito 203 termočlánků. z toho 66 termočlánků bylo umístěno na nosnících, viz obrázek 7.25; 80 termočlánků na spojích, viz obrázek 7.26, a 57 termočlánků v ocelobetonové desce, viz obrázky 7.27 a 7.28. na konstrukci bylo nainstalováno 20 průhyboměrů, ze kterých 16 měřilo svislý průhyb, viz obrázek 7.29. Čtyři zbývající byly použity na měření vodorovných průhybů stropu. Do pece byla vložena kamera, která nahrávala průhyby desky při zkoušce.



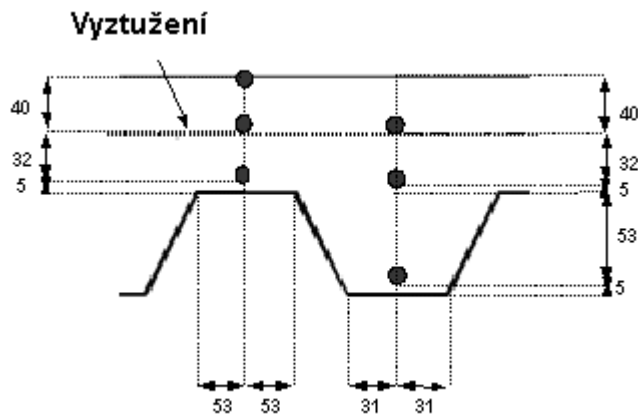
Obrázek 7.25 Umístění termočlánků na konstrukci



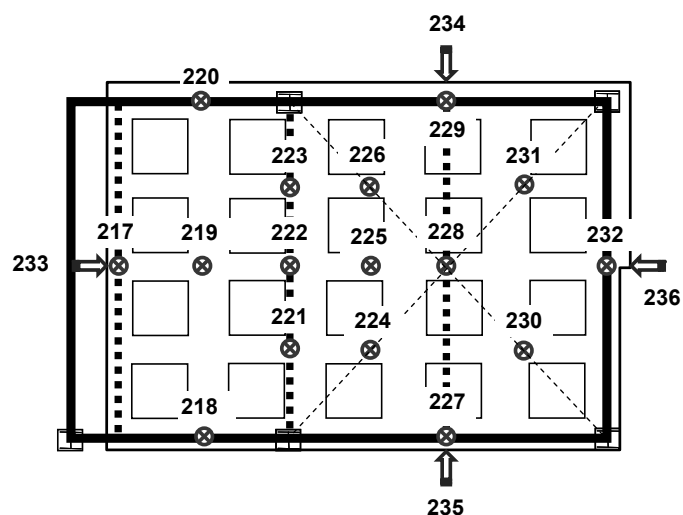
Obrázek 7.26 Umístění termočlánků na průřezech a spojích



Obrázek 7.27 Umístění termočlánků na ocelobetonové desce



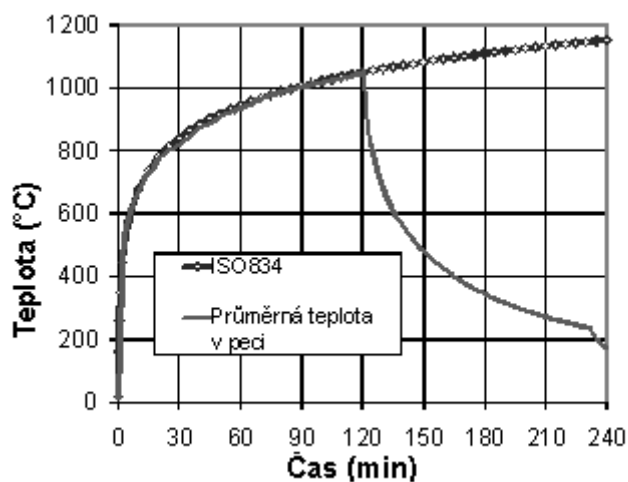
Obrázek 7.28 Řez ocelobetonovou deskou s termočlánky



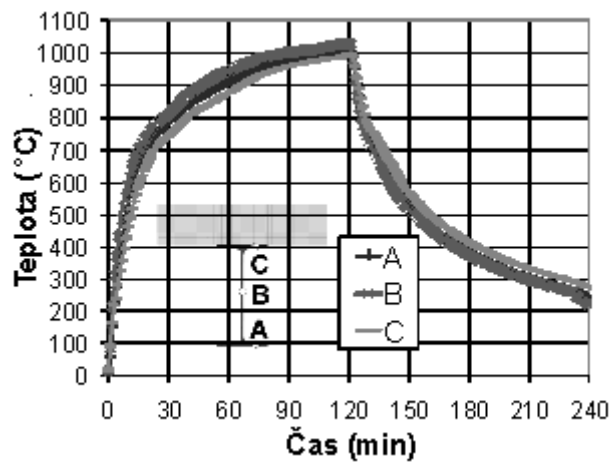
Obrázek 7.29 Rozmístění průhyboměrů

7.3.3 Hlavní výsledky experimentu

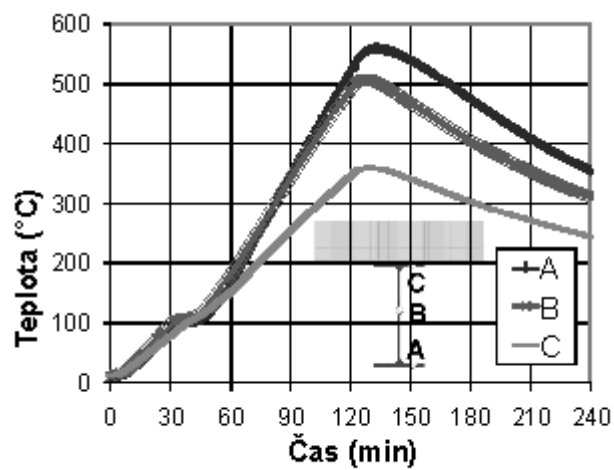
Při zkoušce se zahřívalo podle nominální normové teplotní křivky více než 120 min do kolapsu jedné okrajové stropnice, D6 na obrázku 7.36. Potom byly hořáky vypnuty a pec přirozeně vychladla. Nechráněné ocelové nosníky ve středu stropu byly zahřáty na více než 1000 °C, viz obrázek 7.31. Chráněné ocelové nosníky byly zahřáty na asi 550 °C, obrázek 7.32, kromě jedné požárně chráněné stropnice, s porušenou požární ochranou, viz obrázek 7.33.



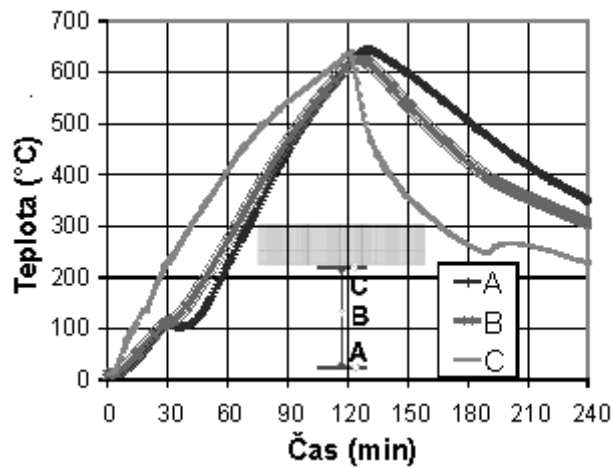
Obrázek 7.30 Porovnání teploty v peci s nominální normovou teplotní křivkou



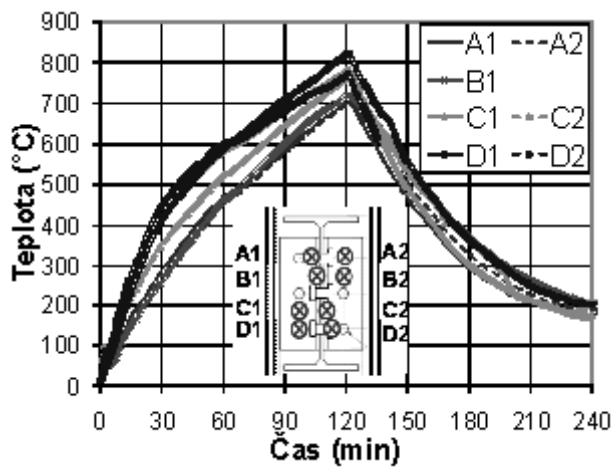
Obrázek 7.31 Zahřívání nechráněných stropnic



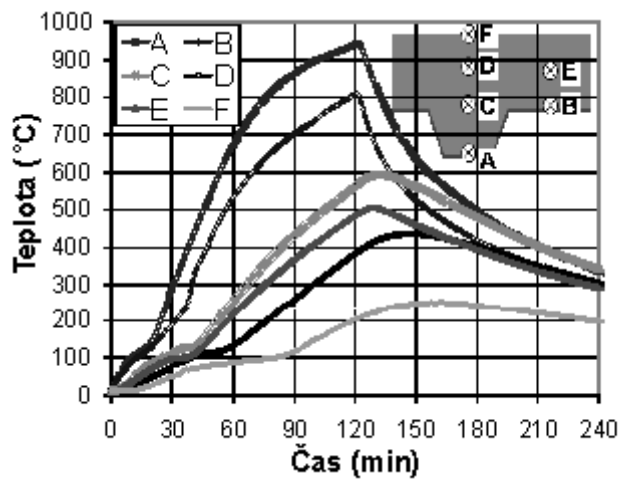
Obrázek 7.32 Zahřívání chráněného průvlaku



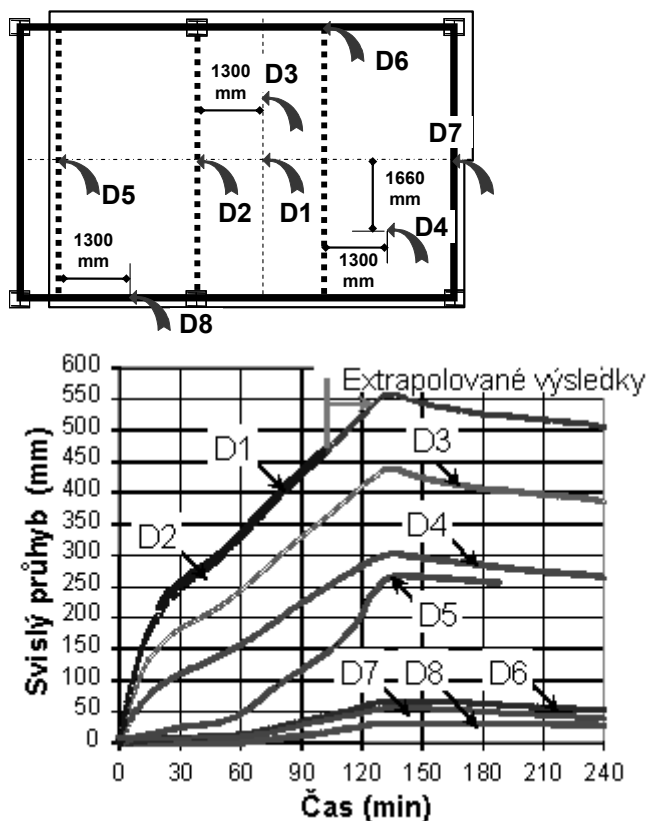
Obrázek 7.33 Zahřívání krajního nosníku s poškozenou ochranou



Obrázek 7.34 Zahřívání nechráněného přípoje krajního nosníku



Obrázek 7.35 Zahřívání ocelobetonové desky



Obrázek 7.36 Svislé posuny desky během zkoušky

Ocelové spoje nebyly požárně chráněny, proto se některé šrouby zahřály na více než 800 °C, viz obrázek 7.34. Nejvyšší teplota ve vzdálenosti 5 mm od exponované strany ocelobetonové desky byla okolo 950 °C, viz obrázek 7.35, Ocelová výztužná síť byla zahřáta na 500 °C. Teplota na neexponované straně ocelobetonové desky překročila 200 °C po 120. min požáru.

Během zkoušky bylo zahřívání přerušeno, když bylo zpozorováno hroucení jednoho okrajového nosníku asi ve 120. min, viz D6 na obrázku 7.36. Celkový průhyb narostl na začátku do 30. min požáru a od té doby se zpomalil. Ve 120. min byl celkový průhyb stropu více než 500 mm. Po zastavení ohřívání průhyb stropu narůstal a po asi 15 min již pomalu klesal. Výsledný průhyb ochlazené konstrukce byl 100 mm.

7.3.4 Sledování zkoušky

Celkový průhyb stropu narostl po 120. min na více než 500 mm. Poruchy ve střední části stropu nebyly pozorovány. Zkouška byla přerušena pro nadměrný průhyb nejvíce ohřáté krajní stropnice, viz obrázek 7.37. Významná trhлина v betonu nastala v polovině jeho rozpětí a nosník se hroutil. Trhлина nevedla ke kolapsu celého stropu vlivem membránového působení, viz obrázek 7.38.

Lokální boulení bylo pozorováno na dolní pásnici a na stojině nechráněné stropnice, která byla připojena na středový sloup, viz obrázek 7.39. Všechny ocelové spoje se během ohřívání i chladnutí chovaly dobře. Ani na nechráněných stropnicích připojených k ocelovým průvlakům není patrné lokální boulení, obrázek 7.40. Porušení krajních připojení mezi ocelobetonovým stropem a obvodovými nosníky nebylo pozorováno.



Obrázek 7.37 *Porušený obvodový nosník*



Obrázek 7.38 *Strop během zkoušky a po ní*



Obrázek 7.39 *Lokální boulení nechráněné stropnice u sloupu*



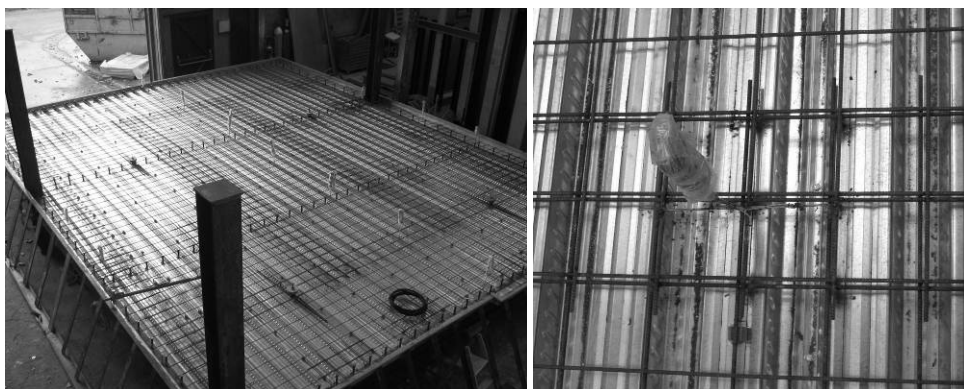
Obrázek 7.40 *Stropnice připojená k průvlaku bez lokálního boulení*



Obrázek 7.41 *Trhliny betonu v rozích desky*



Obrázek 7.42 *Trhliny v betonu u středového sloupu*



Obrázek 7.43 Přesah výztužné ocelové sítě v betonové desce

Výsledky pozorování rozvoje trhlin lze shrnout:

- Trhliny v rozích betonové desky zůstaly malé a neměly žádný vliv na kritérium celistvosti, viz obrázek 7.41.
- Kolem středového sloupu je důležitý velký průhyb nechráněných nosníků a desky směrem dovnitř s možným negativním dopadem na kritérium celistvosti u sloupu, viz obrázek 7.42.
- Ve střední části stropní desky nebyly významné trhliny, které by omezily únosnost výztužné sítě v tahu jako membrána, až do ohřátí 500°C. Dobré chování bylo umožněno navrženým přesahem výztužných ocelových sítí, viz obrázek 7.43.
- Konstruktivní detaily uložení výztužné sítě za trny na krajních nosnících se ukázaly při membránovém působení ocelobetonového stropu účinné. Zajistily příčné upevnění zahřátého pole do stropní desky
- Zbytková únosnost stropní ocelobetonové desky po jejím zchladnutí pro dané zatížení dostatečná i přes značné průhyby podlahy

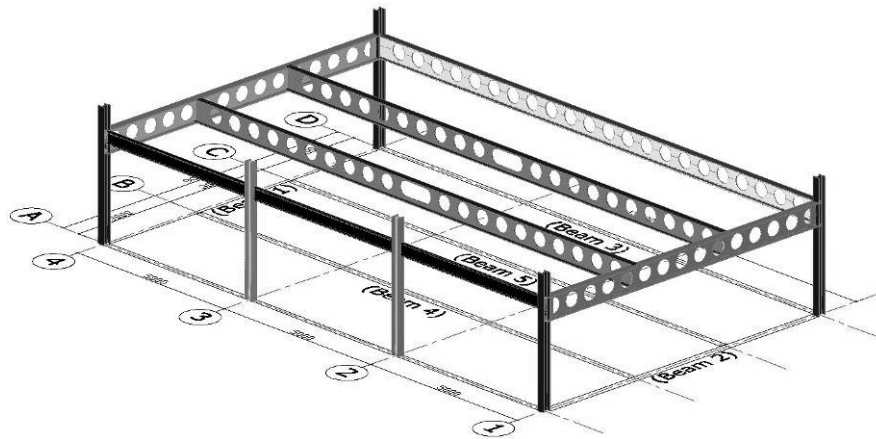
7.4 Požární zkouška ocelobetonové stropní desky s prolamovanými nosníky v delším směru

7.4.1 Zkoušená konstrukce

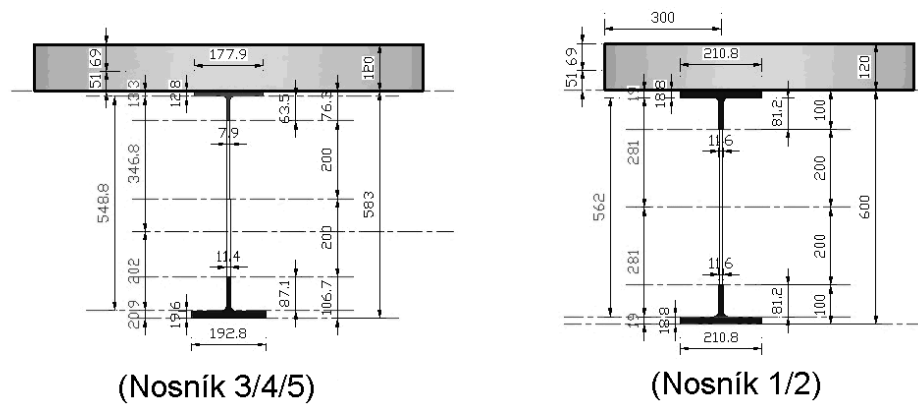
Byla zkoušena stropní deska o rozměrech 9,6 m x 15,6 m, která byla uložena na nosnících s rozpětími 9 m na 15 m mezi čtyřmi sloupy, viz obr. 7.44. Prolamované nosníky byly umístěny na liniích 1, 4, B, C a D jako průvlaky a stropnice konstrukce, viz obr. 7.45. Rozměry nosníků jsou znázorněny na obr. 7.45 a 7.46. Prodloužený otvor ve stojně ve středu rozpětí byl navržen u nechráněných stropnice 4 a 5.



Obrázek 7.44 : Požární úsek s dlouhými nechráněnými prolamovanými nosníky



Obrázek 7.45 : Schéma ocelové konstrukce



Obrázek 7.46 : Details ocelových průřezů.

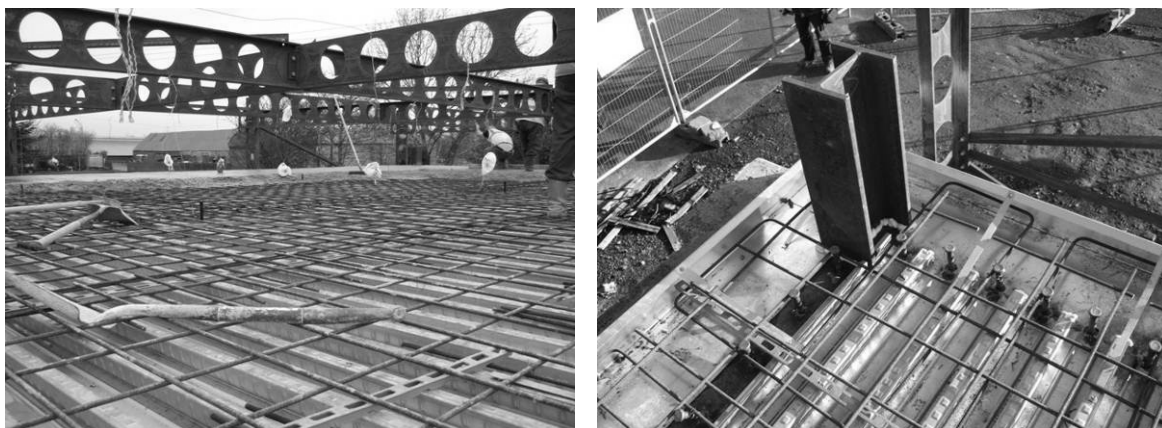
Požární úsek o rozměrech 9,2 m na 15,6 m měl světlou výškou 2,88 m. Plášť tvořily stěny z plynosilikátových bloků o pevnosti 7 MPa. Tři okenní otvory byly navrženy o rozměrech 1,5 m na 3,0 m. Obvodové zdi podél os 1, 4 a D umožňovaly svislý pohyb stropní desky. Přední stěna s otvory byla prodloužena až do spodní části plného nosníku, podél osy A, a neumožňovala svislý průhyb nosníku podél této osy. Ztužidla ve vodorovném směru byla navržena u sloupu A1 v obou směrech, u sloupu A4 pouze ve směru osy 4 a u sloupu D1 příčně. Ztužení bylo řešeno diagonálami z uzavřených kruhových průřezů.

Sloupy a plnostěnné nosníky ve směru osy A byly chráněny 20 mm deskami na požární odolnost 2 hod. Obvodové prolamované nosníky na osách 1, 4 a D byly chráněny pomocí nástřiku z keramických vláken, viz obr. 7.47, také na požární odolnost 2 hod. Požární ochrana byla provedena dodavatelem, který se řídil výrobními specifikacemi. Na vnitřním povrchu obvodové stěny byly připevněny sádrokartonové desky tloušťky 15 mm, které snížily tepelné ztráty, viz obr. 7.47.



