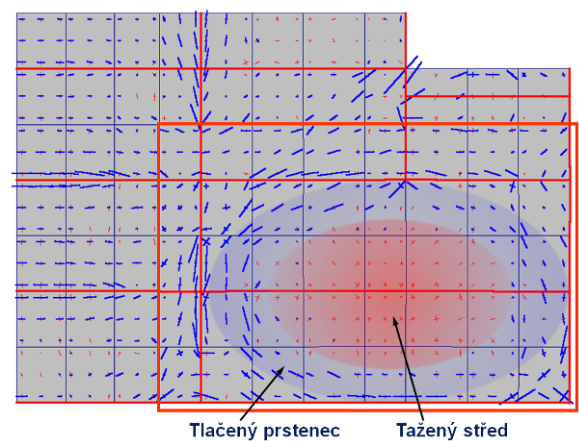


# POŽÁRNÍ ODOLNOST ČÁSTEČNĚ CHRÁNĚNÉHO OCELOBETONOVÉHO STROPU



František Wald, Jan Bednář,  
Olivier Vassart, Bin Zhao

Texty projektu FRACOF<sup>+</sup>

Innovation transfer on Fire Resistance Assessment of Partially Protected Composite Floor to SME's and Universities Leonardo da Vinci Transfer of Innovation n°2009-1-LU1-LEO 05-0021

# Požární odolnost částečně chráněného ocelobetonového stropu

Na přední straně obálky je model rohové zkoušky č. 3. krajního požárního úseku v Cardingtonu programem VULCAN, prof. I. Burgess, na kterém je vektory zvýrazněna tlačená a tažená oblast desky, červeně tah a modře tlak. Na zadní straně obálky je zachycen postup porušení drátkobetonové desky při její zkoušce do kolapsu, který nastal rozvojem podélné trhliny po vytvoření dvou příčných trhlin v projektu GAČR P105-10-2159 Modely membránového působení stropních desek vystavených požáru.



**Požární odolnost částečně chráněného ocelobetonového stropu**

Bednář J., Wald F., Zhao B. a Vassart O.

Tiskárna Nakladatelství ČVUT v Praze

Leden 2011

**ISBN 978-80-01-04747-7**

250 výtisků, 120 stran, 16 tabulek, 127 obrázků

# Obsah

	Číslo stránky
PŘEDMLUVA	iv
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	12
2.6 Zkouška č. 5: Velký prostor	14
2.7 Zkouška č. 6: Demonstrační zkouška	15
2.8 Zkouška č. 7: Vnitřní požární úsek	19
2.9 Chování ocelobetonového stropu	22
3 POŽÁRNÍ ZKOUŠKY PATROVÝCH PARKOVIŠŤ	23
4 POUČENÍ Z POŽÁRŮ A ZKOUŠKY NA OBJEKTECH	28
4.1 Broadgate	28
4.2 Budova Churchill Plaza, Basingstoke	30
4.3 Australské požární zkoušky	31
4.4 Požární zkoušky v Německu	34
4.5 Experimenty za běžné teploty	34
4.6 Experimenty za zvýšené teploty	36
5 JEDNODUCHÝ NÁVRHOVÝ MODEL SCI	37
5.1 Teorie plastických linií a membránového působení	37
5.2 Únosnost ocelobetonového stropu	41
5.3 Porušení betonu v tlaku	54
6 NÁVRH POŽÁRNÍ ODOLNOSTI	55
6.1 Předpoklady	55
6.2 Kritérium porušení	56
6.3 Návrhový model	60
6.4 Obvodové nosníky	61
6.5 Teplotní analýza	68
7 ZKOUŠKA POŽÁRNÍ ODOLNOSTI STROPU	74
7.1 Rozsah	74
7.2 FRACOF Zkouška	74
7.3 Zkušební program COSSFIRE	88
8 NUMERICKÁ SIMULACE	98
8.1 Rozsah	98
8.2 Ověření numerického modelu	98
8.3 Parametrická studie	102
8.4 Shrnutí	117
9 Literatura	118

# PŘEDMLUVA

Požární zkoušky v řadě zemí a sledování skutečných požárů budov ukázaly, že požární únosnost ocelobetonových konstrukcí budov je mnohem vyšší než dokládají normové požární zkoušky jednotlivých prvků. Výsledky pozorování a rozboru požárních zkoušek programu BRE v laboratoři v Cardington v letech 1995 a 2003 vedly na vytvoření jednoduchého návrhového modelu BRE membránového působení spřažené ocelobetonové stropní desky, který byl od roku 1998 zpřesňován. Model umožňuje využít výhod požární odolnosti ocelobetonových stropů bez pokročilé analýzy chování budovy metodou konečných prvků.

V práci je popsán teoretický základ jednoduchého návrhového modelu BRE pro požární návrh stropu. Jsou shrnuta data a zhodnocení souvisejících 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. Konzervativizmus modelu vynikne při porovnání s numerickou studií pokročilým výpočetním modelem při vystavení tepelným účinkům od zahřátí podle parametrické teplotní křivky.

Materiál byl připraven v rámci evropského projektu FRACOF a vychází v národních verzích partnerů projektu, které byly lokalizovány pro jednotlivé národní předpisy ze společného evropského podkladu editovaného Dr. Bin Zhao ze CTICM Paříž a Dr. Oliviere Vassarrem z ArcelorMittal 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 spřaženou ocelo a dřevobetonovou deskou.

V Praze 17. 1. 2011  
František Wald

# 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

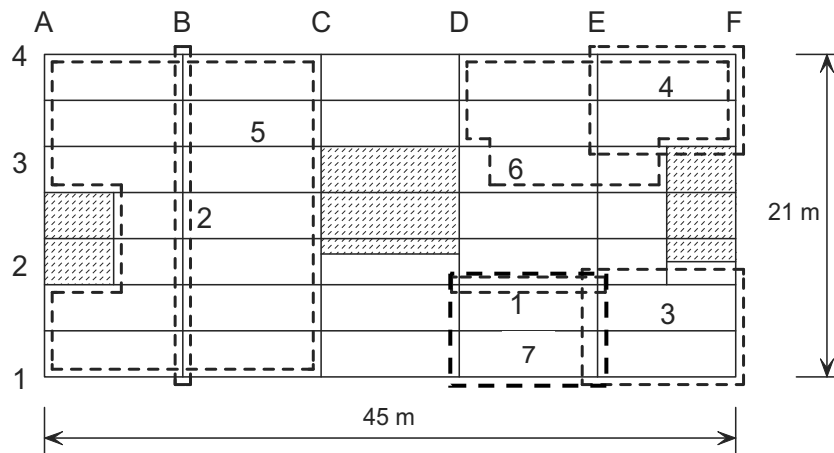
V roce 2003 byl dokončen program požárních zkoušek ve Velké Británii na objektech v hangáru po vzducholodích v laboratoři v Cardingtonu. Osmipatrový objekt s nosnou ocelobetonovou konstrukcí byl navržen jako běžná vícepodlažní kancelářská budova. Účelem zkoušek bylo ověření chování skutečné konstrukce 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 sprážené 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.

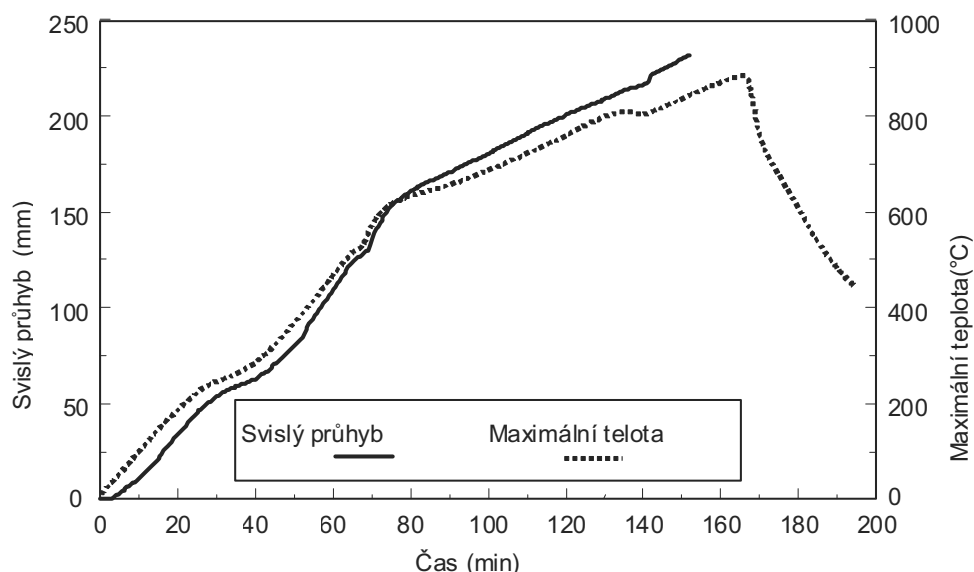
Podrobný popis zkoušek byl publikován <sup>(1)</sup>. Data ze zkoušek v elektronické podobě s umístěním měřících přístrojů, jsou dostupná u zkoušek 1, 2, 3 a 6 u Corus RD&T, Swinden Technology Centre, u zkoušky č.4 a 5 na BRE <sup>(3,3)</sup> a u zkoušky č. 7 na ČVUT v Praze.

## 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 ohřivaného nosníku obklopeného chladnou stropní deskou, tj. vliv nezahřáté části konstrukce.

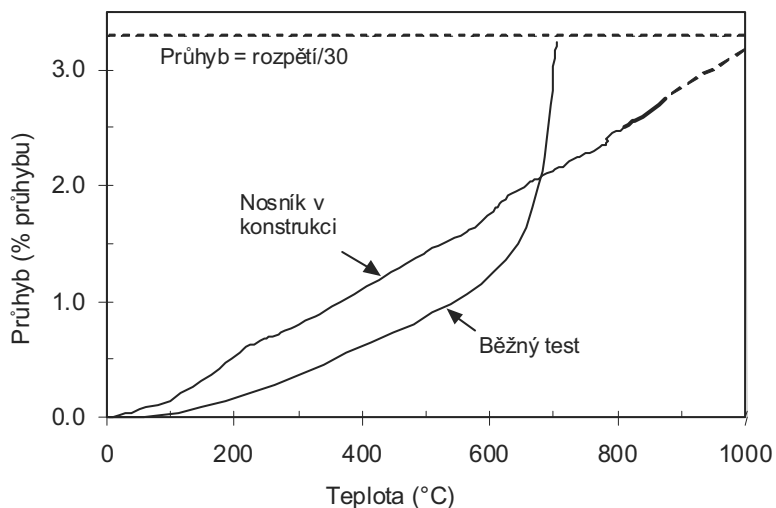
Teplota nosníku do teploty blížíící se 900°C rostla 3 až 10°C za min. Při nejvyšší teplotě, 875°C na dolní pásnici, byl průhyb uprostřed rozpětí 232 mm, tj. rozpětí/39, viz obrázek 2.3. Při chladnutí byl změřen zbytkový průhyb ve středu nosníku 113 mm.





**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<sup>(5)</sup> 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 přípojích 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.

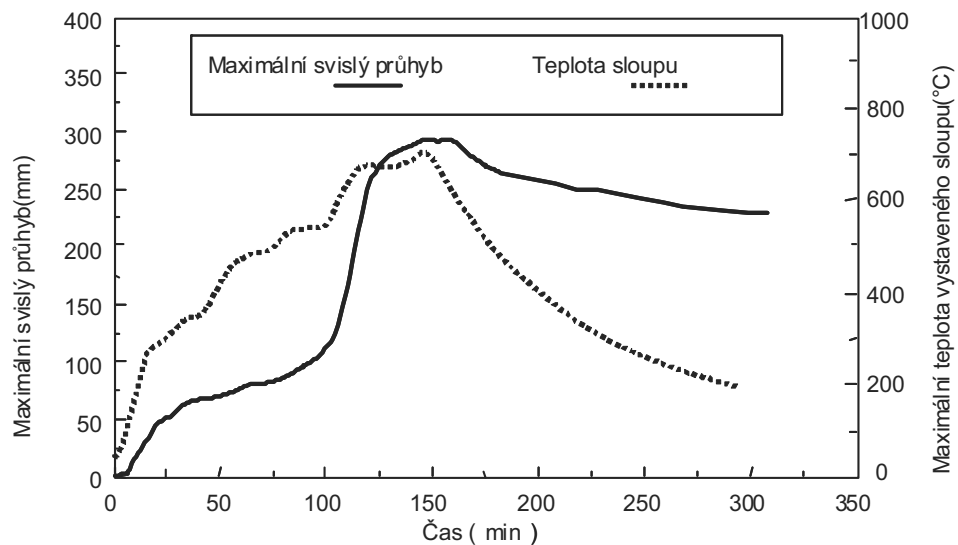
### **2.3 Zkouška č. 2: Rovinná soustava**

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 sloupu včetně styčnicků 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 průvlaku, podobně jako deska při zkoušce č. 1. Šrouby byly porušeny smykem na jedné straně průvlaku 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.

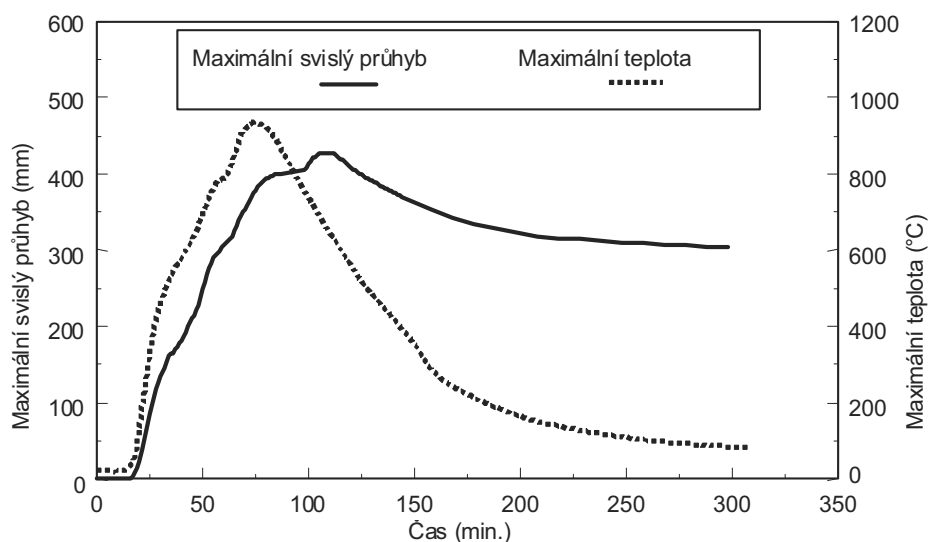
Svislice obvodové stěny nad okenním otvorem požárního úseku byla oddělena od obvodového nosníku, aby obvodový nosník neměl dodatečnou podporu nosnou konstrukcí pláště budovy.

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

Požární zatížení  $45 \text{ kg/m}^2$  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  $1071^\circ\text{C}$ .

Největší teplota oceli,  $1014^\circ\text{C}$ , 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  $954^\circ\text{C}$ . 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: Krajní požární úsek

Tato zkouška se uskutečnila ve druhém podlaží v rohu (E4/F3) na ploše 54 m<sup>2</sup>. 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  $40 \text{ kg/m}^2$  bylo rozděleno do dvanácti hranic dřevěných latí.

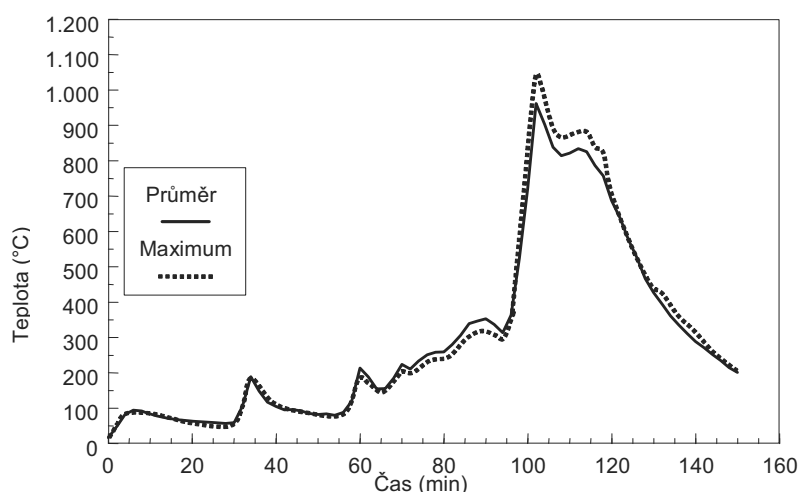
Rozvoj požáru byl ovlivněn nedostatkem kyslíku v požárním úseku. Po počátečním zvýšení teploty plamen uhasl a do 55 min pokračovalo doutnání. Po rozbití jedné skleněné tabule v okenním otvoru způsobilo okysličení malý vzrůst teploty plynu, po kterém následoval opět pokles teploty plynu. Druhá okenní 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  $1051 \text{ }^\circ\text{C}$  po 102 min požáru, viz obrázek 2.11. Největší teplota konstrukce,  $903 \text{ }^\circ\text{C}$ , 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.

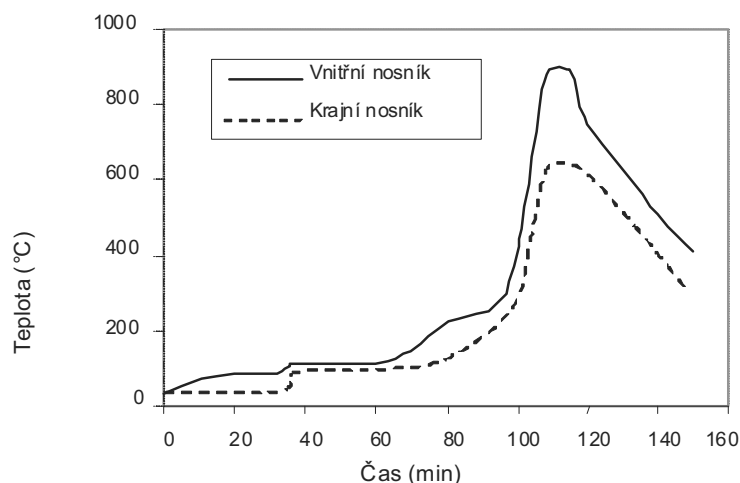
Nechráněný okrajový nosník na ose 4 byl během zkoušky zcela v plamenech. Maximální teplota nosníku byla  $680 \text{ }^\circ\text{C}$ . V porovnání s vnitřním nosníkem je teplota relativně malá, jak je ukázáno na obrázku 2.12. Odpovídající největší průhyb okrajového nosníku, 52 mm, byl zaznamenan po 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

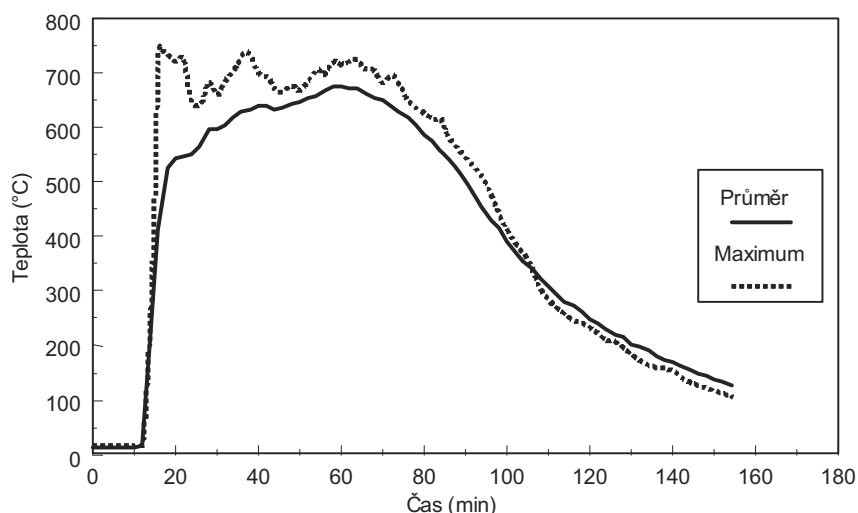
Zkouška se uskutečnila na druhém podlaží. Požární úsek byl navržen na celou šířku budovy o rozloze 340 m<sup>2</sup>.

Požární zatížení 40 kg/m<sup>2</sup> 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 plynu. 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 prohnula 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 m<sup>2</sup> byl ohraničen příčkou z betonových tvárnic. 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/m<sup>2</sup>. 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 m<sup>2</sup>, což je 19 % podlahové plochy. Středová část každého okna byla nezasklena, celkově 11,3 m<sup>2</sup>, aby se zlepšily ventilační podmínky na začátku zkoušky.





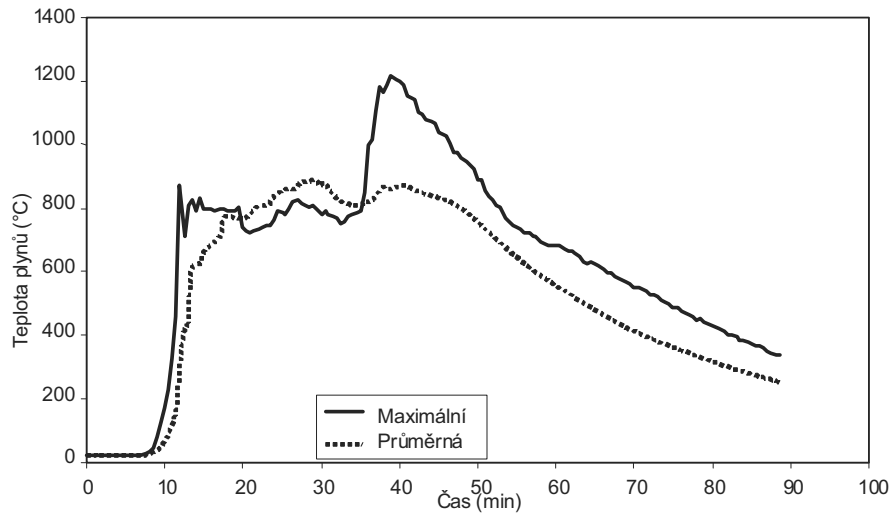
**Obrázek 2.15** Kancelář před zkouškou č. 6: Demonstrační zkouška

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

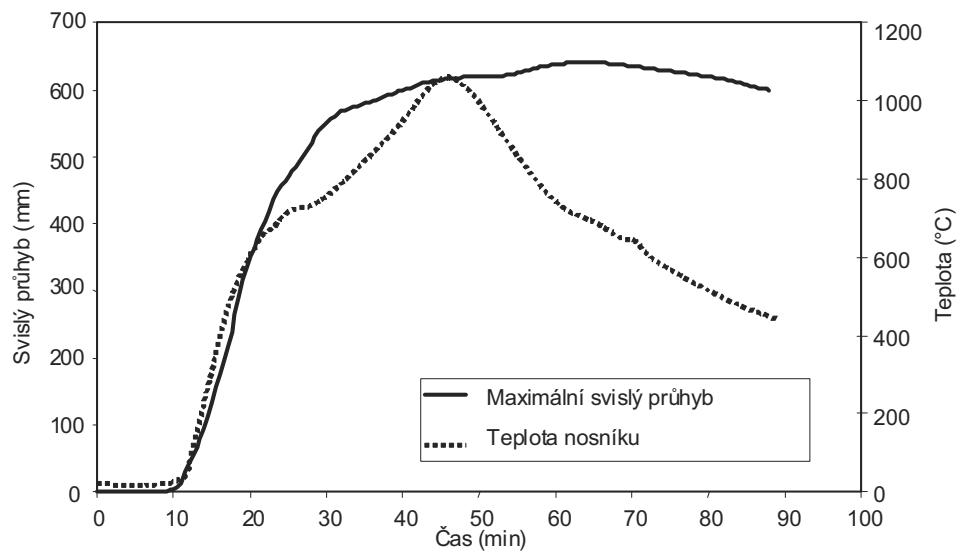
Svislice pláště zůstala připojena k okrajovým nosníkům a tak poskytovala podporu během požáru.

