

**Vedecká rada Stavebnej fakulty
Slovenskej technickej univerzity v Bratislave**

ING. MAGDALÉNA CHLADNÁ

AUTOREFERÁT DIZERTAČNEJ PRÁCE

**Požiarna odolnosť spriahnutých oceľobetónových
stropných konštrukcií**

na získanie vedecko-akademickej hodnosti philosophiae doctor

v odbore doktorandského štúdia:

36-02-9 Teória a konštrukcie inžinierskych stavieb

v špecializácii: Kovové a drevené konštrukcie

Miesto a dátum: Bratislava, november 2004

Dizertačná práca bola vypracovaná v externej forme doktorandského štúdia na Katedre kovových a drevených konštrukcií Stavebnej fakulty STU v Bratislave

Predkladateľ: Ing. Magdaléna Chladná
Katedra kovových a drevených konštrukcií
Stavebná fakulta STU
Radlinského 11
813 68 Bratislava

Školiteľ: doc. Ing. Jozef Lapos, PhD.
Katedra kovových a drevených konštrukcií SvF STU v Bratislave

Oponenti: prof. Ing. František WALD, PhD.
České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební,
Katedra ocelových konstrukcí

doc. Ing. Vladimír VOŘÍŠEK, PhD.
Bratislava

Ing. Mikuláš MARTINČEK, PhD.
autorizovaný inžinier, Bratislava

Autoreferát bol rozoslaný:

Obhajoba dizertačnej práce sa koná.....**o**.....**h. pred komisiou pre obhajobu dizertačnej práce v odbore doktorandského štúdia, vymenovanou predsedom spoločnej odborovej komisie**.....

36-02-9 Teória a konštrukcie inžinierskych stavieb

špecializácia: Kovové a drevené konštrukcie

na Stavebnej fakulte STU, Radlinského 11, Bratislava

Predseda spoločnej odborovej komisie:
prof. Ing. Peter TURČEK, PhD.
Predseda SOK
36-02-9 Teória a konštrukcie inžinierskych stavieb
Stavebná fakulta STU, Radlinského 11
813 68 Bratislava

CIELE DIZERTAČNEJ PRÁCE

Cieľom dizertačnej práce je podať stručný prehľad o zaťažení za požiaru, spôsobe výpočtu teploty ocelových a spriahnutých ocelobetónových prvkov, o princípoch návrhu ocelových a spriahnutých ocelobetónových prvkov na účinky požiaru, pre ktoré boli autorkou vypracované výpočtové pomôcky v programe Excel. Tieto sú na priloženom CD-ROMe a popis je v prílohe.

Ťažiskom práce je osvojenie si pomerne novej metódy návrhu spriahnutých stropov na účinky požiaru s využitím účinku membránových napätí na zvýšenie požiarnej únosnosti stropnej konštrukcie. Vypočítané hodnoty sú porovnané s výsledkami veľkorozmerového experimentu v laboratóriách v Cardingtone, na ktorom mala autorka možnosť zúčastniť sa.

V súčasnosti je táto nová metóda návrhu spriahnutých stropných konštrukcií na účinky požiaru v štádiu výskumu a experimentálneho overovania. V budúcnosti však môže priniesť veľké úspory pri navrhovaní ocelových častí konštrukcie na účinky požiaru, pretože pri vhodnom rozdelení objektu na požiarne úseky veľká časť stropných nosníkov nebude musieť byť chránená, čo zmenší znevýhodnenie ocelových konštrukcií v porovnaní s betónovými.

Obsah dizertačnej práce

- Symboly
- 1 Úvod
- 2 Požiarne zaťaženie
 - 2.1 Tepelné zaťaženie požiarom
 - 2.2 Vlastnosti materiálov za požiaru
 - 2.3 Výpočet teplôt v konštrukčných prvkoch
 - 2.4 Mechanické zaťaženie za požiaru
- 3 Jednoduché výpočtové modely - návrh jednotlivých prvkov
 - 3.1 Návrh ocelových nosných prvkov
 - 3.2 Návrh spriahnutých ocelobetónových nosných prvkov
- 4 Výpočet spriahnutej ocelobetónovej stropnej konštrukcie so zohľadnením membránových účinkov
 - 4.1 Úvod
 - 4.2 Únosnosť spriahnutého nosníka s neobetónovaným ocelovým profilom za požiaru
 - 4.3 Únosnosť betónovej dosky - teória plastických línii
 - 4.4 Únosnosť betónovej dosky s využitím membránových napätí
- 5 Požiarne testy spriahnutej ocelobetónovej konštrukcie v Cardingtone
 - 5.1 Stručná informácia o laboratóriách v Cardingtone a o predchádzajúcich testoch
 - 5.2 Skúška konštrukčnej celistvosti
 - 5.3 Namerané hodnoty a porovnanie s výpočtami
- 6 Záver
- Literatúra
- Prílohy
 - A Návrh ocelových a spriahnutých prvkov na účinky požiaru
 - A.1 Návrh ocelových konštrukcií na účinky požiaru
 - A.2 Nomogramy na určenie teplôt ocelových prierezov v závislosti od súčiniteľa masívnosti
 - A.3 Návrh spriahnutých ocelobetónových nosníkov s čiastočne obetónovaným profilom na účinky požiaru
 - A.4 Návrh spriahnutých ocelobetónových stĺpov s čiastočne obetónovaným profilom na účinky požiaru
 - B Popis súborov na CD-ROMe na výpočet požiarnej odolnosti niektorých prvkov
 - C Fotografie z priebehu experimentu v Cardingtone, január 2003

Číslovanie kapitol, obrázkov a vzorcov v autoreferáte je súhlasné s číslovaním v dizertačnej práci.