Obrázek 7.47 *Požární ochrana nástřikem a obkladem sádrokartonovými deskami na vnitřní straně požárního úseku*

Ocelobetonová deska 120 mm tlustá byla betonována do trapézového plechu 51 mm vysokého a 1 mm tlustého, Holorib (HR51/150). Plech měl změřenou pevnost v tahu 327 MPa. Svařovaná výztužná síť A393, viz obr. 7.48, měla profilované pruty s průměrem 10 mm s osovou vzdáleností prutů 200 mm a s nominální mezí kluzu 500 MPa. Návrh uvažoval parametrickou požární křivku. Výztužná síť měla přesah 400 mm a krytí betonu bylo 40 mm. Návrh betonové směsi (pro 1m³) obsahoval: 320 kg OPC, 918 kg vápence (zrno 10 mm), 691 kg drceného písku, 380 kg vápence (zrno 6 mm), 30 kg zelené (recyklované) vody a 142 kg studené vody. Do betonové směsi nebyly přidány žádné přísady nebo provzdušňovače. V den testu byla naměřena průměrná krychelná pevnost v tlaku 50 MPa.



Obrázek 7.48 : Výztužná síť a ocelový plech před betonáží

Plné spřažení mezi deskou a nosníky bylo dosaženo použitím spřahovacích trnů průměru 19 mm a výšky 95 mm s osovou vzdáleností 200 mm. Požadavky na výztuž podél obvodu desky, viz obr. 7.48, nevychází z požárního návrhu, ale z návrhu za běžné teploty. Háky průměru 10 mm byly umístěny s krytím 30 mm od okraje desky, jak ukazuje obr. 7.48.

7.4.2 Návrhová zatížení

Nahodilé zatížení $3,5 \text{ kN/m}^2$ bylo doplněno o dlouhodobé nahodilé zatížení 1 kN/m^2 a zatížení doplňkovými konstrukcemi $0,5 \text{ kN/m}^2$. Výsledné zatížení bylo $3,25 \text{ kN/m}^2$, jak ukazuje tab. 7.3.

Tabulka 7.3 : Návrhová zatížení

Zatížení	Charakteristické zatížení (kN/m^2)	Součinitel zatížení pro MSÚ	Návrhové zatížení pro MSÚ kN/m^2
Dílčí	1,0	1,0	1,0
Užitné a povrchové úpravy	0,5	1,0	0,5
Nahodilé	3,5	0,5	1,75
Celkem			3,25

Užitné zatížení bylo vyvozeno 44 pytlí s pískem, každý o 1000 kg, rovnoměrně umístěných po stropní desce, jak ukazuje obr. 7.49a. Pytlí vyvodily zatížení $3,25 \text{ kN/m}^2$. Vlastní váha desky o tloušťce 120 mm byla $2,9 \text{ kN/m}^2$. Celkem zatížení dosáhlo $6,15 \text{ kN/m}^2$.



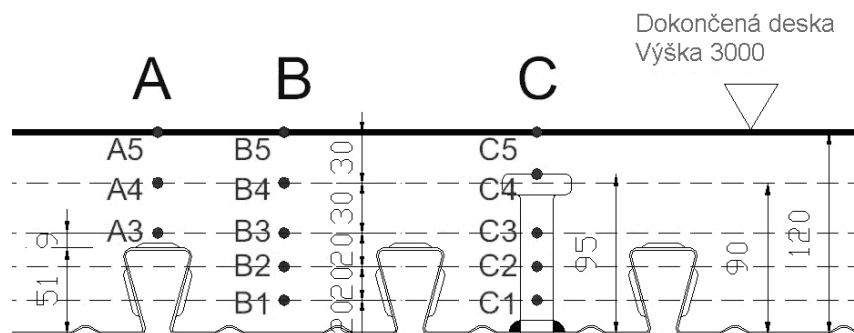
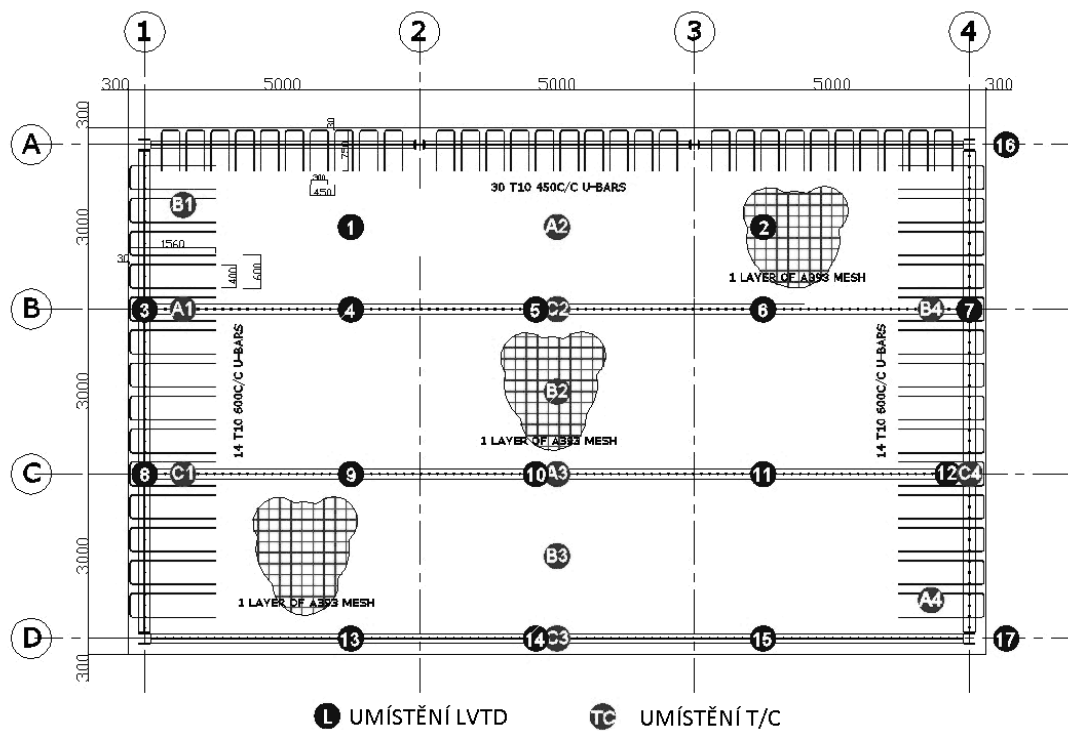
Obrázek 7.49 : (a) Zatížení pytlí, (b) Dřevěné latě pro požární zatížení

7.4.3 Požární návrh

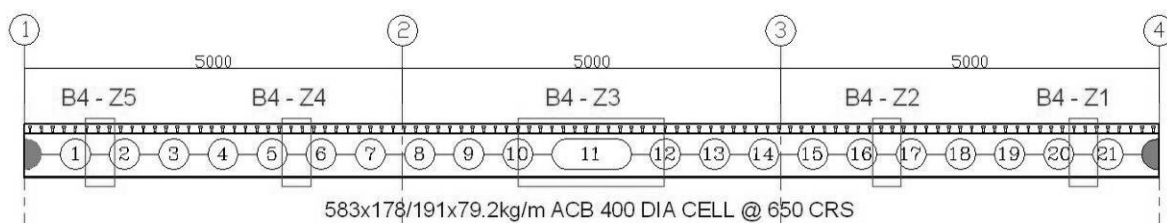
Průběh požáru byl navržen pomocí parametrické teplotní křivky v příloze A normy EN1991-1-2 a pogromem OZone. Požární zatížení obsahovalo 45 běžných (1 m x 1 m x 0,5 m vysoké) dřevěných hranic postavených ze dřevěných latí 50 mm x 50 mm x 1000 mm umístěných rovnoměrně po požárním úseku, viz obr. 7.49b. Požární zatížení odpovídalo 40 kg dřeva na čtverečný metr podlahové plochy. Za předpokladu výhřevnosti dřeva 17 MJ/kg byla hustota požárního zatížení pro testovaný požární úsek 700 MJ/m². Požární zatížení bylo větší než návrhové požární zatížení pro kanceláře 511 MJ/m² (80% kvantil) dané v normě EN1991-1-2. Každá dřevěná hranice byla spojena se sousední malým ocelovým kanálkem, který byl vyplněn vláknovou deskou. Aby se zajistil rychlý rozvoj požáru v požárním úseku, bylo nalito 20 litrů petroleje do kanálků 30 min před zapálením.

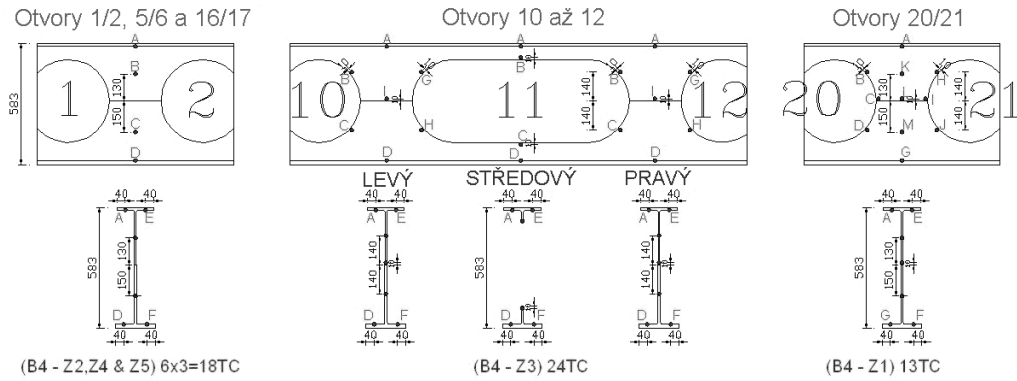
7.4.4 Měření

V celém požárním úseku byla měřena teplota plynu, rozdělení teplot v ocelobetonovém stropu, teplota požárně chráněných a nechráněných prolamovaných nosníků a svislé a vodorovné deformace. Umístění měření je na bor. 7.50 a 7.51. Pro měření svislých a vodorovných průhybů byla postavena volně stojící ocelová konstrukce okolo požárního úseku. Celkem bylo použito 350 termočlánků k monitorování teplot a 17 průhyboměrů pro měření deformací. Průhyboměry byly připevněny k volně stojícímu vnější konstrukci a byly izolovány pro omezení vlivu teploty.



Obrázek 7.50 : Umístění měřících míst průhybů a teplot na desce.





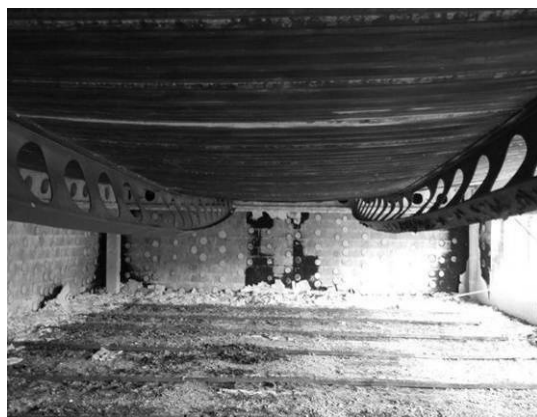
Obrázek 7.51 Umístění termočlánků na nechráněném nosníku 4 (osa B)

7.4.5 Průhyb nosníku/desky

Za požáru lze průhyb požárně nechráněných ocelobetonových nosníků, v případě že není bráněno jejich deformaci ve směru jejich osy, viz obr. 7.52, rozložit do dvou částí: na průhyb od tepelného namáhání a na průhyb od mechanického zatížení. Část od tepelného namáhání je ovlivněna nerovnoměrném rozložení teploty po ocelovém nosníku a spřažení s ocelobetonovou deskou. Průhyb vlivem mechanického ovlivňuje pokles tuhosti konstrukčních materiálů při stoupající teplotě. Při nízkých teplotách, menších než 400°C, je změny průhybu nosníku převážně vlivem tepelného namáhání. Při větších teplotách začne průhyb růst rychleji a začne převládat vliv mechanického zatížení.

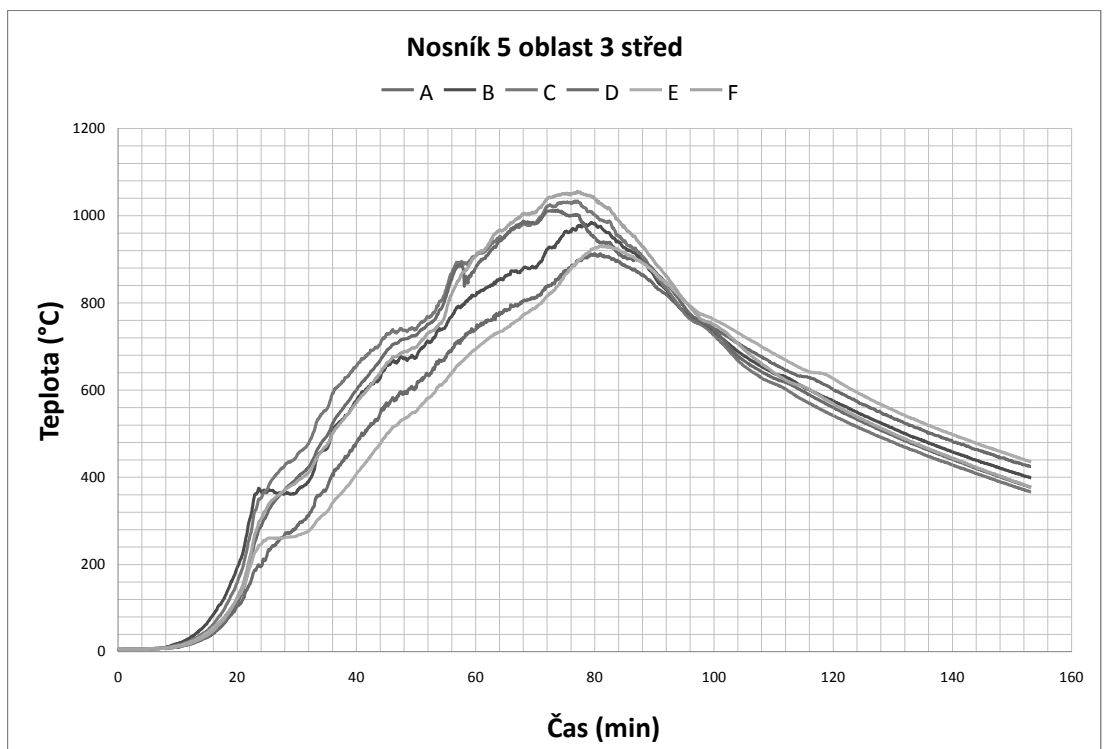
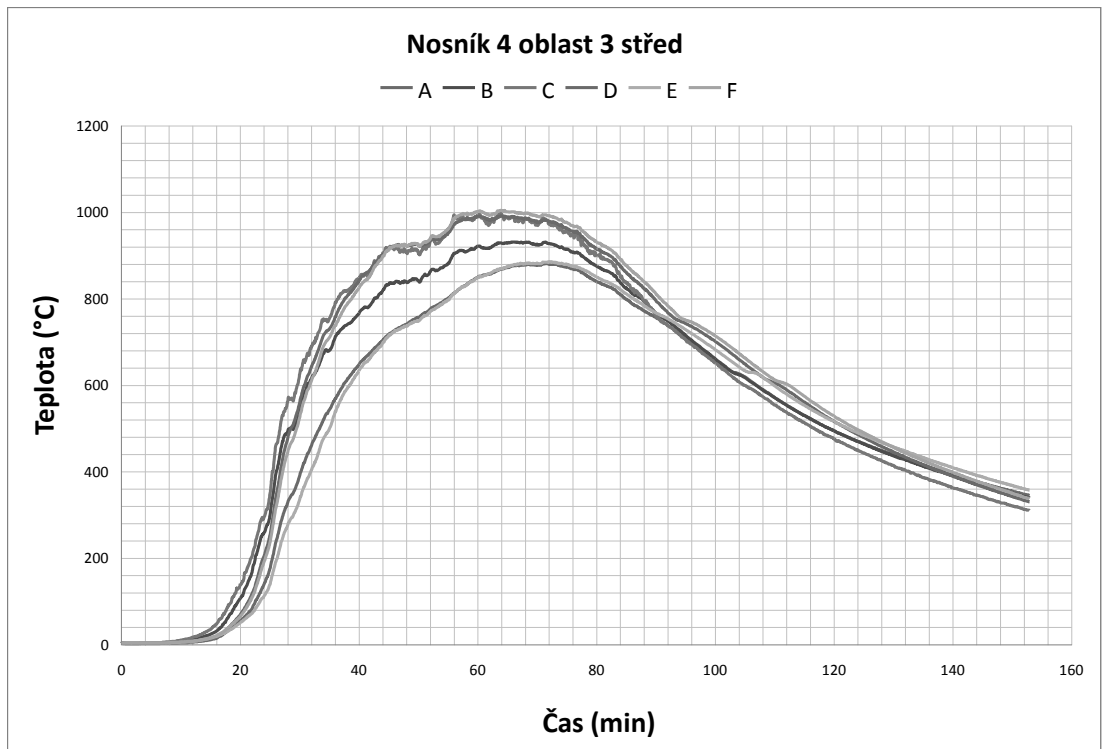


Obrázek 7.52 :*Rozvoj požáru v požárním úseku*

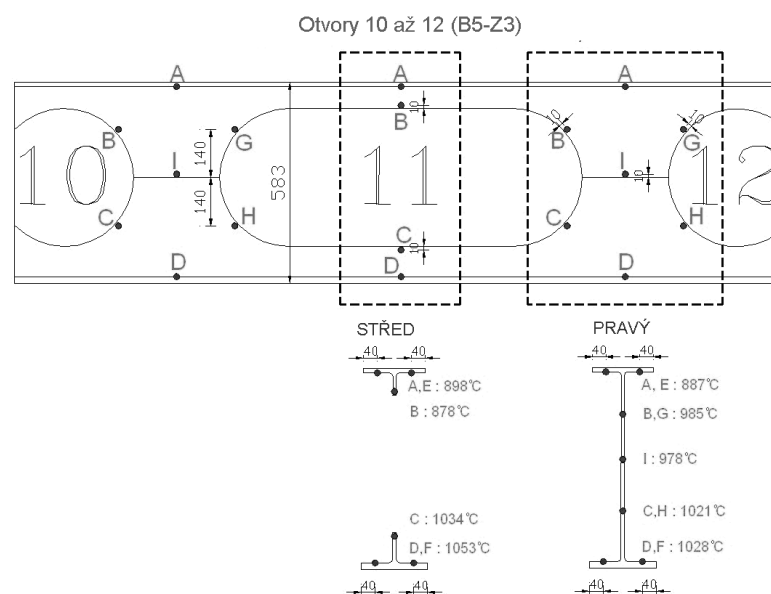


Obrázek 7.53 :*Průhyb desky/nechráněného nosníku po požáru.*

Maximální zaznamenaná teplota ocele byla 1053°C v 77. min požáru uprostřed rozpětí nosníků 4 a 5, viz obr. 7.54, na dolní pásnici pod prodlouženým otvorem. Obrázek 7.55 ukazuje rozdělení teploty v kritických částích nechráněných prolamovaných nosníků. I na požárně nechráněných nosnicích byly změřeny po výšce stojiny i po délce nosníku různé teploty. Teploty horní pásnice jsou nižší díky ochlazení betonovou deskou. Při maximální teplotě 1053°C ocel ztratí již 97% pevnosti a tuhosti a prakticky nepřispívá k únosnosti stropu.