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 prohnula 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: Demonstrační zkouška



**Obrázek 2.17** Maximální teplota konstrukce a svislý průhyb při zkoušce č. 6: Demonstrační 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: Demonstrační 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

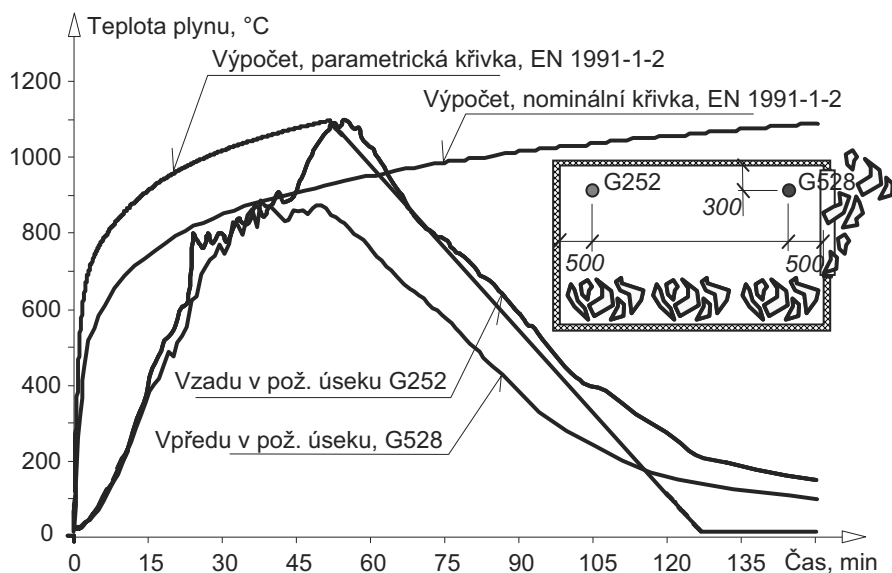
Zkouška č. 7 se uskutečnila na požárním úseku ve čtvrtém podlaží budovy o délce 11 m a šířce 7 m. Ocelová konstrukce, která byla vystavena požáru, obsahovala dva průvlaky z 356x171x51 UB, dva sloupy z 305x305x198 UC a 305x305x137 UC a tři stropnice z 305x165x40 UB.

Požární zatížení  $40 \text{ kg/m}^2$  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

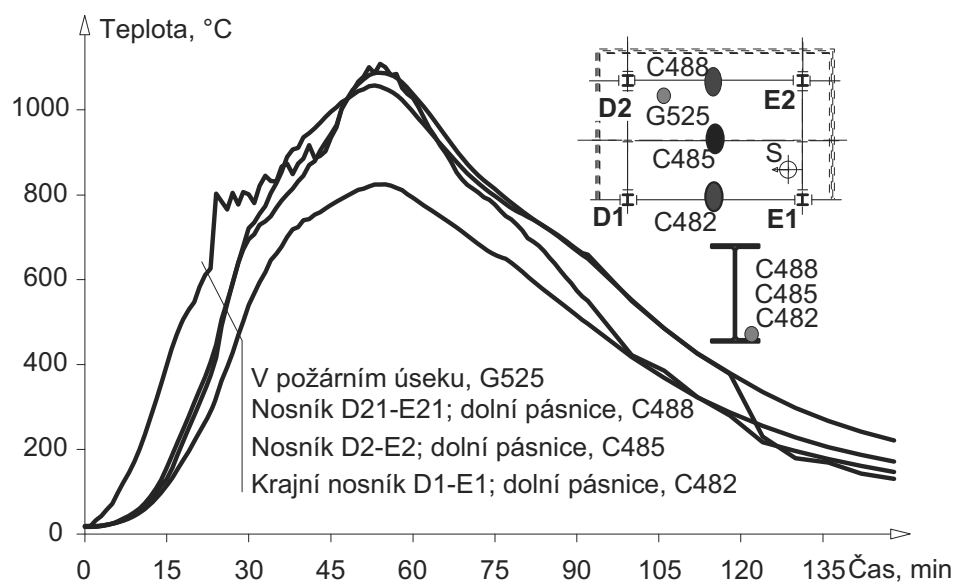
požárně chráněném sloupu tenzometry do běžných teplot. K měření deformace stropní desky a hlavních konstrukčních prvků bylo použito 37 průhyboměrů. Rozvoj požáru a kouře, deformace konstrukce a rozvoj teploty v čase zaznamenalo deset videokamer a dvě termokamery.

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



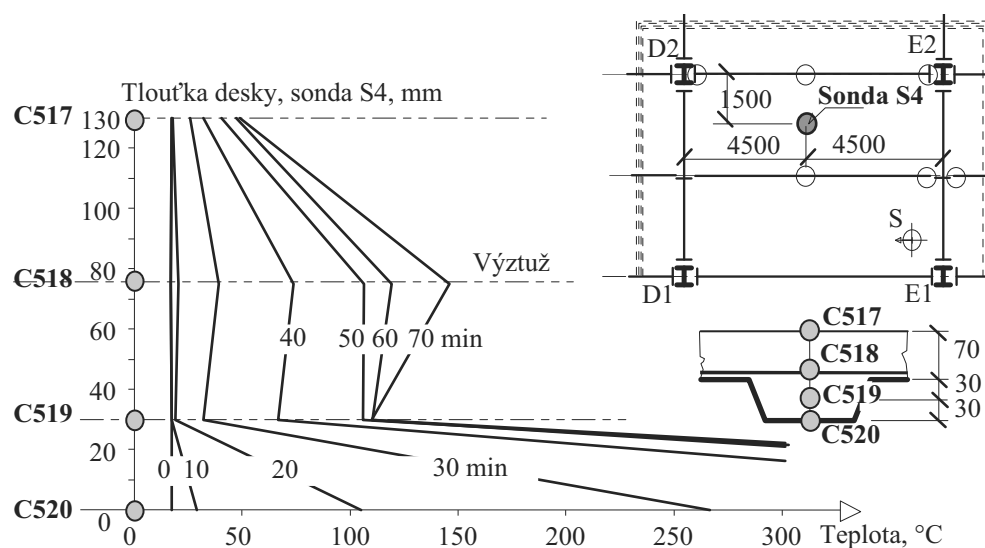
**Obrázek 2.22** Teplota plynu při zkoušce č. 7: Vnitřní požární úsek

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.



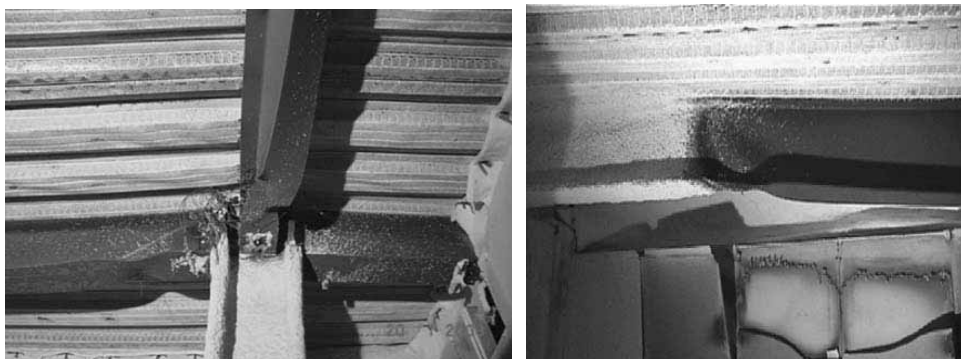
**Obrázek 2.24** Změna teploty ocelobetonové desky stropu při zkoušce č. 7: Vnitřní požární úsek

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.

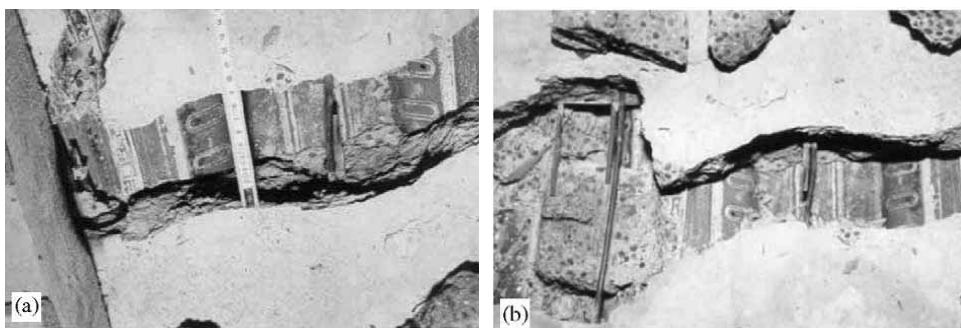


**Obrázek 2.25** Pohled na strop po zkoušce při zkoušce č. 7: Vnitřní požární úsek

Dolní pásnice nosníku a stojina přiléhající ke styčníku se vyboulily 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

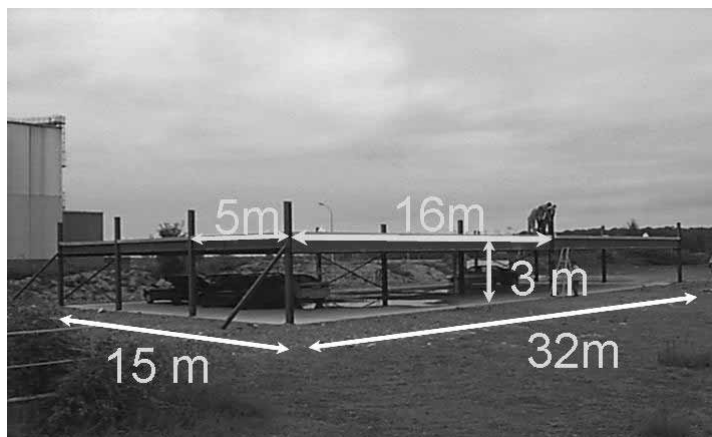
Mezi lety 1998 a 2001 se jako součást projektu financovaného ECSC uskutečnily požární zkoušky otevřených patrových parkovišť s ocelobetonovou nosnou konstrukcí.

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.

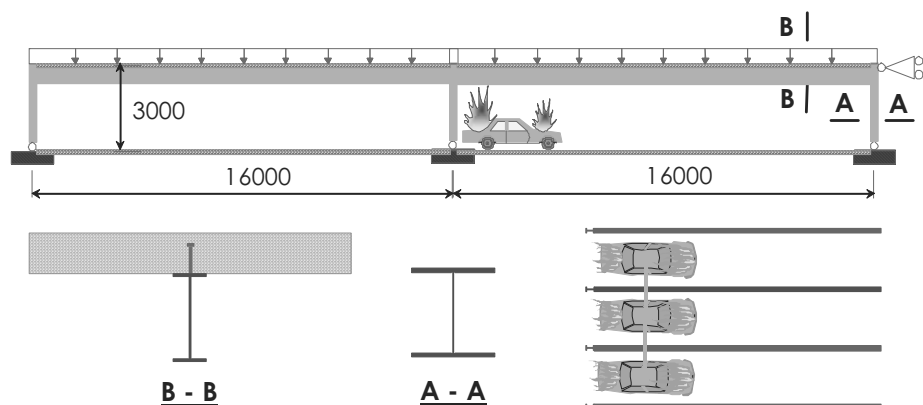
Konstrukce sestávala z

- 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, která zanedbává membránové působení ocelobetonové desky, viz obrázek 3.2.



Obrázek 3.1 Otevřené parkoviště před požární zkouškou



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



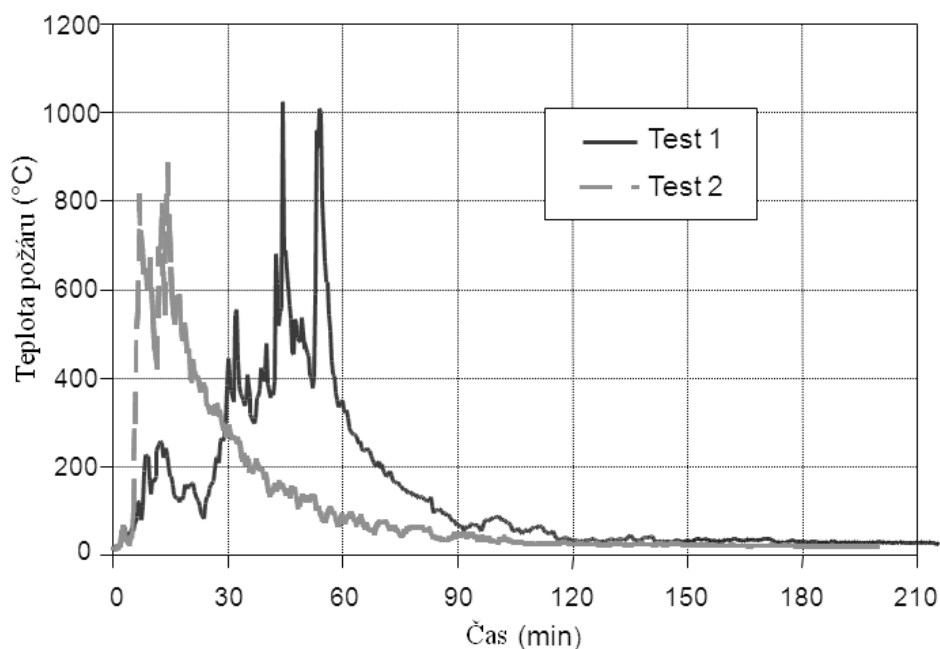
Na konstrukci byly provedeny tři zkoušky. První dvě simulovaly požár tří aut. Třetí byla zaměřena na šíření ohně mezi dvěma auty, které byly vůči sobě umístěny čelně. Během zkoušky auta samovolně hořela.

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.

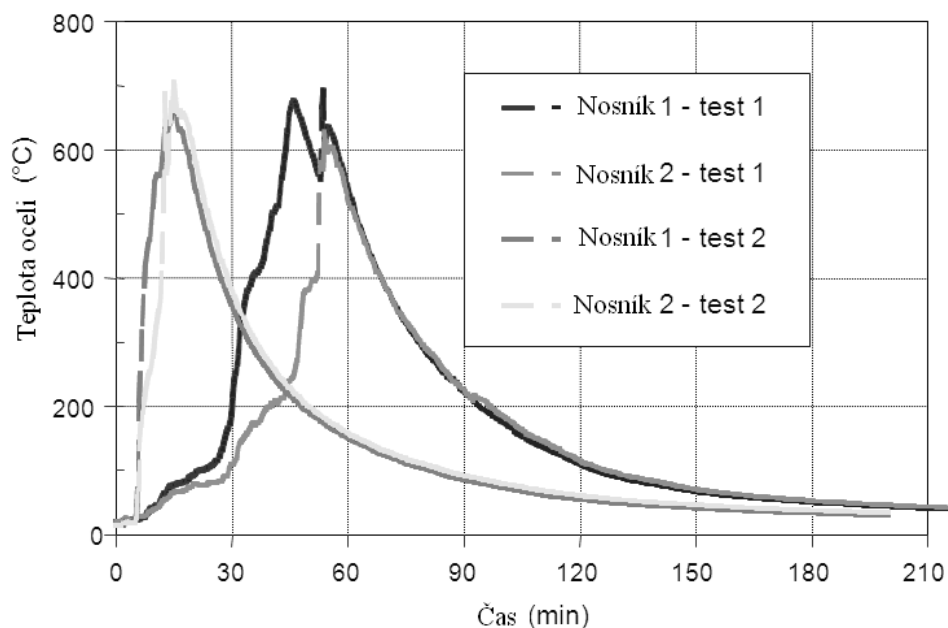


**Obrázek 3.3** Plně rozvinutý požár během požární zkoušky

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



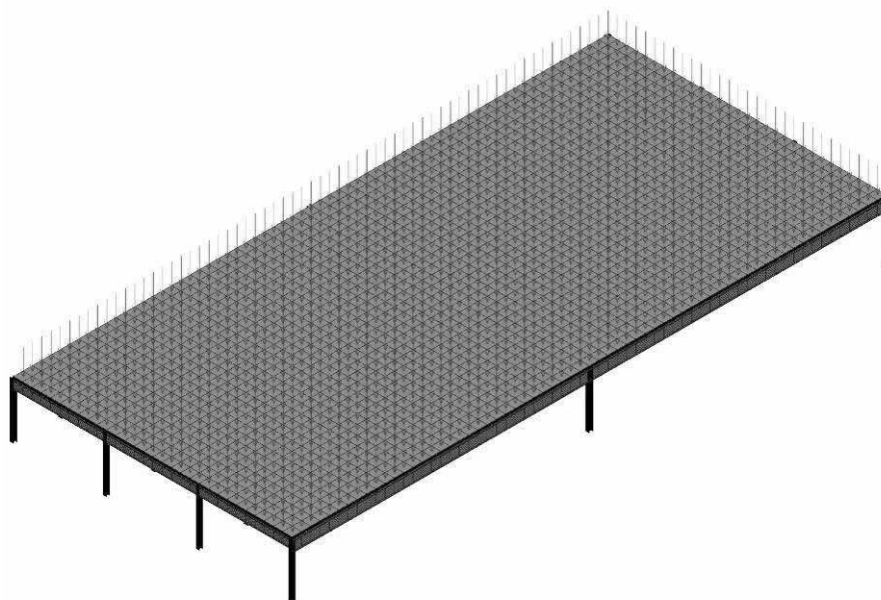
**Obrázek 3.4** Změřená teplota plynů nad hořícími auty



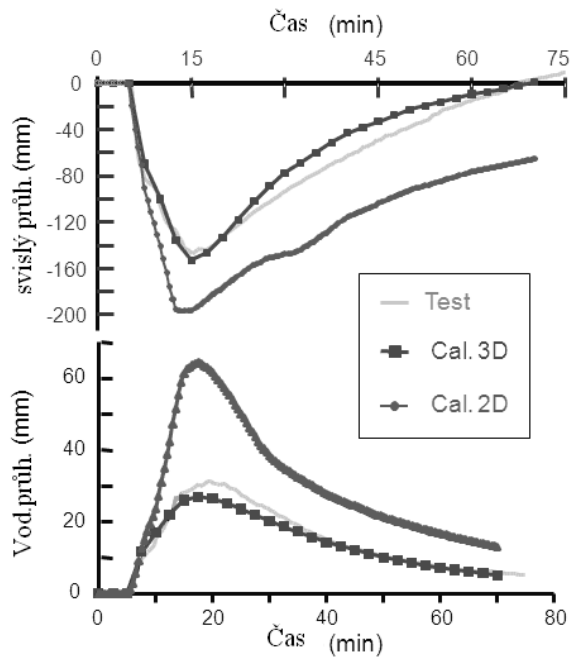
**Obrázek 3.5** Změřená teplota ocelového nosníku nad hořícími auty

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.

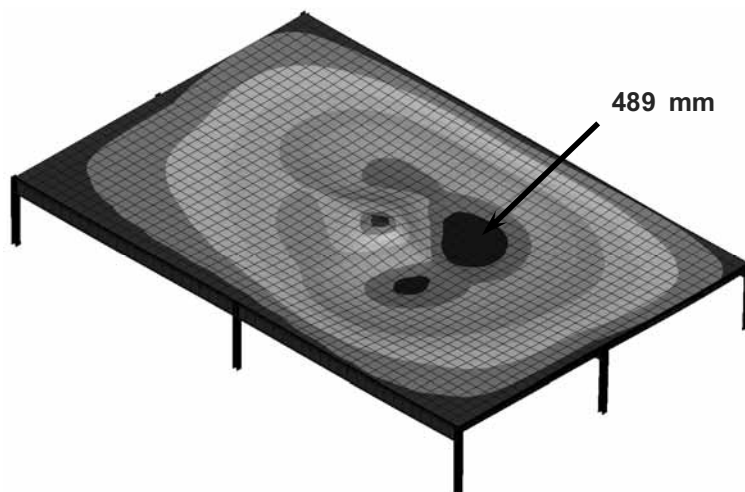


**Obrázek 3.6** 3D modelování otevřeného parkoviště



**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<sup>(38)</sup>, 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 3.2** 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"> <li>• Běžné: <ul style="list-style-type: none"> <li>- stálé zatížení : 0,20 kN/m<sup>2</sup></li> <li>- náhodilé zatížení : 2,50 kN/m<sup>2</sup></li> </ul> </li> <li>• Poslední podlaží: <ul style="list-style-type: none"> <li>- stálé zatížení : 1,45 kN/m<sup>2</sup></li> <li>- náhodilé zatížení : 2,50 kN/m<sup>2</sup></li> </ul> </li> <li>• Hmotnost fasády : 7,5 kN/m</li> </ul> <p>Orientace parkovacích míst:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Kolmo ke stropnicím</li> </ul>
Světlá výška pod ocelovými nosníky: 2,1 m		
Nejmenší velikost průřezu stropnice	Běžné podlaží	IPE240
	Poslední podlaží	IPE270
Nejmenší velikost průřezu průvlaku	Běžné podlaží	IPE400
	Poslední podlaží	IPE450
Návrh průřezu sloupu	Dostupné typy průřezů	HEA, HEB a HEM
	Největší red. souč. zatížení **	0,35
Betonová deska	Celková tloušťka desky	$\geq 120 \text{ mm } t \leq 140 \text{ mm}$
	Největší výška trap. plechu	62 mm
	Nejmenší součinitel žebra trapérového plechu *	0,393
	Nejmenší tl. plechu	0,75 mm
	Nejmenší výztužná síť	$\phi 7 \times 150 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}$
	Umístění výztužné sítě	30 mm od horního okraje desky
<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<sup>(6)</sup>. 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 neprojevíly, 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 <sup>(7),(8)</sup>. 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/m<sup>2</sup>. 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/m<sup>2</sup>. 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 zaznamenána 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 nezátížené 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/m<sup>2</sup>. 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 nezátížené 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.