4 VÝPOČET SPRIAHNUTEJ OCELOBETÓNOVEJ STROPNEJ KONŠTRUKCIE SO ZOHLADNENÍM MEMBRÁNOVÝCH ÚČINKOV

Pri navrhovaní oceľových rámových budov so spriahnutými stropmi je dnes bežnou praxou, že všetky požiaru vystavené oceľové časti - stĺpy, prievlaky a stropné nosníky - sa chránia požiarno ochrannými materiálmi. Tento postup je zakotvený aj v normách na navrhovanie oceľových [33] a spriahnutých oceľobetónových konštrukcií [35] na účinky požiaru. Postupy v normách sú založené predovšetkým na normových skúškach izolovaných prvkov, ktoré nezohľadňujú spolupôsobenie medzi jednotlivými časťami konštrukcie. Je to metóda bezpečná, ale veľmi konzervatívna, pretože zanedbáva vlastnú požiarnu odolnosť konštrukcie ako celku. Toto oceľovú konštrukciu v porovnaní s betónovými konštrukciami značne predražuje.

Z tohoto dôvodu sa v posledných rokoch začal výskum zameriavať na podrobnejšie preskúmanie spolupôsobenia jednotlivých konštrukčných prvkov. Na základe výskumu a poznatkov zo skutočných požiarov sa ukázalo, že spolupôsobenie spriahnutej plechobetónovej dosky s oceľovými nosníkmi je v doterajších postupoch podhodnotené a správanie sa takejto konštrukcie je značne priaznivejšie ako správanie sa jednotlivých izolovaných prvkov, z ktorých sa určuje únosnosť konštrukcie. Pre požiarnu situáciu sú typické nadmerné deformácie. Vplyvom týchto nadmerných deformácií vznikajú v slabo vystuženej doske membránové napätia, vďaka ktorým je doska schopná rozniesť zaťaženie z požiarom zasiahnutých oceľových spriahnutých nosníkov do nepoškodených častí oceľovej konštrukcie.

Aby sa mohlo využiť toto zvýšenie únosnosti, treba stropnú dosku rozdeliť na jednotlivé pravouhlé polia, ktoré zahrňujú nechránené nosníky, pričom okraje každého panelu musia byť podoprené počas celého trvania požiaru. Podpory môžu tvoriť chránené oceľové nosníky v požiarnom úseku schopné prenášať zaťaženie počas trvania požiaru, alebo nechránené nosníky alebo dosky mimo požiarného úseku. Doskový panel je počas požiaru považovaný za jednoducho podoprený, aj keď za normálnej teploty pôsobí doska ako spojitá. Je to z toho dôvodu (ako ukázali rôzne experimenty), že hoci výstuž prebieha spojitou ponad podpory, počas požiaru dochádza po okrajoch požiarného úseku k veľkým trhlinám a pretrhnutiu výstuže v oblasti negatívnych momentov.

Predpoklady výpočtu:

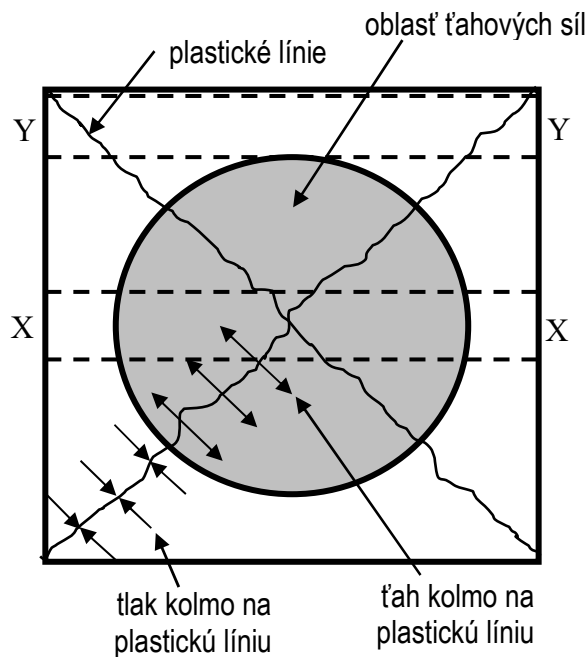
- plastická únosnosť spriahnutých oceľobetónových nosníkov v rámci požiarného úseku je určená kinematickým mechanizmom najviac namáhaného nosníka. Predpokladá sa, že nosníky sú jednoducho podoprené
- plastická únosnosť spriahnutej dosky sa počíta podľa kinematickej metódy plastických línií za predpokladu nulovej únosnosti spriahnutých nosníkov
- zväčšenie únosnosti vplyvom membránových napätí (e) sa určí na základe kinematickej metódy plastických línií
- výsledná únosnosť sa vypočíta ako súčet únosnosti spriahnutého nosníka a spriahnutej dosky

4.4 Únosnosť betónovej dosky s využitím membránových napätí

Správanie sa betónovej dosky za požiaru je vysvetlené na prípade bežnej spojitkej dosky, aká sa najčastejšie používa v budovách. Predpokladajme spojitú stropnú dosku vnútorného požiarného úseku obkolesenú za požiaru studenou konštrukciou.