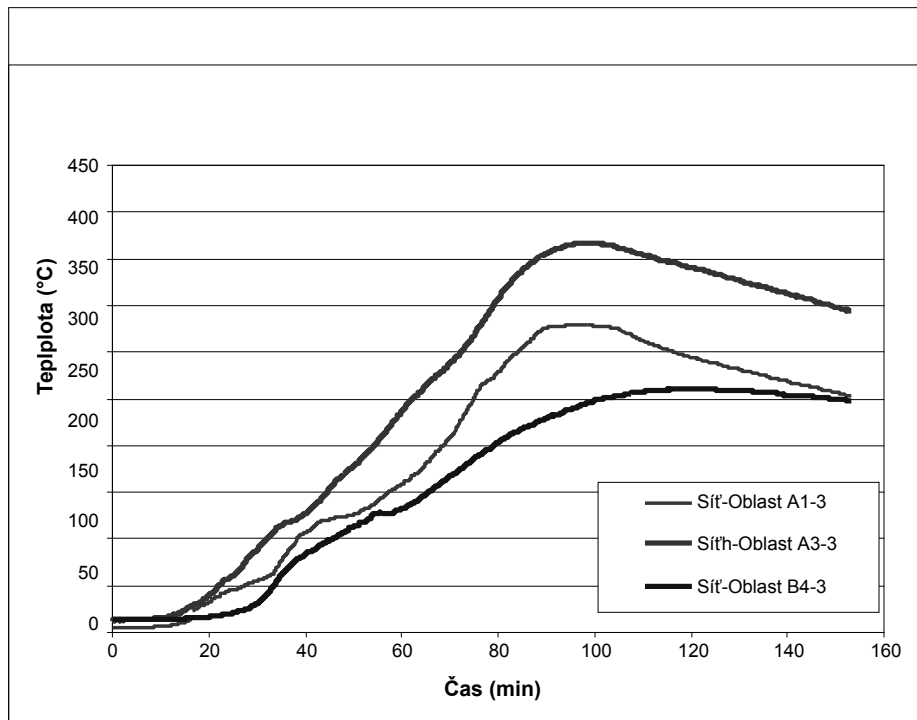


Obrázek 7.54 : Zaznamenané teploty ve středu nechráněných nosníků

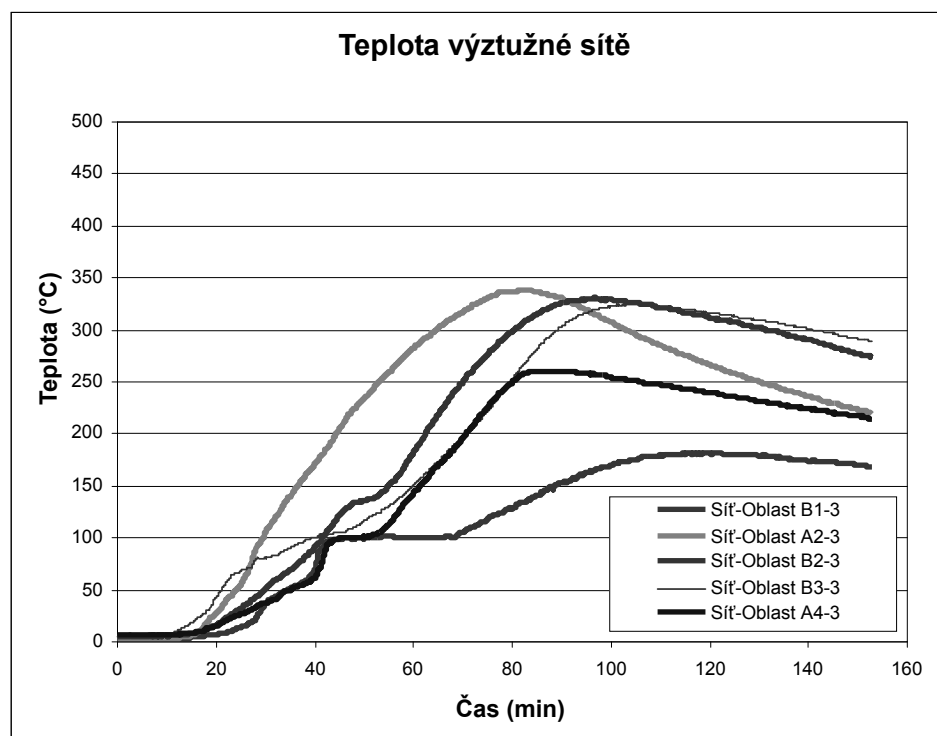


Obrázek 7.55 : *Zaznamenané maximální teploty na nechráněných nosnicích.*

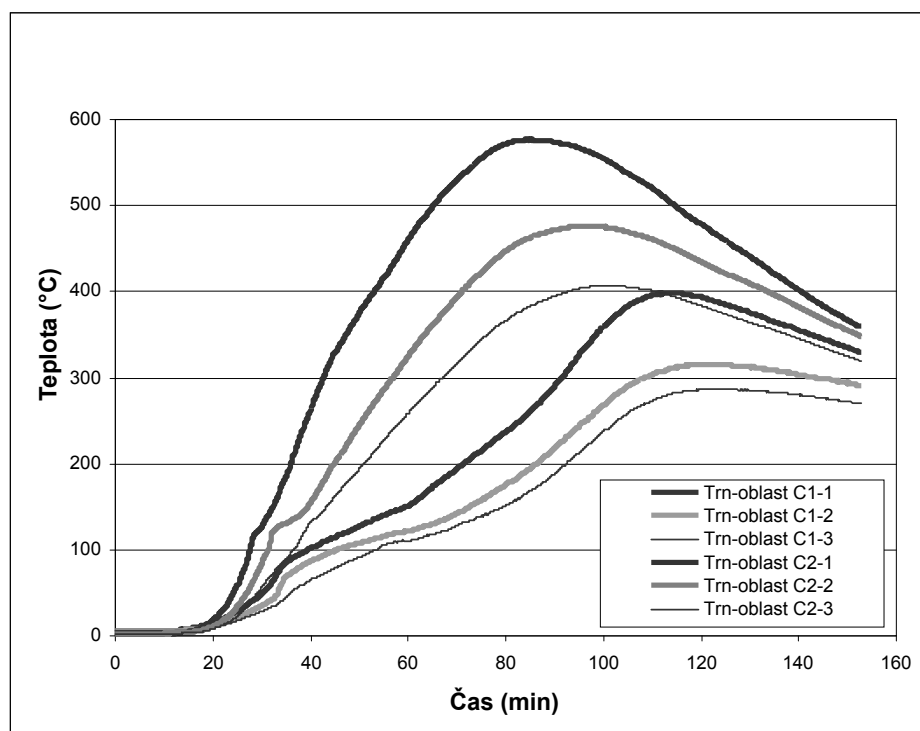
Na nechráněných prolamovaných nosnicích probíhalo od počátku nárůstu teploty boulení stojiny, viz obr. 7.53. Spolupůsobení prolamovaného nosníku a desky brání kroucení nosníku jako celku. Příčné vybočení dolní pásnice bylo způsobeno vyboulením stojiny nosníku, což vedlo k celkovému zkroucení, jak ukazuje obr. 7.53. V této části požáru byly teploty nechráněné oceli přibližně 800°C a horní pásnice působila jako tažené vlákno. Teploty výztužné sítě dosahovaly nad nosníky v 95. min maximálně 375°C. Zvýšení teplot nastalo až během chladnutí, viz obr. 7.57, který ukazuje maximální zaznamenané teploty výztužné sítě mezi nosníky. Teploty v betonové desce průběžně rostly po dosažení maximální teploty plynů v 75. min požáru. Zaznamenané teploty spřahovacích trnů zobrazuje obr. 7.58. Maximální teplota dosáhla 585°C. Teplota spřahovacích trnů byla vysoká, ale požadavky na vodorovné spřažení se v závislosti na teplotě nechráněného nosníku zmenšovaly. Ztráta kompozitního působení nosníků nebyla pozorována. Spřahovací trny měly dostatečnou tuhost a únosnost a spolupůsobení mezi deskou a nosníky během celého průběhu testu byla zachována.



Obrázek 7.56 : Zaznamenané teploty výztužné sítě nad nosníky

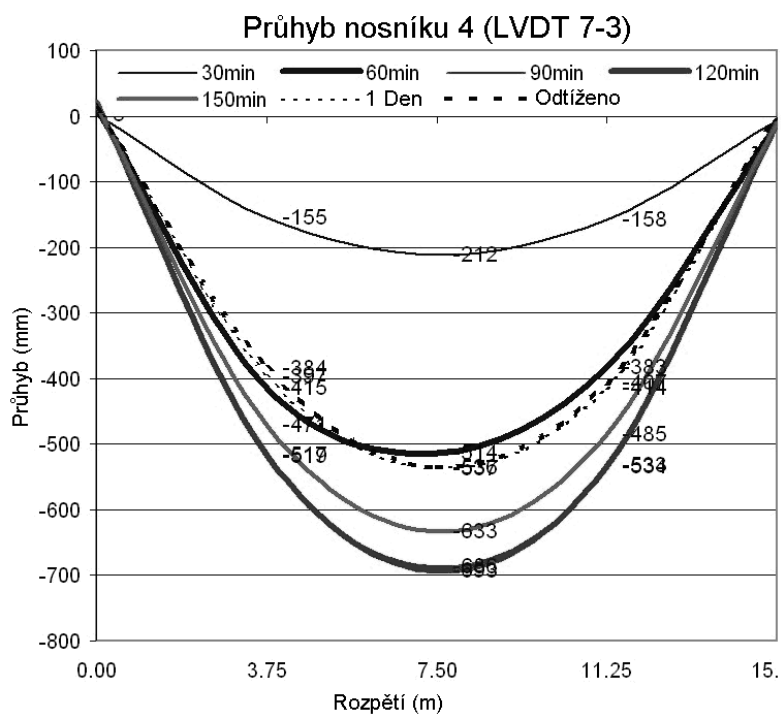


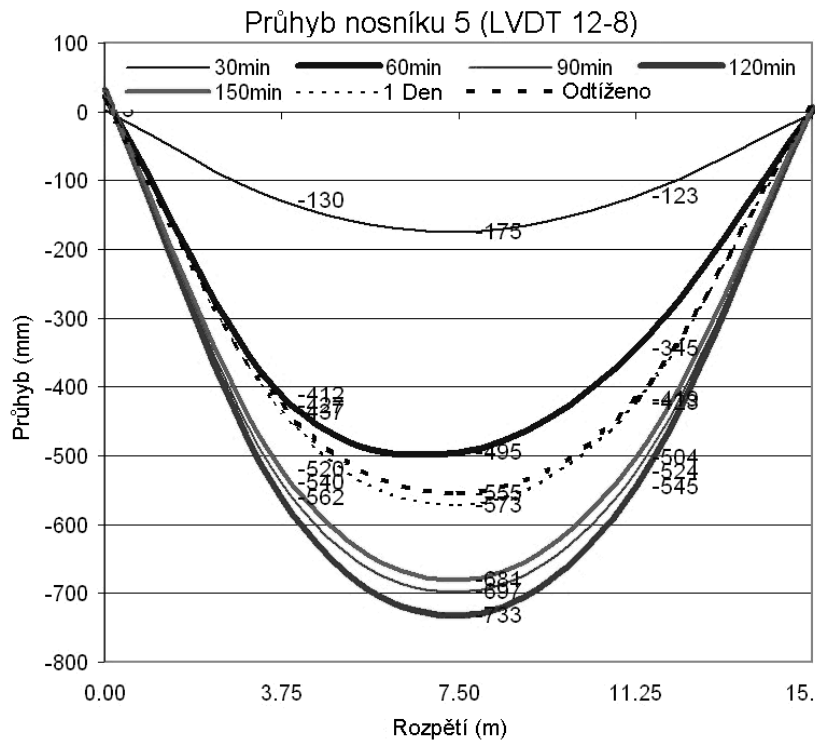
Obrázek 7.57 : Zaznamenané teploty výztužné sítě mezi nosníky



Obrázek 7.58 : *Zaznamenané teploty spřahovacích trnů*

Maximální změřený průhyb desky 783 mm nastal ve 112. min, viz obr. 7.59, při chladnutí konstrukce. Obrázek ukazuje průhyb v čase během požáru nosníků 4 a 5, a jeden den po testu a po odlehčení.





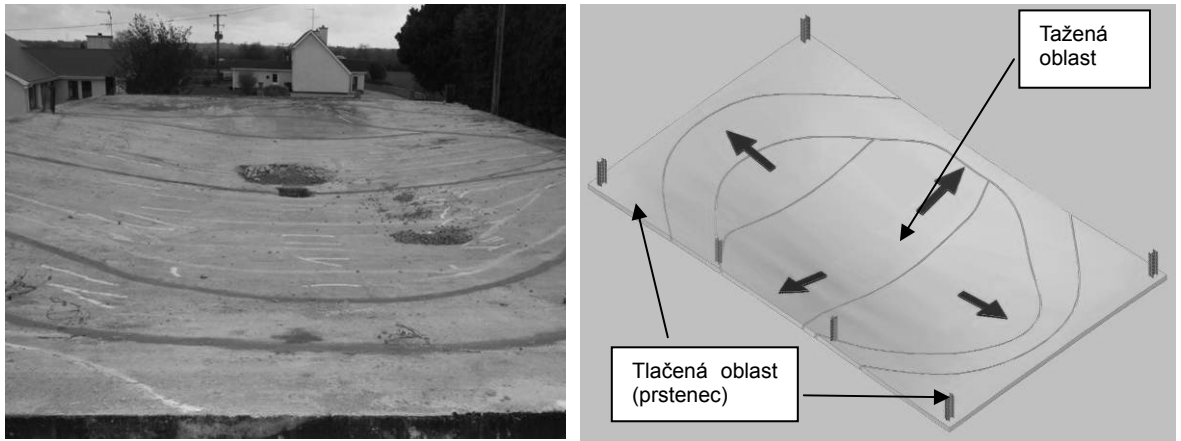
Obrázek 7.59 : Průhyb stropní nosníků pod stropní deskou

Průhyb stropní desky způsobil natočení horní pásnice ocelového nosníku. Kroucí moment na nosníku a společně se svislou smykovou silou vedl ke kroucení prolamovaného nosníku a jeho spodní část se posunula příčně z původní roviny. V této fázi se zatížení přenášelo membránovým působením stropní desky, což odpovídalo základním zásadám popsaným v jednoduché návrhové metodě.

Nechráněné prolamované nosníky přešly za vysokých teplot do vláknového působení a k únosnosti přispívala jenom horní část profilu. Vyboulení stojiny, jak bylo pozorováno při požárních testech v malém měřítku, nastane okolo prvního otvoru v nosníku.

7.4.6 Membránové působení stropních desek

Ocelový plech, který dosahoval teplot přes 900°C, se oddělil od betonu na většině míst. Při teplotě 900°C ocelový plech ztratí 94 % pevnosti a oddělení plechu nijak neovlivní pevnost stropní desky v místě maximálního požárního namáhání. To odpovídá návrhovým předpokladům jednoduchého modelu, kde se příspěvek od ocelového plechu při výpočtu únosnosti desky zanedbává. Ocelový plech má vliv na snížení odštěpování, protože zajišťuje, že odštěpený/porušený beton zůstane na místě. V testu nastala velká trhлина napříč kratším rozpětím stropní desky, viz obr. 7.60, což plně odpovídá předešlým testům membránového působení.



Obrázek 7.60 . Deska se zvýrazněným tvarem trhlin

Nosná betonová deska nebyla vodorovně držena po svém obvodu. Nosné obvodové nosníky si zachovaly svojí únosnost a jejich průhyby byly malé. Toto umožnilo vznik membránové působení s rovinnými silami přecházejícími do tahu ve střední části desky a tlaku v obvodě desky, viz obr. 7.60. Chování odpovídá výpletu cyklistického kola, kde dráty představují taženou a ráfek tlačenu část desky.

7.4.7 Závěr

Stropní deska během testu dobře přenášela užití zatížení a při jejích velkých průhybech přešla od membránového působení. Byla změřena tahová poměrná napětí výztuže centrální části desky. Tažená část tvořila elipticko-paraboličkovou taženou síť zakotvenou do betonového tlačeneho prstence obvodu desky. Díky membránovému působení mohou vnitřní stropnice za požárního stavu zůstat požárně nechráněné.

Pro provedení nechráněných prolamovaných nosníků lze shrnout:

1. Vlivem spolupůsobení prolamovaných nosníků a desky, bylo zkroucení prolamovaných nosníků nejvíce ovlivněno velkou deformací desky a méně boulením a smykem stojek, které bylo naopak pozorováno na prolamovaných nosnících při požárních testech v malém měřítku.
2. Při zkroucení prolamovaného nosníku přispívala k únosnosti desky vláknovým působením jen jeho horní část.
3. Prolamované nosníky neovlivňují membránové chování stropní desky, které přenášelo zatížení během testu a lze popsat jednoduchou návrhovou metodou.

Zdivo tvořící hranice požárního úseku si zachovalo celistvost navzdory velkému teplotnímu spádu napříč stěny a příčným deformacím. Požárně chráněné spoje se chovaly velmi dobře a nejevily žádné známky porušení

8 NUMERICKÁ SIMULACE

8.1 Rozsah

Přesnost pokročilého numerického modelu byla potvrzena zkouškou požární odolnosti ve skutečné velikosti. Pokročilým modelem byla připravena parametrické studie, které ověřila aktuální poznatky, tj. mezní průhyb stropu a tažnost výztuže.

8.2 Ověření numerického modelu

8.2.1 Shrnutí

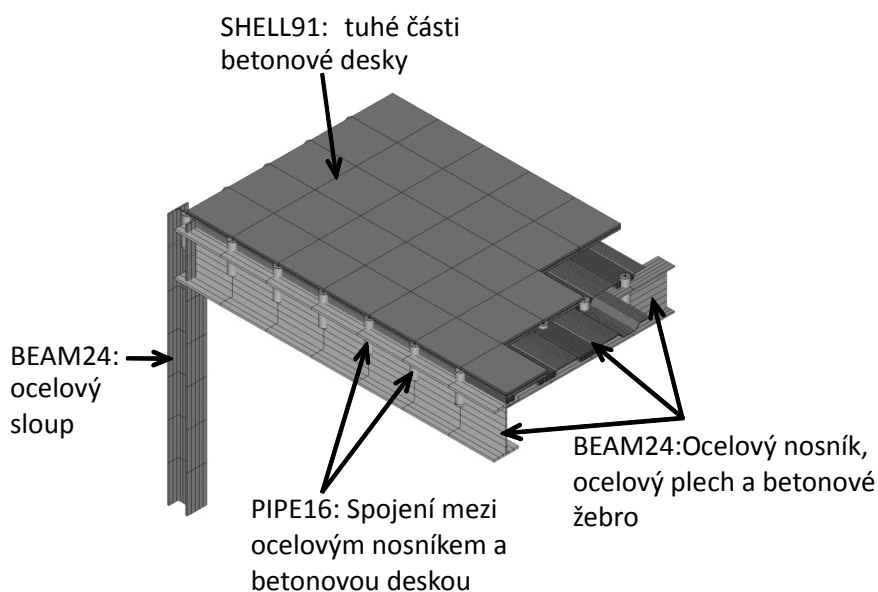
K rozšíření zkoušky chování ocelobetonových stropů za požáru, která byla popsána v kapitole 7, byl využit počítačový software ANSYS. Numerický model se skládal ze dvou částí, z teplotní a mechanické analýzy konstrukce.

8.2.2 Mechanický model

Analýza využila hybridní konstrukční model, který simuloval chování ocelových nosníků, trapézového plechu, betonovou desku a výztužnou síť, viz obrázek 8.1. V modelu byly použity tři konečné prvky:

- 3D nelineární liniový prvek - BEAM24,
- 3D nelineární mnohovrstvý deskový prvek - SHELL91,
- 3D lineární liniový prvek – PIPE16.

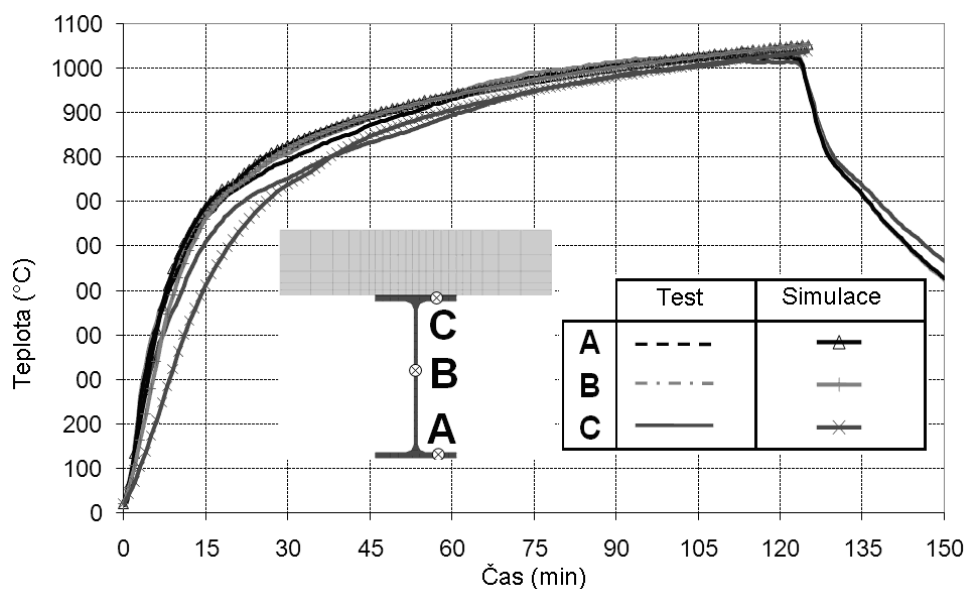
Ocelobetonový strop byl simulován deskovými prvky pro ocelobetonovou desku a výztužnou síť. Nosníkové 2D prvky reprezentovaly ocelové profily, ocelový plech a žebra ocelobetonové desky. Spojovací prvky sloužily pro smykové spojení mezi ocelovými nosníky a ocelobetonovou deskou.



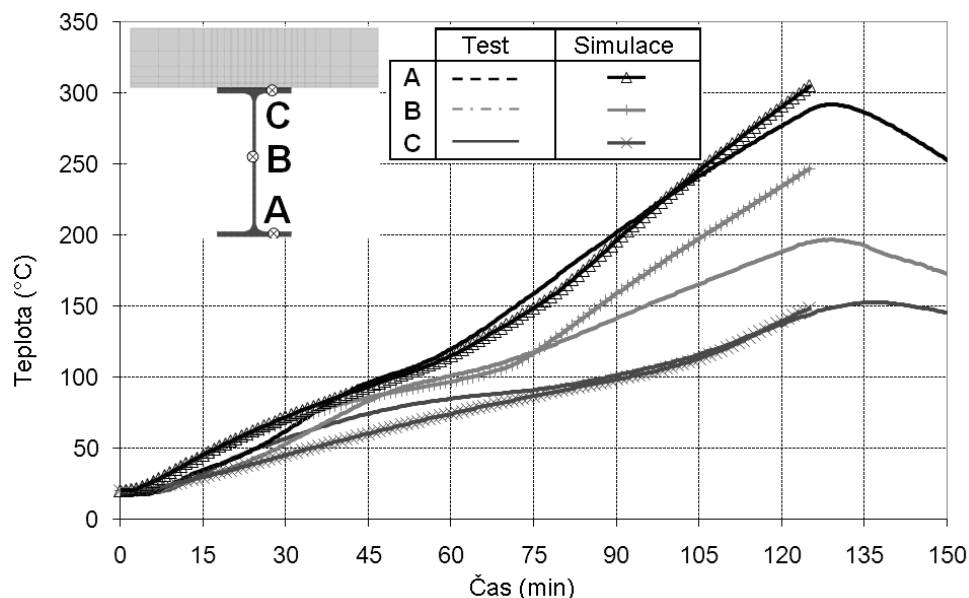
Obrázek 8.1 Dělení konstrukce na prvky

8.2.3 Analýza přenosu tepla

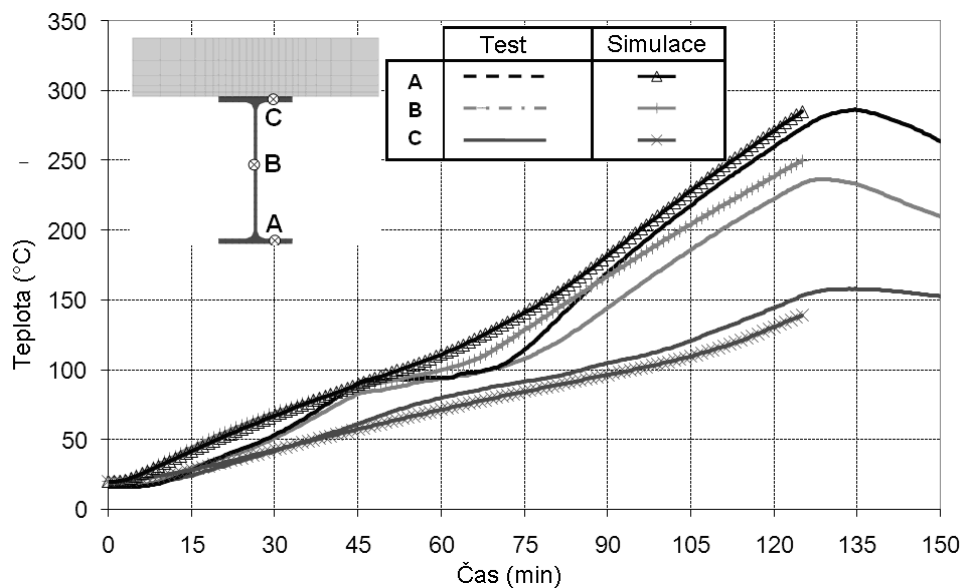
Analýza předpovídala ohřívání konstrukčních prvků pomocí 2D modelů pro jednotlivé průřezy. Tepelné vlastnosti požárně chráněných prvků vycházely z ohřívání chráněných ocelových prvků během požární zkoušky. Byly použity vlastnosti ocelových a betonových prvků podle ČSN EN 1994-1-2:2006⁽¹³²⁾. Porovnání vypočtených teplot s teplotami při zkoušce pro různé konstrukční prvky je znázorněno obrázky 8.2 až 8.5.