### **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<sup>(9)</sup>. 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**

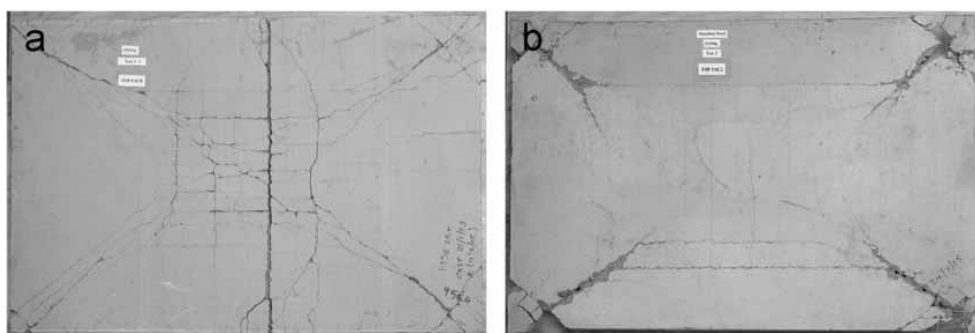
Jednoduchý návrhový model BRE, který je popsán v kapitole 5, je založen na teoretických modelech, které byly vyvinuty pro návrh za běžné teploty, a ověřena experimentálním vyšetřováním. Od roku 1961 byla na ověření membránové působení betonové desky bez podpory další konstrukcí ve své rovině <sup>(15, 18, 22, 23, 24)</sup> 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<sup>(26)</sup>

Autoři	Označ. vzorku	Velikost desky (m)	Zatížení při vytvoření plastických linií (kN/m <sup>2</sup> )	Zatížení při kolapsu (kN/m <sup>2</sup> )	Při zkoušce pozorované zvýšení	Vypočtené zvýšení
Hayes & Taylor <sup>(22)</sup>	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 <sup>(23)</sup>	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 <sup>(18)</sup>	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 <sup>(15)</sup>		0,610 x 0,610	10,45 (kN)	17,14* (kN)	1,64	1,36
BRE <sup>(20)</sup>		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<sup>(27)</sup>, 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<sup>(28,29)</sup>, se uskutečnily i zkoušky v malém měřítku za zvýšené teploty, Bailey a Toh<sup>(27)</sup>. Práce vedly k úpravě návrhové metody, vyvinuté Baileyem a Moorem, jak je uvedeno v kapitole 5.

Bailey a Toh<sup>(27)</sup> 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<sup>(10)</sup> vědci sledovali příznivý vliv membránových sil na zvýšení únosnosti betonových desek. Srovnání je založeno na odhadu únosnosti tlusté desky v ohybu<sup>(11)</sup>.

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<sup>(12,13)</sup>. BRE model byl potvrzen i předchozími experimentálními pracemi za běžné teploty. Model je podrobně prezentována v kapitole 5.2.

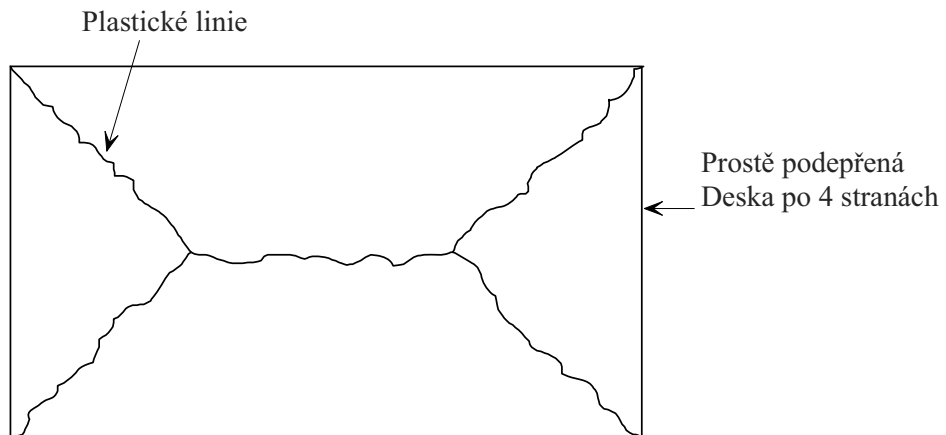
Jednoduchý návrhový model BRE na rozdíl od návrhových modelů pro jednotlivé prvky uvedených v evropských návrhových normách<sup>(32,32)</sup> uvažuje s chováním skupiny konstrukčních prvků, které působí dohromady. Pokročilé řešení nelineárním výpočtem konečnými prvky k určení únosnosti za zvýšené teploty 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 deformatovat 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

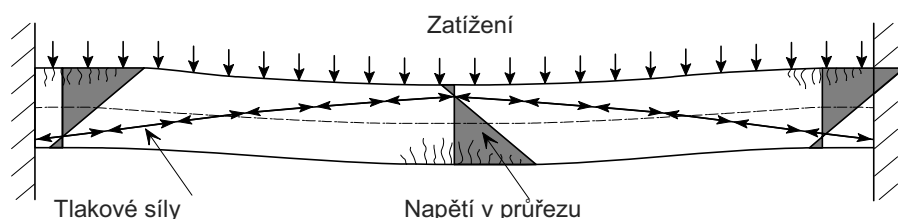
V prvním kroku se stanoví tvar plastických linií. Řešení je založeno na principu virtuálních prací. Vnější práce, která je vykonána zatížením při jednotkovém posunutí tuhých částí, odpovídá vnitřní práci, která se vykoná natočením v plastických liniích. Zatížení, které odpovídá předpokladům mechanismu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

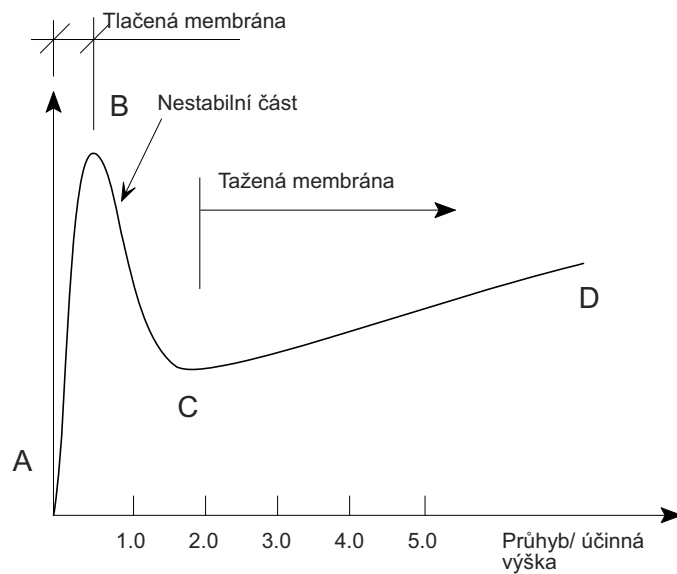
### **Deska plně vetknutá**

U po obvodě tuze uložené desky vzniká malý průhyb od ohybových momentů a v desce se vytváří tlačená membrána<sup>(14,15)</sup>. 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

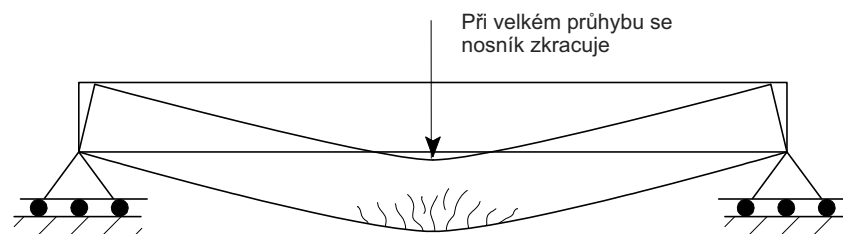
Park<sup>(14)</sup> ukázal vliv tlakového membránového působení vetknuté desky na schématu, viz obrázek 5.3. Počáteční největší zatížení přenáší deska při průhybu menším, než je tloušťka desky. Přenáší je díky tlačenskému membránovému působení. S nárůstem průhybu se změnou mechanismu projeví náhlý pokles únosnosti. Únosnost s nárůstem průhybu poté roste do přetržení výztuže.



**Obrázek 5.3 Membránové působení desky po obvodě tuze uložené<sup>(15)</sup>**

### **Deska kloubově uložená**

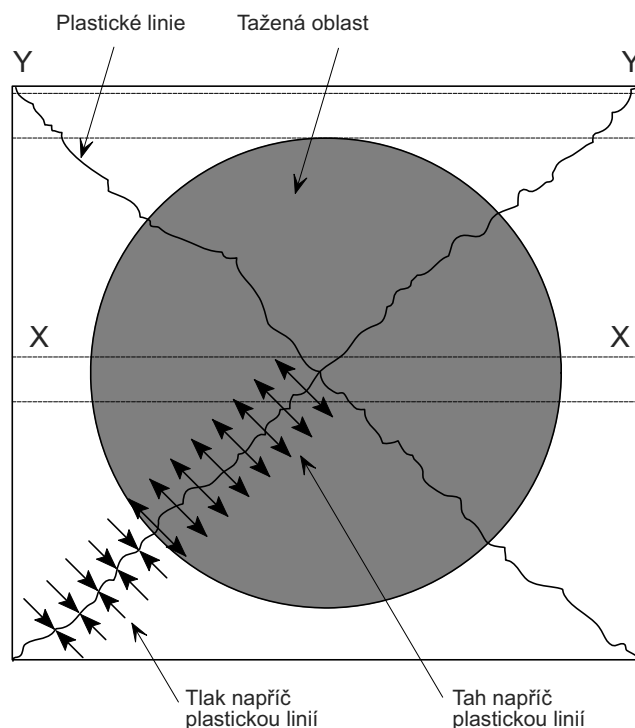
V případech, že okraje desky nejsou vetknuté, se chování desky liší. Tlačená membrána nemůže vzniknout a po zplastizování průřezu se vytvoří tahová membrána. U jednosměrně pnutého prvku velké průhyby způsobí přiblížení konců prvku. Pokud je tomuto zkrácení zabráněno, vyvinou se tahové síly. Pro jednosměrně 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 prstencem po obvodě.





**Obrázek 5.5** Vznik membránových napětí v rovině desky

### **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<sup>(11)</sup>. Zkoušky ukázaly, že zatížení, které stropní deska přenesla 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.

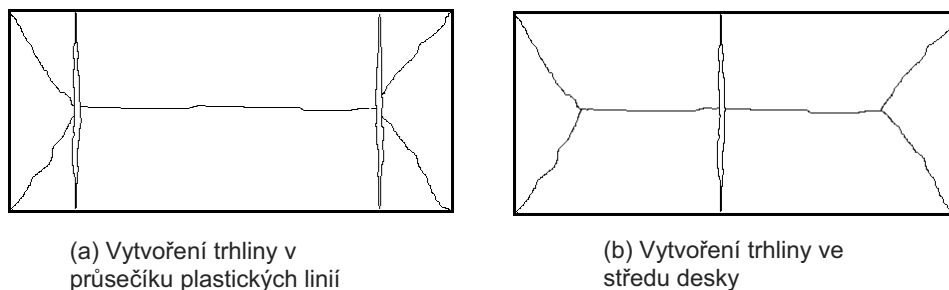
Zkoušky prokázaly, že u volně uložených desek se tvar plastických linií nemění. Při porušení se vytvoří trhlinka napříč kratším rozměrem desky a přetrhne se výztuž, viz Wood<sup>(15)</sup>.

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

Wood<sup>(15)</sup> navrhl řešení pro kruhové desky s prostě podporovanými okraji zatíženými rovnoměrně. Podobné řešení bylo připraveno pro čtvercové desky Kempem<sup>(17)</sup>. 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<sup>(18)</sup> 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<sup>(16)</sup> a Kempem<sup>(17)</sup> 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<sup>(18)</sup>

Hayes upozoroval, 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<sup>(20)</sup>. Proto Bailey a Moore<sup>(12,13)</sup> 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<sup>(21)</sup>.

## 5.2 Únosnost ocelobetonového stropu

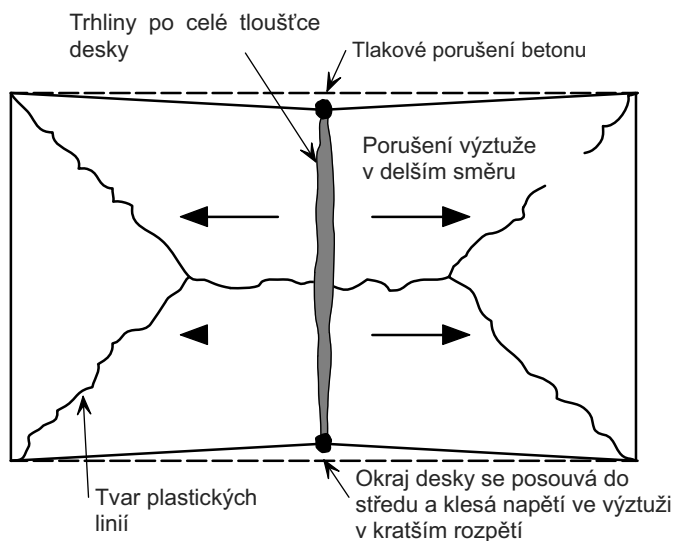
Kapitola popisuje vývoj jednoduchého návrhového modelu BRE, který lze použít k výpočtu únosnosti obdélníkových ocelobetonových stropních desek. Model byl připravován a ověřován řadu let. Počáteční model<sup>(12,13)</sup> pro izotropní výztuž uvažoval pouze s jedním druhem porušení tj. přetržení výztuže v kratším směru desky, jak ukazuje obrázek 5.7a. Další vývoj<sup>(21,25)</sup> 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

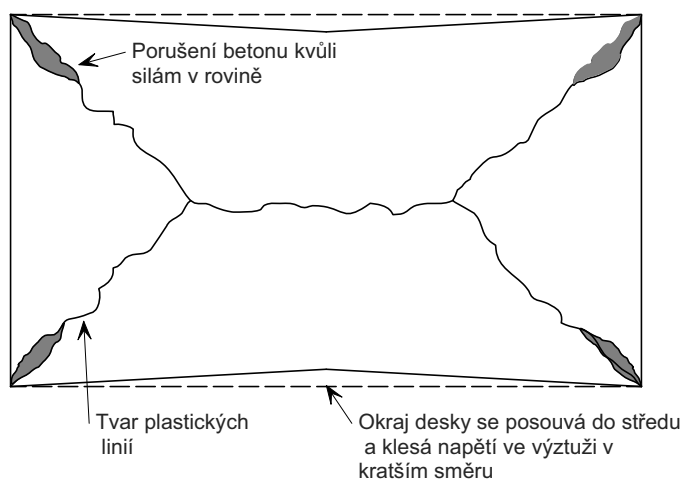
Únosnost dvousměrně pnuté prostě uložené desky bez vodorovného držení v rovině desky na okrajích je větší než při stanovení únosnosti běžnou teorií plastických linií. Zvětšení je výsledkem tahového membránového působení v desce při velkých průhybech a nárůstem momentové únosnosti plastických linií ve 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.



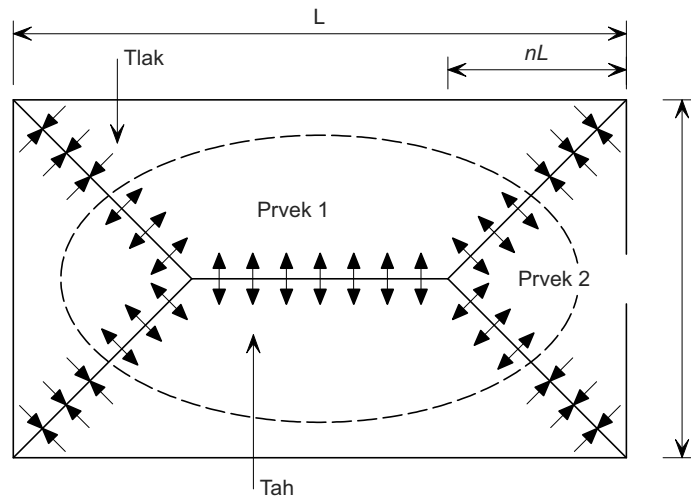
(a) Přetržení výztužné sítě



(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 ( $L/l$ )

$\mu$  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  $\mu$ , který je vždy menší nebo roven jedné. Proto je  $n$  omezeno poměrem 0,5; který vyplývá z platného tvaru plastických linií.

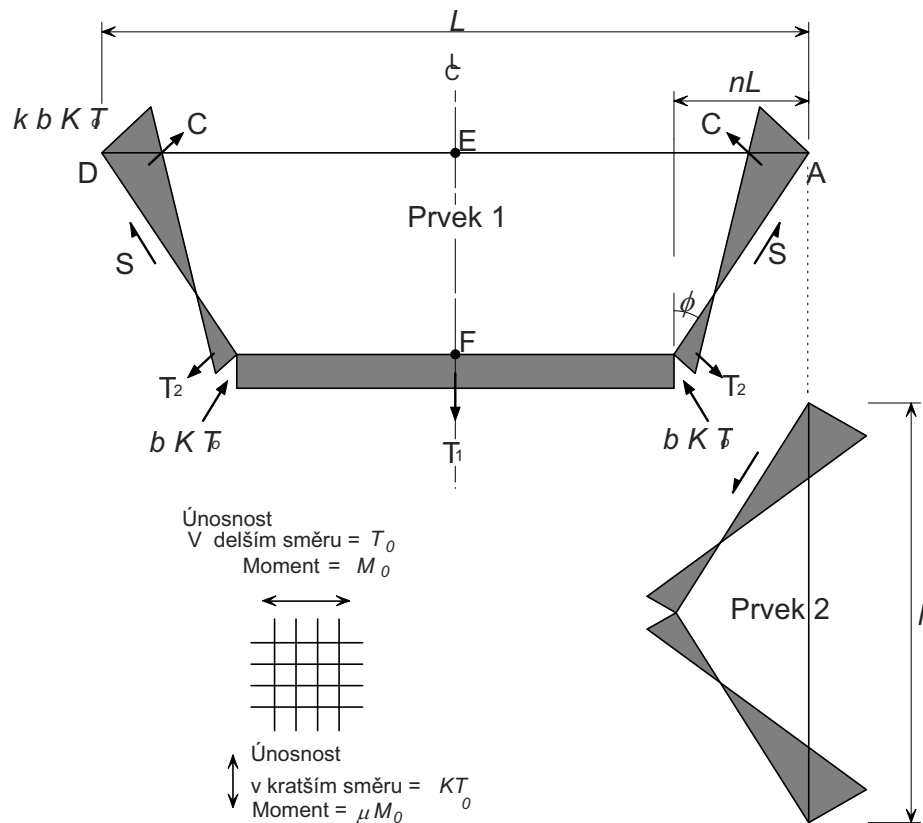
Únosnost mechanismu, který se vytvoří při tvorbě plastických linií, je dána následující rovnicí:

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

kde

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

Pro tuho-plastický model je dovoleno jen tuhým částem se pohybovat a otáčet, viz Hayes<sup>(19)</sup>. 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<sup>(12,26)</sup>.



**Obrázek 5.9** Rozložení napětí v rovině pro prvky 1 a 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

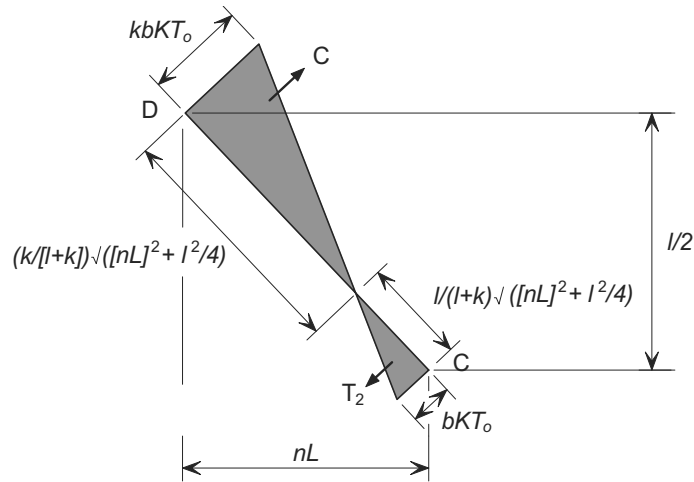
$$-S \cos \phi = (C - T_2) \sin \phi - \frac{T_1}{2}$$

a proto,

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

kde

$\phi$  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  $k$ .

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

### 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.

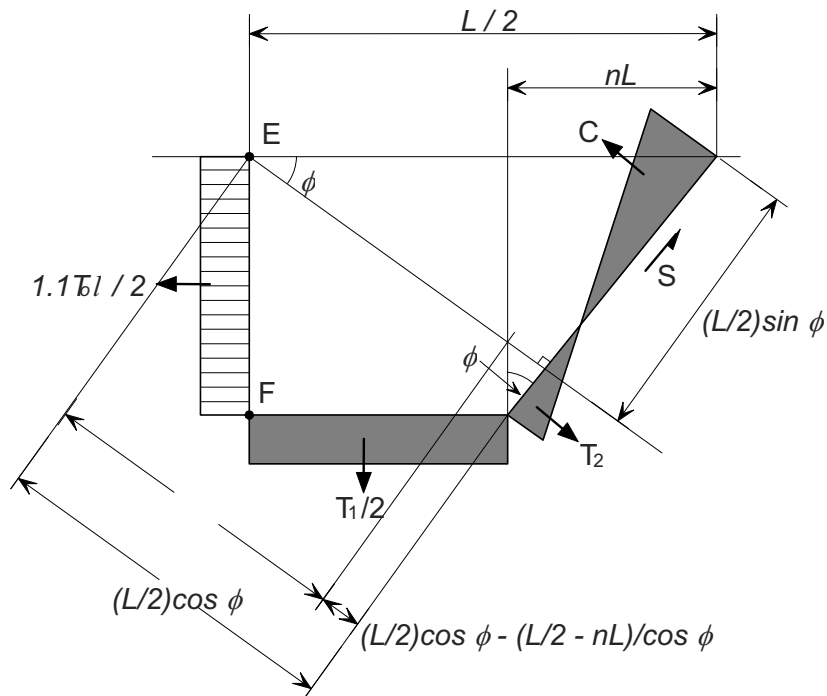
Předpokládá se, že

$$f_u = 1,1 f_y$$

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

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

Rovnici (5.4) lze přepsána jako

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

odkud se získá

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

kde

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

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

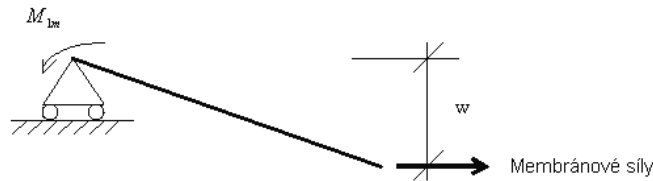
$$C = \frac{l^2}{16n} (k-1),$$

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

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

### **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

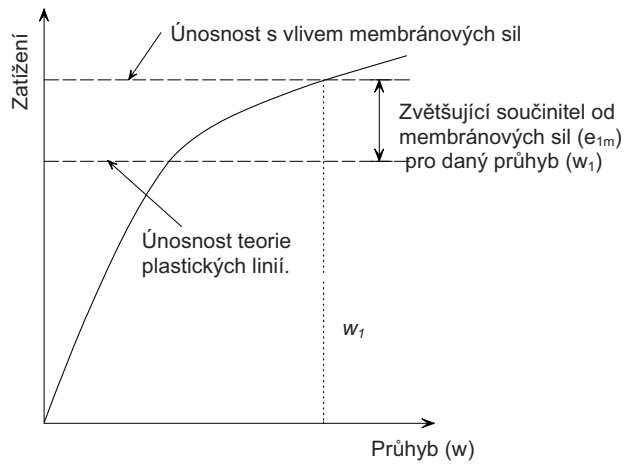
$M_{1m}$  je moment v podpoře vlivem membránových sil pro prvek 1.