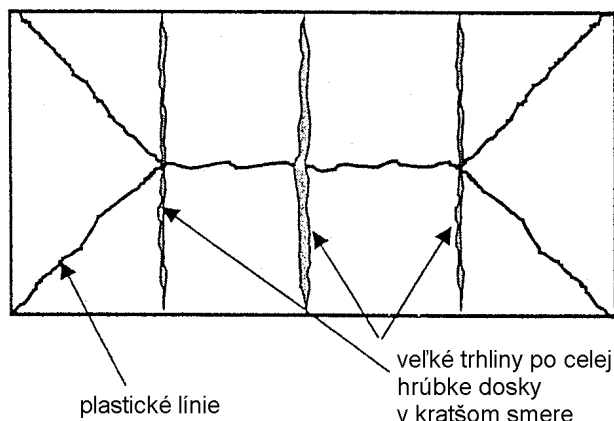
Na začiatku požiaru sa doska zaťažená priečnym zaťažením prehýba a na ťahanej strane vznikajú v betóne trhliny (v strede dosky na spodnej strane a v miestach záporných momentov nad podperami na vrchnej strane). Tým sa ťažisko posúva zo stredu smerom k tlačenej strane a na ťahanej strane vznikajú oveľa väčšie pomerné pretvorenia ako na tlačenej strane a v strednicovej rovine vznikajú pomerné predĺženia. Keďže ide o spojitú dosku, posun na jej okrajoch nie je možný a teda je zabránené predĺženiu v strednicovej rovine, výsledkom čoho sú tlakové membránové napätia, vznik tlakovej klenby a nárast únosnosti. Tlakové membránové napätia a tlaková klenba vznikajú pri pomerne malých deformáciách s veľkosťou maximálne 0,4 - 0,5 násobok hrúbky dosky.

Pri požiari však vznikajú oveľa väčšie pretvorenia, preto po prekročení týchto malých deformácií nastáva nestabilita, tlaková klenba sa stráca a v strednej ťahanej časti dosky vznikajú trhliny po celej hrúbke dosky. Pri ďalšom náraste deformácií vplyvom veľkej krivosti dosky vznikajú výrazné trhliny nad podporami spojitej dosky a v týchto miestach dochádza k porušeniu výstuže. Statická schéma dosky sa mení zo spojitej na dosku jednoducho podopretú po okrajoch požiarného úseku. V strednej časti dosky (pruh X, Obr.4.10) dochádza k veľkým priehybom a okraje majú tendenciu sa približovať.



Obr.4.10 Membránové sily v rovine dosky [13]

Krajný pruh Y (Obr.4.10) leží na podporených okrajoch a nedochádza tu k priehybu ani k pohybu jeho koncov. Keďže doska je celistvá, jednotlivé myslené pruhy spolupôsobia a výsledkom toho je vznik ťahových membránových napätí v strede dosky a tlakového prstenca po jej obode (Obr.4.10) a zvýšenie únosnosti. Správanie sa dosky v tejto fáze závisí hlavne od výstuže, pretože ťahaná zóna sa postupne rozširuje zo stredu k okrajom. Tvar plastických línií sa počas zväčšovania priehybov nemení a ku konečnému porušeniu dochádza vytvorením veľkých trhlín v smere kratšieho rozmeru dosky a pretrhnutím výstuže (Obr.4.11).



Obr.4.11 Vytvorenie veľkých trhlín v smere kratšej dĺžky [13]

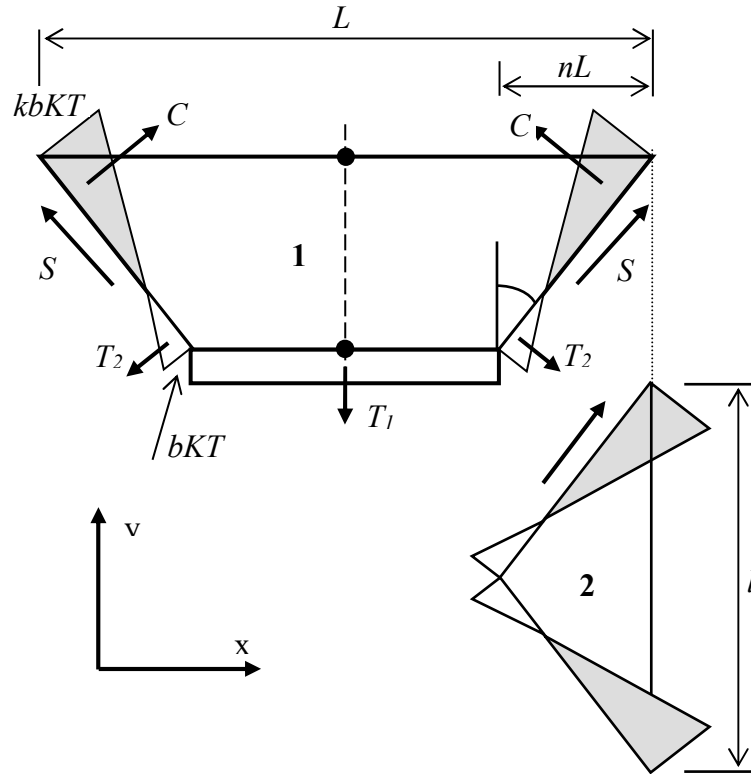
4.4.1 Silová metóda pre prípad jednej veľkej trhliny v strede dosky [13]

Rozloženie napätí v rovine jednoducho podporetej dosky obdĺžnikového tvaru je zrejmé z Obr.4.13.