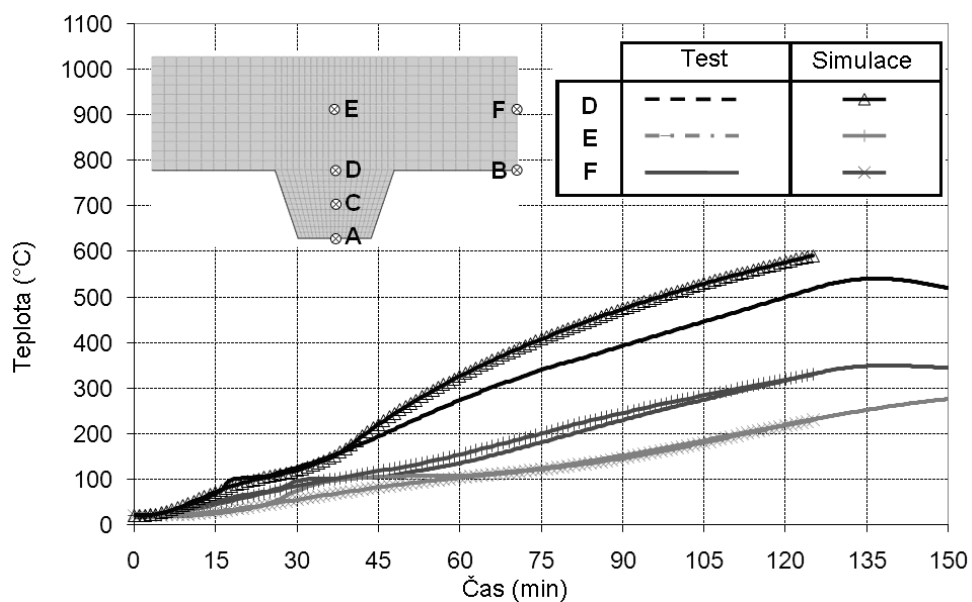
Obrázek 8.2 Porovnání předpovězené a změřené teploty požárně nechráněných stropnic



Obrázek 8.3 Porovnání předpovězené a změřené teploty požárně chráněných stropnic



Obrázek 8.4 Porovnání předpovězené a změřené teploty požárně chráněných prvků

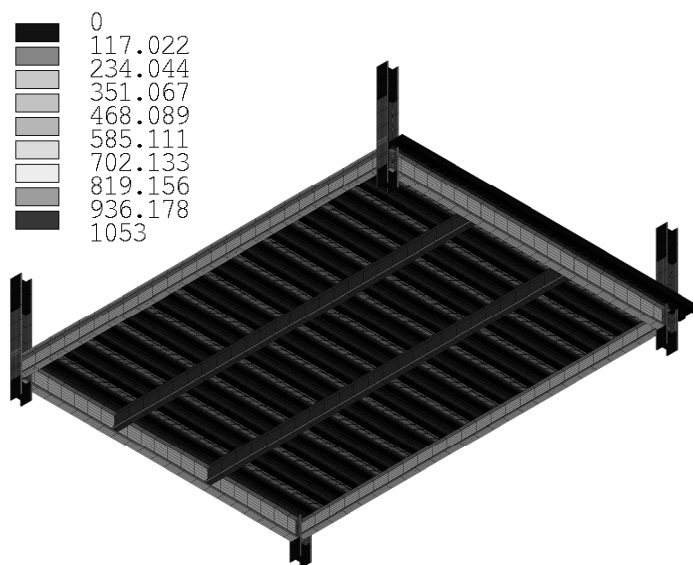


Obrázek 8.5 Porovnání předpovězené a změřené teploty ocelobetonové desky

8.2.4 Analýza mechanického chování

Chování konstrukce stropu vycházelo z rozdělení teplot, viz obrázek 8.1.

Střed stropu byl zahřát více než okrajové prvky. Simulace chování stropu, viz obrázek 8.7, ukazuje deformovaný tvar předpovězený numerickým modelem po 120 min vystavení teplotní křivce.

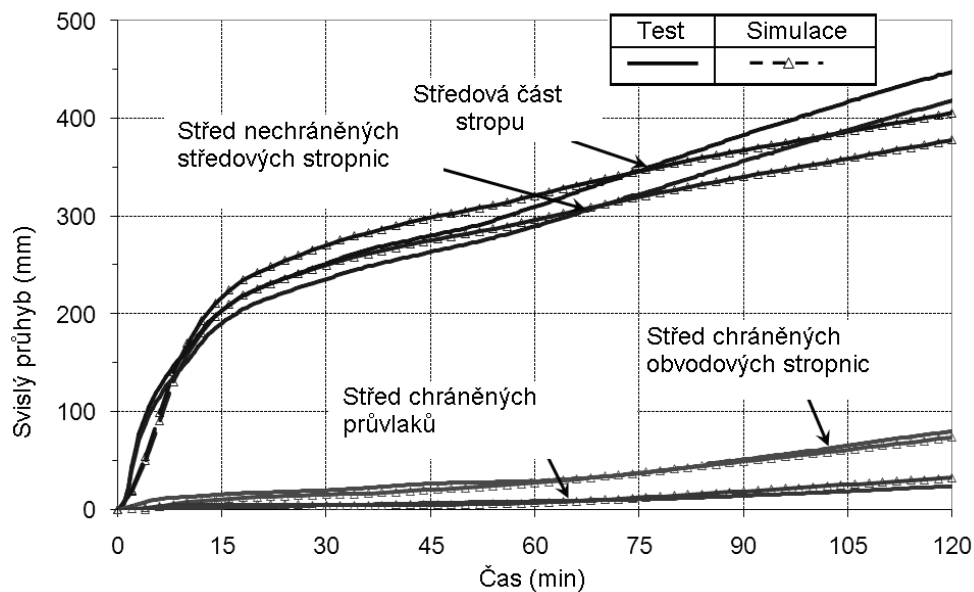


Obrázek 8.6 Rozdělení teplot ve 120. min požáru



Obrázek 8.7 Deformace stropu

Porovnání mezi numerickým modelem vypočteným svislým průhybem stropu se změřeným je vidět na obrázku 8.8. Numerické modelování předpovídá výsledky velmi podobné experimentálním. Odchytky nastaly u průhybů nechráněných nosníků po 50. min. Rozdíly vznikly ztrátou kontinuity ve výztužné síti během zkoušky, která způsobila větší prohnutí nechráněných nosníků. Správnost numerického modelu a jeho schopnost předpovídat požární chování byla doložena.



Obrázek 8.8 Porovnání vypočtených průhybů stropu s výsledky zkoušky při zahřívání

8.3 Verifikace numerického modelu v programu SAFIR s požárním experimentem

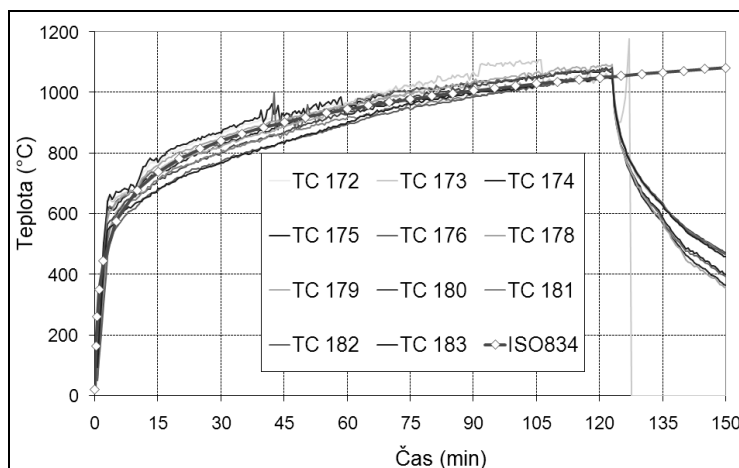
8.3.1 Všeobecně

Software SAFIR byl ověřen na požárních zkouškách na stropěch ve skutečném měřítku, které jsou popsány v kapitole 7. Po ověření programu byl program použit na numerickou studii základních parametrů při návrhu. Numerický model se skládal ze dvou různých částí, z teplotní a mechanické analýzy konstrukce.

8.3.2 Program SAFIR a zkoušky FRACOF

8.3.2.1 Požární zatížení

Pro zkoušky v grantu FRACOF byl strop vystaven zahřívání podle nominální normové teplotní křivky, která používá na zkoušky normové požární odolnosti v peci. Zaznamenané teploty v různých místech pece ukazují, že teplota plynu v peci sleduje věrně normovou teplotní křivku, viz obr. 8.9.

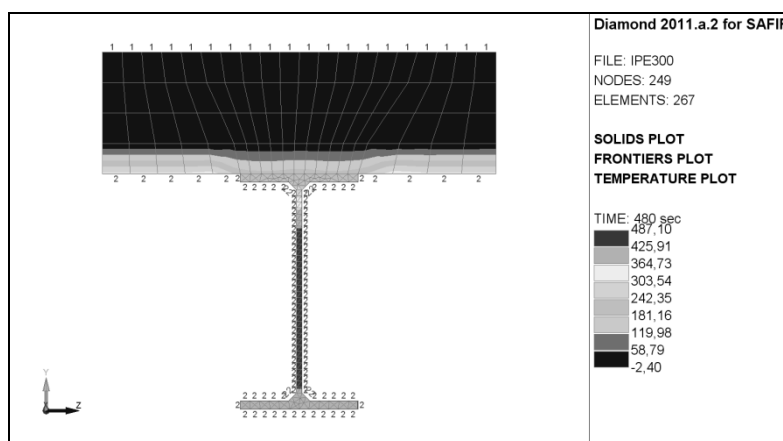


Obrázek 8.9 : Srovnání změřené teploty a nominální normové teplotní křivky

8.3.2.2 Teplotní analýza: Numerický model a hlavní výsledky

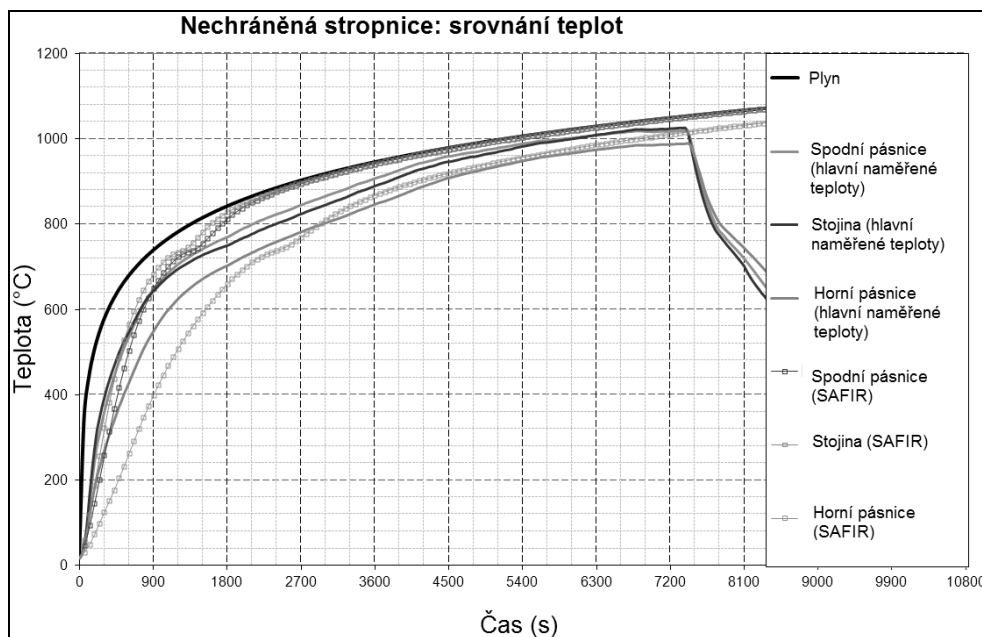
Softwarem SAFIR byla provedena teplotní analýza ocelových prvků a desky. Pro výpočet teplot v konstrukci byla použita nominální normová teplotní na povrchu betonové desky a nechráněných ocelových prvků. Tepelně chráněné části byly vystaveny teplotám zaznamenaným v ocelových prvcích. Tak byly potlačeny nejasnosti v tepelných vlastnostech požárně ochranného materiálu a případných stavebních nedokonalostí.

Pro odvod tepla z nechráněných stropnic byla betonová deska modelována včetně její schopnosti absorbovat teplo. Beton nad horní pásnicí ocelového profilu je uvažován pouze u teplotní analýzy a nemá mechanickou odolnost. Je modelován odděleně pomocí deskostěnových prvků. Dolní pásnice, boční strany ocelových profilů a spodní povrch desky jsou vystaveny nominální teplotní křivce, zatímco horní povrch desky zůstává v kontaktu se vzduchem při teplotě 20°C během celého výpočtu, viz obrázek 8.10.



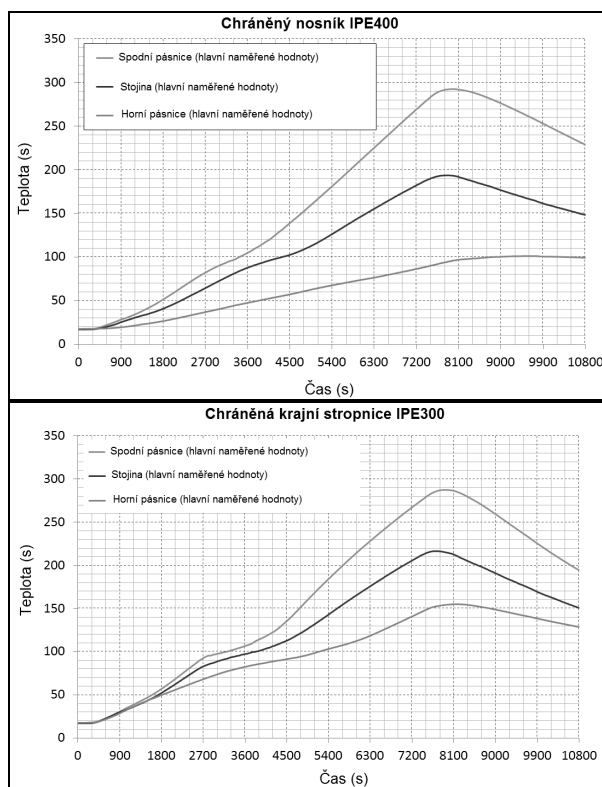
Obrázek 8.10 : Nechráněná stropnice vystavená požáru

Vypočtené hodnoty jsou srovnány s naměřenými hodnotami spodní pásnice, stojiny a horní pásnice těchto profilů na obrázku 8.11. Vypočtené teploty se dobře shodují s naměřenými.



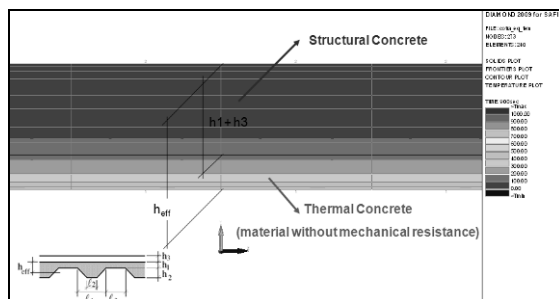
Obrázek 8.11 Porovnání spočtených a naměřených teplot v nechráněných stropnicích

Obrázek 8.12 ukazuje teploty naměřené na spodní pásnici, na stojině a na horní pásnici chráněných průřezů.



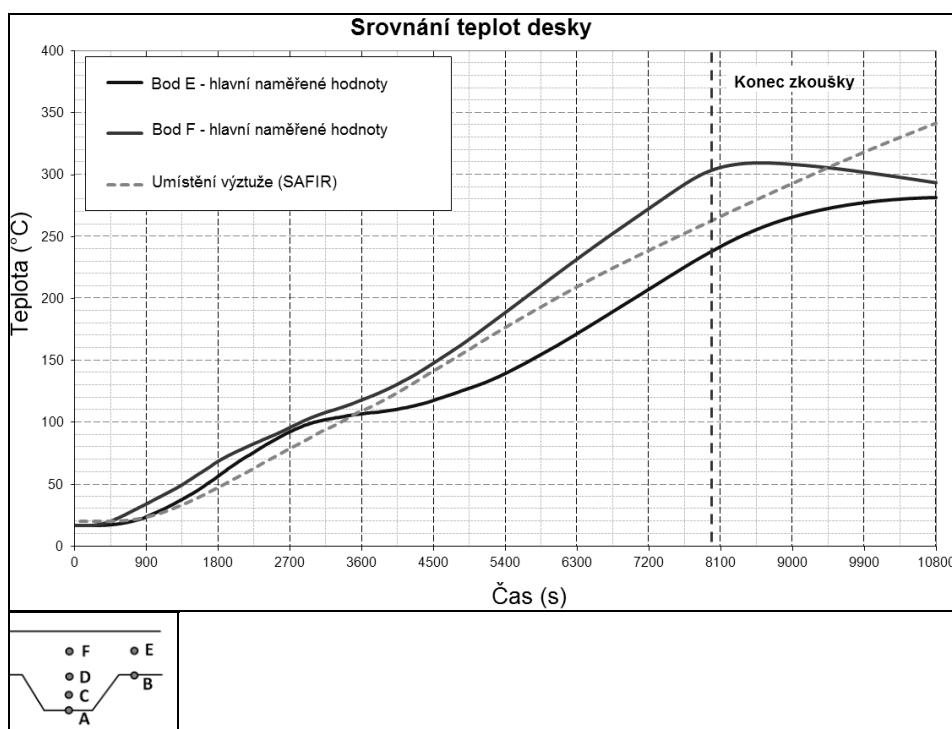
Obrázek 8.12 : Změřené teploty chráněného nosníku IPE400 (vlevo) a chráněného nosníku IPE300 (vpravo)

Při teplotní analýze desky se uvažovalo s její efektivní tloušťkou, která je popsána v EN1994-1-2. Žebra výšky 58 mm a betonová deska výšky 97 mm jsou nahrazeny rovnou deskou s efektivní tloušťkou 120 mm, viz obr. 8.13. Deska je vystavena požáru na spodním povrchu. Horní povrch desky zůstává v kontaktu se vzduchem při teplotě 20°C. Pro mechanickou analýzu se uvažuje výška betonu nad ocelovou deskou.



Obrázek 8.13 : Výpočet efektivní tloušťky pro deskovou teplotní analýzu

Na obrázku 8.14a jsou srovnány vypočtené teploty s hlavními naměřenými teplotami v desce nad žebry. Bod E a bod F odpovídají místům betonářské výztuže, viz obr. 8.14b.

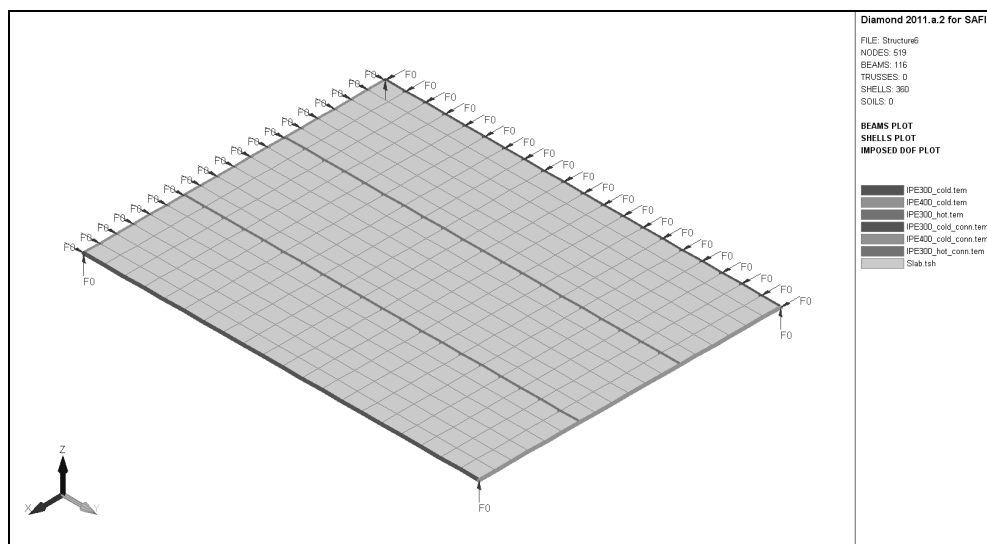


Obrázek 8.14 : a) Porovnání mezi naměřenými a vypočtenými teplotami s efektivní tloušťkou desky (vlevo), b) Poloha termočlánků v desce (vpravo)

Numericky stanovené teploty ve výztuži a v desce se dobře přibližují naměřených výsledkům.

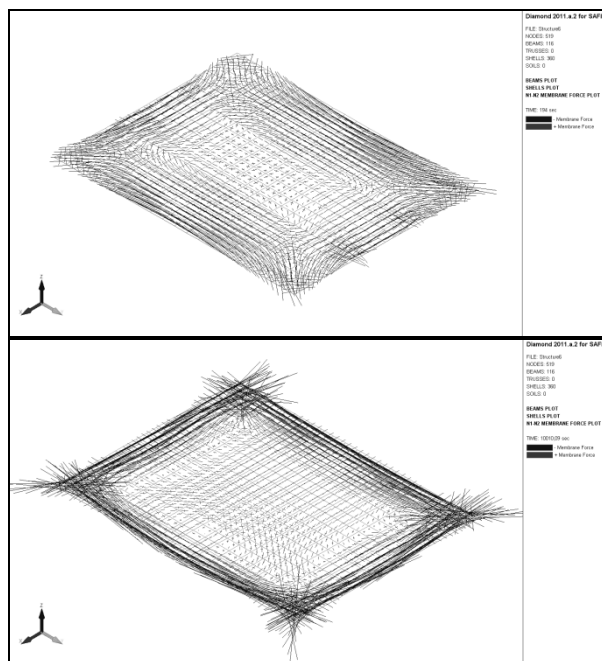
8.3.2.3 Mechanická analýza

Model metodou konečných prvků byl vytvořen v softwaru SAFIR. Konstrukce je simulována pomocí nosníkových prvků pro nosníky a prvků typu shell pro desky. Krajiní nosníky jsou prostě podepřeny na sloupech, jak ukazuje obr. 8.15. Deska je osově vetknuta na dvou stranách, aby simulovala spojité podmínky ocelobetonového stropu.