Výraz lze převést na

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

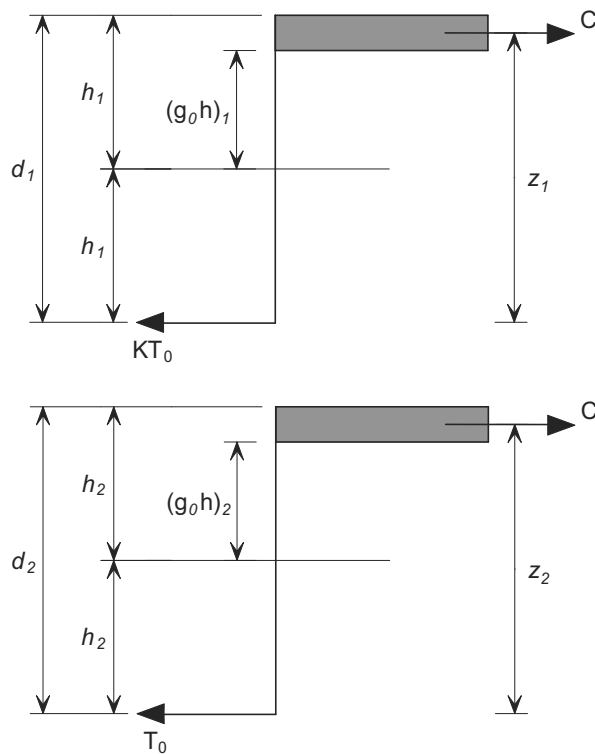
Výše uvedený výraz vyjadřuje příspěvek membránových sil k únosnosti, který se přidá pro zvětšení ohybové únosnosti v místě, kde je deska namáhána tlakovými silami. Zjednodušeně příspěvek od membránových sil na zvětšení ohybového působení závisí na namáhání plastické linie. Postupně se stanoví obě membránové 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  $\mu M_o$  se získá z podle obrázku 5.14.



**Obrázek 5.14** Výpočet momentové únosnosti

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

$$\mu M_o = KT_0 d_1 \left( \frac{3 + (g_0)_1}{4} \right)$$

$$M_o = T_0 d_2 \left( \frac{3 + (g_0)_2}{4} \right)$$

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<sup>[6]</sup>. 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*

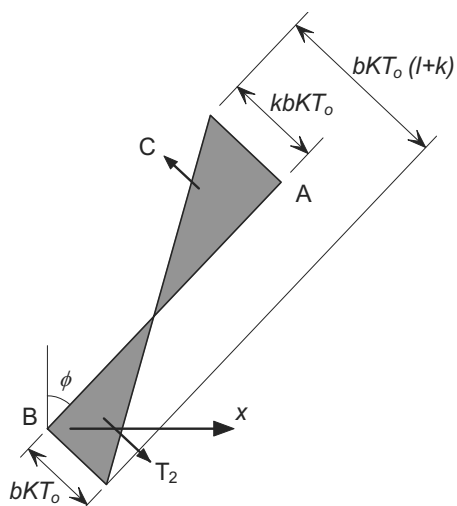
a) Prvek 1

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

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

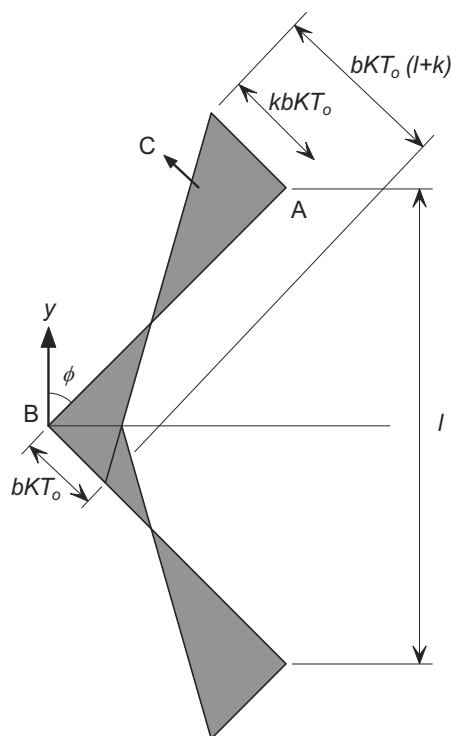
Zvětšení ohybové únosnosti od membránových sil pro prvek 1 bude

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

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

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

Dosazením 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.

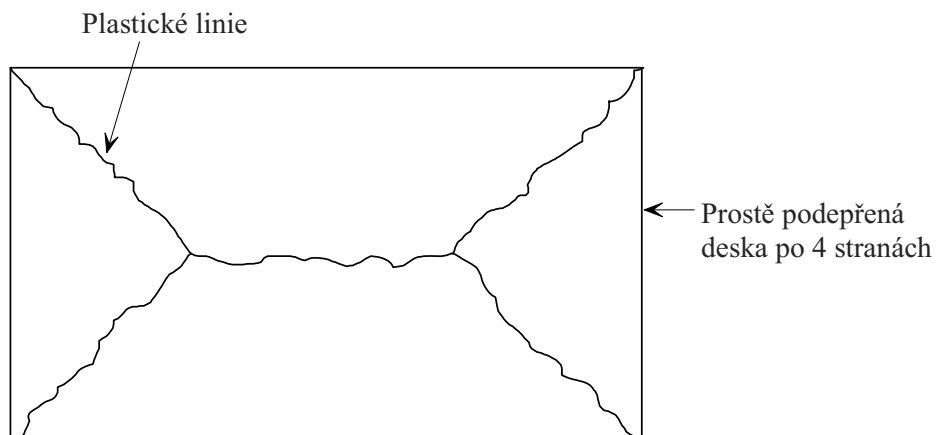
Pro ocelobetonové desky, které jsou uloženy na průvlacích a stropnicích, je třeba navrhnout vhodně uložené oblasti s podporami po obvodě každé oblasti. Svislého uložení za zvýšené teploty při požáru se dosáhne požární ochranou obvodových nosníků každé oblasti.

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.



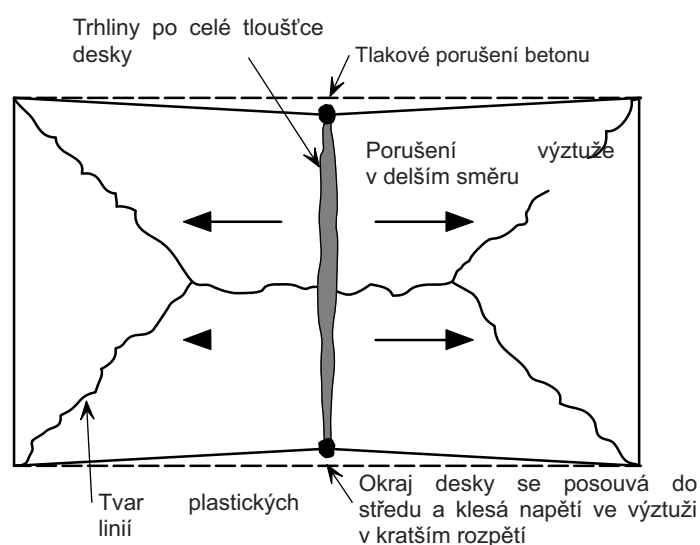
**Obrázek 6.1** Tvar plastických linií pro obdélníkovou desku prostě uloženou po obvodě



## 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 **Chyba! Nenalezen zdroj odkazů.** 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.

#### 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

$\alpha$  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

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

### **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

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

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 <sup>2</sup> )	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

### 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<sup>(12)</sup> 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
Demonstrační 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 (mm)	Průhyb od mechan. namáhání (mm)	Mez průhybu podle (6.3) (mm)	Maximální průhyb při zkoušce (mm)	Mezní průhyb/ průhyb při zkoušce
	(m)	(m)					
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 podcenění 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 Únosnosti nechráněných nosníků

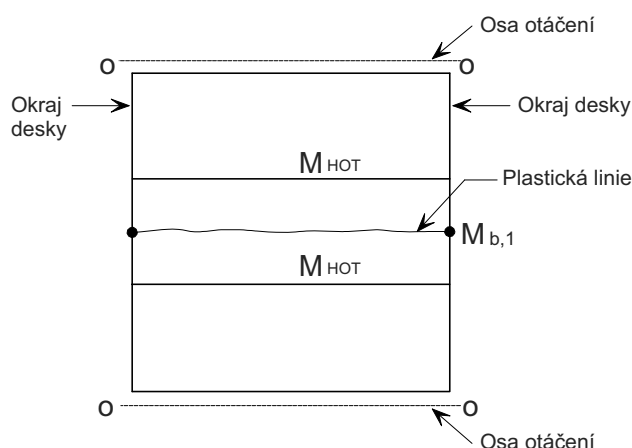
Vláknové působení nechráněných nosníků za požární situace zvýší únosnost desky v tahu. Návrhový model konzervativně předpokládá, že k únosnosti desky přispívá pouze ohybová únosnost nechráněných nosníků.

Teplota spodní pásnice nechráněných nosníků se stanoví pomocí metody v čl. 4.3.4.2 dokumentu ČSN EN 1994-1-2:2006. Pro výpočet momentové únosnosti lze předpokládat, že dolní pásnice a stojina průřezu mají stejnou teplotu. Vlivem betonové desky je teplota horní pásnice nižší, konzervativně se uvažuje jako 80 % teploty dolní pásnice.

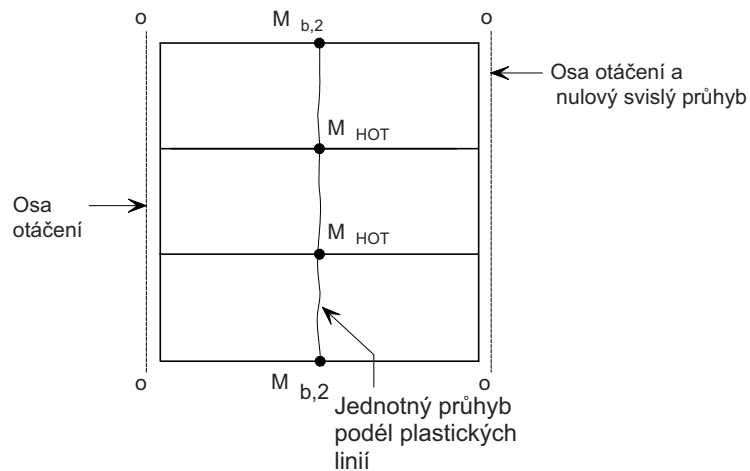
Výpočet plastické momentové únosnosti nosníku za zvýšené teploty se stanoví podle čl. 4.3 v ČSN EN 1994-1-2:2006 s využitím spřažení ocelového průřezu a ocelobetonové desky.

## 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 6.3** Předpokládaný tvar plastických linií v desce a plastických kloubů na stropnicích pro návrh obvodových nosníků



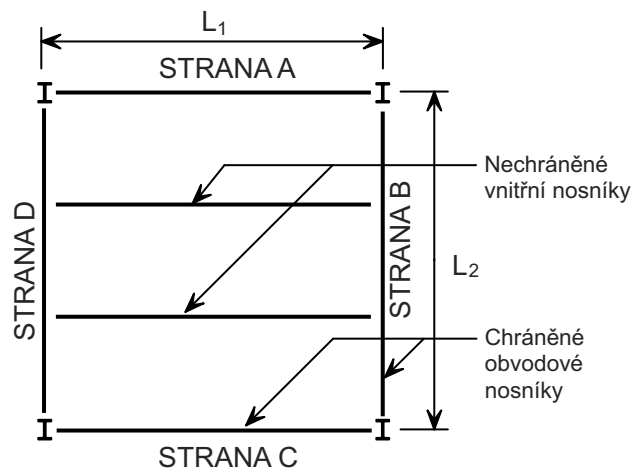
v

**Obrázek 6.4** 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.

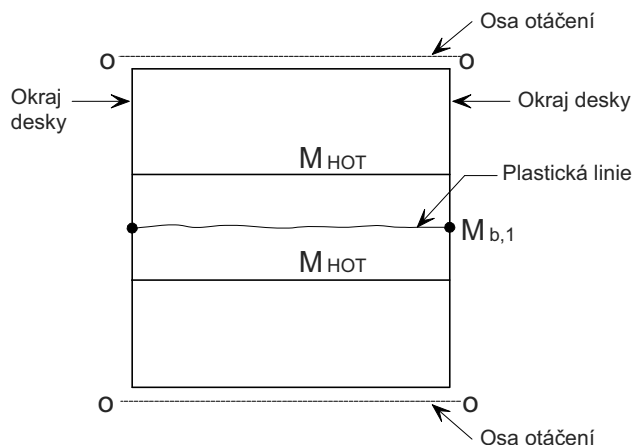


**Obrázek 6.5** Běžná návrhová oblast

## 6.4.1 Obvodové nosníky na obou stranách

### 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 6.6** 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

$$\frac{1}{2} p L_1 L_2$$

Porovnání vnitřní a vnější práce

$$p L_1 L_2 = \frac{8ML_{1,\text{eff}}}{L_2} + \frac{16M_{b,1}}{L_2}$$

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



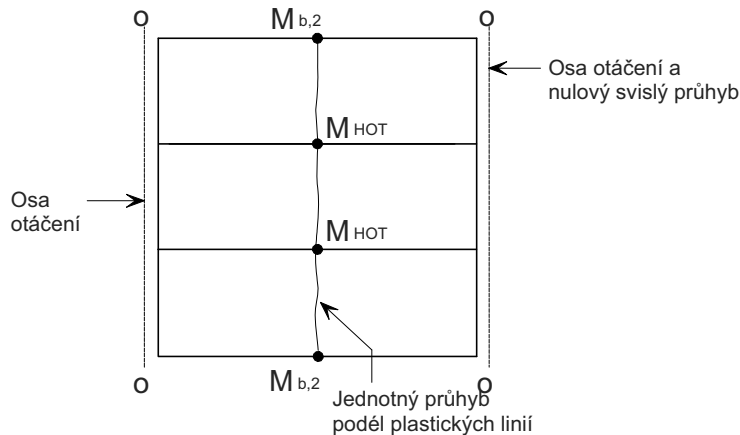
$$M_{b,1} = \frac{pL_1L_2^2 - 8ML_{1,\text{eff}}}{16}$$

kde

$p$  je rovnoměrné zatížení přenášené stropní oblastí za požáru

### **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 6.7** *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

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

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

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

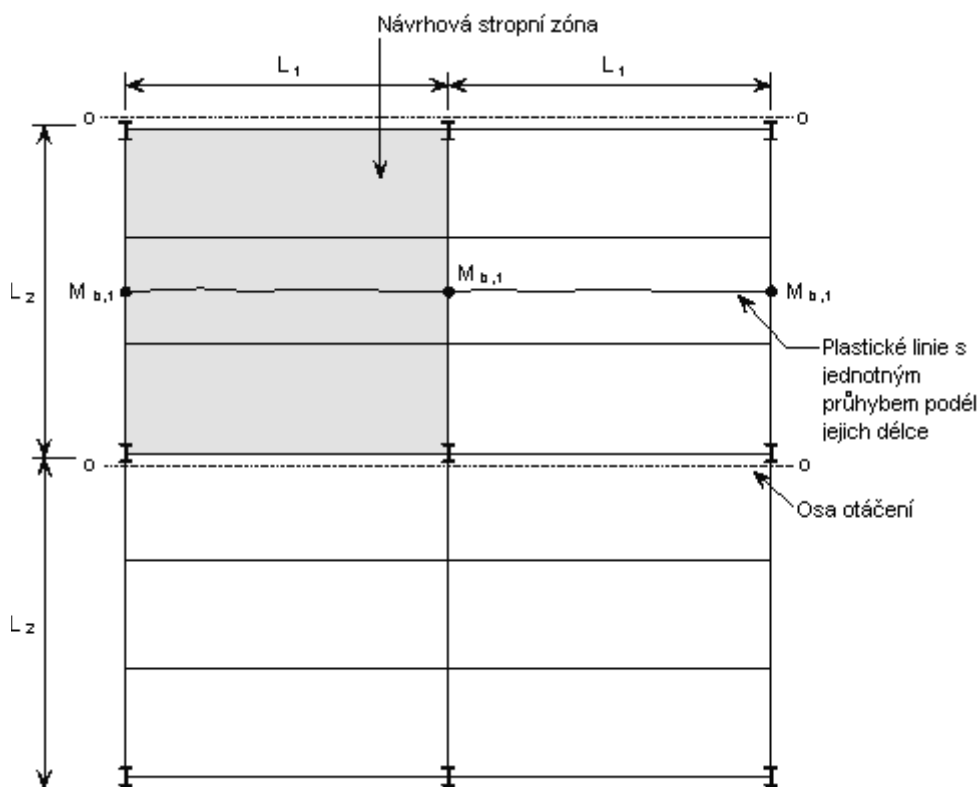
kde

$p$  je rovnoměrné zatížení přenášené stropní oblastí za požáru

#### 6.4.2 Okrajový nosník na jedné straně

##### *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 6.8** *Plastická linie je 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:

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

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

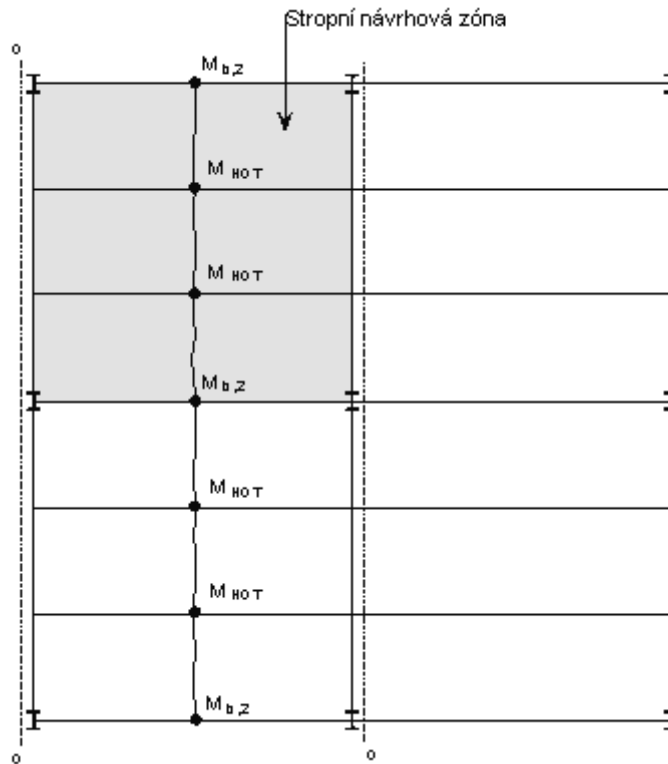
$\underline{L}_{1,\text{eff}}$  je efektivní délka plastické linie snižující efektivní šířku desky s předpokladem působit s obvodovými nosníky, které jsou navrženy jako ocelobetonové prvky,

$M$  momentová únosnost desky na jednotku délky plastické linie

$p$  rovnoměrné zatížení přenášené stropní návrhovou oblastí za požárních podmínek.

### ***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 6.9** *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:

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

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.

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

Tepelné 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

$\alpha_c$  je součinitel tepelného šíření prouděním

$\theta_g$  teplota plynů

$\theta_m$  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 prouděním 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 prouděním 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

$\Phi$  je polohový součinitel

$\varepsilon_m$  součinitel emisivity prvku

$\varepsilon_f$  součinitel emisivity požáru

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

$\theta_r$  efektivní sálavá teplota požáru

$\theta_m$  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,  $\Phi_{\text{TOP}}$ , vypočte jako:

$$\Phi_{\text{TOP}} = \frac{2 \tan^{-1} \left( \frac{h}{2(p - b_1)} \right)}{3,14}$$

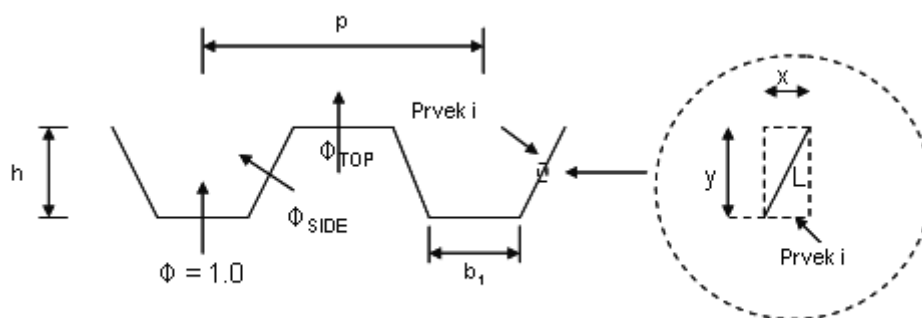
Pro šikmou stojinu se polohový součinitel vypočte jako:

$$\Phi_{\text{SIDE}} = 0,5 \frac{L}{x + y}$$

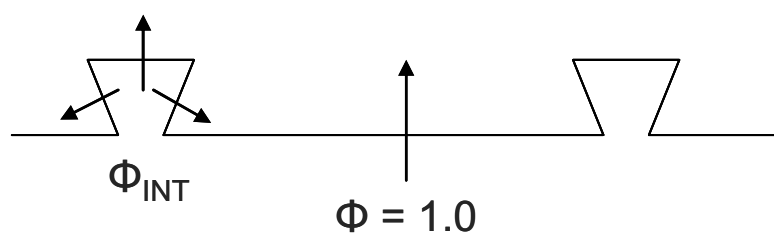
## Samosvorný trapézový plech

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 6.10** Polohový součinitel pro otevřený trapézový plech



**Obrázek 6.11** 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, $\varepsilon_m$	0,7	0,7	0,7
Objemová hmotnost, $\rho$	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:

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

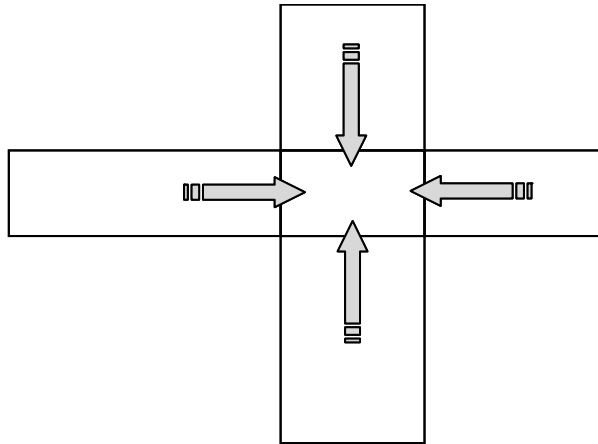
Tepelná vodivost závisí na teplotě a určí se ze vztahu:

$$\lambda_c = 1 - (\theta/1600) \quad \text{ale ne menší než } 0,5 \quad (\text{W/mK})$$

### 6.5.3 Vedení tepla

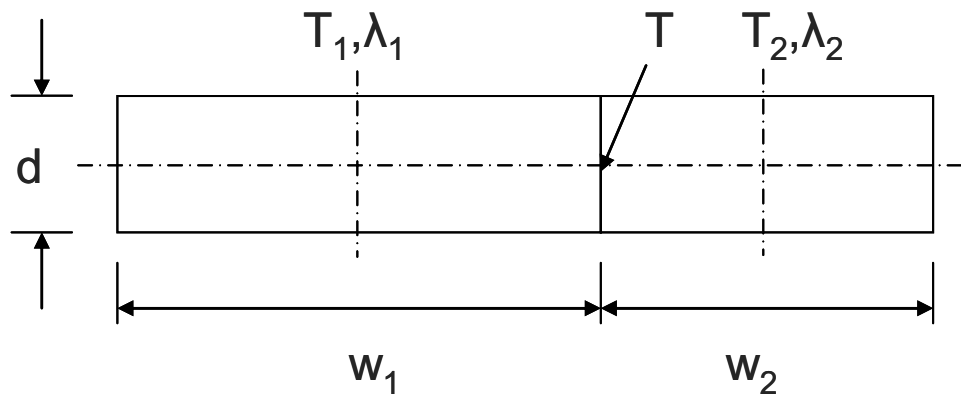
Tepelná analýza počítá vedení tepla mezi vyšetřovanou oblastí a oblastmi nad, pod a po stranách, viz obrázek 6.12. Ostatní části nejsou zohledněny.