Veľkosť súčiniteľa "k", vyjadrujúceho veľkosť membránovej sily, získame zo súčtových podmienok rovnováhy síl v smere osí x a y:

$$k = \frac{4n \cdot a^2(1-2n)}{4n^2 a^2 + 1} + 1 \quad (4.12)$$

kde $a = L/l$



Obr.4.13 Rozloženie napätí v rovine dosky

kde

L je dlhší rozmer dosky

l je kratší rozmer dosky

n je parameter definujúci plastické línie

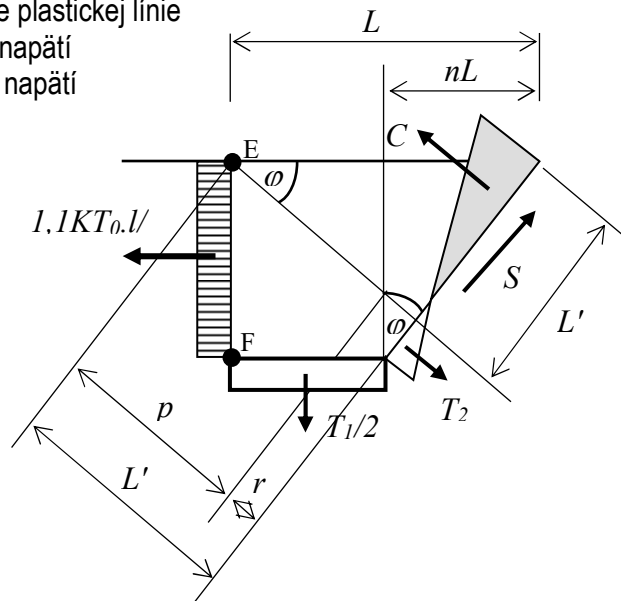
KT_0 je sila vo výstuži na jednotku dĺžky

k, b sú súčinitele vyjadrujúce veľkosť membránovej sily

S je rovinný šmyk v mieste plastickej línie

C je výslednica tlakových napätí

T_1, T_2 sú výslednice ťahových napätí



Obr.4.15

Druhý súčiniteľ vyjadrujúci veľkosť membránových síl - "b" - získame z momentovej podmienky rovnováhy k bodu "E". Predpokladá sa, že napätie vo všetkých prútoch výstuže dosiahlo hodnotu medznej pevnosti $f_u = 1,1 f_y$.

$$b = 1,1 \frac{l^2}{8(A+B+C+D)} \quad (4.14)$$

kde

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

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

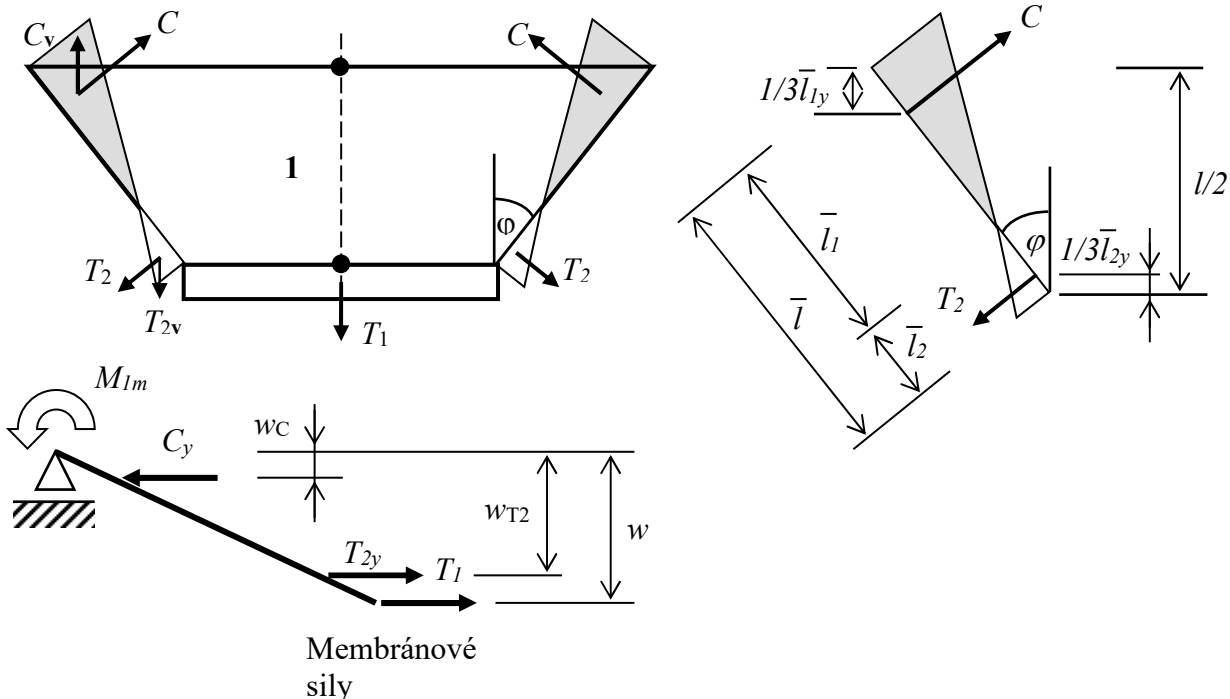
$$C = \frac{l^2}{16n} (k-1)$$

$$D = \frac{(L/2 - nL)^2}{2}$$

Vplyv membránových síl na zvýšenie únosnosti je dvojaký. Jednak je to samotný príspevok do únosnosti, jednak je to zvýšenie ohybovej odolnosti v oblastiach s negatívnymi membránovými napätiami. Pre zjednodušenie sa v prvom kroku obidva účinky vypočítajú pre každý doskový panel (1 a 2, Obr.4.16) osobitne, čiže sa zanedbajú šmykové sily pôsobiace medzi týmito panelmi v rovine dosky alebo vo zvislom smere. Výsledné zvýšenie únosnosti dosky sa potom určí započítaním príspevku šmykových síl.