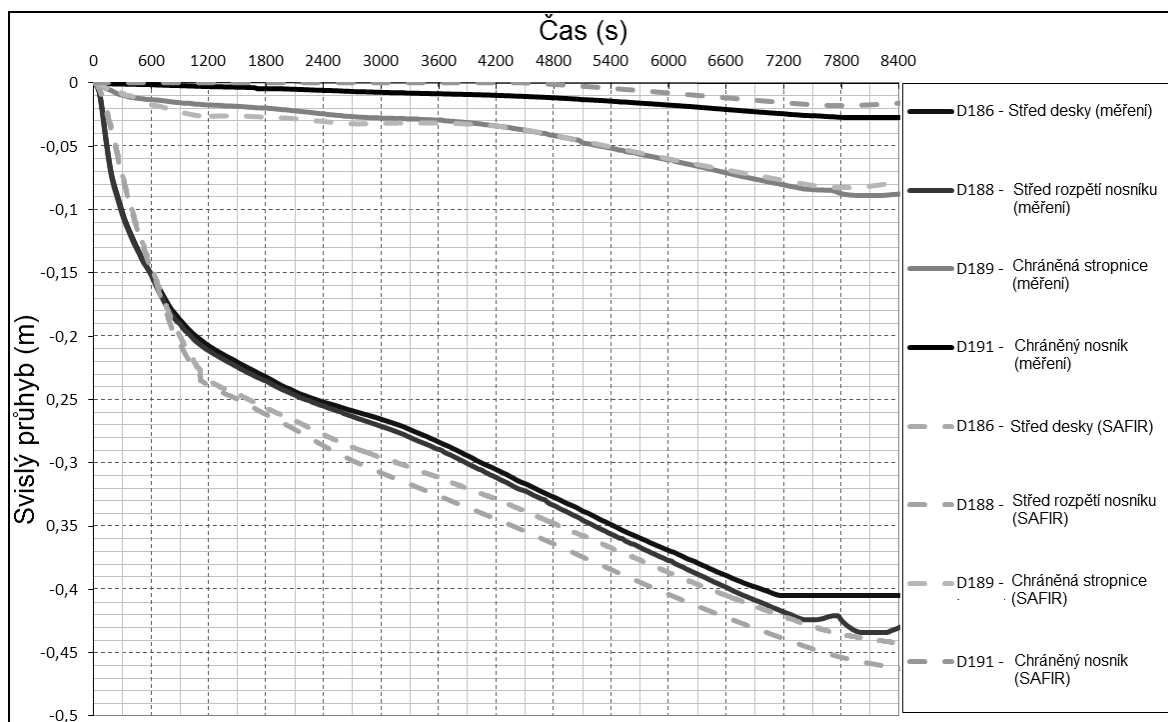
Obrázek 8.15 : Mechanický model

Při pokojové teplotě je deska v pružném stavu, zatímco během požáru se rozvíjí membránové chování. Membránové síly při pokojové a zvýšené teplotě jsou zobrazeny na obr. 8.16.



Obrázek 8.16 : Srovnání mezi ohýbaným způsobem namáhání (vlevo) a tahovým membránovým chováním (vpravo): membránové síly v desce

Nakonec srovnání mezi naměřenými průhyby a průhyby vypočtenými tímto FE modelem jsou ukázána na obrázku 8.17.



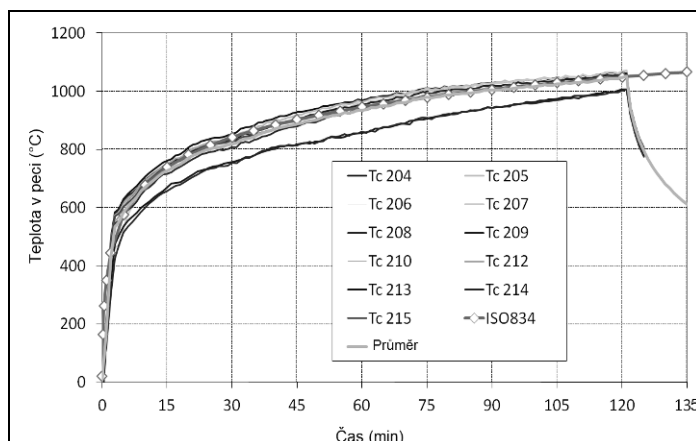
Obrázek 8.17 : Porovnání numerických a experimentálních výsledků svislých posunů

Mezi výsledky FE modelu a skutečným chováním během zkoušky byla nalézána velmi dobrá souvislost. Bylo potvrzeno zjednodušení, při kterém byla tuhost sloupů v ohybu zanedbána, a profilovaný plech byl modelován rovnou deskou. Dobrá simulace chování konstrukce byla dosažena uvažováním naměřených hodnot materiálových vlastností.

8.3.3 SAFIR a zkoušky COSSFIRE

8.3.3.1 Požární zatížení

Při zkoušce v projektu COSSFIRE test byl strop vystaven nominální normové teplotní křivce, která se používá pro ohřev při zkoušce normové požární odolnosti v peci. Zaznamenané teploty v různých místech pece ukazují, že nominální normová teplotní křivka byla při zkoušce sledována věrně, viz obrázek 8.18.

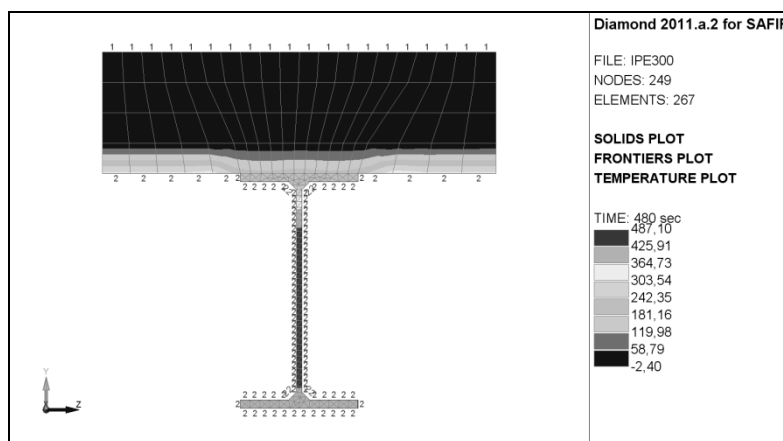


Obrázek 8.18 : Srovnání naměřené teploty nominální normové teplotní křivky

8.3.3.2 Teplotní analýza: Numerický model a hlavní výsledky

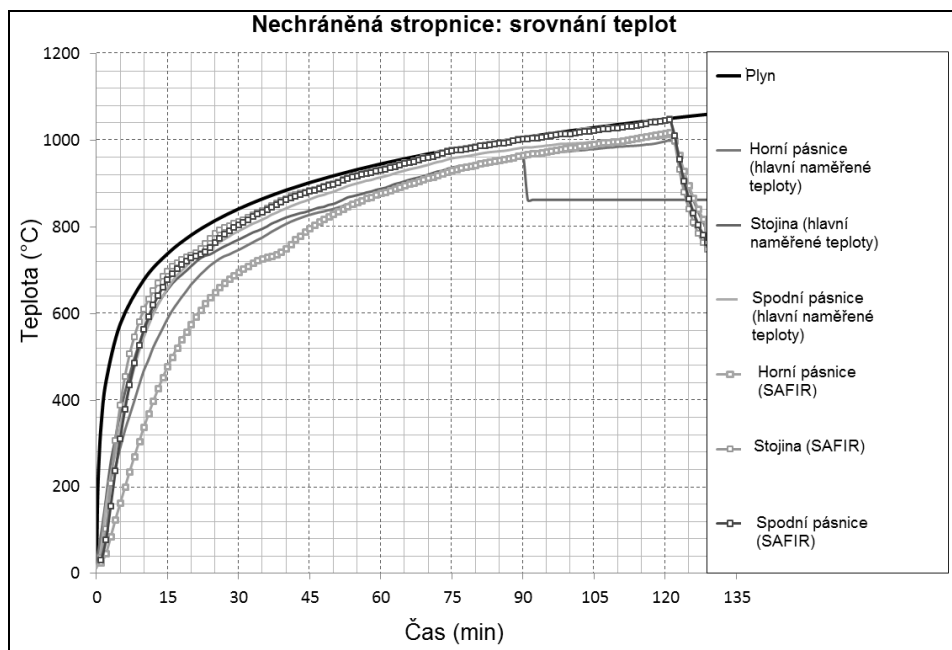
Softwarem SAFIR byla provedena teplotní analýza ocelových prvků a desky. Pro výpočet teplot v konstrukci byla použita nominální normová teplotní na povrchu betonové desky a nechráněných ocelových prvků. Tepelně chráněné části byly vystaveny teplotám zaznamenaným v ocelových prvcích. Tak byly potlačeny nejasnosti v tepelných vlastnostech požárně ochranného materiálu a případných stavebních nedokonalostí.

Pro odvod tepla z nechráněných stropnic byla betonová deska modelována včetně její schopnosti absorbovat teplo. Beton nad horní pásnicí ocelového profilu je uvažován pouze u teplotní analýzy a nemá mechanickou odolnost. Je modelován odděleně pomocí deskostěnových prvků. Dolní pásnice, boční strany ocelových profilů a spodní povrch desky jsou vystaveny nominální teplotní křivce, zatímco horní povrch desky zůstává v kontaktu se vzduchem při teplotě 20°C během celého výpočtu, viz obrázek 8.19.



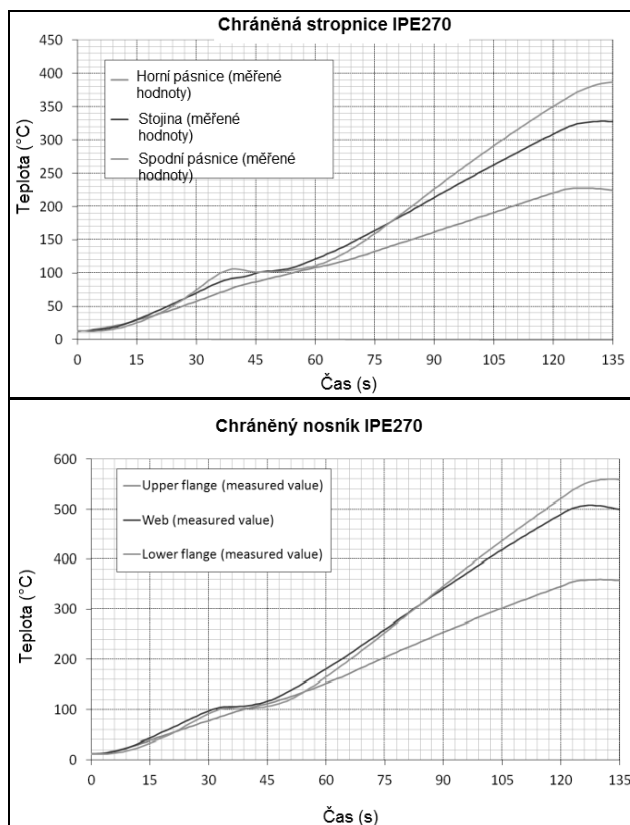
Obrázek 8.19 : Ohřátí nechráněné stropnice

Na obrázku 8.20 jsou porovnány výsledky výpočtu s naměřenými hodnotami teplot spodní pásnice, stojiny a horní pásnice průřezů.



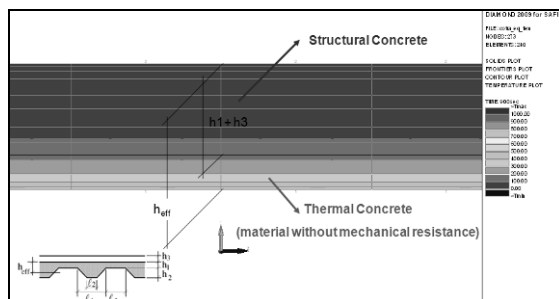
Obrázek 8.20 : Porovnání vypočtených a naměřených teplot v nechráněných stropnicích

Obrázek 8.121 ukazuje teploty naměřené na spodní pásnici, na stojině a na horní pásnici chráněných profilů.



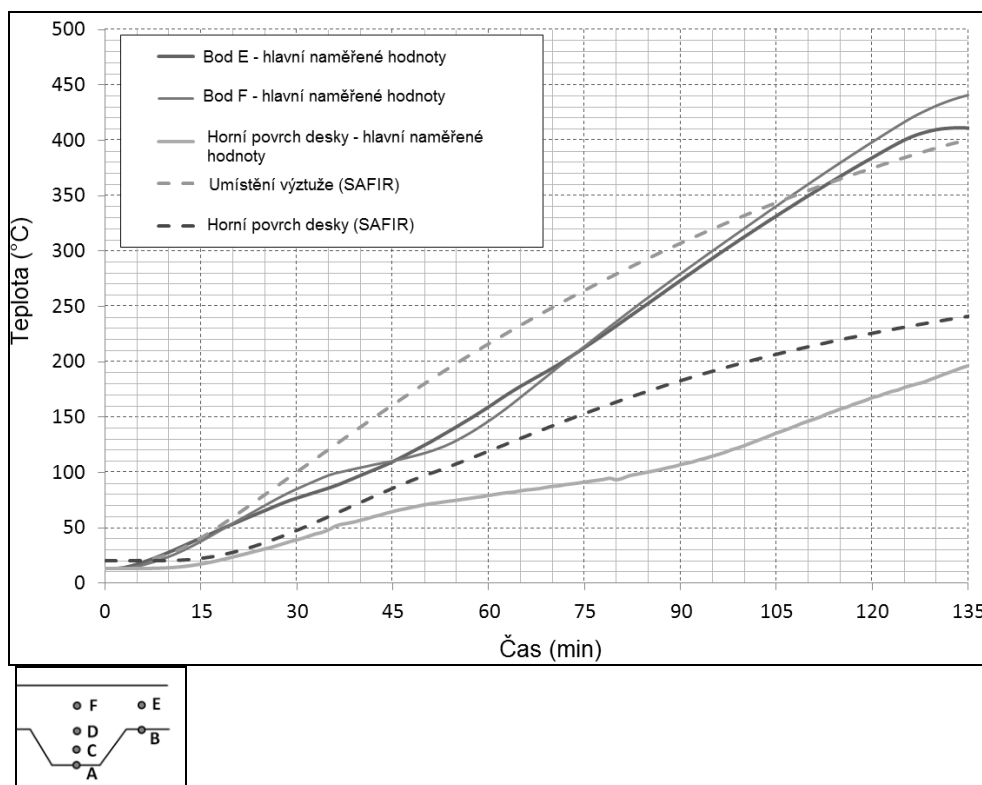
Obrázek 8.21 : Změřené teploty chráněného nosníku IPE270 (vlevo) a chráněného nosníku IPE270 (vpravo)

Pro teplotní analýzu v desce byl použit model efektivní tloušťky desky, definovaný v EN1994-1-2. Žebra výšky 58 mm a betonová deska výšky 77 mm jsou nahrazeny rovnou deskou s efektivní tloušťkou 100 mm, viz obr. 8.22. Deska je vystavena požáru na spodním povrchu. Horní povrch desky zůstává v kontaktu se vzduchem při teplotě 20°C. Pro mechanickou analýzu se uvažuje s výškou betonu nad ocelovou deskou.



Obrázek 8.22 : Výpočet efektivní tloušťky pro deskovou teplotní analýzu

Na obrázku 8.23a jsou srovnány vypočtené teploty s hlavními naměřenými teplotami v desce nad žebry. Pro 3 uvažované body nad žebry (bod E a bod F a horní povrch, viz obr. 8.23b) jsou dány hlavní měřené hodnoty. Bod E a bod F odpovídají místům betonářské výztuže.



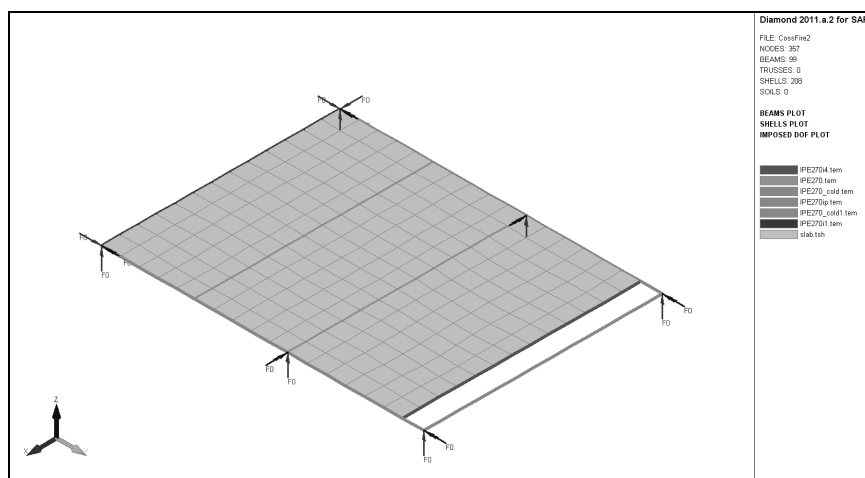
Obrázek 8.23 : a) Porovnání mezi naměřenými a vypočtenými teplotami pro efektivní tloušťku desky (vlevo), b) Polohy termočlánků v desce (vpravo)

Vypočtené teploty dobře odpovídají hlavním naměřeným teplotám kromě horního povrchu desky, kde jsou teploty mírně nadhodnoceny. Když bod F a bod E odpovídá teplotám ve výztuži. Teploty výztuže se přibližují numerickým výsledkům modelu s efektivní tloušťkou desky.

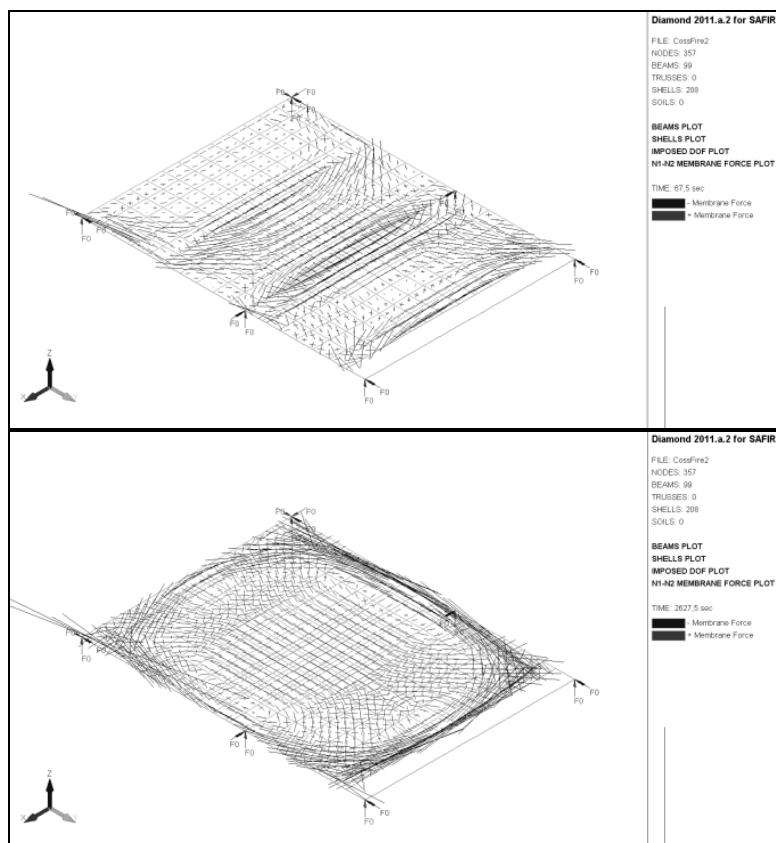
8.3.3.3 Mechanická analýza

Model pomocí metody konečných prvků byl vytvořen v softwaru SAFIR. Konstrukce je modelována s použitím nosíkových prvků pro nosníky a prvků typu shell pro desky. Krajiní nosníky jsou prostě podepřeny na sloupech, jak ukazuje obr. 8.24. Desce a nosníkům není bráněno v osovém protažení či zkrácení.

Při pokojové teplotě je deska v pružném stavu, zatímco během požáru se rozvíjí membránové chování. Membránové síly při pokojové a zvýšené teplotě jsou zobrazeny na obr. 8.25.

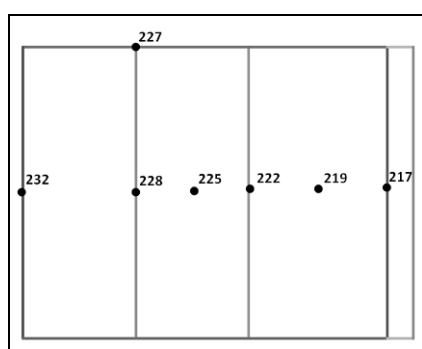


Obrázek 8.24 : Mechanický model

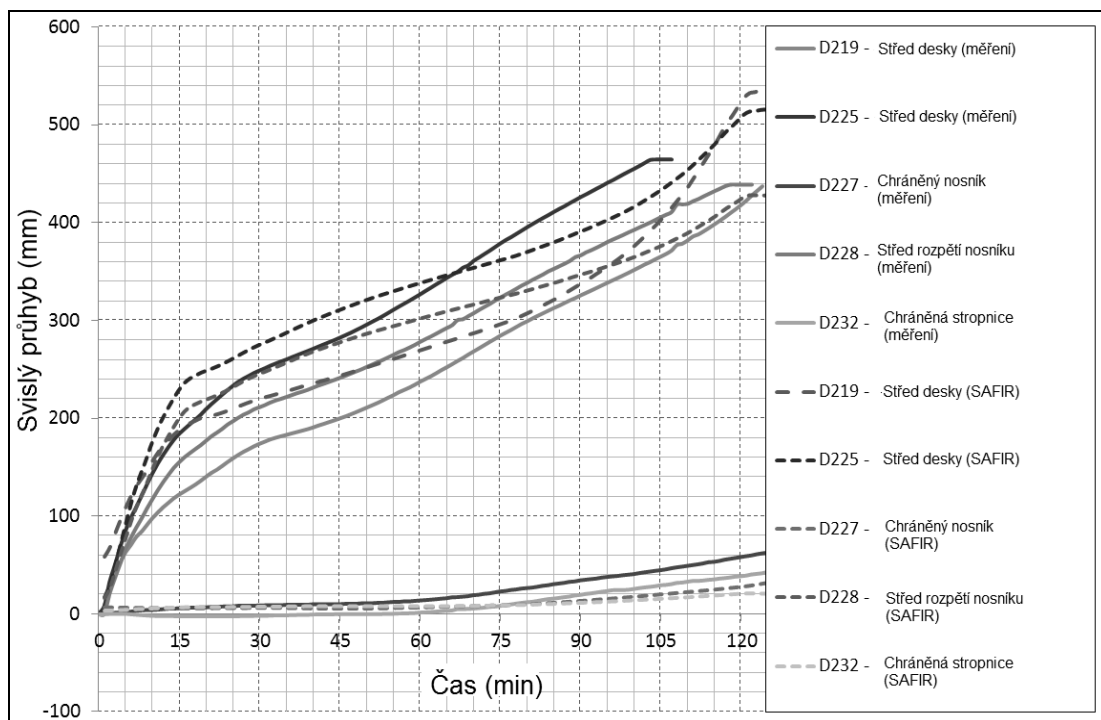


Obrázek 8.25 : Srovnání ohybově tuhé chování (nahore) a membránového chování (dole), zvýrazněny jsou hlavní namáhání v desce

Srovnání průhybů vypočtených FE modelem s naměřenými průhyby a v různých částech desky, viz 8.26, jsou ukázána na obr. 8.27.