**Obrázek 6.12** 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 6.13** 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  $\lambda_1$  a  $\lambda_2$ .

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:

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

Tepelná 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

$k_{\text{shadow}}$  je opravný součinitel pro vliv zastínění

$\rho_a$  hustota oceli

$\Delta t$  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.

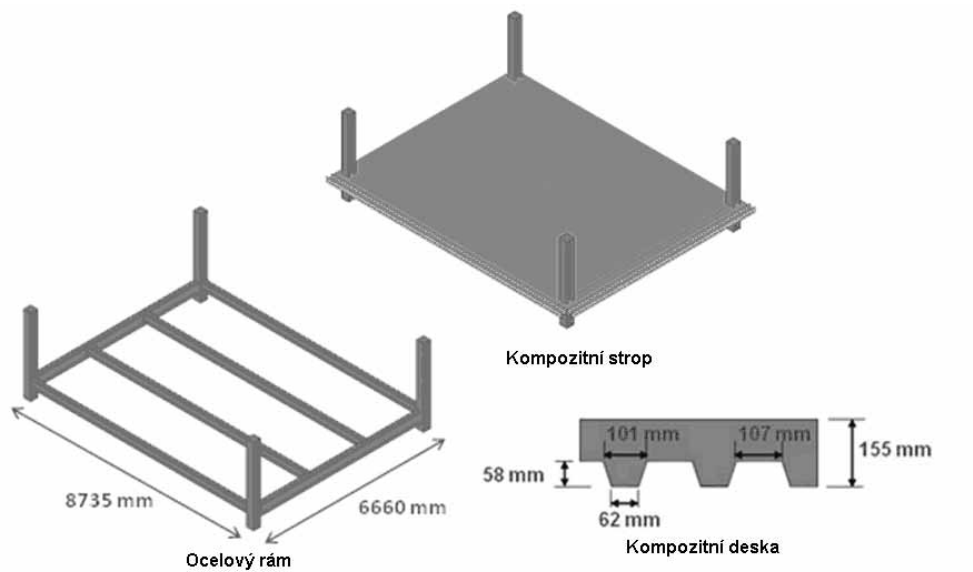
## 7.2 FRACOF Zkouška

### 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<sup>(32)</sup>,

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 zkušebního vzorku

Rozměry zkušebního 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/m<sup>2</sup> na nekonstrukční prvky
- nahodilé zatížení 5,0 kN/m<sup>2</sup>

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 stálé zatížení, 1,35

$G_{k,j,\text{sup}}$  stálé zatížení,

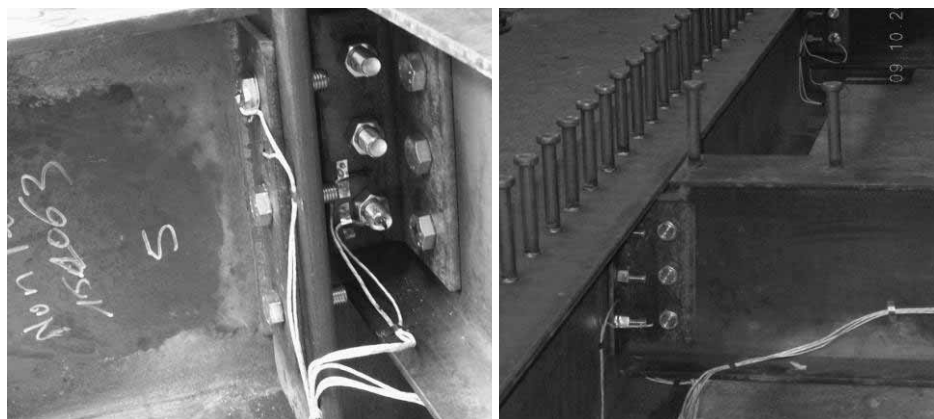
$\gamma_{Q,1}$  dílčí součinitel pro základní nahodilé zatížení, 1,5

$Q_{k,1}$  základní nahodilé zatížení

Na zatížení se ověřil únosnost prvku v ohybu a smyku za běžné teploty podle ČSN EN 1994-1-1:2006<sup>(33)</sup> pro ocelobetonové konstrukce. Ocelové spoje byly navrženy v souladu s požadavky ČSN EN 1993-1-8:2006<sup>(34)</sup>. 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

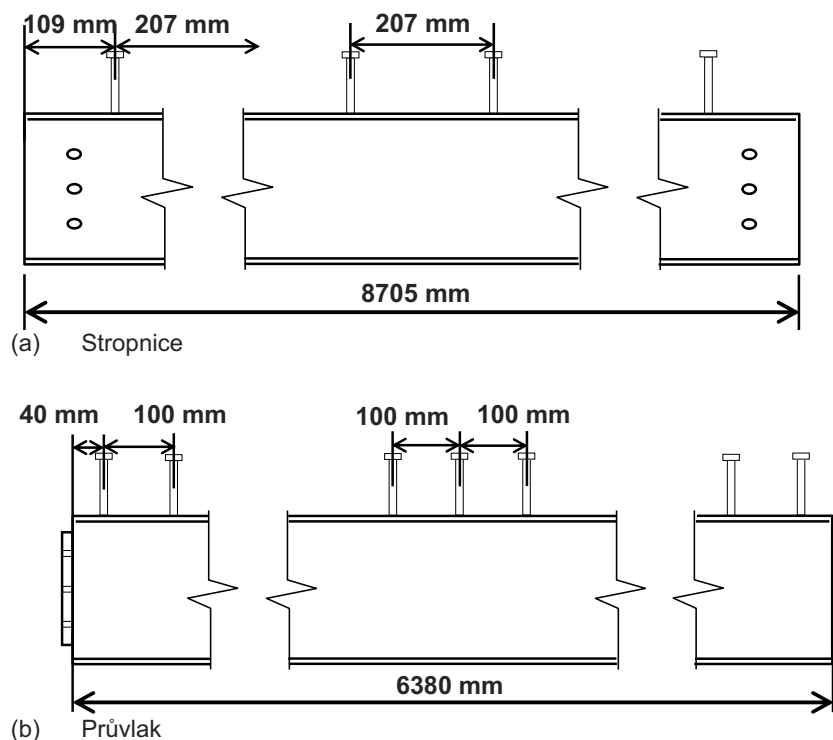
**Obrázek 7.2** Připoje stropních nosníků

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

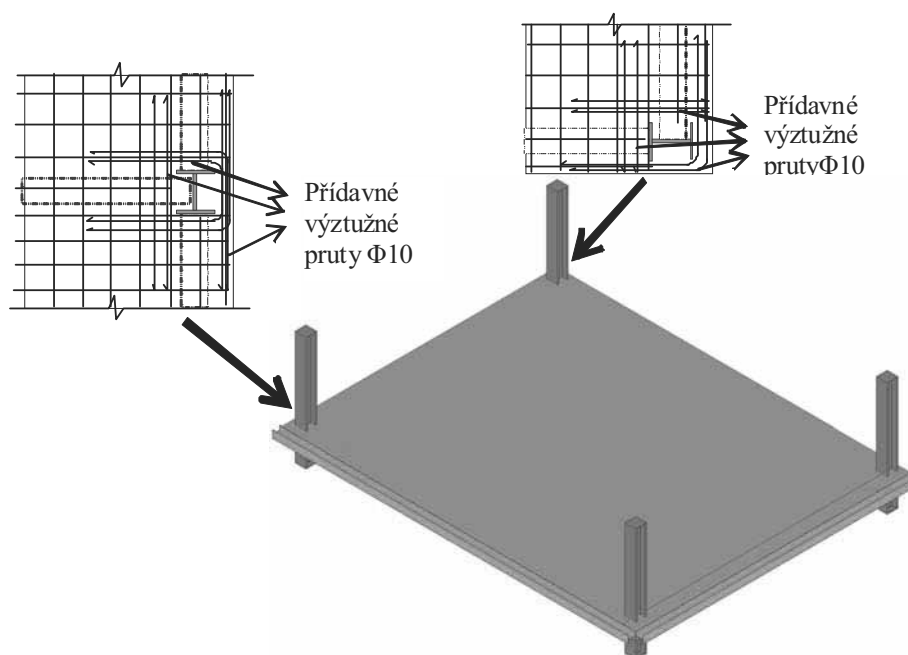
Typ materiálu	Mechanické vlastnosti			
	Mez kluzu (MPa)		Mez pevnosti (MPa)	Tažnost
Stropnice třídy S235	Nominální	Naměřená	Naměřená	
	235	311	446	
	Mez kluzu (MPa)		Mez pevnosti (MPa)	Tažnost
Průvlak třídy S355	Nominální	Naměřená	Naměřená	29,9 %
	355	423	549	
	Mez kluzu (MPa)		Mez pevnosti (MPa)	
Ocelová 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

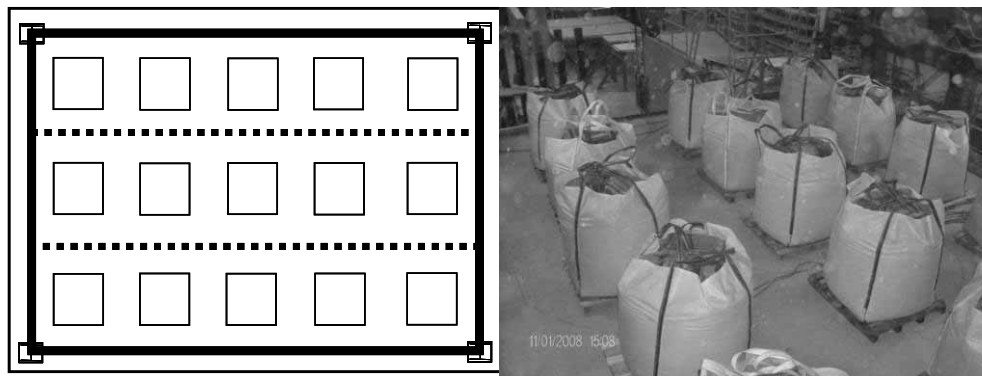
Výztužná ocelová síť byla umístěna 50 mm pod horní okraj desky, Síť byla tvořena dráty o průměru 7 mm třídy oceli S500 s osovými vzdálenostmi 150 mm v obou směrech. Přídavné výztužné pruty o průměru 10 mm byly použity na připojení na okrajích ocelobetonového kompozitu, viz obrázek 7.4.



**Obrázek 7.4** Výztuž kolem sloupů

## 7.2.2 Metodika zkoušky

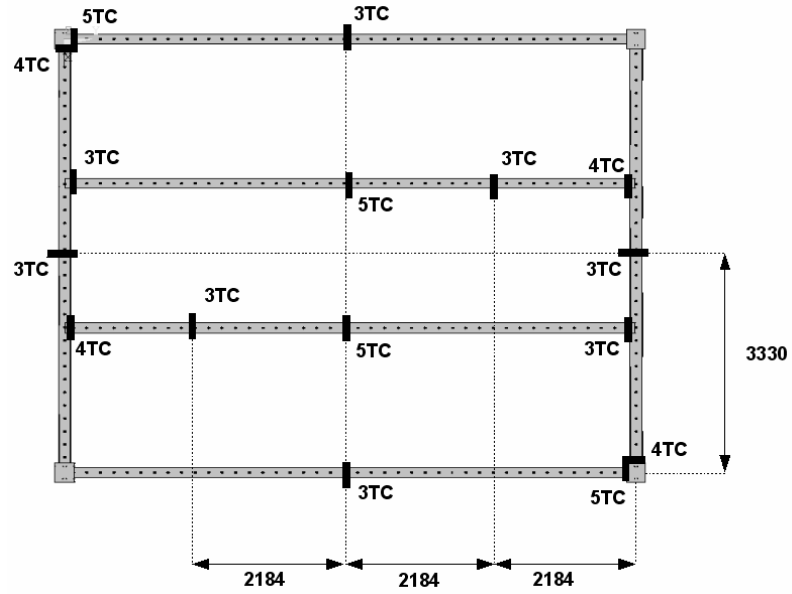
Mechanické zatížení tvořilo patnáct pytlů písku, které byly rovnoměrně rozmístěny po stropu, viz obrázek 7.5. Každý pytel písku vážil 15,0 kN, což odpovídá rovnoměrnému zatížení 3,87 kN/m<sup>2</sup>. Hodnota je větší než návrhová hodnota 3,75 kN/m<sup>2</sup> pro kombinaci zatížení pro kancelářské budovy při požární situaci s použitím doporučené hodnoty součinitel kombinace  $\psi_1 = 0,50$ .



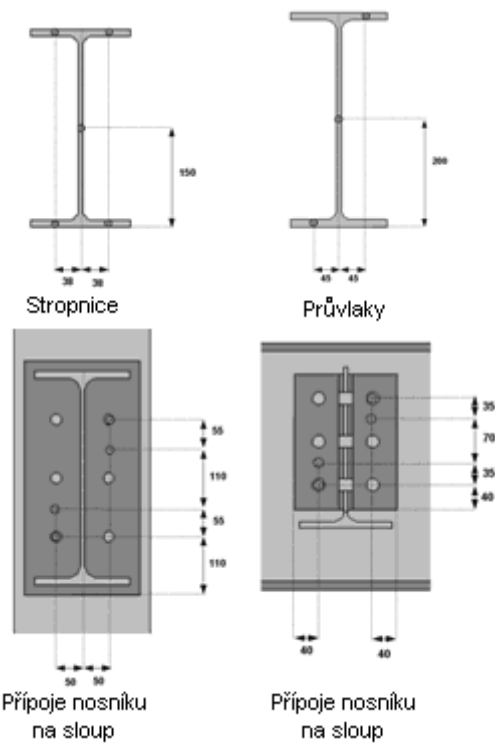
**Obrázek 7.5** Zatížení stropu pytlí s pískem

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/m<sup>3</sup>. 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.

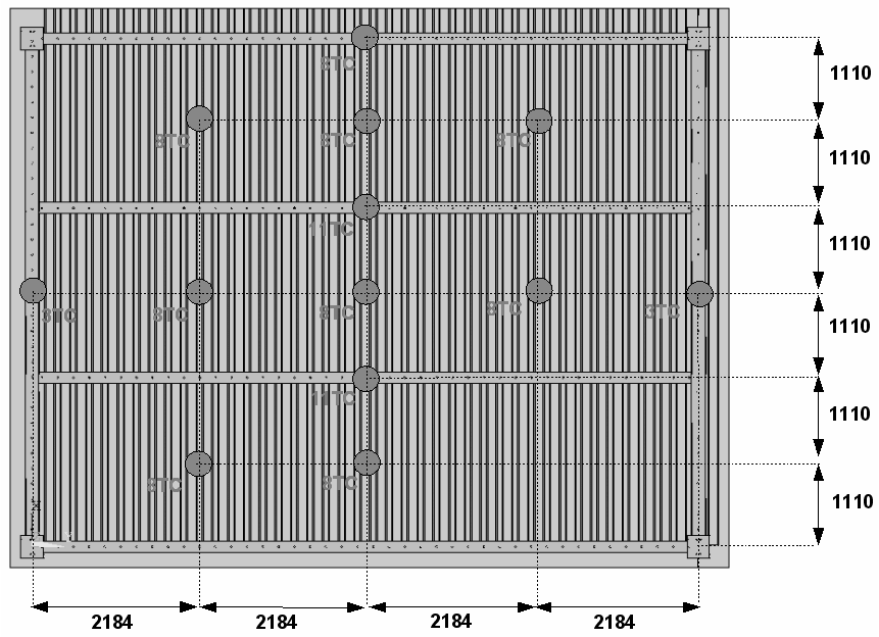


Obrázek 7.6 Termočlánky na ocelové konstrukci

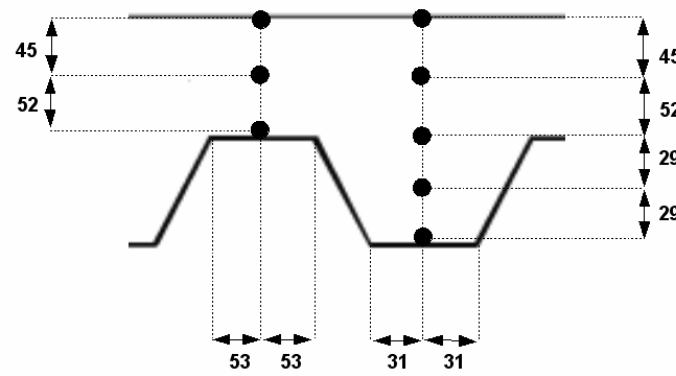


Obrázek 7.7 Termočlánky na průřezích a přípojkách

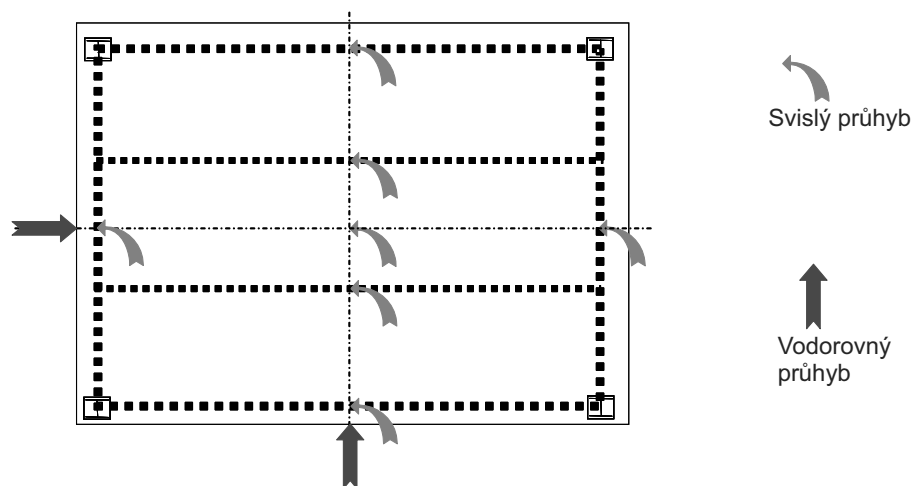




Obrázek 7.8 Termočlánky na ocelobetonové desce



Obrázek 7.9 Termočlánky po výšce ocelobetonové desky a žebra



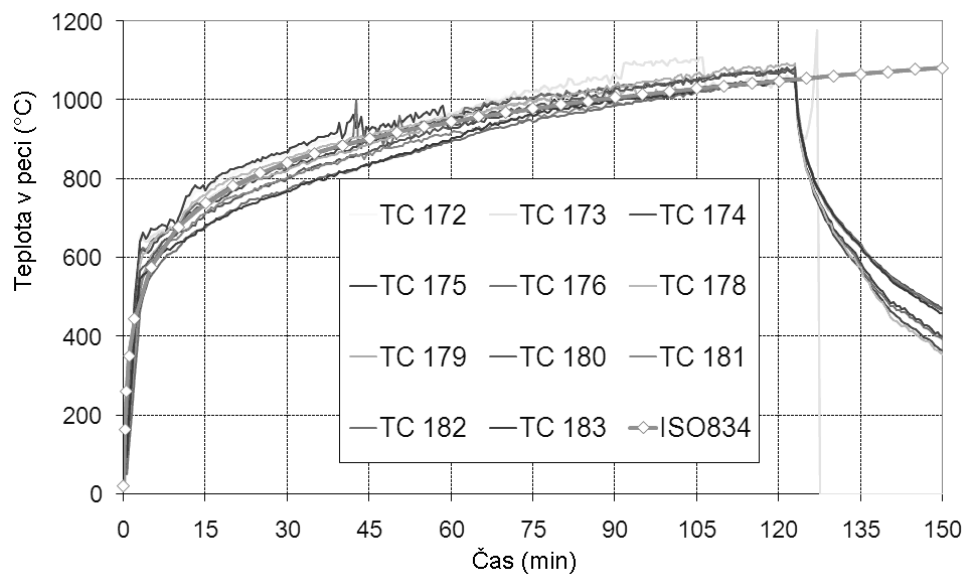
**Obrázek 7.10** Průhyboměry na konstrukci

### 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.

#### Změny v konstrukci

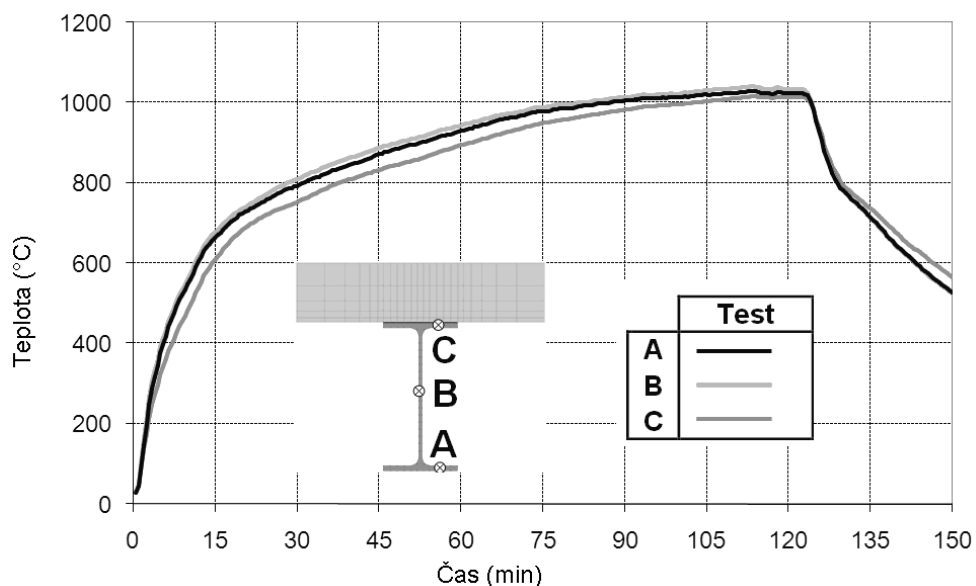
Během zkoušky byla teplota v peci měřena deskovými termočlánky v souladu s doporučeními ČSN EN 1363-1:2000. Deskové termočlánky byly umístěny pod stropem. Zaznamenané teploty z čidel ukázaly, že teplota pece byla řízena s dovolenou odchylkou podle ČSN EN 1363-1:2000, normy pro požární zkoušení v peci,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



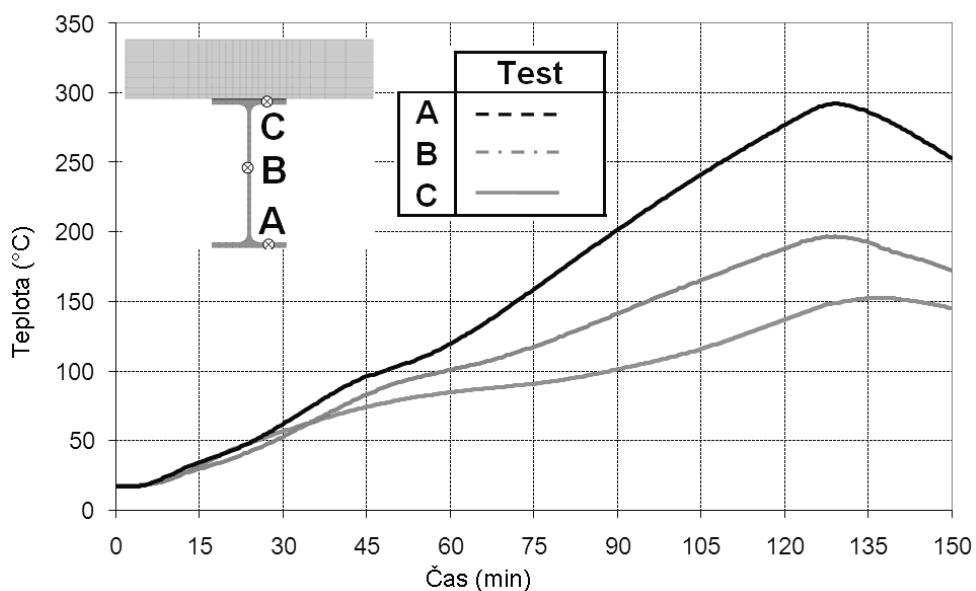
**Obrázek 7.11** Teplota plynů v peci a nominální normová teplotní křivka

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.