Príspevok membránových napätí do únosnosti sa určí podľa Obr.4.16 osobitne pre časť dosky 1 a 2. Pre panel "1" bude zväčšujúci súčiniteľ e_{1m}

Element "1"



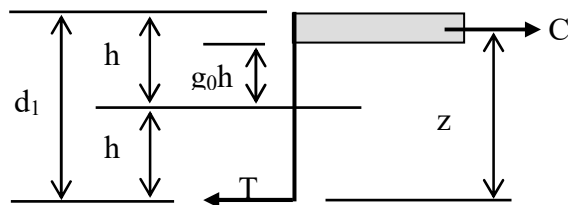
Obr.4.16 Určenie príspevku membránových síl do únosnosti pre panel "1"

Určenie e_{1m} a e_{2m} :

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

(4.36)

kde M_0 je moment únosnosti betónovej dosky na jednotku dĺžky určený podľa Obr.4.18.



Obr.4.18 Určenie momentu únosnosti dosky

Podobne bude e_{2m}

$$e_{2m} = \frac{M_{2m}}{M_0 l} \frac{4b}{(3+g_0)} \left(\frac{w}{d_1} \right) \left(\frac{3k+2-k^3}{6(k+1)^2} \right)$$

(4.37)

Vplyv membránových síl na ohybový moment pozdĺž plastických línií sa určí na základe vzťahu pre podmienku plastizácie za prítomnosti osovej sily

$$\frac{M}{M_0} = 1 + \alpha \left(\frac{N}{T_0} \right) - \beta \left(\frac{N}{T_0} \right)^2 ; \text{ kde } \alpha = \frac{2g_0}{3+g_0} \text{ a } \beta = \frac{1-g_0}{3+g_0}$$

Na základe toho budú zväčšujúce súčinitele e_{1b} pre časť dosky "1" a e_{2b} pre časť dosky "2":

$$e_{1b} = \frac{M}{M_0 L} = 2n \left[1 + \frac{\alpha b}{2} (k-1) - \frac{\beta b^2}{3} (k^2 - k + 1) + (1-2n) (1 - \alpha b - \beta b^2) \right]$$

(4.43)

$$e_{2b} = \frac{M}{M_0 l} = 1 + \frac{\alpha b}{2} (k-1) - \frac{\beta b^2}{3} (k^2 - k + 1)$$

(4.45)

Výsledné zväčšujúce súčinitele e_1 pre časť dosky "1" a e_2 pre časť dosky "2" sa potom získajú súčtom :

$$e_1 = e_{1m} + e_{1b} ; e_2 = e_{2m} + e_{2b}$$

Výsledný súčiniteľ vyjadrujúci priaznivý vplyv membránových napätí pre celú dosku sa určí tak, že sa zohľadnia šmykové sily pôsobiace medzi jednotlivými časťami dosky a ktoré boli na začiatku zanedbané:

$$e = e_1 - \frac{e_1 - e_2}{1 + 2a^2} \quad (4.46)$$

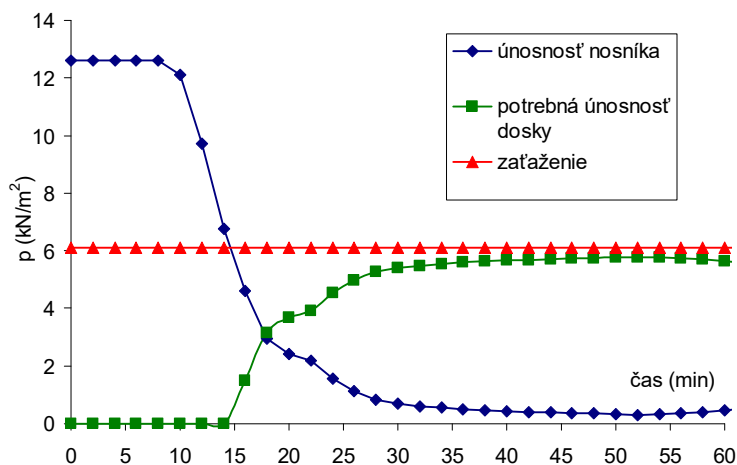
Praktický výpočet prebieha v niekoľkých krokoch:

- 1) Určenie mechanického zaťaženia za požiaru $q_{fi,Sd}$ podľa kapitoly 2.4.
- 2) Určenie tvaru plastických línií a parametra n
 Parameter n , ktorý určuje plastické línie sa určí podľa zásad jednoduchej teórie plastických línií (časť 4.3.2 práce).
- 3) Výpočet plastickej únosnosti spriahnutého nosníka a betónovej dosky za normálnej teploty pre požiaru situáciu v čase $t = 0$.
 - požiarna momentová odolnosť spriahnutého nosníka $M_{fi,Rd}$ pre čas $t = 0$
 - únosnosť dosky $p_{s,Rd}$ [kN/m²]
- 4) Výpočet redukovanej únosnosti spriahnutého nosníka $p_{b,fi,Rd}(t)$ vplyvom zvyšujúcej sa teploty podľa [35].
 Teplota plynu sa vypočíta na základe normovej požiarnej krivky (nominálnej alebo parametrickej), ako je to popísané v 2.1.1 a 2.1.2, teplota ocelevej časti sa určí podľa 2.3.2. Únosnosť spriahnutého nosníka v čase t sa potom vypočíta podľa [35] metódou kritickej teploty alebo metódou ohybovej odolnosti (kapitola 3.2.2.1 a 3.2.2.2).
- 5) Výpočet potrebnej únosnosti dosky $p_{s,fiRd,req}$.

S rastúcou teplotou únosnosť spriahnutého nosníka postupne klesá a zaťaženie musí začať preberať doska.

$$p_{s,fiRd,req}(t) = q_{fi,Sd} - p_{b,fiRd}(t)$$

Na Obr.4.22 je znázornený pokles únosnosti nosníka a potrebný nárast únosnosti dosky.



Obr.4.22 Únosnosti nosníka a dosky pre parametrickú požiaru krivku

- 6) Výpočet potrebného zväčšujúceho súčiniteľa e_{req} .

Potrebný zväčšujúci súčiniteľ e sa určí z únosnosti dosky a z potrebnej únosnosti v čase t :

$$e_{req.} = \frac{\rho_{s,fiRd,req.}}{\rho_{s,Rd}}$$

7) Určenie potrebného priehybu dosky $w_{req.}$

Potrebné zväčšenie únosnosti dosky z hodnoty určenej podľa (4.47) na hodnotu $\rho_{s,fiRd,req.}(t)$ je možné len vďaka pôsobeniu membránových napätí. Aby však mohli membránové napätia vôbec vzniknúť, na to je potrebný určitý priehyb. Pomocou vzťahov (4.36), (4.37), (4.43), (4.45) a (4.46) je potom možné určiť potrebnú hodnotu priehybu $w_{req.}$.

8) Limitný priehyb

Priehyb nemôže narastať neobmedzene, aby nedošlo k porušeniu výstuže v mieste priečnej trhliny vplyvom nadmerných pomerných pretvorení. Za predpokladu, že sa doska bude deformovať v tvare paraboly a za predpokladu plochého oblúka bude pomerné pretvorenie výstuže

$$\varepsilon = \frac{8\Delta^2}{3L^2} \Rightarrow \Delta = \sqrt{\varepsilon \cdot \frac{3L^2}{8}}$$

Pomerné pretvorenia výstuže nie sú rovnomerne rozložené, ale najväčšie sú v mieste trhliny. Preto sa maximálne prípustné pomerné pretvorenie berie pre hodnotu $0,5f_y$.

$$\Delta = \sqrt{0,5 \left(\frac{f_y}{E} \right)_{výstuže} \frac{3L^2}{8}}; \text{ ale } \Delta \leq \frac{l}{30}$$

(4.48)

Vplyvom teplotného gradientu, ktorý vzniká za požiaru po hrúbke dosky, dochádza k tepelnému priehybu. To má priaznivý vplyv na výstuž, pretože takto sú tepelné predĺženia voľné a vo výstuži nevzniká napätie od tepelných predĺžení. Tento priaznivý vplyv možno započítať k medznému priehybu dosky. Zo závislosti zvislej deformácie a krivosti vplyvom teplotného gradientu integráciou získame vzťah pre zvislú deformáciu

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

kde za l sa konzervatívne považuje menší rozmer dosky.

Keďže teplota v rámci požiarneho úseku nebýva rozdelená rovnomerne, použil sa súčiniteľ bezpečnosti na základe testov určený hodnotou 2,4, takže pre v môžeme napísať

$$v = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{19,2h}$$

(4.49)

Pre výslednú hodnotu medzného priehybu vzhľadom na porušenie výstuže bude potom platiť

$$w_{lim} = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{19,2h} + \sqrt{0,5 \left(\frac{f_y}{E} \right)_{výstuže} \frac{3L^2}{8}}; \text{ ale } w_{lim} \leq \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{19,2h} + \frac{l}{30}$$

(4.50)

Vzorec (4.50) dáva pomerne konzervatívne hodnoty limitného priehybu, upresniť ho bude možné až na základe experimentov, pri ktorých dôjde ku kolapsu konštrukcie.

9) Výsledná požiarne odolnosť spriahnutého stropu

Spriahnutý strop bude vyhovovať požadovanej požiarnej odolnosti, ak bude požadovaný priehyb $w_{req.}$ menší ako limitný $w_{lim.}$, t.j. ak sa môže vytvoriť deformácia potrebná na vznik dostatočne veľkých membránových síl:

$$w_{req.} \leq w_{lim.}$$

Ak táto podmienka nie je splnená, spriahnutý strop nemá požadovanú požiarne odolnosť. Skutočnú únosnosť spriahnutého stropu môžeme určiť spätným výpočtom. Limitnému priehybu zodpovedá súčiniteľ zväčšenia únosnosti dosky $e_{lim.}$. Sčítaním únosnosti dosky s únosnosťou spriahnutého nosníka dostaneme hodnotu návrhovej únosnosti pre čas t .