Obrázek 8.26 : Pozice snímačů a počítaných průhybů



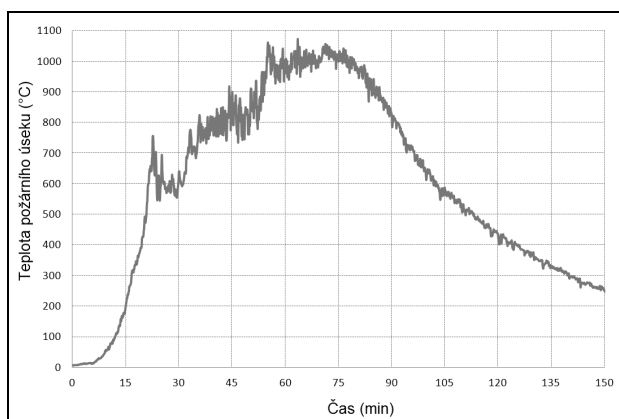
Obrázek 8.27 : Porovnání mezi experimentálními a numerickými výsledky svislých průhybů

Mezi výsledky FE modelu a skutečným chováním během zkoušky byla nalezena velmi dobrá souvislost. Bylo potvrzeno zjednodušení, při kterém byla tuhost sloupů v ohybu zanedbána, a profilovaný plech byl modelován rovnou deskou. Dobrá simulace chování konstrukce byla dosažena uvažováním naměřených hodnot materiálových vlastností.

8.3.4 SAFIR a zkouška FICEB

8.3.4.1 Požární zatížení

Pro zkoušku stropní desky v Ulsteru v projektu FECEB se vyhodnocovala teplotní analýza pomocí změřených teplot uprostřed požárního úseku, viz obr. 8.28. Byla ověřována schopnost softwaru simulovat chování stropu při skutečném požáru v požárním úseku.



Obrázek 8.28 : Změřená požární křivka uprostřed požárního úseku

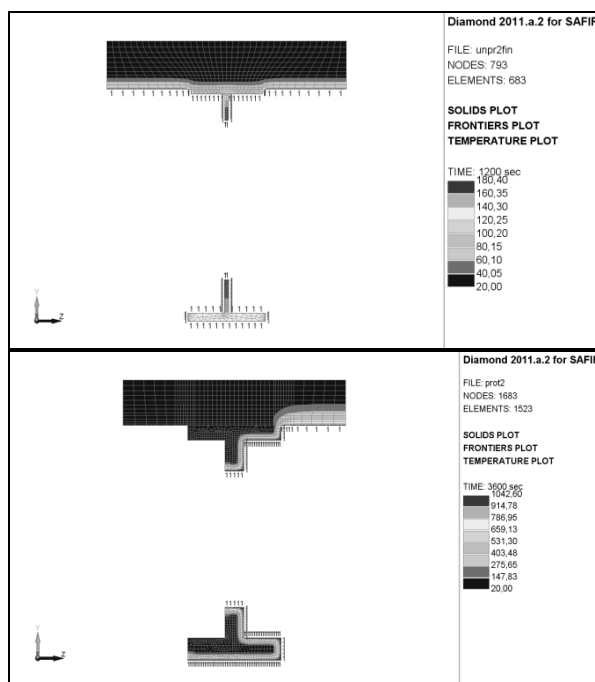
8.3.4.2 Teplotní analýza: Numerický model a hlavní výsledky

Software SAFIR byl použit pro teplotní analýzu ocelových prolamovaných nosníků a desky. Teplotně analyzovaný průřez je dále použit v mechanické analýze, s uvažováním průřezu procházejícího středem kruhového otvoru, viz obr. 8.29a. Podélná napětí v nosníku nemohou přestoupit do výztuh stojiny, které oddělují sousední otvory.

V teplotním modelu ocelových profilů je betonová deska modelována tak, aby byla brána do výpočtu její schopnost absorbovat teplo. Beton nad horní pásnici ocelového profilu je uvažován pouze u teplotní analýzy a nemá mechanickou odolnost. Ocelový průřez a spodní povrch desky jsou vystaveny požáru uprostřed požárního úseku, zatímco horní povrch desky zůstává v kontaktu se vzduchem při teplotě 20°C během celého výpočtu.

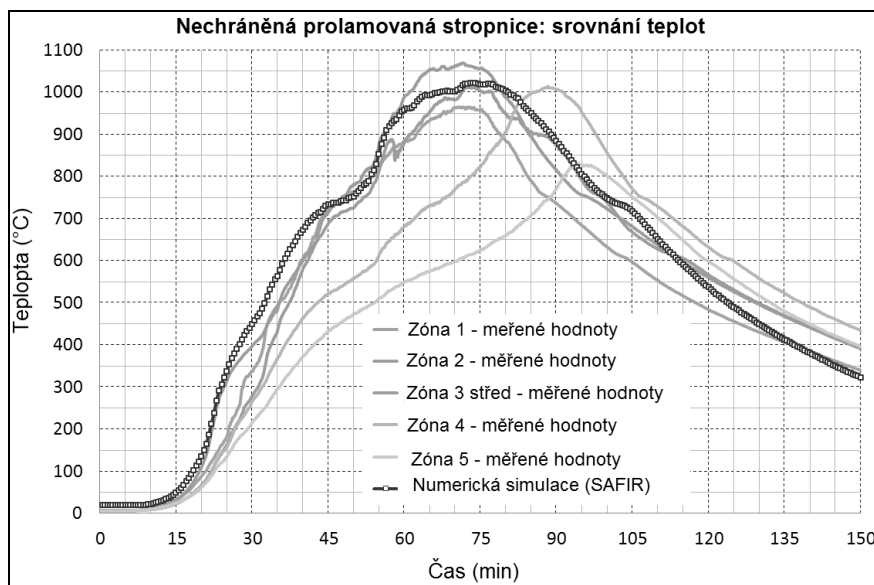
Teploty dosažené v dolní části nechráněného průřezu jsou mnohem vyšší než nejvyšší teplota u celého prolamovaného nosníku. Při mechanické analýze nosníků pomocí prvků shell byla pozorována ztráta stability, většinou boulení stojiny nebo zkrocení nosníku, při teplotě 600°C. Mechanický model nechráněného průřezu by měl zohlednit boulení.

Při zachování nosníkových prvků v mechanické analýze se využilo modifikace mechanických vlastností oceli pro spodní pásnici nechráněného prvku. Uvažovalo se se stejnými mechanickými vlastnostmi teplotě nižší 500°C a nevratné ztrátě vlastnosti mezi 500°C a 600°C s uvažováním ztráty stability.



Obrázek 8.29 : Vystavení požáru: a) nechráněné stropnice s hybridním modelem (nahore) a b) chráněného nosníku (dole)

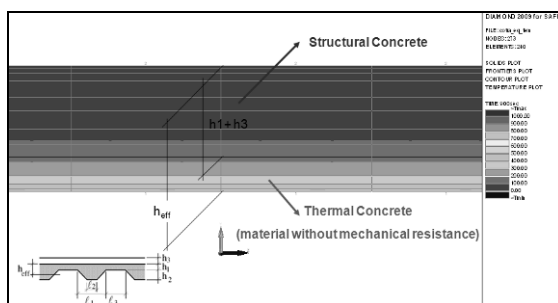
Teplota vypočtená na nechráněné stropnici je na obrázku 8.30 porovnána se změřenými teplotami v podélném směru tohoto prvku. Ukazuje se, že během zkoušky byly naměřeny nižší teploty na koncích nosníku.



Obrázek 8.30 : Srovnání mezi vypočtenými a naměřenými teplotami v nechráněných stropnicích

V případě požárně chráněného průřezu byla ochrana, uvažována pouze pro teplotní analýzu. Chráněné ocelové prvky jsou ovlivněny požárem z jedné strany a ze spodní strany pásnice, zatímco na druhé straně průřezu, před stěnou, se předpokládá adiabatická okrajová podmínka, viz 8.29b. Teploty v chráněném průřezu zůstaly pod nejvyšší hodnotou teploty prolamovaných nosníků. Po celou dobu výpočtu byla tedy uvažována pro spodní stranu pásnice ocel s mechanickými vlastnostmi podle EN1993-1-2. Požární ochrana prolamovaných nosníků je rozhodující pro zajištění dobrého membránového chování ocelobetonové stropní konstrukce při požáru.

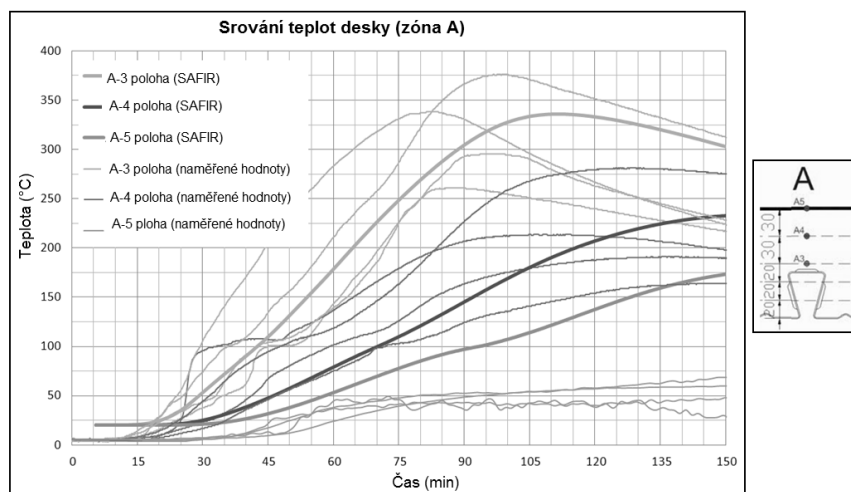
Pro teplotní analýzu v desce byl použit model efektivní tloušťky desky, definovaný v EN1994-1-2. Žebra výšky 51 mm a betonová deska výšky 69 mm jsou nahrazeny rovnou deskou s efektivní tloušťkou 110 mm, viz obr. 8.31. Efektivní tloušťka reprezentuje výšku desky použitou do teplotní analýzy. Deska je vystavena požáru spodního povrchu, zatímco horní povrch desky zůstává v kontaktu se vzduchem při teplotě 20°C. Pro mechanickou analýzu je uvažována výška betonu nad ocelovou deskou.



Obrázek 8.31 : Výpočet efektivní tloušťky pro deskovou teplotní analýzu

Na obrázku 8.32a jsou porovnány vypočtené teploty s naměřenými teplotami v desce nad žebry. Pro tři uvažované body nad žebry (bod A-3, bod A-4 a bod A-5,

viz obr. 8.32b) jsou k dispozici čtyři měření, které odpovídají čtyřem plánovaným umístěním. Bod A-4 odpovídá poloze betonářské výztuže.



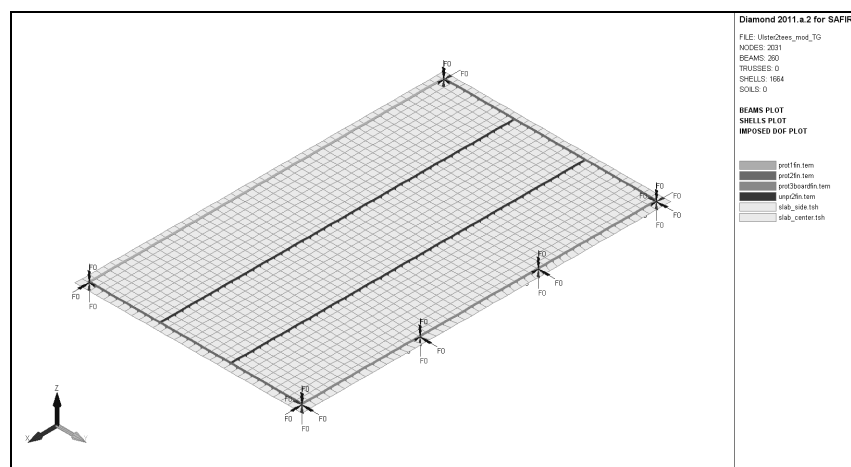
Obrázek 8.32 : Přestup tepla v oblasti A1, A2, A3 a A4 ve výšce A-3, A-4 a A-5 po průřezu. Srovnání naměřených a vypočtených hodnot pro efektivní tloušťku desky

Vypočtené teploty odpovídají hlavním naměřeným teplotám kromě horního povrchu desky (A-5), kde jsou teploty nadhodnoceny. Když bod A-4 odpovídá teplotám v tyčové výztuži, teploty ve výztuži se dobře přibližují numerickým výsledkům modelu s efektivní tloušťkou desky.

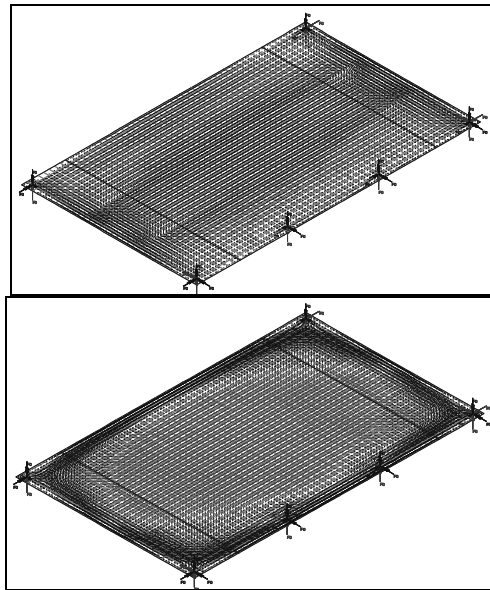
8.3.4.3 Mechanická analýza

Model pomocí metody konečných prvků byl vytvořen v softwaru SAFIR. Konstrukce je modelována s použitím nosíkových prvků pro nosníky a prvků typu shell pro desky. Krajní nosníky jsou prostě podepřeny na sloupech, jak ukazuje obr. 8.33. Desce a nosníkům není bráněno v osovém protažení či zkrácení.

Při pokojové teplotě je deska v pružném stavu, zatímco během požáru se rozvíjí membránové chování. Membránové síly při pokojové a zvýšené teplotě jsou zobrazeny na obr. 8.34.



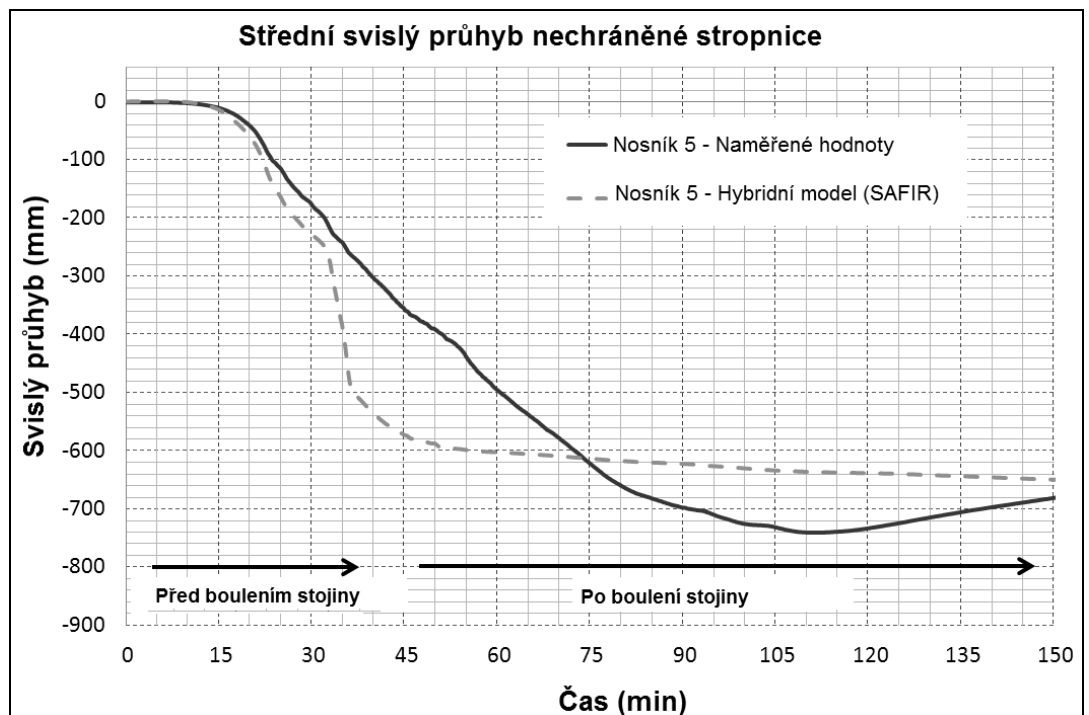
Obrázek 8.33 : Mechanický model



Obrázek 8.34 : Porovnání ohybového (nahore) a membránového chování (vpravo): zvýrazněny jsou hlavní normálová napětí v desce

Nosníkový prvek neumožňuje uvažovat s boulením stojiny, proto se využilo modelování pomocí jiného materiálu pro oblast spodní pásnice nechráněného prvku. Použití modifikované oceli (*STEELEC3 WPB*) umožňuje modelování mechanického chování celé zkoušky jednou jednoduchou numerickou simulací.

Naměřené průhyby a průhyby vypočtené FE modelem uprostřed nechráněné stropnice jsou porovnány na obr. 8.35.



Obrázek 8.35 : Porovnání změřených a vypočtených svislých posunů uprostřed nechráněné stropnice v hybridním modelu

Po 30 min přesáhly teploty na spodní pásnici nechráněného průřezu 500°C. Při hybridním modelu, který uvažuje modifikovanou ocel, spodní pásnice rychle ztratila všechny mechanické vlastnosti a průhyb vzrostl. Ve vysokých teplotách po vyboulení stojiny dává model dobrá přiblížení se skutečným chováním desky.

Mezi výsledky FE modelu a skutečným chováním během zkoušky byla nalezena velmi dobrá shoda. Bylo potvrzeno zjednodušení, při kterém byla tuhost sloupů v ohybu zanedbána, a profilovaný plech byl modelován rovnou deskou. Dobrá simulace chování konstrukce byla dosažena uvažováním naměřených hodnot materiálových vlastností.

Mechanický model, vytvořený v programu SAFIR předpověděl s dobrou úrovní přesnosti komplexní chování prolamovaného nosníku při membránovém působení. Použití modifikované oceli pro spodní pásnici nechráněného prolamovaného nosníku je účinná cesta pro výpočet ztráty stability v takto složitém modelu.

8.4 Parametrická studie

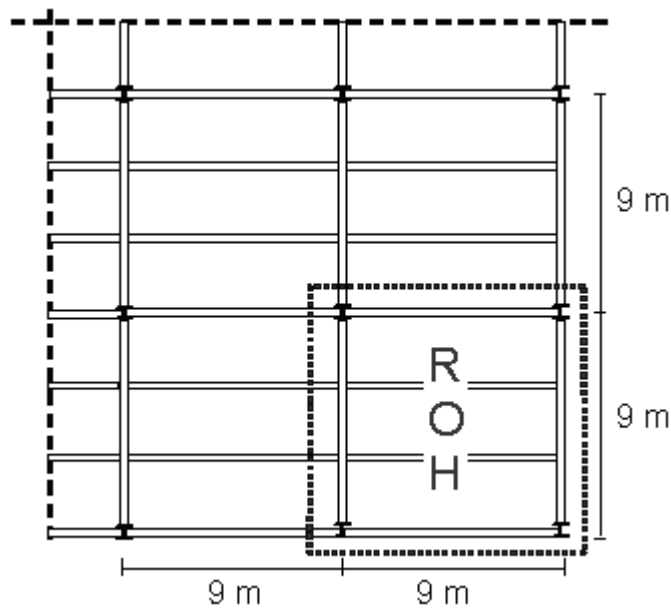
8.4.1 Vstupní data

Parametrická studie sloužila k ověření jednoduchého návrhového modelu BRE pro celý rozsah použití. Zkoumaly se hlavně následující klíčové parametry:

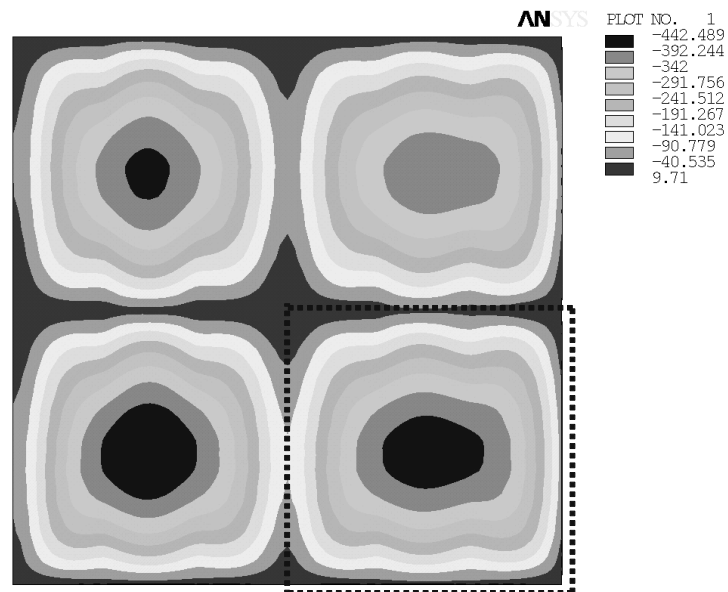
- Velikost mřížky stropu
- Stupeň využití
- Průběh požáru

Parametrická studie byla zaměřena na chování ocelobetonových stropů vystavených nominální normová teplotní křivce.

Předběžně se počítal ocelobetonový strop 18 m na 18 m, se dvěma poli o rozměrech 9 m v každém směru, viz obrázek 8.9a. Hlavním cílem předběžné analýzy byly okrajové podmínky pro desku, které jsou dány jedním polem řešeným v parametrické studii. Na obrázku 8.9b je znázorněn vypočtený průhyb rohového pole s dvěma navazujícími okraji, který je mezi všemi poli rozhodující. Ostatní tři pole mají tři nebo čtyři navazující okraje. Všechny numerické simulace v parametrické studii využívaly podmínky uložení v rohovém poli se dvěma příčně drženými okraji, které simulovaly spojitost desky.