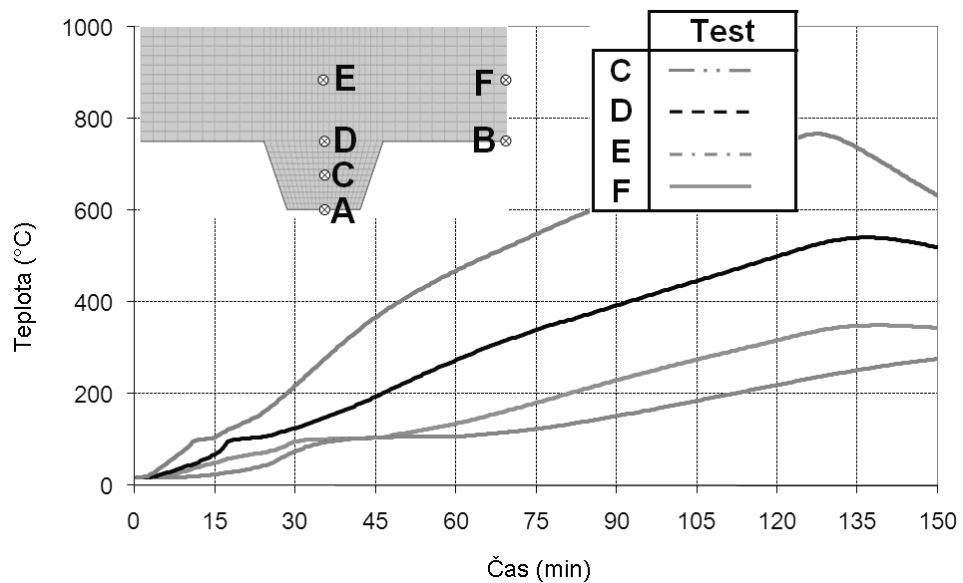
Teploty bodů A a B nejsou zaznamenány, protože termočlánky upevněné do ocelového plechu selhaly při oddělení ocelového plechu a betonu. Teplota nevystavené strany ocelobetonové desky je ukázána na obrázku 7.15. Teplota na neexponované straně ocelobetonové desky po 120 min byla mírně nad 100°C, přičemž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



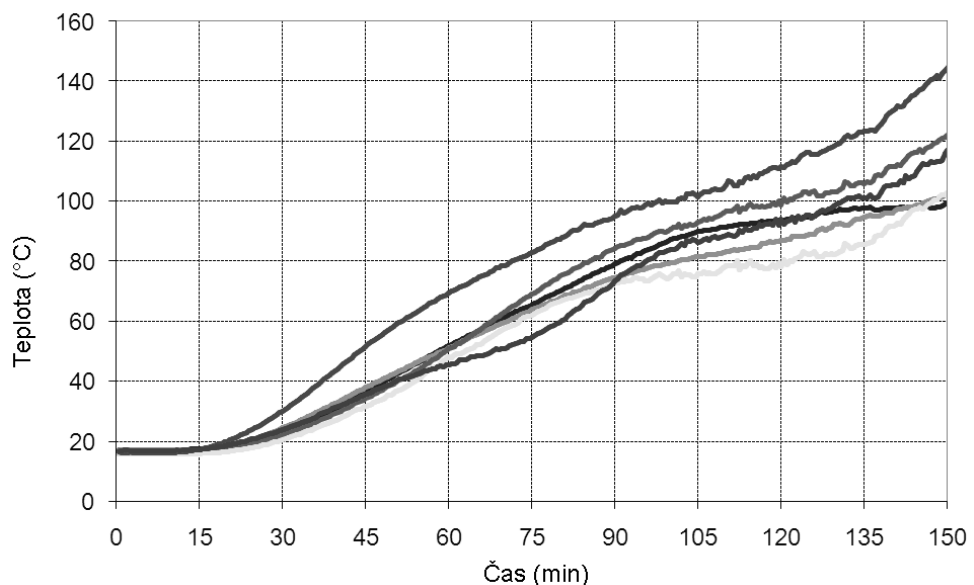
**Obrázek 7.12** Ohřívání požárně nechráněných nosníků



**Obrázek 7.13** Ohřívání požárně chráněných ocelových nosníků



**Obrázek 7.14** Ohřívání ocelobetonové desky



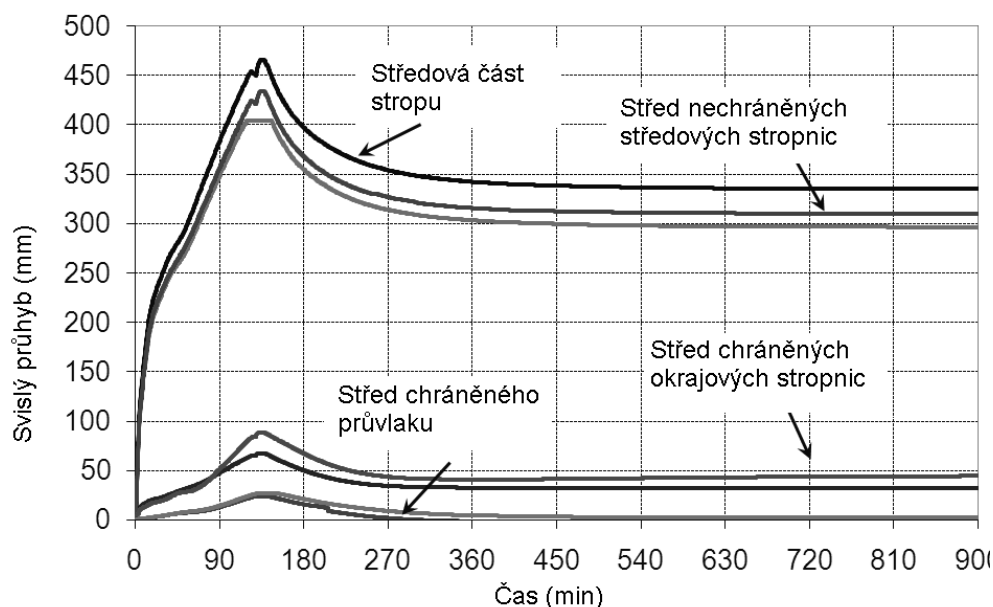
**Obrázek 7.15** Změřená teplota na neexponované straně ocelobetonové desky

### **Průhyb stropu**

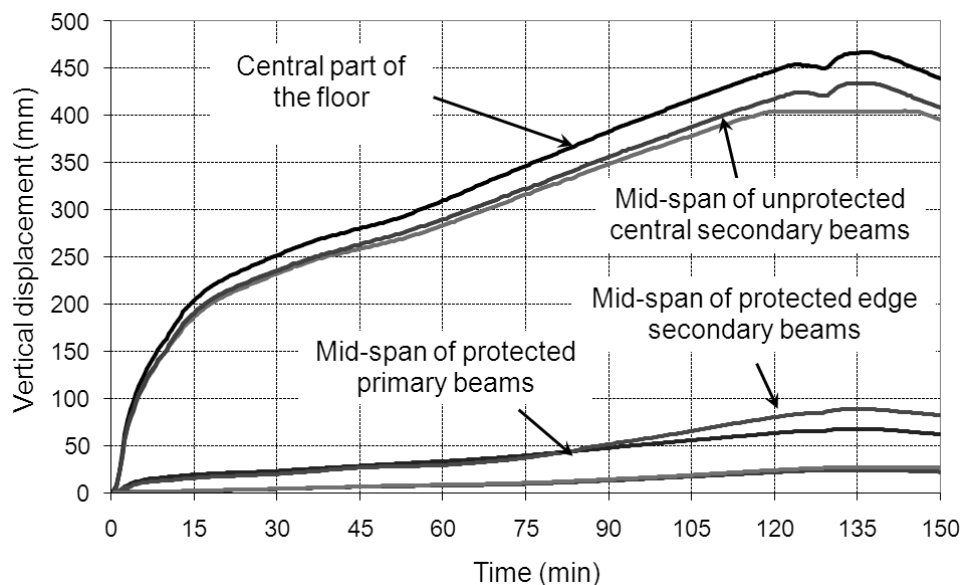
Obrázek 7.16 ukazuje svislé průhyby stropu během zkoušky. Zmenšení průhybu po 120 min odpovídá vypnutí hořáků v peci. Podrobně je průhyb znázorněn na obrázku 7.17. Největší průhyb stropu byl 450 mm a naměřené průhyby dvou míst na nechráněných stropnicích byly přibližně 420 mm, což je méně než jedna dvacatina 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.

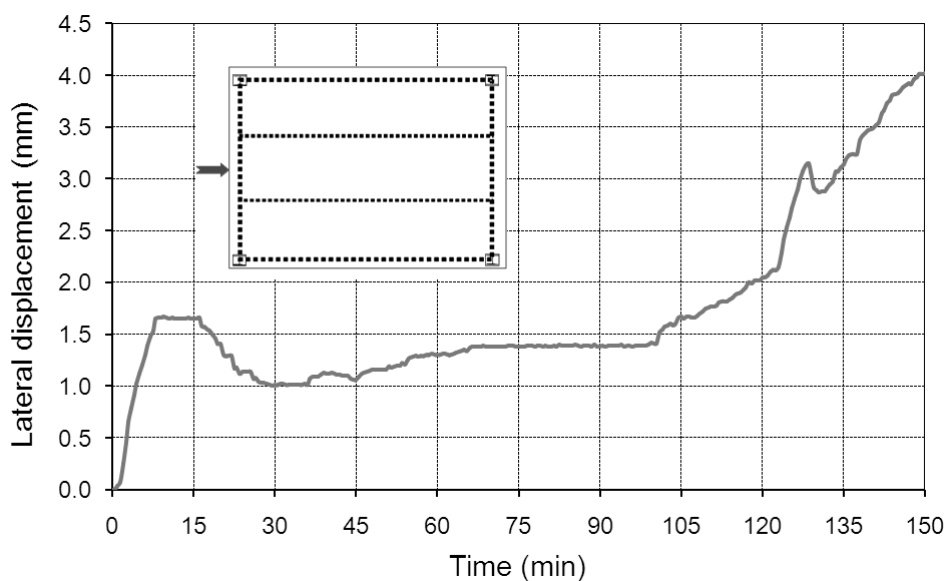
Průhybu na stropu během prvních 20 min narostl velmi rychle a pak narůstal konstantní rychlostí. Pohyb souvisí s ohříváním nechráněných nosníků, které byly ohřáty na více jak 700°C. Jejich ohybová únosnost by nedovolila déle přenášet dané zatížení. Vlivem průhybu se začalo projevovat membránové působení. 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

### **Chování ocelobetonové desky během zkoušky**

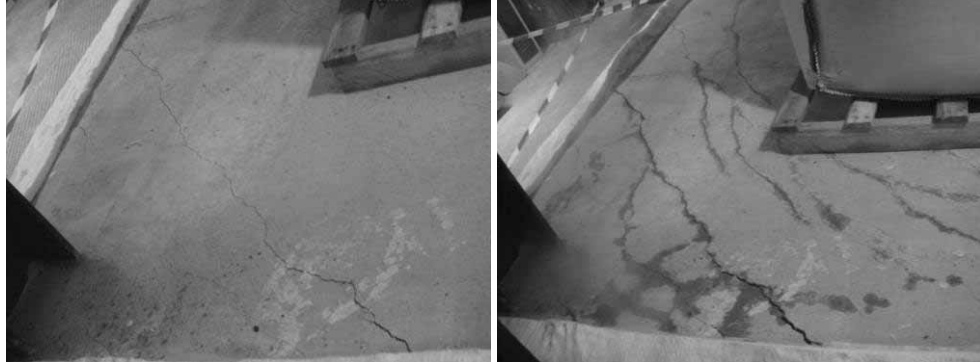
Trhliny se v betonové desce vyvíjely po celou dobu zkoušky:

- V prvotní fázi se vyskytly malé trhliny v betonu okolo ocelových sloupů a pokračovaly podél okraje desky, viz obrázek 7.9a.
- Rozšíření těchto trhlín 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 trhlinka 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<sup>(35)</sup>.

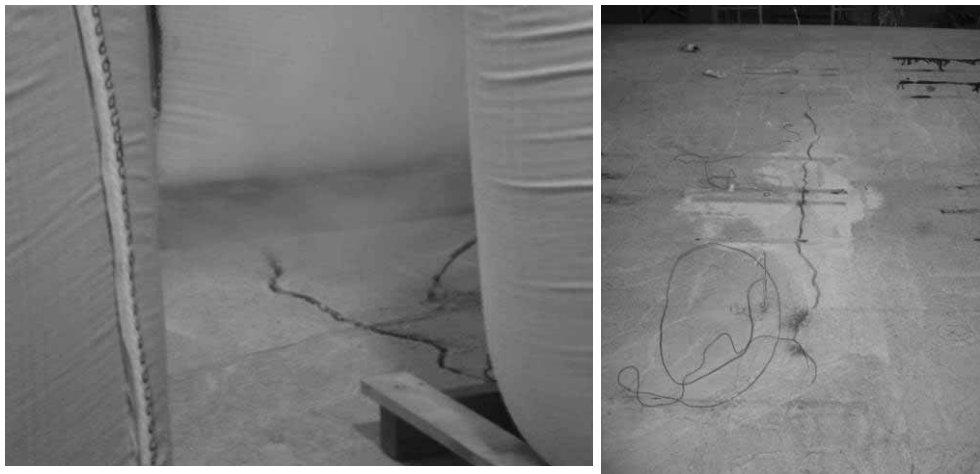
Při zkoušce se nedosáhlo kolapsu. Během zkoušky vznikla trhlinka a přetržení výztužné sítě v příčném směru ve středové části stropu, což neovlivnilo únosnost desky, ale pro porušení celistvosti byla zkouška ukončena.



(a) Na začátku zkoušky

(b) Na konci zkoušky

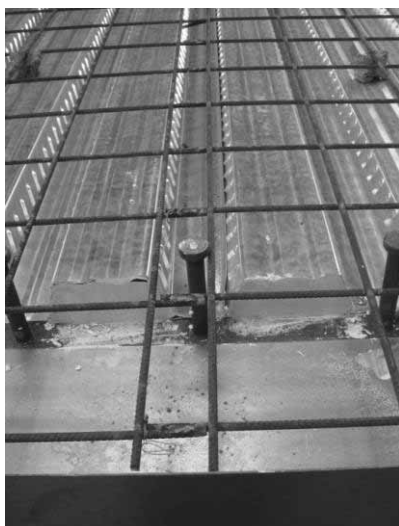
**Obrázek 7.19** Ocelobetonová deska v okolí sloupu



(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.

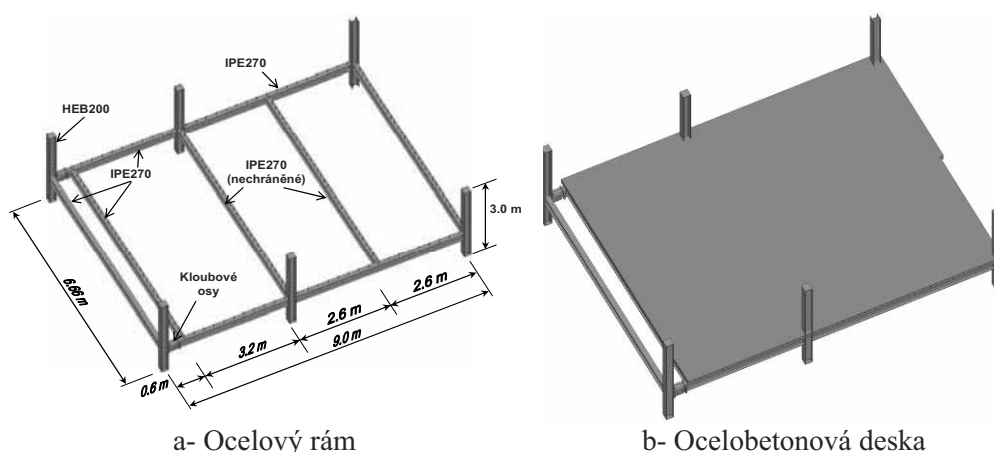


## 7.3 Zkušební program COSSFIRE

### 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<sup>(33)</sup> pro návrh ocelobetonových konstrukcí za běžné teploty pro stálé zatížení navíc k vlastní váze 1,25 kN/m<sup>2</sup> a nahodilé 5,0 kN/m<sup>2</sup>. mechanické zatížení při požární zkoušce 3,93 kN/m<sup>2</sup> 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<sup>(34)</sup>.

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.

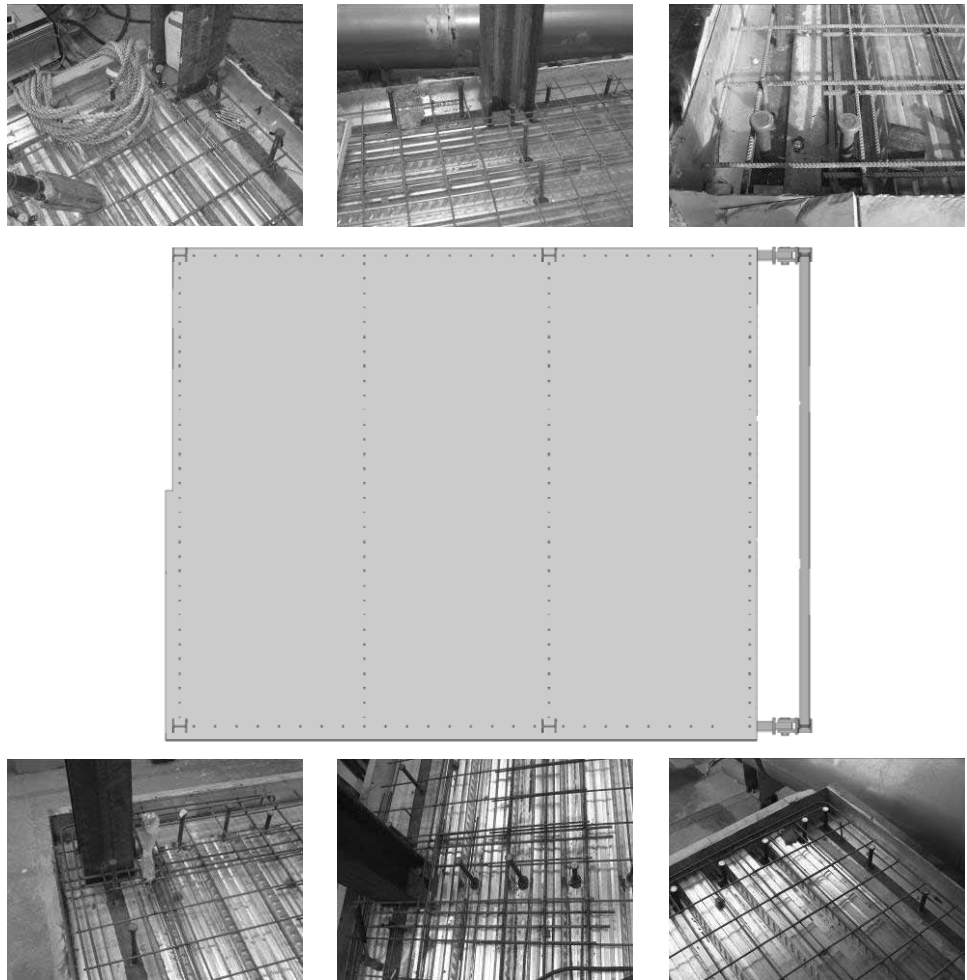
Tabulka 7.2 Charakteristické vlastnosti prvků při zkoušce COSSFIRE

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

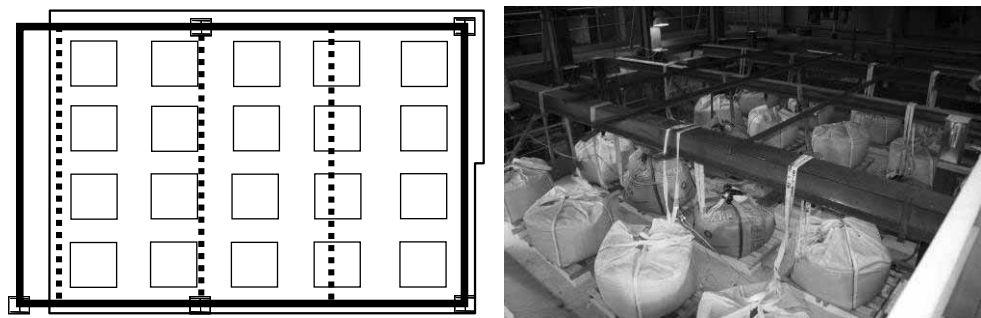
Stropnice ocelobetonová deska byly požárně nechráněny. Okrajové nosníky byly požárně chráněny na dobu požáru 120 min. Ocelové sloupce měly požární ochranu mimo oblasti přípojí. Přípoje byly ponechány nechráněné a zkoumal se dopad jejich ohřátí na únosnost při chladnutí.