$$w_{lim.} \rightarrow e_{lim.} \rightarrow p_{s,fiRd,lim.}$$

$$p_{tot,fiRd,lim.}(t) = p_{s,fiRd,lim.}(t) + p_{b,fiRd}(t) \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (4.51)$$

4.4.3 Priame zohľadnenie príspevku stropných nosníkov do odolnosti dosky.

V metóde BRE [7] sa osobitne počíta odolnosť stropného nosníka a osobitne odolnosť dosky s vplyvom membránových napätí. Tým sa do odolnosti dvakrát započítava betón zo spolupôsobiacej šírky stropného nosníka - raz ako súčasť spriahnutého prierezu, raz ako súčasť dosky. V skutočnosti to na výpočet veľký vplyv nebude mať, pretože v kritickom čase bude teplota ocele veľmi vysoká a teda hodnota medze klzu veľmi nízka, takže tlačná hrúbka betónu bude veľmi malá. V prípade väčšieho množstva stropných nosníkov, prípadne ak budú umiestnené v smere kratšieho rozpätia, by táto nepresnosť mohla nadobudnúť na význame. Tento nedostatok odstraňuje novozélandská metóda [20], v ktorej je model izotropnej dosky nahradený ortotropnou doskou s momentami odolnosti m_x a m_y , kde je priamo zohľadnený vplyv stropného nosníka na zvýšenie ohybovej odolnosti dosky.

Praktické použitie týchto metód a porovnanie s výsledkami testu je ukázané na prípade testu konštrukčnej celistvosti, ktorý sa uskutočnil v Cardingtone v r. 2003.

5 POŽIARNY TEST SPRIAHNUTEJ OCELOBETÓNOVEJ KONŠTRUKCIE V CARDINGTONE

Skúšaná bola stropná doska nad tretím podlažím. Rozmer požiarneho úseku bol 9 x 11 m, steny požiarneho úseku boli tvorené priečkami zo sádrokartónových dosiek (tri vrstvy s hrúbkami 15 + 12,5 + 15 mm a s tepelnou vodivosťou $\lambda_p = 0,20 \text{ W m}^{-1} \text{ }^\circ\text{K}^{-1}$) na ocelových tenkostenných profiloch. Sádrokartónové dosky boli ukončené 0,5 m pod stropom, vzniknutá medzera bola uzavretá rohožami z kremičitých vlákien tak, aby bola umožnená voľná deformácia stropu.

Oceľová konštrukcia stropu v požiarnej úseku bola bez tepelnej izolácie. Budova bola navrhnutá na stále zaťaženie 3,65 kN/m² a náhodilé zaťaženie 3,5 kN/m². Na štvrtom podlaží boli na ploche 18 x 10,5 m umiestnené vrecia s pieskom, každé o váhe 1,1 t, ktoré predstavovali počas skúšky plné stále a dlhodobé náhodilé zaťaženie vrátane 56% krátkodobého náhodilého zaťaženia. Požiarne zaťaženie 40 kg/m² tvorilo spolu 32 hraníc z drevených hranolov 50 x 50 x 1000 mm s vlhkosťou 11,8%.

5.3 Namerané hodnoty

Na merania bolo použitých viac ako 250 snímačov. Teplotu plynov v požiarnom úseku, teplotu ocelových nosníkov, styčníkov a betónovej dosky zaznamenávalo 148 termočlánkov. Vnútorne sily v styčníkoch sa určovali z desiatich vysokoteplotných tenzometrov (HITEC PRODUCTS, INC., HBWAH-12-250-6NL). Napätosť v tepelne izolovaných stĺpoch a v ocelobetónovej doske sa vyšetřovala 57 tenzometrami. Zmenu geometrie konštrukcie snímalo 37 induktívnych snímačov deformácií. Snímače boli prepojené s ústredňou Orion Delta, ktorá odčítala dáta, prevádzala a zaznamenávala. Dáta sa ukladali na vyhodnotenie pripojeným osobným počítačom.

Teploty

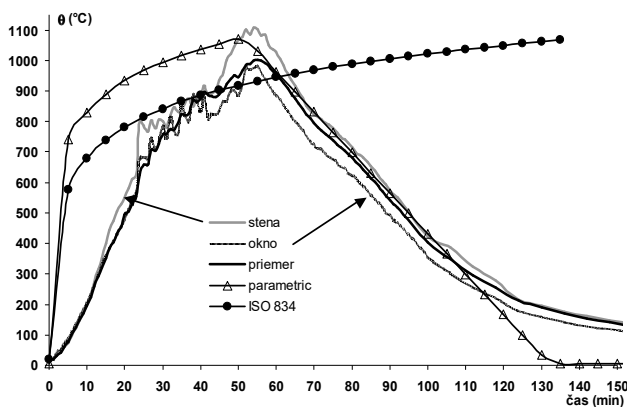
Požiarny úsek

Množstvo paliva a rozmery okenných otvorov boli zvolené tak, aby sa dosiahol priebeh požiaru typický pre administratívnu budovu. Odhad teplôt v požiarnom úseku sa robil na základe parametrickej teplotnej krivky (kapitola 2.1.2). Na Obr. 5.11 sú namerané teploty naprieč požiarnym úsekom. Maximálna teplota 1107,8 °C bola dosiahnutá po 54 min v blízkosti zadnej steny. Na Obr. 5.11 je aj porovnanie nameraných teplôt s vypočítanými. Vypočítaná maximálna teplota 1078 °C v 53 min sa veľmi dobre zhoduje s nameranými hodnotami.