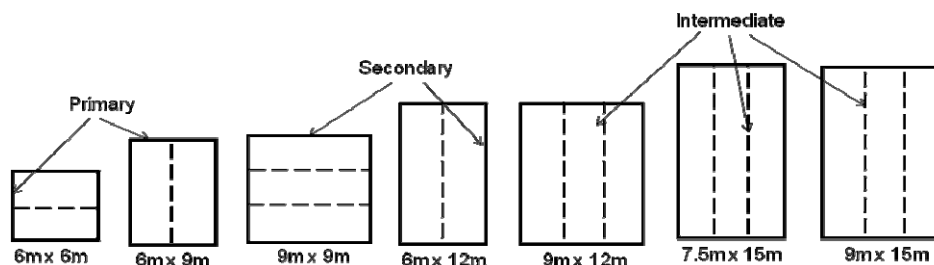
(a) Konstrukční pole v budově



(b) Model programem ANSYS

Obrázek 8.36 Numerický výpočet čtyř polí

V parametrické studii bylo vyšetřováno sedm polí o rozměrech: 6×6 m, 6×9 m, 6×12 m, 9×9 m, 9×12 m, 9×15 m a $7,5 \times 15$ m, viz obrázek 8.10. Všechny případy byly modelovány se simulovanou spojitostí ocelobetonové desky na dvou okrajích. Okrajové nosníky byly požárně chráněny, vnitřní stropnice pak nechráněny.



Obrázek 8.37 Stropy řešené v parametrické studii

Tři velikosti nahodilého zatížení ve studii ukazuje tabulka 8.1. Hodnoty nahodilého zatížení odpovídaly běžně používaným v návrhu za pokojové teploty na evropském stavebním trhu. Rozdílná zatížení, vstupy, by neměla to mít vliv na přesnost řešení jednoduchého návrhového modelu BRE. V parametrické studii byly numericky vyšetřovány extrémní příklady 1 a 3.

Tabulka 8.1 Hodnoty stálého a nahodilého zatížení

Příklad	Stálé zatížení G	Nahodilé zatížení Q
1	Vlastní váha + 1,25 kN/m ²	2,5 kN/m ²
2	Vlastní váha + 1,25 kN/m ²	3,5 kN/m ²
3	Vlastní váha + 1,25 kN/m ²	5,0 kN/m ²

Byly vyšetřovány čtyři délky požáru 30, 60, 90 a 120 min. Tloušťka ocelobetonové desky odpovídala nejmenší tloušťce na splnění kritéria izolace pro příslušný průběh požáru. Pro trapézové plechy s výškou 60 mm požadavku odpovídají tloušťky ocelobetonových desek 120, 130, 140 a 150 mm. Geometrie trapézového profilu vycházela z plechu COFRAPLUS 60, který je nejvíce používán na francouzském trhu. Plech má vzhledem k ostatním profilům úzká žebra, je lehčí, ale má při zahřívání vyšší teplotu a nižší mechanickou únosnost. Proto řešení s jinými plechy jdou konzervativněji.

Celkově bylo provedeno 112 numerických simulací pro kombinace všech parametrů.

Před analýzou chování stropních polí za požáru byla pro určení rozměrů konstrukčních prvků ocelobetonových stropů pole navržena za běžné teploty podle ČSN EN 1994 1 1:2006⁽³³⁾. Ocelové nosníky byly připojené k ocelobetonové desce trny s hlavou. Kvalita betonu se předpokládala C30/37 s pevností v tlaku 30 MPa. Výztužná ocelová síť byla třídy oceli B500 a ocelové nosníky třídy S235.

Profily výztužné sítě byly navrženy jednoduchým návrhovým modelem BRE. Vzdálenost mezi podélnou výztuží a nevystavenou stranou betonové desky byla ve všech případech uvažována jako 45 mm.

Teplota obvodových požárně chráněných nosníků a sloupů má vliv na únosnost stropní desky. V parametrické studii byly tepelné vlastnosti požární ochrany modelovány. Teplota těchto prvků v předpokládaných průbězích požárů byla okolo 550 °C. Jestliže teplota byla dosažena před očekávanou dobou požární odolnosti, uvažovalo se dále s teplotou chráněného ocelového nosníku 550 °C.

Rozměry vyšetřovaných nosníků a sítí uvádí tabulky 8.2 až 8.5. Tabulky obsahují stupeň smykového spojení ocelobetonových nosníků a třídy oceli, jestliže se liší od

S235. B1, B2, S a DC znamená průvlak, stropnici, mez kluzu výztuže v mm²/m a stupeň smykového spřažení ocelobetonových nosníků. Rozpětí L1 udává délku stropnic a rozpětí L2 průvlaků. Ve všech případech se simulovalo konstrukční řešení při plném mechanickém spojení mezi deskou a sloupem, s výztužnými pruty, a bez spojení, bez kontaktu sloupu a desky.

Tabulka 8.2 Stropy s požární odolností REI 30

R 30 Tloušťka = 120 mm		L1 [m]							
L2 [m]	Zatížení [kN/m ²]	6		9		12		15	
6	2,5+1,25	B1	IPE300	B1	IPE360	B1	IPE450		
			DC: 0,9		DC: 1,0		DC: 1,0		
		B2	IPE240	B2	IPE360	B2	IPE450		
	DC: 0,8		DC: 0,7		DC: 0,7				
	5,0+1,25	S	84	S	99	S	142		
		B1	IPE360	B1	IPE450	B1	IPE500		
DC: 0,9			DC: 1,0		DC: 1,0				
B2	IPE270	B2	IPE400	B2	IPE500				
	DC: 0,7		DC: 0,6		DC: 0,6				
S	99	S	142	S	142				
7,5	2,5+1,25							B1	IPE600
									DC: 1,0
									B2
	5,0+1,25							S	142
								B1	IPE600
									-S355
						B2	IPE600	DC: 0,7	
						S	142		
9	2,5+1,25			B1	IPE550	B1	IPE600	B1	IPE600
					DC: 0,6		DC: 0,8		DC: 1,0
		B2	IPE360	B2	IPE450	B2	IPE500		
	DC: 0,7		DC: 0,7		DC: 0,7				
	5,0+1,25	S	99	S	142	S	142		
		B1	IPE550	B1	IPE600	B1	IPE600		
-S355			-S355		-S355		DC: 1,0		
DC: 0,6	DC: 0,6	DC: 0,6	DC: 0,6	DC: 0,7					
B2	IPE400	B2	IPE500	B2	IPE600	DC: 0,7			
DC: 0,6	DC: 0,6	DC: 0,6	DC: 0,6	DC: 0,7					
S	142	S	142	S	142				

Tabulka 8.3 Stropy s požární odolností REI 60

R 60 Tloušťka= 130 mm		L1 [m]							
L2 [m]	Zatížení [kN/m ²]	6		9		12		15	
6	2,5+1,25	B1	IPE300	B1	IPE360	B1	IPE450		
			DC: 0,8		DC: 0,9		DC: 1,0		
		B2	IPE240	B2	IPE360	B2	IPE450		
	DC: 0,8		DC: 0,8		DC: 0,7				
	S	115	S	193	S	284			
	5,0+1,25	B1	IPE360	B1	IPE450	B1	IPE500		
DC: 0,8			DC: 0,9		DC: 1,0				
B2		IPE270	B2	IPE400	B2	IPE500			
DC: 0,7	DC: 0,6	DC: 0,5							
S	151	S	227	S	347				
7,5	2,5+1,25							B1	IPE600
								DC: 1,0	
		B2	IPE550	B2	IPE550	B2	IPE550		
	DC: 0,7	DC: 0,7	DC: 0,7						
	S	347	S	347	S	347			
	5,0+1,25	B1							IPE600-
							S355		
B2								DC: 1,0	
DC: 0,6	DC: 0,6	DC: 0,6							
S	433	S	433	S	433				
9	2,5+1,25	B1	IPE550	B1	IPE600	B1	IPE600		
			DC: 0,5		DC: 0,7		DC: 0,9		
		B2	IPE360	B2	IPE450	B2	IPE550		
	DC: 0,8	DC: 0,7	DC: 0,7						
	S	166	S	245	S	311			
	5,0+1,25	B1	IPE550	B1	IPE600	B1	IPE750 x		
-S355			-S355		173				
DC: 0,5		DC: 0,7	DC: 0,9						
B2	IPE400	B2	IPE500	B2	IPE600				
DC: 0,6	DC: 0,5	DC: 0,6							
S	210	S	297	S	393				

Tabulka 8.4 Stropy s požární odolností REI 90

R 90 Tloušťka = 140 mm		L1 [m]								
L2, [m]	Zatížení [kN/m ²]	6		9		12		15		
6	2,5+1,25	B1	IPE300	B1	IPE360	B1	IPE450			
			DC: 0,7		DC: 1,0		DC: 1,0			
		B2	IPE240	B2	IPE360	B2	IPE450			
	DC: 0,7		DC: 0,8		DC: 0,7					
	S	119	S	187	S	291				
	5,0+1,25	B1	IPE360	B1	IPE450	B1	IPE500			
DC: 0,7			DC: 1,0		DC: 1,0					
B2		IPE270	B2	IPE400	B2	IPE500				
	DC: 0,7	DC: 0,6		DC: 0,6						
S	146	S	233	S	355					
7,5	2,5+1,25							B1	IPE600	
									DC: 0,9	
									B2	IPE550
							DC: 0,7			
	S							S	393	
	5,0+1,25	B1							IPE600	
							-S355			
B2								DC: 0,9		
							B2	IPE600		
						DC: 0,6				
S							S	473		
9	2,5+1,25			B1	IPE550	B1	IPE600	B1	IPE600	
					DC: 0,5		DC: 0,6		-S355	
				B2	IPE360	B2	IPE450		B2	IPE550
			DC: 0,8		DC: 0,7		DC: 0,7			
	S			S	177	S	252	S	340	
	5,0+1,25	B1			B1	IPE550-	B1	IPE600	B1	IPE750
						S355		-S355		x 173
				DC: 0,5	DC: 0,6	DC: 0,7				
	B2			B2	IPE400	B2	IPE500	B2	IPE600	
		DC: 0,6	DC: 0,6		DC: 0,6					
S			S	215	S	311	S	433		

Tabulka 8.5 Stropy s požární odolností REI 120

R 120 Tloušťka = 140 mm		L1 [m]								
2,roz, [m]	Zatížení [kN/m ²]	6		9		12		15		
6	2,5+1,25	B1	IPE300	B1	IPE360	B1	IPE450			
			DC: 0,6		DC: 1,0		DC: 1,0			
		B2	IPE240	B2	IPE360	B2	IPE450			
	DC: 0,7		DC: 0,8		DC: 0,7					
	S	132	S	204	S	318				
	5,0+1,25	B1	IPE360	B1	IPE450	B1	IPE500			
			DC: 0,6		DC: 1,0		DC: 1,0			
		B2	IPE270	B2	IPE400	B2	IPE500			
	DC: 0,7		DC: 0,6		DC: 0,6					
S	161	S	252	S	393					
7,5	2,5+1,25							B1	IPE600	
									DC: 0,8	
								B2	IPE550	
								DC: 0,7		
							S	417		
	5,0+1,25							B1	IPE600	
							-S355			
							DC: 0,8			
						B2	IPE600			
							DC: 0,6			
						S	503			
9	2,5+1,25			B1	IPE550	B1	IPE550-	B1	IPE600	
					DC: 0,4		S355		DC: 0,7	
										-S355
							B2	IPE450	B2	IPE550
								DC: 0,7		DC: 0,7
							S	193	S	277
							S	377		
	5,0+1,25			B1	IPE550	B1	IPE600-	B1	IPE750	
					DC: 0,4		S355		DC: 0,7	
							x 173			
						B2	IPE400	B2	IPE600	
							DC: 0,6		DC: 0,6	
						S	252	S	340	
						S	457			

8.4.2 Vstupy

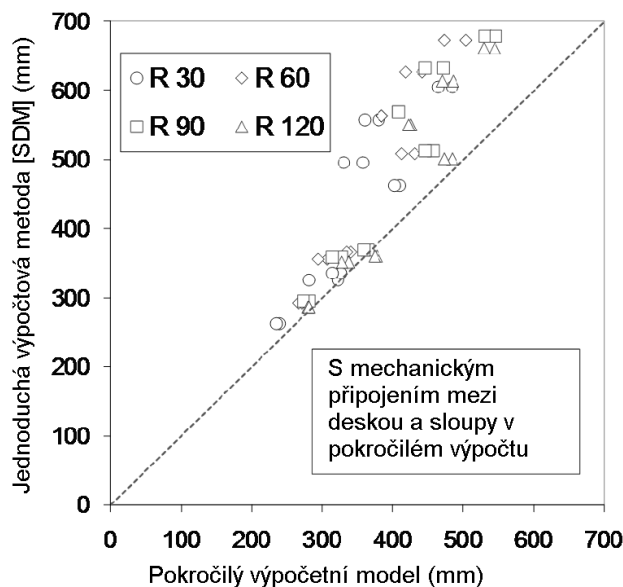
Výsledky parametrické studie byly zaměřeny na dvě otázky rozhodující pro stanovení únosnosti jednoduchým návrhovým modelem BRE:

- největší průhyb stropu,
- největší protažení výztužné sítě.

8.4.2.1 Největší průhyby stropu

Velké průhyby stropu nastanou před dosažením kolapsu konstrukce. Únosnost desky závisí na působení tahové membrány stropní desky a velký průhyb aktivuje mechanismus. Velké průhyby mohou způsobit ztrátu celistvosti popraskáním betonu, velkému napětí ve výztuži a možným změnám rozložení zatížení při velkých sklonech ve stropu. Průhyby jsou mnohem větší než průhyby pozorované u tradičních požárních zkoušek. Jednoduchý návrhový model BRE předpokládá, že nosníky na obvodě stropní návrhové oblasti zůstávají tuhé. Ve skutečnosti okrajové nosníky se, jakmile jsou vystaveny ohřátí při požáru, deformují.

V jednoduchém návrhovém modelu BRE se předpokládá největší dovolený průhyb pro předpověď únosnosti stropu. Vypočtený průhybem v numerické analýze byl porovnán s největším dovoleným průhybem v jednoduchém návrhovém modelu BRE, na obrázku 8.11 pro mechanické spojení mezi deskou a sloupem a na obrázku 8.12 bez mechanického spojení mezi deskou a sloupem. Protože jednoduchý návrhový model BRE předpokládá svislé nepoddajné obvodové podpory a pokročilé výpočty pružné obvodové ocelové nosníky, porovnávaly se celkové průhyby stropu za požární situace.



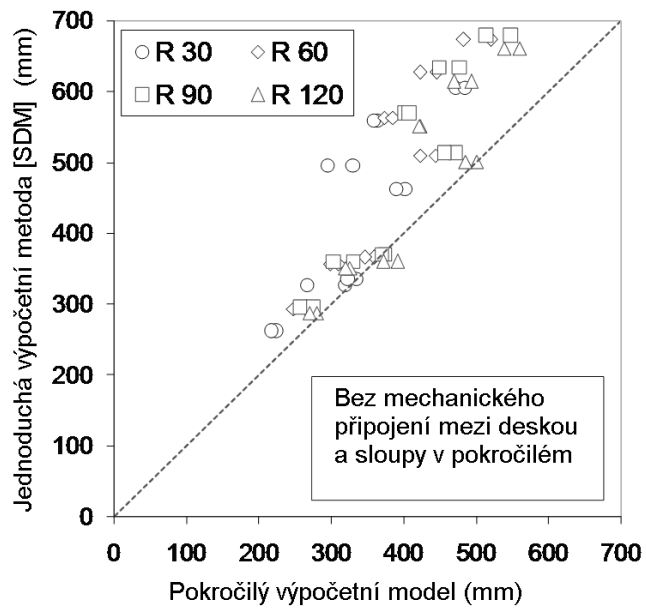
Obrázek 8.38 Porovnání průhybu největšího dovoleného průhybu pro jednoduchý návrhový model BRE a výsledku výpočtu pokročilým modelem pro mechanické připojení mezi deskou a sloupem

Největší dovolený průhyb použitý v jednoduchém návrhovém modelu BRE je systematicky větší než největší průhyb předpovězený v numerické analýze. Rozptyl roste s velikostí stropní desky. Jednoduchý návrhový model BRE předpovídá menší únosnost než pokročilé výpočetní modely při stejné velikosti průhybu. Jednoduchou metodu můžeme považovat za konzervativní.

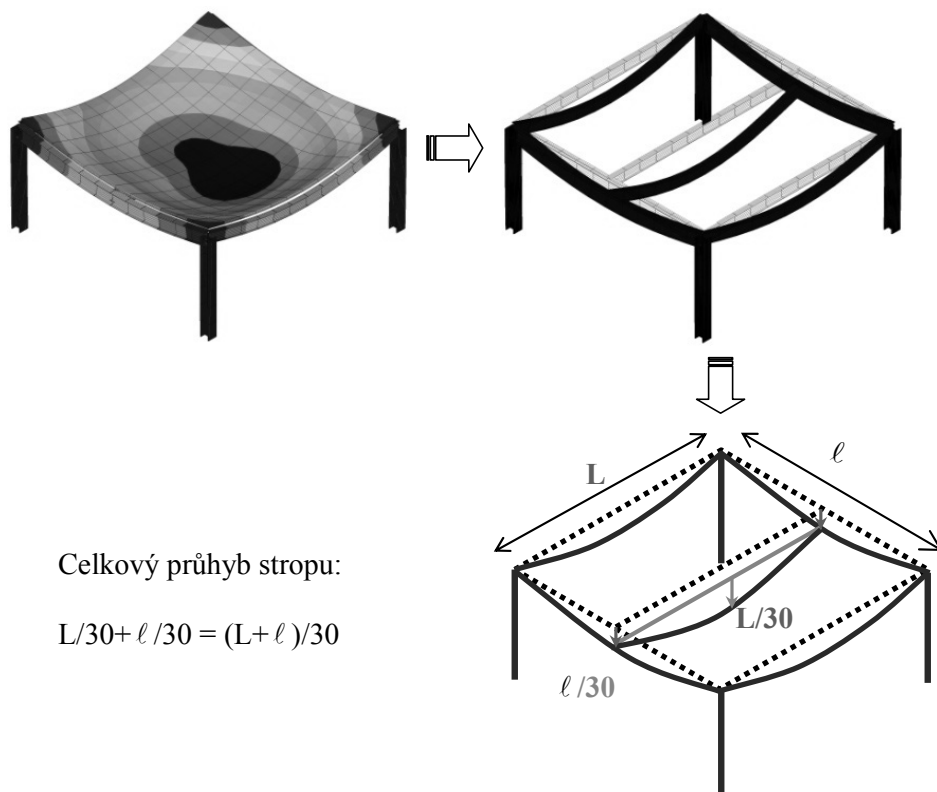
Tradičně se velikost průhybu omezuje na rozpětí/30, např. jako kritérium porušení jednoduchého konstrukčního prvku za ohybu normové zkoušce za požární situace⁽³⁷⁾. V případě ocelobetonových stropů s průvlaky, stropnicemi a deskou lze například požadovat, že celkový mezní průhyb stropu se stanoví jako suma mezních průhybů všech konstrukčních prvků, viz obrázek 8.13., protože konstrukční prvky jsou spojeny dohromady.

Mezní průhyb bude nejméně $(\text{rozpětí } L1 + \text{rozpětí } L2)/30$, kde rozpětí $L1$ je délka průvlaků a rozpětí $L2$ je délka stropnic.

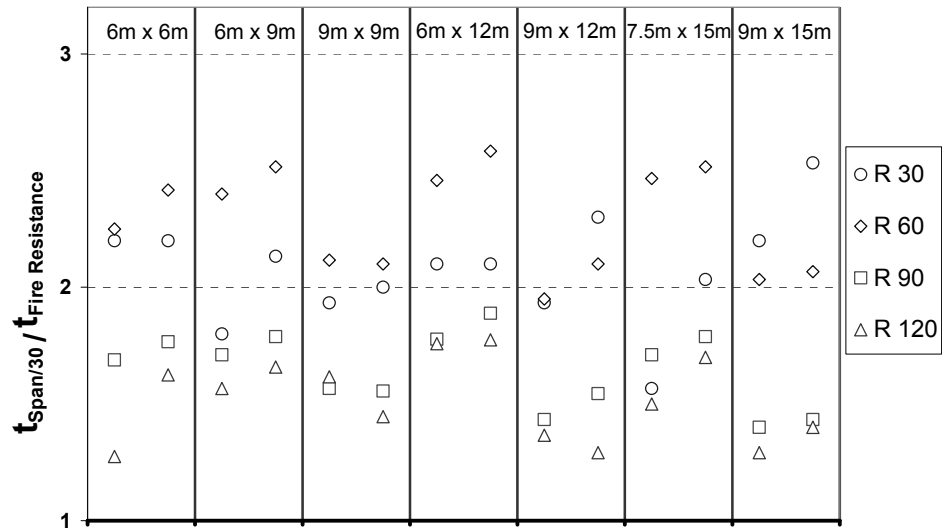
Obrázek 8.41 udává poměr mezi časem, kdy vypočtený průhyb dosáhl $1/30$ rozpětí, a požární odolnosti, která byla stanovena jednoduchým návrhovým modelem BRE. Ve všech případech je poměr větší než 1,0, což znamená, že požární odolnost bude větší, než udává jednoduchý návrhový model BRE. Použití jednoduchého výpočtu odpovídá kritériu.



Obrázek 8.39 Porovnání průhybu největšího dovoleného průhybu pro jednoduchý návrhový model BRE a výsledku výpočtu pokročilým modelem bez mechanického připojení mezi deskou a sloupy



Obrázek 8.40 Mezní celkový průhyb pro rozpon/30



Obrázek 8.41 Poměr času, kdy vypočtený průhyb dosáhl 1/30 rozpětí, a požární odolnosti stanovenou jednoduchým návrhovým modelem BRE

Evropské normy pro požární zkoušky⁽³²⁾ omezují pro posouzení kritérium únosnosti prvků namáhaných ohybem mezními průhyby. Za překročení únosnosti se považuje, když naměřený průhyb překročí mezní průhyb nebo překročí mezní rychlost nárůstu průhybu:

$$\text{mezní průhyb } D = \frac{L^2}{400d} \text{ mm}$$

$$\text{mezní rychlost průhybu } \frac{dD}{dt} = \frac{L^2}{9000d} \text{ mm/min}$$

kde:

L je světlý rozměr zkušební vzorku v milimetrech

d vzdálenost krajních vláken tlačené oblasti návrhu za běžné teploty ke krajním vláknům tažené oblasti při návrhu za běžné teploty průřezu konstrukce v milimetrech

Kritérium rychlosti deformace se tedy nepoužije, dokud průhyb nepřekročí 1/30 rozpětí. Kritérium rychlosti deformace neplatí do dosažení na 1/30 rozpětí.