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/m<sup>2</sup>. 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*

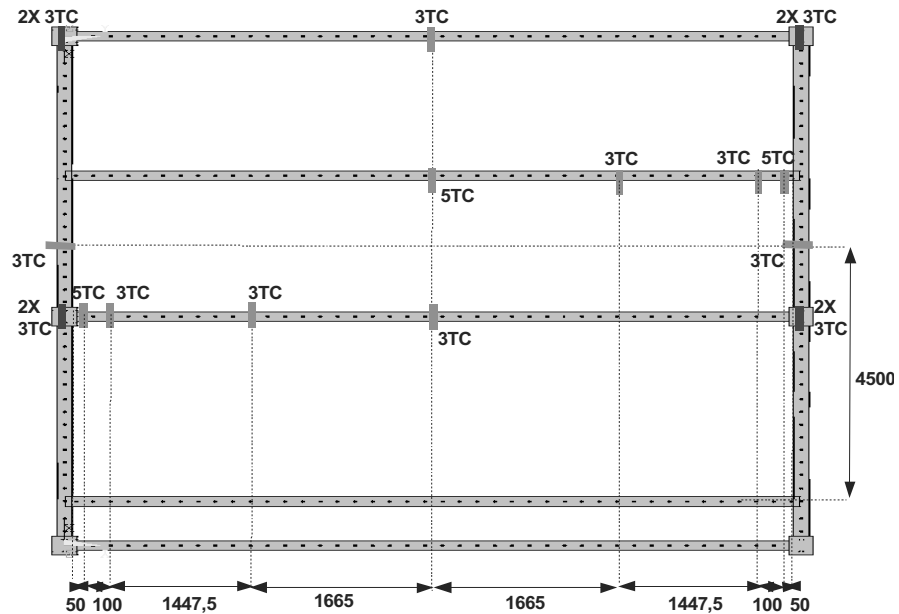


**Obrázek 7.24** *Mechanické zatížení stropu*

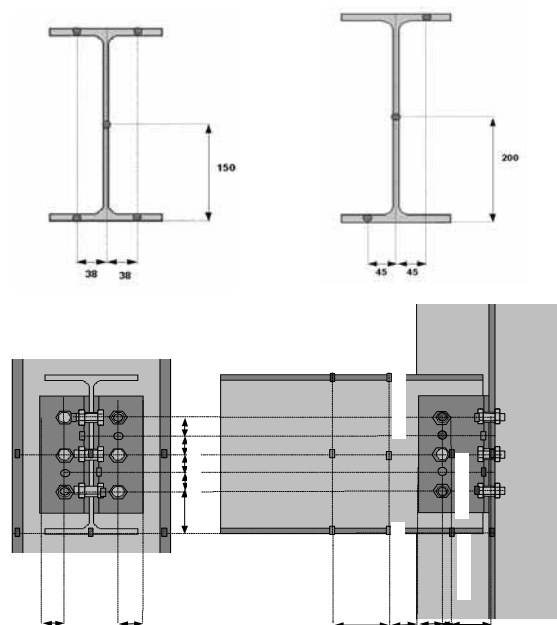
### 7.3.2 Měření při zkoušce

. 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

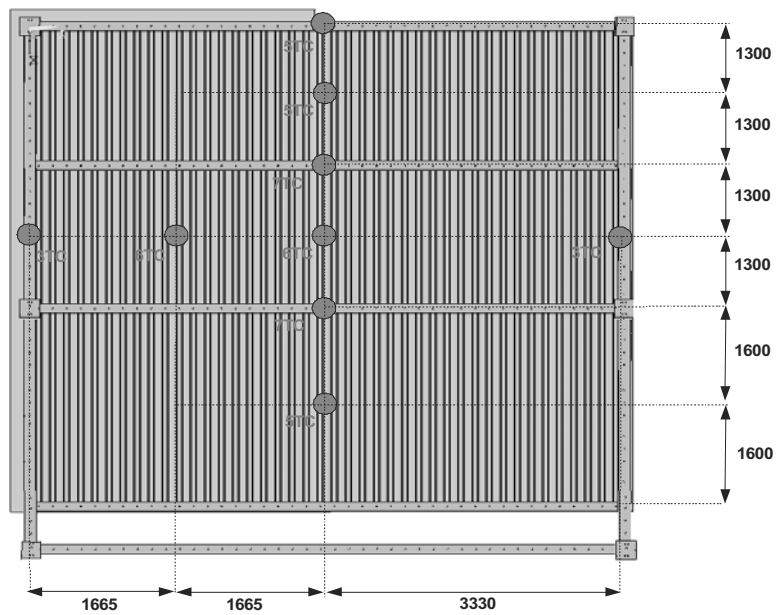
spojích, viz obrázek 7.26, a 57 termočlánků v ocelobetonové desce, viz obrázky 7.27 a 7.28. na konstrukci bylo nainstalováno 20 průhyboměrů, ze kterých 16 měřilo svislý průhyb, viz obrázek 7.29. Čtyři zbývající byly použity na měření vodorovných průhybů stropu. Do pece byla vložena kamera, která nahrávala průhyby desky při zkoušce.



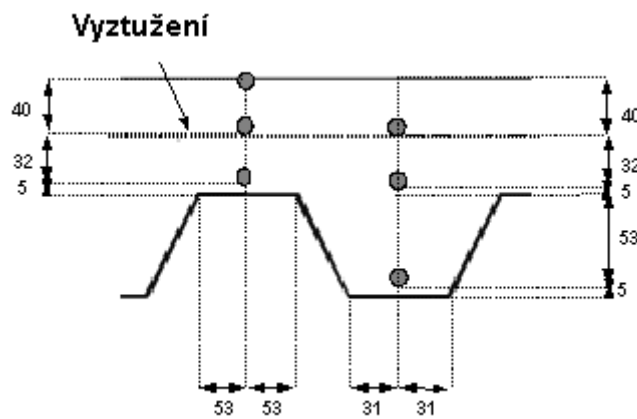
**Obrázek 7.25** Umístění termočlánků na konstrukci



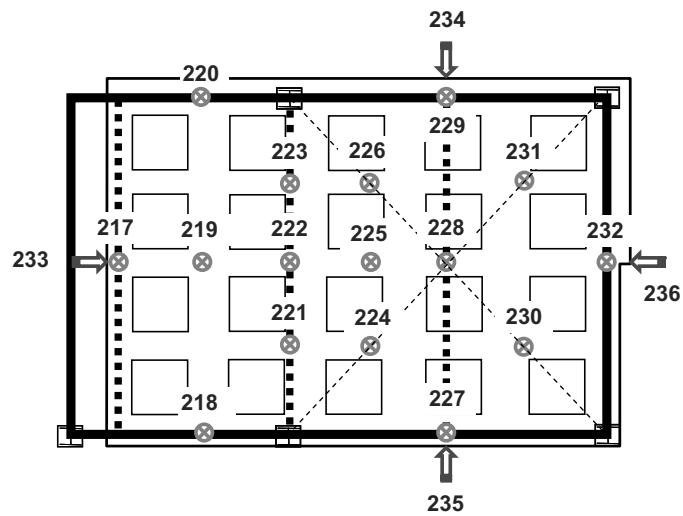
**Obrázek 7.26** Umístění termočlánků na průřezech a spojích



Obrázek 7.27 Umístění termočlánků na ocelobetonové desce



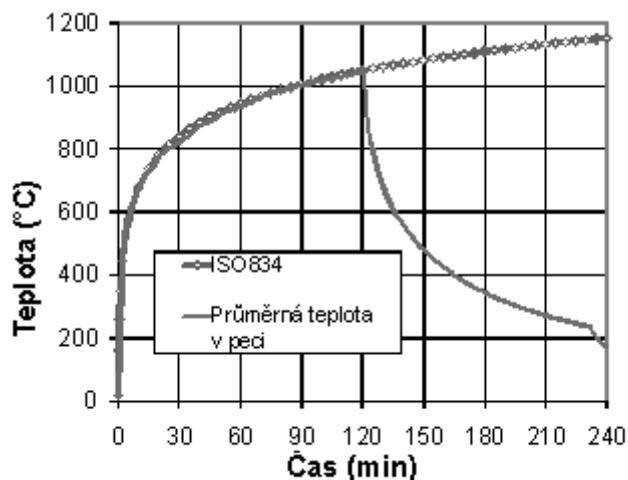
Obrázek 7.28 Řez ocelobetonovou deskou s termočlánky



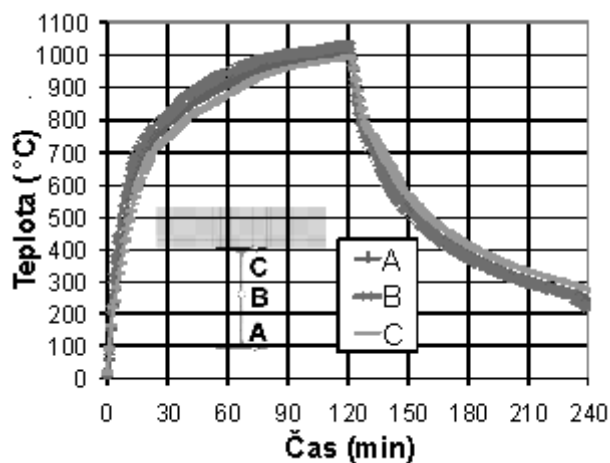
Obrázek 7.29 Rozmístění průhyboměrů

### 7.3.3 Hlavní výsledky experimentu

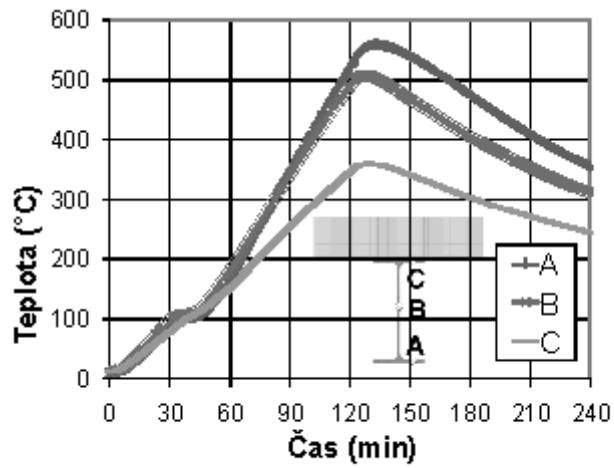
Při zkoušce se zahřívalo podle nominální normové teplotní křivky více než 120 min do kolapsu jedné okrajové stropnice, D6 na obrázku 7.36. Potom byly hořáky vypnuty a pec přirozeně vychladla. Nechráněné ocelové nosníky ve středu stropu byly zahřáty na více než 1000 °C, viz obrázek 7.31. Chráněné ocelové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



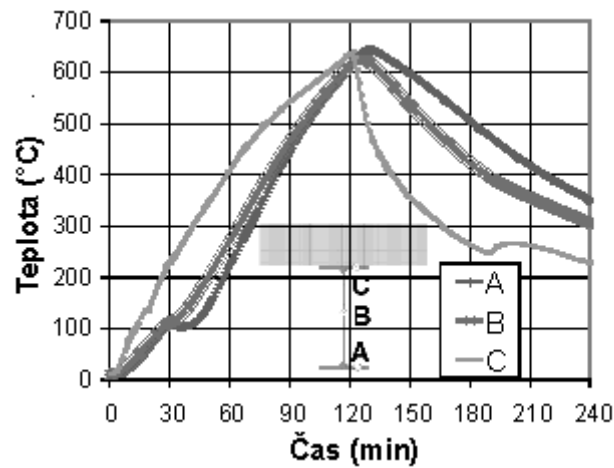
Obrázek 7.30 Porovnání teploty v peci s nominální normovou teplotní křivkou



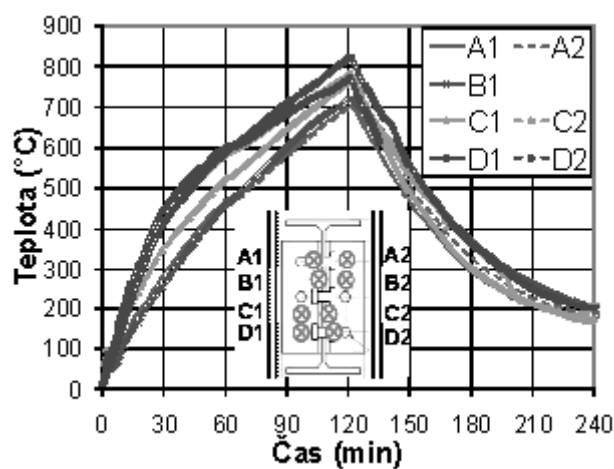
Obrázek 7.31 Zahřívání nechráněných stropnic



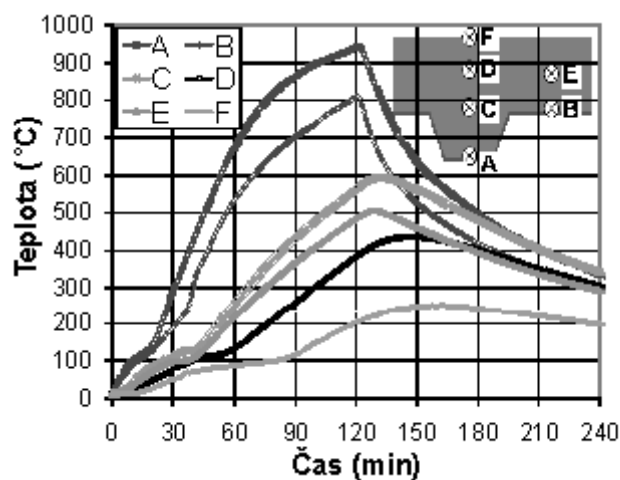
Obrázek 7.32 Zahřívání chráněného průvlaku



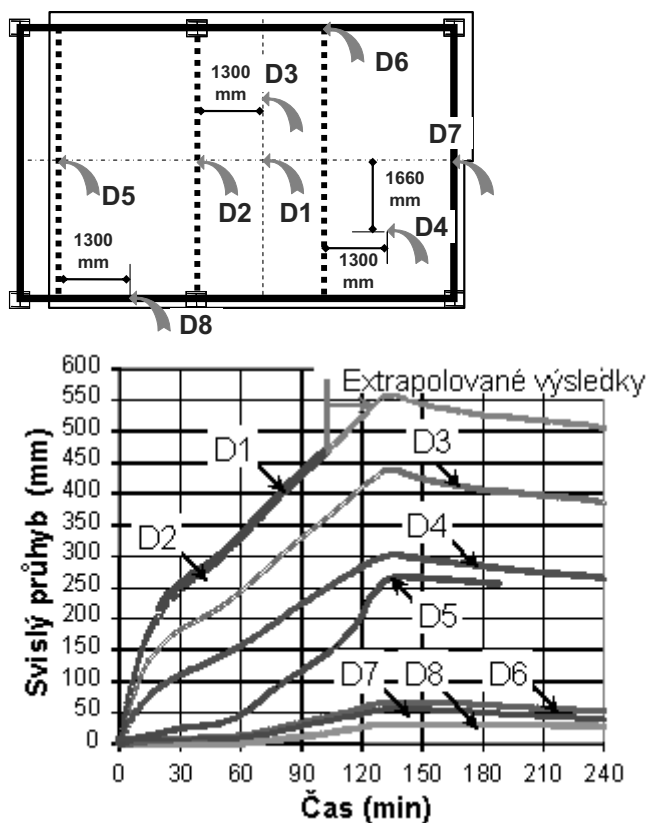
Obrázek 7.33 Zahřívání krajního nosníku s poškozenou ochranou



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 zahřata 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 ohřívací i chladnutí chovaly dobře. Ani na nechráněných stropnicích připojených k ocelovým průvlakům není patrné lokální boulení, obrázek 7.40. Porušení krajních přípojů 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



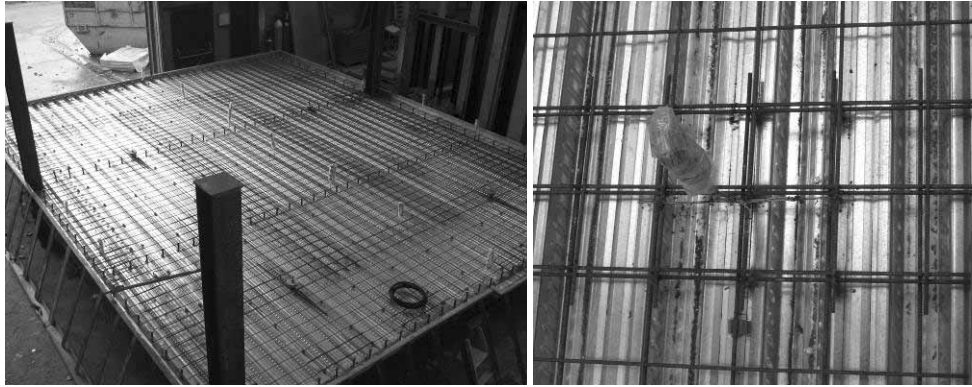
**Obrázek 7.40** Stropnice připojená k průvlaku bez lokálního boulení



**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.
- Konstrukční 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

## 8 NUMERICKÁ SIMULACE

### 8.1 Rozsah

Přesnost pokročilého numerického modelu byla potvrzena zkouška 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

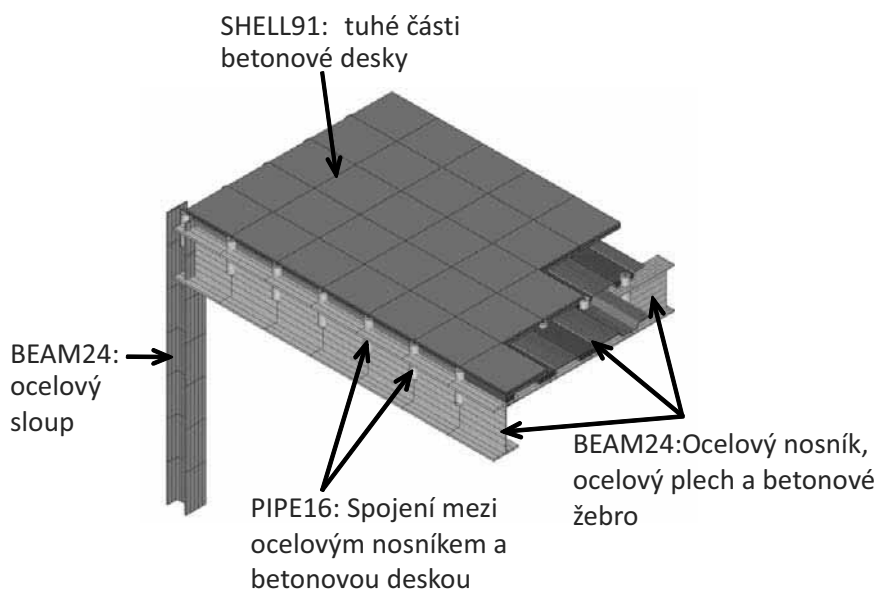
K rozšíření zkoušky chování ocelobetonových stropů za požáru, která byla popsána v kapitole 7, byl využit počítačový software ANSYS. Numerický model se skládal ze dvou částí, z teplotní a mechanické analýzy konstrukce.

#### 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.

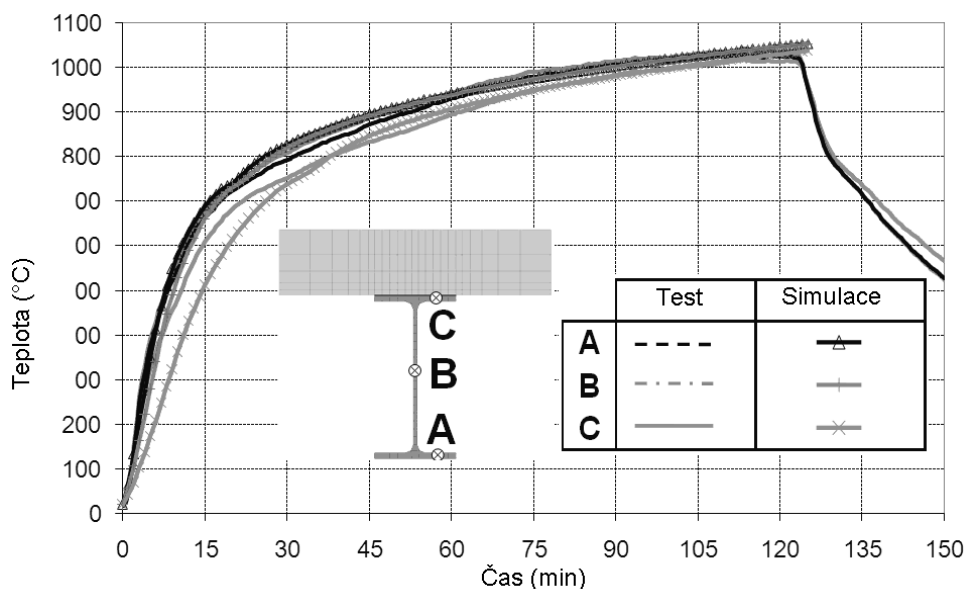
Ocelobetonový strop byl simulován deskovými prvky pro ocelobetonovou desku a výztužnou síť. Nosníkové 2D prvky reprezentovaly ocelové profily, ocelový plech a žebra ocelobetonové desky. Spojovací prvky sloužily pro smykové spojení mezi ocelovými nosníky a ocelobetonovou deskou.



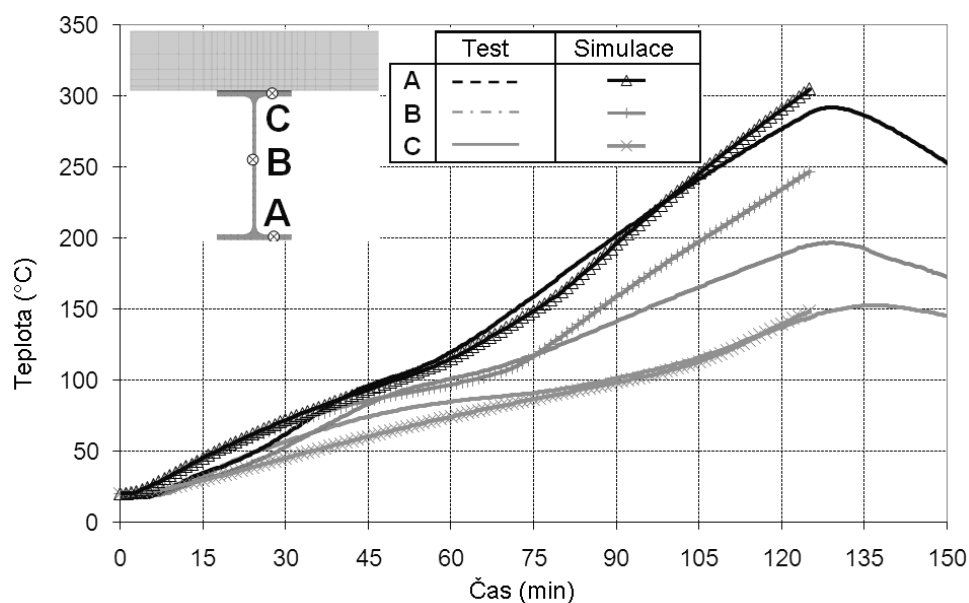
Obrázek 8.1 Dělení konstrukce na prvky

### 8.2.3 Analýza přenosu tepla

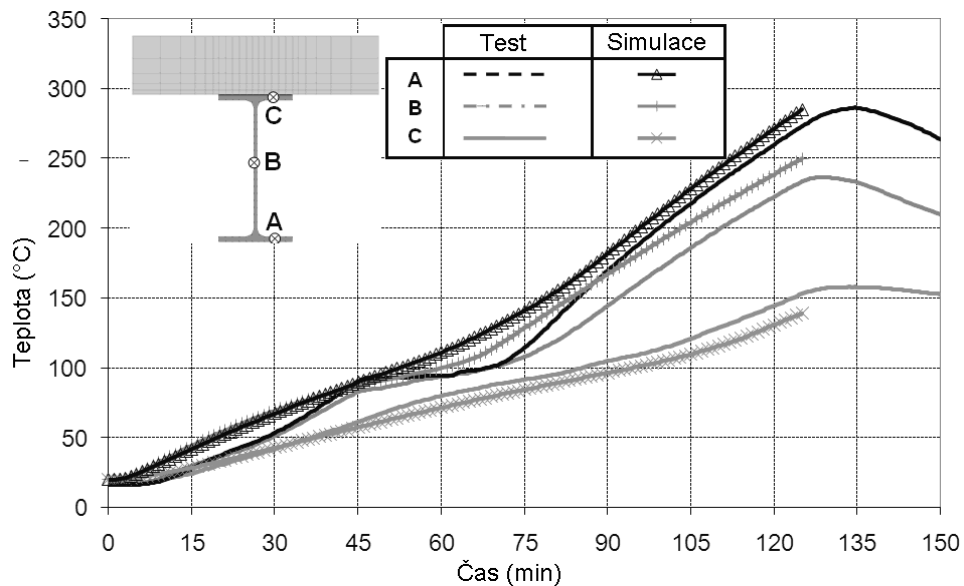
Analýza předpovídala ohřívání konstrukčních prvků pomocí 2D modelů pro jednotlivé průřezy. Tepelné vlastnosti požárně chráněných prvků vycházely z ohřívání chráněných ocelových prvků během požární zkoušky. Byly použity vlastnosti ocelových a betonových prvků podle ČSN EN 1994-1-2:2006<sup>(32)</sup>. Porovnání vypočtených teplot s teplotami při zkoušce pro různé konstrukční prvky je znázorňují obrázky 8.2 až 8.5.