8.4.2.2 Protážení výztužné sítě

Kromě průhybu stropu je protážení ocelové výztuže druhá charakteristika, která je podrobně zkoumána v této parametrické studii. Jednoduchý návrhový model BRE je založen na plastické analýze stropního systému s tahovým membránovým působením, viz kapitole 6. Porucha desky může nastat porušením sítě napříč kratšího rozponu desky. Navíc by mohla omezit spojitost stropu na okrajích desky.

Parametrická studie umožnila vyšetřit napětí ve výztuži, které bylo předpovězeno pokročilým výpočetním modelem, při dosažení požární odolnosti. Z protážení výztuže při přetržení lze ověřit spolehlivost porušení výztuže v jednoduchém návrhovém modelu BRE.

Výztužná ocelová síť je na celé ploše podlahy souvislá přes všechny nosníky včetně okrajových chráněných nosníků a je proto značně namáhána nad chráněnými nosníky a okolo sloupů.

Porušení výztuže vede ke ztrátě celistvosti a izolační odolnosti desky před dosažením její únosnosti. ČSN EN 1992-1-2:2006⁽³⁵⁾ požaduje nejmenší protažení při největším napětí ocelové výztuže, které má být nejméně 5%. Tato hodnota se proto uvažuje jako mezní pro protažení ocelové výztužné sítě.

Výsledky parametrické studie uvádí pro největším průhyby stropů získaných největší protažením ocelové výztuže ve dvou kolmých směrech, tj. rovnoběžně s průvlaky anebo se stropnicemi, v tabulkách 8.10 až 8.13. Tabulky uvádí pro všechny případy největší dovolené průhyby k vypočtení únosnosti v jednoduchém návrhovém modelu BRE vždy vyšší než předpovědi pokročilého návrhového modelu. Pro největší protažení ocelové výztuže je nejvyšší hodnota získaná pokročilým výpočtem pro průběh požáru vždy menší než 5%.

Tabulka 8.6 *Průhyb stropu a protažení ocelové výztuže pro požární odolnost REI 30 pro mechanické připojení mezi deskou a sloupy*

Zatížení [kN/m ²]	Rozpětí L1 [m]	Rozpětí L2 [m]	ANSYS [mm]		BRE [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Protažení pro rozpětí L1 [%]	Protažení pro rozpětí L2 [%]
			Celkový průhyb	deska					
2,5+1,25	6	6	248	239	262	400	500	2,8%	3,0%
5,0+1,25	6	6	240	235	262	400	462	2,9%	2,7%
2,5+1,25	9	6	359	322	326	500	609	2,8%	2,4%
5,0+1,25	9	6	312	282	326	500	563	3,0%	2,3%
2,5+1,26	9	9	359	331	495	600	844	3,4%	2,6%
5,0+1,25	9	9	389	358	495	600	779	3,0%	2,4%
2,5+1,25	12	6	379	326	335	600	789	3,1%	2,3%
5,0+1,25	12	6	361	314	335	600	726	3,0%	2,5%
2,5+1,25	12	9	443	381	558	700	987	3,2%	2,3%
5,0+1,25	12	9	416	361	558	700	907	3,0%	2,6%
2,5+1,25	15	7,5	480	410	462	750	1049	3,1%	3,8%
5,0+1,25	15	7,5	461	403	462	750	977	3,0%	4,0%
2,5+1,25	15	9	539	465	605	800	1234	3,2%	3,1%
5,0+1,25	15	9	578	485	605	800	1063	3,5%	4,4%

Tabulka 8.7 Průhyb stropu a protažení ocelové výztuže pro požární odolnost R60 pro mechanické připojení mezi deskou a sloupy

Zatížení [kN/m ²]	Rozpětí L1 [m]	Rozpětí L2 [m]	ANSYS [mm]		BRE [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Protažení pro rozpětí L1 [%]	Protažení pro rozpětí L2 [%]
			Celkový průhyb	Deska					
2,5+1,25	6	6	288	271	293	400	486	3,6%	3,1%
5,0+1,25	6	6	280	266	293	400	450	3,7%	2,9%
2,5+1,25	9	6	348	307	356	500	597	3,5%	2,8%
5,0+1,25	9	6	334	294	356	500	552	3,4%	2,6%
2,5+1,26	9	9	434	385	563	600	827	3,9%	2,9%
5,0+1,25	9	9	429	384	563	600	764	3,6%	2,8%
2,5+1,25	12	6	409	341	366	600	776	3,3%	2,4%
5,0+1,25	12	6	397	335	366	600	714	3,1%	2,5%
2,5+1,25	12	9	527	442	627	700	970	3,7%	2,7%
5,0+1,25	12	9	499	419	627	700	893	3,4%	2,7%
2,5+1,25	15	7,5	524	431	509	750	1034	3,1%	3,7%
5,0+1,25	15	7,5	492	413	509	750	963	2,8%	3,4%
2,5+1,25	15	9	607	505	673	800	1125	3,6%	3,4%
5,0+1,25	15	9	571	474	673	800	1048	3,3%	3,1%

Tabulka 8.8 Průhyb stropu a protažení ocelové výztuže pro požární odolnost REI 90 pro mechanické připojení mezi deskou a sloupy

Zatížení [kN/m ²]	Rozpětí L1 [m]	Rozpětí L2 [m]	ANSYS [mm]		BRE [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Protažení pro rozpětí L1 [%]	Protažení pro rozpětí L2 [%]
			Celkový průhyb	deska					
2,5+1,25	6	6	306	282	295	400	474	2,7%	2,6%
5,0+1,25	6	6	294	274	295	400	439	2,8%	2,3%
2,5+1,25	9	6	379	328	359	500	585	2,7%	2,5%
5,0+1,25	9	6	364	314	359	500	542	2,7%	2,2%
2,5+1,26	9	9	471	408	569	600	810	3,3%	2,2%
5,0+1,25	9	9	468	409	569	600	750	3,1%	2,2%
2,5+1,25	12	6	448	365	369	600	763	2,5%	2,6%
5,0+1,25	12	6	436	360	369	600	703	2,2%	2,4%
2,5+1,25	12	9	579	472	633	700	953	3,0%	2,4%
5,0+1,25	12	9	548	447	633	700	879	2,7%	2,3%
2,5+1,25	15	7,5	579	458	513	750	1019	2,6%	3,1%
5,0+1,25	15	7,5	550	446	513	750	950	1,9%	2,9%
2,5+1,25	15	9	670	532	679	800	1109	2,6%	3,1%
5,0+1,25	15	9	668	547	679	800	1034	2,3%	2,5%

Tabulka 8.9 *Průhyb stropu a protažení ocelové výztuže pro požární odolnost REI 120 pro mechanické připojení mezi deskou a sloupy*

Zatížení [kN/m ²]	Rozpětí L1 [m]	Rozpětí L2 [m]	ANSYS [mm]		BRE [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Protažení pro rozpětí L1 [%]	Protažení pro rozpětí L2 [%]
			Celkový průhyb	deska					
2,5+1,25	6	6	360	281	287	400	462	3,1%	2,6%
5,0+1,25	6	6	305	281	287	400	429	3,2%	2,7%
2,5+1,25	9	6	398	339	351	500	574	3,0%	2,7%
5,0+1,25	9	6	386	328	351	500	532	3,0%	2,6%
2,5+1,26	9	9	500	426	551	600	794	3,9%	2,7%
5,0+1,25	9	9	492	422	551	600	736	3,6%	2,6%
2,5+1,25	12	6	476	377	360	600	750	2,8%	3,1%
5,0+1,25	12	6	464	374	360	600	692	2,4%	3,0%
2,5+1,25	12	9	616	487	614	700	938	3,6%	2,8%
5,0+1,25	12	9	626	470	614	700	865	3,4%	2,8%
2,5+1,25	15	7,5	625	485	501	750	1004	2,6%	3,6%
5,0+1,25	15	7,5	592	473	501	750	938	2,2%	3,4%
2,5+1,25	15	9	705	545	661	800	1093	3,2%	3,3%
5,0+1,25	15	9	676	530	661	800	1020	2,7%	3,2%

Výsledky v tabulce z parametrické simulace pokročilým modelem jsou založeny na předpokladu, že ocelobetonové deska je spojena s ocelovými sloupy. Toto konstrukční detail zmenší průhyb stropu. U okrajových nosníků je důležité znát konstrukční řešení, které mají vliv na chování stropu. Výsledky druhá série výpočtů bez spojení jsou prezentovány v tabulkách Tabulka 8.10 až Tabulka 8.13. Největší průhyby jsou větší, ale zůstávají menší než odhadované podle jednoduchého návrhového modelu BRE. Největší protažení výztužné ocelové sítě je menší než 5 % pro všechny uvedené modely požárů.

Tabulka 8.10 *Průhyb stropu a protažení ocelové výztuže pro požární odolnost REI 30 bez mechanického připojení mezi deskou a sloupy*

Ztížení [kN/m ²]	Rozpětí L1 [m]	Rozpětí L2 [m]	ANSYS [mm]		BRE [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400d}$ [mm]	Protažení pro rozpětí L1 [%]	Protažení pro rozpětí L2 [%]
			Celkový průhyb	Deska					
2,5+1,25	6	6	305	224	262	400	500	2,8%	2,4%
5,0+1,25	6	6	285	218	262	400	462	3,0%	2,2%
2,5+1,25	9	6	363	274	326	500	609	2,9%	2,2%
5,0+1,25	9	6	330	267	326	500	563	3,0%	2,1%
2,5+1,26	9	9	406	295	495	600	844	3,2%	2,2%
5,0+1,25	9	9	394	330	495	600	779	3,1%	2,4%
2,5+1,25	12	6	415	335	335	600	789	3,4%	2,1%
5,0+1,25	12	6	392	323	335	600	726	3,0%	2,2%
2,5+1,25	12	9	464	364	558	700	987	3,3%	2,2%
5,0+1,25	12	9	442	359	558	700	907	3,0%	2,5%
2,5+1,25	15	7,5	490	402	462	750	1049	3,2%	3,0%
5,0+1,25	15	7,5	463	390	462	750	977	2,8%	3,1%
2,5+1,25	15	9	569	472	605	800	1234	3,0%	3,6%
5,0+1,25	15	9	578	485	605	800	1063	3,1%	4,0%

Tabulka 8.11 Průhyb stropu a protažení ocelové výztuže pro požární odolnost REI 60 bez mechanického připojení mezi deskou a sloupy

Zatížení [kN/m ²]	Rozpětí L1 [m]	Rozpětí L2 [m]	ANSYS [mm]		BRE [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Protažení pro rozpětí L1 [%]	Protažení pro rozpětí L2 [%]
			Celkový průhyb	Deska					
2,5+1,25	6	6	348	264	293	400	486	3,7%	2,6%
5,0+1,25	6	6	325	248	293	400	450	3,7%	2,6%
2,5+1,25	9	6	400	310	356	500	597	3,5%	2,5%
5,0+1,25	9	6	380	298	356	500	552	3,6%	2,5%
2,5+1,26	9	9	493	373	563	600	827	3,5%	2,5%
5,0+1,25	9	9	481	385	563	600	764	3,2%	2,5%
2,5+1,25	12	6	463	359	366	600	776	4,0%	2,6%
5,0+1,25	12	6	435	346	366	600	714	3,8%	2,8%
2,5+1,25	12	9	587	445	627	700	970	3,8%	2,6%
5,0+1,25	12	9	548	423	627	700	893	3,5%	2,8%
2,5+1,25	15	7,5	565	444	509	750	1034	3,6%	3,2%
5,0+1,25	15	7,5	520	423	509	750	963	3,3%	3,0%
2,5+1,25	15	9	660	520	673	800	1125	3,1%	3,6%
5,0+1,25	15	9	607	483	673	800	1048	2,8%	3,4%

Tabulka 8.12 Průhyb stropu a protažení výztuže pro požární odolnost REI 90 bez mechanického připojení mezi deskou a sloupy

Zatížení [kN/m ²]	Rozpětí L1 [m]	Rozpětí L2 [m]	ANSYS [mm]		BRE [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Protažení pro rozpětí L1 [%]	Protažení pro rozpětí L2 [%]
			Celkový průhyb,	Deska					
2,5+1,25	6	6	363	275	295	400	474	4,1%	3,0%
5,0+1,25	6	6	338	257	295	400	439	4,3%	3,1%
2,5+1,25	9	6	433	331	359	500	585	2,6%	2,3%
5,0+1,25	9	6	403	303	359	500	542	3,8%	3,0%
2,5+1,26	9	9	531	402	569	600	810	3,3%	2,0%
5,0+1,25	9	9	521	408	569	600	750	2,2%	2,2%
2,5+1,25	12	6	497	375	369	600	763	2,5%	2,4%
5,0+1,25	12	6	475	370	369	600	703	3,2%	2,2%
2,5+1,25	12	9	644	477	633	700	953	3,0%	2,4%
5,0+1,25	12	9	599	450	633	700	879	2,8%	2,2%
2,5+1,25	15	7,5	624	472	513	750	1019	2,2%	3,0%
5,0+1,25	15	7,5	582	457	513	750	950	1,9%	2,8%
2,5+1,25	15	9	726	548	679	800	1109	2,6%	2,8%
5,0+1,25	15	9	670	514	679	800	1034	2,3%	2,5%

Tabulka 8.13 Průhyb stropu a protažení ocelové výztuže pro požární odolnost REI 120 bez mechanického připojení mezi deskou a sloupy

Zatížení [kN/m ²]	Rozpětí L1 [m]	Rozpětí L2 [m]	ANSYS [mm]		BRE [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400d}$ [mm]	Protažení pro rozpětí L1 [%]	Protažení pro rozpětí L2 [%]
			Celkový průhyb,	Deska					
2,5+1,25	6	6	393	280	287	400	462	4,9%	3,8%
5,0+1,25	6	6	353	270	287	400	429	5,2%	3,7%
2,5+1,25	9	6	466	326	351	500	574	4,6%	4,1%
5,0+1,25	9	6	434	320	351	500	532	4,5%	3,9%
2,5+1,26	9	9	567	423	551	600	794	2,8%	2,9%
5,0+1,25	9	9	548	421	551	600	736	3,6%	4,5%
2,5+1,25	12	6	537	392	360	600	750	4,1%	2,6%
5,0+1,25	12	6	509	372	360	600	692	3,8%	2,6%
2,5+1,25	12	9	686	493	614	700	938	3,7%	2,8%
5,0+1,25	12	9	663	469	614	700	865	3,5%	2,7%
2,5+1,25	15	7,5	677	501	501	750	1004	3,2%	3,2%
5,0+1,25	15	7,5	625	485	501	750	938	2,8%	3,1%
2,5+1,25	15	9	767	560	661	800	1093	2,7%	3,5%
5,0+1,25	15	9	717	539	661	800	1020	2,8%	3,1%

8.5 Shrnutí

Předmětem parametrické studie bylo podrobné ověření jednoduchého návrhového modelu BRE pokročilou numerickou simulací ověřenou požární zkouškou. Výsledky potvrdily, že:

- Jednoduchý návrhový model BRE poskytuje konzervativní výsledky únosnosti v porovnání s pokročilými výpočetními modely.
- Pro běžná kritéria průhybu, která vychází z ověřeného chování samostatných konstrukčních prvků namáhaných ohybem, je požární odolnost ocelobetonových stropních systémů vypočtených jednoduchým návrhovým modelem BRE konzervativní.
- Protažení výztužné ocelové sítě je pro konstrukce navržené jednoduchým návrhovým modelem BRE při ověření pokročilým numerickým modelem pod 5 %, což je nejmenší protažení požadované doporučeními z ČSN EN 1992-1-2:2006 pro všechny typy výztuže.
- Ohybově tuhé spojení desky na sloup není bezpodmínečně nutné. Toto konstrukční řešení ale za požární situace snižuje průhyb ocelobetonového stropu.

Výsledky parametrické studie ukazují, že jednoduchým návrhovým modelem BRE lze předpovídat únosnost ocelobetonových stropů vystavených požárnímu zatížení podle nominální normové teplotní křivky. Model lze využít ke spolehlivému návrhu požární odolnosti ocelobetonové konstrukce.

9 Literatura

- [1] Fire Safe Design: A new approach to multi-storey steel framed buildings, P288, The Steel Construction Institute, 2006.
- [2] The behaviour of Multi-storey steel framed buildings in fire, A European joint research programme, British Steel Swinden Technology Centre, 1999.
- [3] Lennon T., Cardington fire tests: instrumentation locations for large compartment fire test, Building Research Establishment Report N100/98, June 1996.
- [4] Lennon T., Cardington fire tests: instrumentation locations for corner fire test, Building Research Establishment Report N152/95, June 1996.
- [5] Wainman W. a Kirby B., Compendium of UK standard fire test data, No,1, Unprotected structural steel, British Steel, Swinden Technology Centre, 1987.
- [6] Investigation of Broadgate Phase 8 Fire, SCI, Ascot, 1991.
- [7] Thomas I. R., Bennetts I. D., Dayawansa P., Proe D. J. and Lewins R. R., Fire tests on 140 William Street Office Building, BHPR/ENG/R/92/043/SG2C, BHP Research, Melbourne Australia, 1992.
- [8] Proe D. J. a Bennetts I. D., Real Fire test in 380 Collins Street Office Enclosure, BHPR/PPA/R/94/051/SG021A, BHP Research Melbourne Australia, 1994.
- [9] Brand Verhalten Von Stahl und Stahlverbund Konstruktionen, Fire behaviour of steel and composite construction, Verlag TUV Rheinland, 1986.
- [10] Johansen K.W., The Ultimate strength of Reinforced Concrete Slabs, International Association for Bridge and Structural Engineering, Final Report, Third Confress, Liege, September 1948.
- [11] Ockleston A.J., Load test on a 3-storey reinforced concrete building in Johannesburg, Struct Eng 1955; 33(10), s. 304-22.
- [12] Bailey C,G, and Moore D,B,, The structural behaviour of steel frames with composite floor slabs subjected to fire: Part 1: Theory.
- [13] Bailey C.G. a Moore D.B., The structural behaviour of steel frames with composite floor slabs subjected to fire: Part 2: Design.
- [14] Park R., Ultimate strength of rectangular concrete slabs under short term uniform loading with edges restrained against lateral movement, Proceedings, Institution of Civil Engineers, 28, s. 125-150.

- [15] Wood R. H., Plastic and elastic design of slabs and plates, with particular reference to reinforced concrete floor slabs Thames and Husdon, London, 1961.
- [16] Taylor R., A note on a possible basis for a new method of ultimate load design of reinforced concrete slabs, Magazine of concrete research Vol 17, No 53, Dec 1965, s. 183-186.
- [17] Kemp K.O., Yield of a square reinforced concrete slab on simple supports allowing for membrane forces, The structural Engineer, Vol 45, No,7 July 1967 s. 235-240.
- [18] Sawczuk A. a Winniki L., Plastic behaviour of simply supported reinforced concrete plated are moderately large deflections, Int J, Solids Structures Vol 1 1965, s. 97-111.
- [19] Hayes B., Allowing for membrane action in the plastic analysis of rectangular reinforced concrete slabs Magazine of concrete research Vol, 20 No, 81 Dec 1968, s. 205-212.
- [20] Bailey C. G., White D.S. a Moore D.B., The tensile membrane action of unrestrained composite slab under fire conditions, Engineering Structures, Vol. 22, No. 12, s. 1583-1595.
- [21] Bailey C. G. A Toh W.S., Behaviour of concrete floor slabs at ambient and elevated temperature, Fire Safety Journal, 42, s. 425-436, 2007.
- [22] Hayes B. and Taylor R., Load-Zkouška č,ing RC slabs, The Consulting Engineer, Nov, 1969, s. 46-47.
- [23] Taylor R., Maher D.R.H. a Hayes B., Effect of arrangement of reinforcement on the behaviour of the reinforce concrete slabs, Magazine of concrete research Vol 18 No, 55, June 1966, s. 85-94.
- [24] Moy S,S,J, Load-deflection characteristics of rectangular reinforced concrete slabs, Magazine of concrete research Vol 24 No, 81 Dec, 1972, pp 209-218.
- [25] Bailey C.G., Efficient arrangement of Reinforcement for membrane behaviour of composite slabs in fire conditions, Journal of Constructional Steel Research, 59, 2003, s. 931-949.
- [26] Bailey C.G., Membrane action of lightly reinforced concrete slabs at large displacements, Engineering Structures, 23, 2001, s. 470-483.
- [27] Bailey C. G. a Toh W. S., Experimental behaviour of concrete floor slabs at ambient and elevated temperatures, SIF06.
- [28] O'Conner M.A., Kirby B.R. a Martin D.M., Behaviour of a multi-storey composite steel framed building in fire, Struct Eng 2003;81(2), s. 27-36.

- [29] Bailey C.G., Lennon T. a Moore D.B., The behaviour of full-scale steel framed buildings subjected to compartment fires, *Struct Eng* 1999; 77(8), s. 15–21.
- [30] Bailey C.G., Membrane action of slab/beam composite floor systems in fire, *Engineering Structures* 26 2004:1691-1703.
- [31] Wang Y.C., Tensile membrane action in slabs and its application to the Cardington fire test, *Fire, static and dynamic test of building structures, Proceeding of the second Cardington conference, England, 12-14 March 1996*, s. 55–67.
- [32] ČSN EN 1992-1-2, Eurokód 2, Navrhování betonových konstrukcí-Část 1-2: Obecná pravidla, Navrhování konstrukcí na účinky požáru, ČSNI, Praha 2006.
- [33] ČSN EN 1994-1-2, Eurokód 4, Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí, Část 1-2, Obecná pravidla, Navrhování konstrukcí na účinky požáru, ČSNI, Praha 2006.
- [34] ČSN EN 1994-1-1, Eurokód 4, Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí, Část 1-1, Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, ČSNI, Praha 2006.
- [35] ČSN EN 1993-1-8, Eurokód 3, Navrhování ocelových konstrukcí, Část 1-8: Navrhování styčníků, ČSNI, Praha 2006.
- [36] ČSN EN 1992-1-1, Eurokód 2, Navrhování betonových konstrukcí, Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, ČSNI, Praha 2006.
- [37] ČSN EN 1991-1-2, Eurokód 1, Zatížení konstrukcí, Část 1-2, Obecná zatížení, Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru, ČSNI, Praha 2004.
- [38] ARRETE DU 21 AVRIL 1983, Ministère de l'Intérieur Français
Détermination des degrés de résistance au feu des éléments de construction.
- [39] ČSN EN 1363-1, Zkoušení požární odolnosti, Část 1, Základní požadavky, ČSNI, Praha 2000.