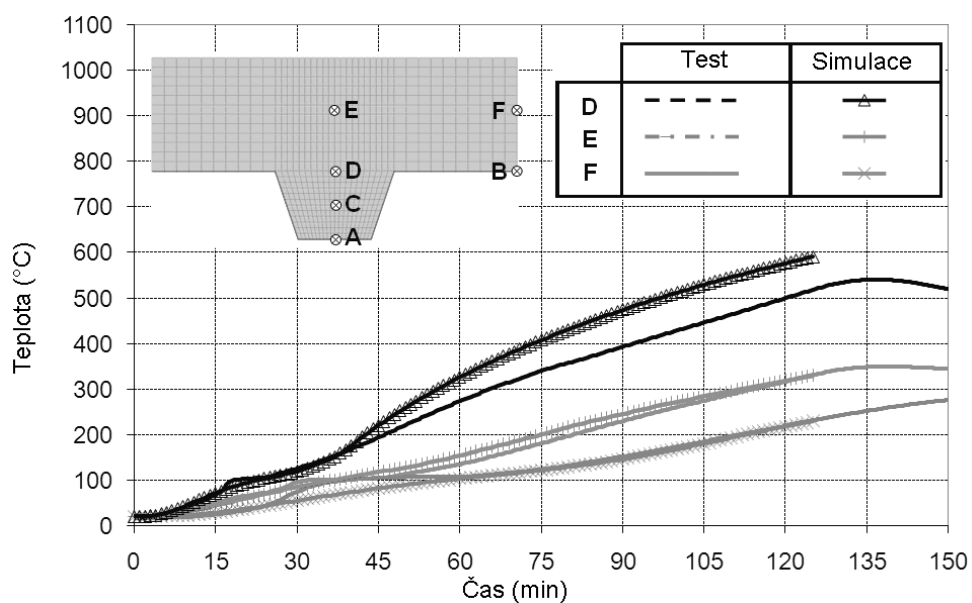
**Obrázek 8.2** Porovnání předpovězené a změřené teploty požárně nechráněných stropnic



**Obrázek 8.3** Porovnání předpovězené a změřené teploty požárně chráněných stropnic



**Obrázek 8.4** Porovnání předpovězené a změřené teploty požárně chráněných průvlaků



**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.

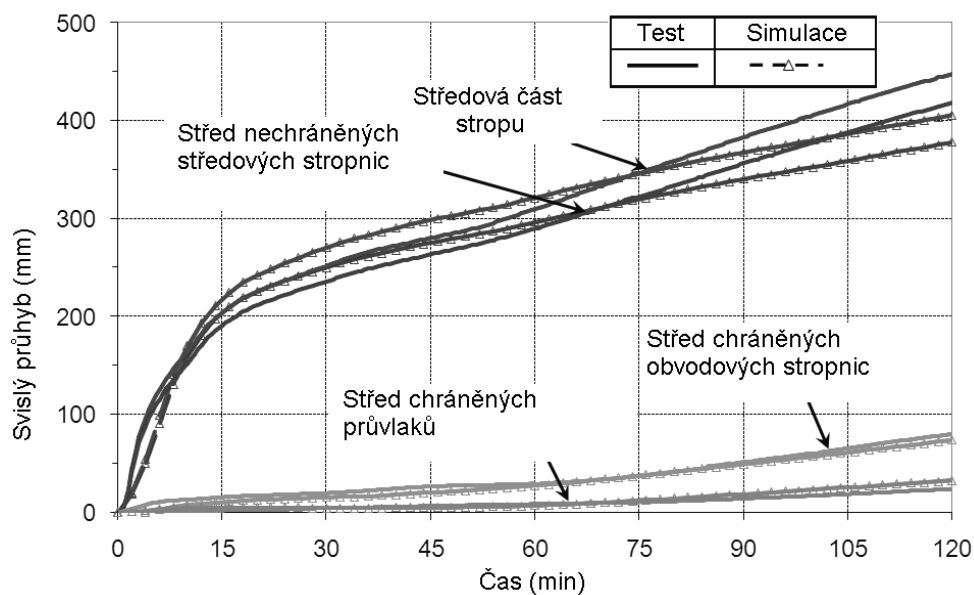


**Obrázek 8.6** Rozdělení teplot ve 120. min požáru



**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 Parametrická studie

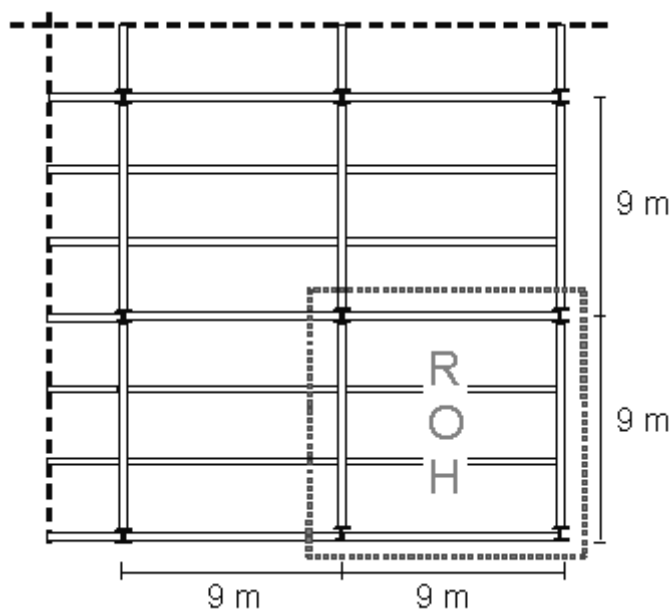
### 8.3.1 Vstupní data

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

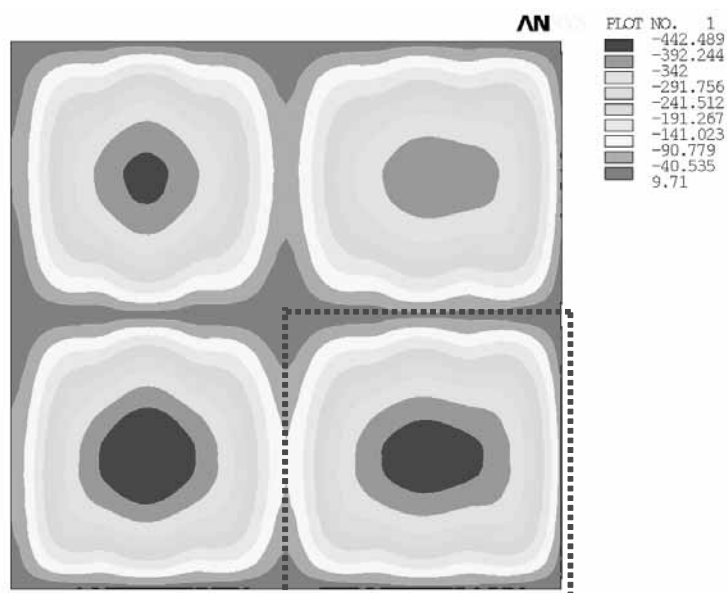
- Velikost mřížky stropu
- Stupeň využití
- Průběh požáru

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

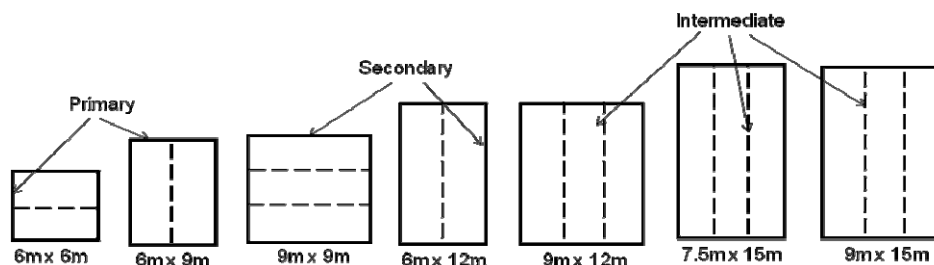


(b) Model programem ANSYS

**Obrázek 8.9** Numerický výpočet čtyř polí

V parametrické studii bylo vyšetřováno sedm polí o rozměrech:  $6 \times 6$  m,  $6 \times 9$  m,  $6 \times 12$  m,  $9 \times 9$  m,  $9 \times 12$  m,  $9 \times 15$  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 8.10** 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 <sup>2</sup>	2,5 kN/m <sup>2</sup>
2	Vlastní váha + 1,25 kN/m <sup>2</sup>	3,5 kN/m <sup>2</sup>
3	Vlastní váha + 1,25 kN/m <sup>2</sup>	5,0 kN/m <sup>2</sup>

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<sup>(33)</sup>. 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 mm<sup>2</sup>/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 <sup>2</sup> ]	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						
	S	84	S	99	S	142					
	5,0+1,25	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	IPE550		
	DC: 0,7										
	S	142									
	5,0+1,25								B1	IPE600	
-S355											
DC: 1,0											
B2	IPE600										
DC: 0,7											
S	142										
9	2,5+1,25								B1	IPE550	
									DC: 0,6		
									B1	IPE600	
	DC: 0,8										
	5,0+1,25									B2	IPE360
										DC: 0,7	
B2										IPE450	
DC: 0,7											
S	99	S	142	S	142						
5,0+1,25									B1	IPE550	
									-S355		
									DC: 0,6		
B1	IPE600										
DC: 0,8											
5,0+1,25									B2	IPE400	
									DC: 0,6		
									B2	IPE500	
DC: 0,6											
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 <sup>2</sup> ]	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
								DC: 0,7	
							S	347	
	5,0+1,25							B1	IPE600-
							S355		
							DC: 1,0		
						B2	IPE600		
							DC: 0,6		
						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 <sup>2</sup> ]	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	393	
	5,0+1,25	B1							IPE600		
							-S355				
								DC: 0,9			
								B2	IPE600		
										DC: 0,6	
										S	473
9	2,5+1,25			B1	IPE550	B1	IPE600	B1	IPE600		
									-S355		
											DC: 0,7
					B2	IPE360	B2	IPE450	B2	IPE550	
										DC: 0,7	
											S
5,0+1,25	B1							B1	IPE600		
									-S355		
									DC: 0,7		
				B2	IPE400	B2	IPE500	B2	IPE750		
									x 173		
										DC: 0,6	
										S	433

**Tabulka 8.5** Stropy s požární odolností REI 120

R 120 Tloušťka = 140 mm		L1 [m]							
2,roz, [m]	Zatížení [kN/m <sup>2</sup> ]	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			B2	IPE550		
		DC: 0,7				DC: 0,7			
	S	417			S	417			
	5,0+1,25	B1							IPE600
							-S355		
DC: 0,8						B2	IPE600		
B2	IPE600			B2	IPE600	DC: 0,6			
S	503			S	503				
9	2,5+1,25			B1	IPE550	B1	IPE550- S355	B1	IPE600
				DC: 0,4	DC: 0,6	DC: 0,7	B2	IPE550	
		B2	IPE360	B2	IPE450	B2	IPE550		
		DC: 0,8		DC: 0,7		DC: 0,7			
	S	193	S	277	S	377			
	5,0+1,25	B1							IPE750
									x 173
		DC: 0,4	B1	IPE600- S355	B1	IPE600- S355	B1	IPE600	
	B2	IPE400	B2	IPE500	B2	IPE600	DC: 0,6		
S	252	S	340	S	457				

### 8.3.2 Vstupy

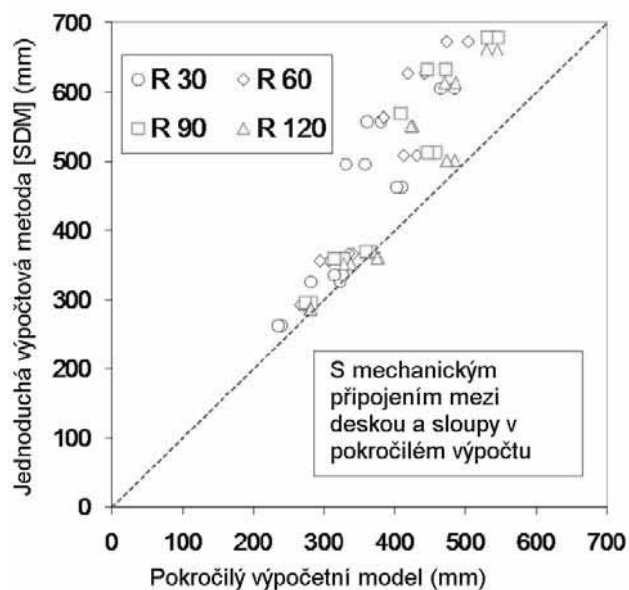
Výsledky parametrické studie byly zaměřeny na dvě otázky rozhodující pro stanovení únosnosti jednoduchým návrhovým modelem BRE:

- největší průhyb stropu,
- největší protažení výztužné sítě.

#### 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.



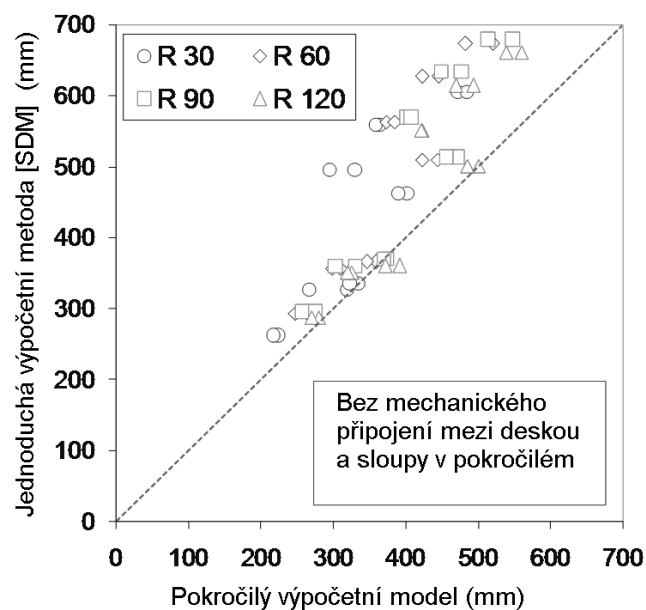
**Obrázek 8.11** Porovnání průhybu největšího dovoleného průhybu pro jednoduchý návrhový model BRE a výsledku výpočtu pokročilým modelem pro mechanické připojení mezi deskou a sloupem

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.

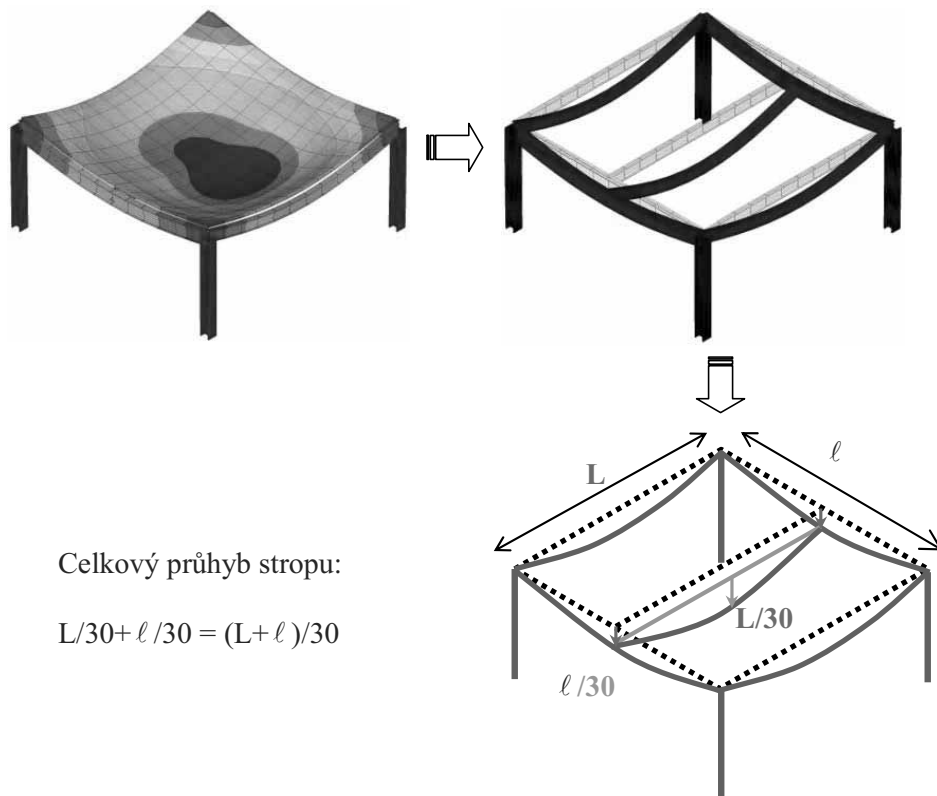
Tradičně se velikost průhybu omezuje na rozpětí/30, např. jako kritérium porušení jednoduchého konstrukčního prvku za ohybu normové zkoušce za požární situace<sup>(37)</sup>. V případě ocelobetonových stropů s průvlakly, stropnicemi a deskou lze například požadovat, že celkový mezní průhyb stropu se 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.

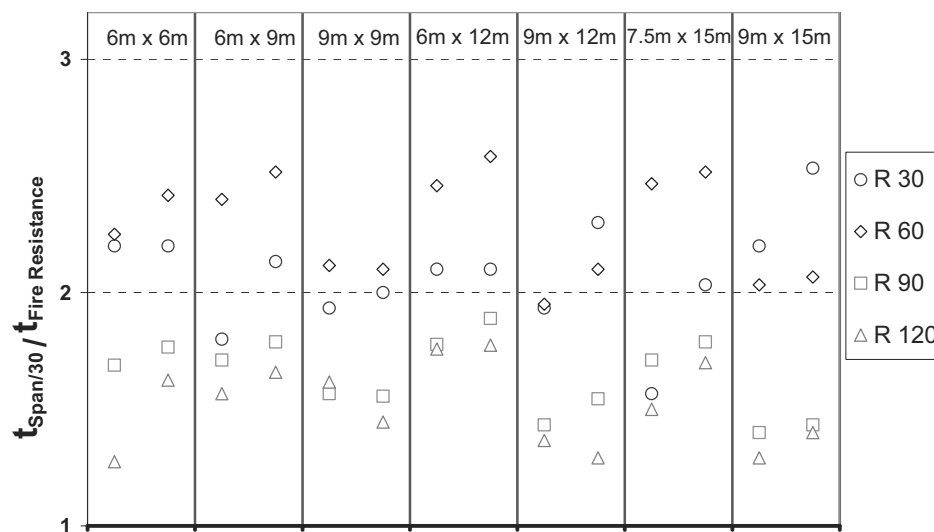
Obrázek 8.14 udává poměr mezi časem, kdy vypočtený průhyb dosáhl 1/30 rozpětí, a požární odolnosti, která byla stanovena jednoduchým návrhovým modelem BRE. Ve všech případech je poměr větší než 1,0, což znamená, že požární odolnost bude větší, než udává jednoduchý návrhový model BRE. Použití jednoduchého výpočtu odpovídá kritériu.



**Obrázek 8.12** Porovnání průhybu největšího dovoleného průhybu pro jednoduchý návrhový model BRE a výsledku výpočtu pokročilým modelem bez mechanického připojení mezi deskou a sloupy



Obrázek 8.13 Mezní celkový průhyb pro rozpon/30



Obrázek 8.14 Poměr času, kdy vypočtený průhyb dosáhl 1/30 rozpětí, a požární odolností stanovenou jednoduchým návrhovým modelem BRE



Evropské normy pro požární zkoušky<sup>(32)</sup> 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.

### **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<sup>(35)</sup> požaduje nejmenší protážení při největším napětí ocelové výztuže, které má být nejméně 5%. Tato hodnota se proto uvažuje jako mezní pro protážení ocelové výztužné sítě.

Výsledky parametrické studie uvádí pro největším průhyby stropů získaných největším protážením 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 protážení 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 sloupem

Zatížení [kN/m <sup>2</sup> ]	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 sloupem

Zatížení [kN/m <sup>2</sup> ]	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 <sup>2</sup> ]	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 <sup>2</sup> ]	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 <sup>2</sup> ]	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 <sup>2</sup> ]	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 <sup>2</sup> ]	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 <sup>2</sup> ]	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%

## 8.4 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.

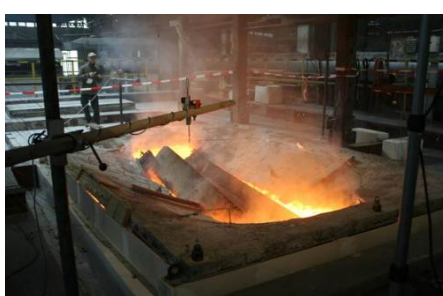
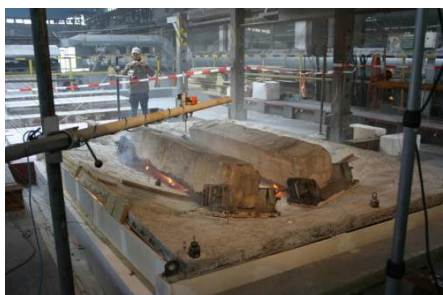
## 9 Literatura

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.



Publikace shrnuje experimentální a teoretické podklady pro návrh požárně částečně chráněného stropu jednoduchým analytickým modelem SCI, který byl vyvinut na základě pozorování konstrukcí po požárech a vyhodnocení programu požárních zkoušek na objektech v Cardingtonu BRE v letech 1995 až 2003 a pomocí numerických simulací. Řešení je omezeno na konstrukce, které jsou podobné zkoušeným, tj. ocelová konstrukce s ocelobetonovými stropy a které splňují konstrukční zásady v příručce. Při modelování chování podlaží budovy lze stanovit a ověřit, které prvky mohou zůstat při zachování požadované úrovně požární odolnosti nechráněné a které je třeba chránit. Model odpovídá evropským normám pro požární návrh konstrukcí, ČSN EN 199x-1-2. V práci jsou popsány zkoušky stropních konstrukcí a numerické simulace, které byly zaměřeny na správné konstrukční zásady pro zajištění dostatečné deformační kapacity stropní desky.



**Požární odolnost  
částečně chráněného ocelobetonového stropu**  
Bednář J., Wald F., Zhao B. a Vassart O.

Tisk Česká technika - nakladatelství ČVUT v Praze  
Leden 2011

**ISBN 978-80-01-04747-7**

250 výtisků, 120 stran, 16 tabulek, 127 obrázků