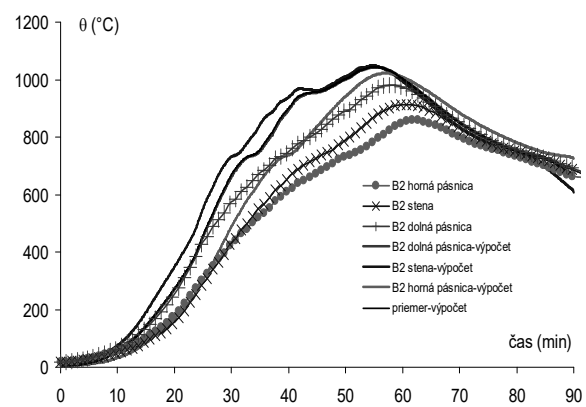
Oceľová konštrukcia

Teploty ocelových nosníkov sa merali v strede stropných nosníkov na spodnej pásnici, stene a hornej pásnici. Priebeh teplôt na spodnej pásnici medzilahlého stropného nosníka je na Obr. 5.13. Na spodnej pásnici tohoto nosníka bola nameraná maximálna teplota 1087,5°C po 57 min., čo vyplýva aj z rozdelenia teplôt v požiarnom úseku. Teploty boli počítané na základe vzťahu pre ohrievanie nechráneného ocelového prierezu podľa [35]. Vypočítané teploty (jednak podľa parametrickej teplotnej krivky, jednak podľa skutočne nameraných teplôt v požiarnom úseku v blízkosti skúmaného nosníka) boli potom porovnané s nameranými hodnotami. Na Obr. 5.13 je porovnanie nameraných teplôt s teplotami vypočítanými podľa skutočnej teploty plynov.

Teploty v prípojoch sa merali na nosníkoch v blízkosti prípoja, na čelných doskách a prípojných plechoch a na skrutkách. Z výsledkov meraní bolo pozorované, že vo fáze ohrievania sú teploty styčníka značne nižšie ako teplota spodnej pásnice pripájaného nosníka. Naopak, vo fáze chladnutia, je teplota styčníka vyššia ako teplota nosníka.



Obr.5.11 Teploty namerané v požiarnom úseku a vypočítané podľa parametrickej krivky



Obr.5.13 Namerané teploty na nosníku B2 a vypočítané podľa skutočnej teploty plynov

Tento efekt bol veľmi dobre pozorovateľný pomocou termokamier. Kvalita výstupov z kamery je taká, že bolo možné sledovať moment, keď spodná pásnica pripájaného stropného nosníka začala vybočovať po 32 minútach od začiatku požiaru. V čase maximálnej teploty plynov v požiarnom úseku bola teplota styčníkov nižšia asi o 200°C ako okolitá oceľová konštrukcia.

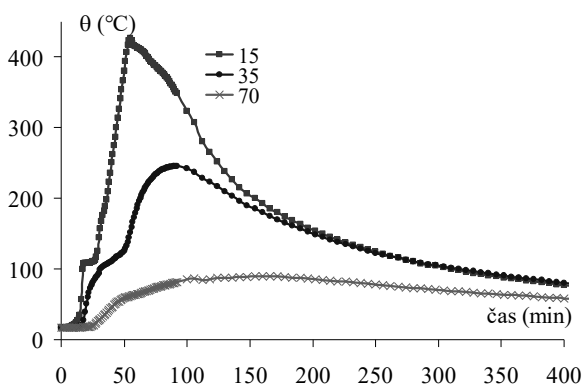
Betónová doska a výstuž

Teploty dosky a výstuže sa merali na siedmych miestach; na spodnom okraji trapézového plechu (0 mm), v betóne (30 mm nad plechom v rebrá a 35 mm nad plechom mimo rebrá), na výstuži (75 mm od spodného povrchu v rebrá a 15 mm od spodného povrchu mimo rebrá) a na hornom povrchu betónovej dosky. Meranie teploty na spodnom okraji dosky bolo časovo obmedzené, pretože termočlánky boli prichytené k trapézovému plechu, ktorý sa oddelil od betónu v 20 - 30 min. od začiatku testu.

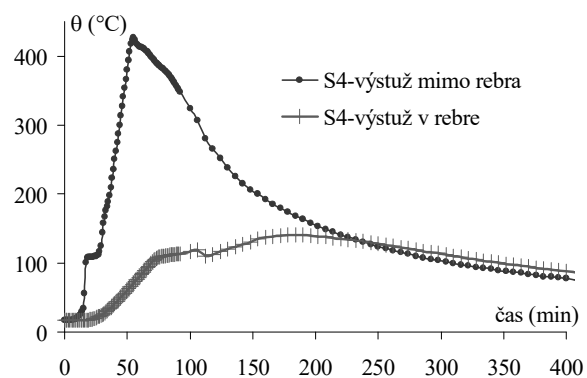
Maximálne teploty betónu v strede výšky dosky mimo rebrá (35 mm) a v strede výšky rebrá (30 mm) boli veľmi podobné - do 250°C v čase 100 - 150 min. Na priebehu teplôt je dobre viditeľné pozdržanie otepľovania pri teplote okolo 110°C spôsobené vyparovaním vlhkosti z betónu.

Teploty výstuže v rebrá a mimo neho sú rozdielne (Obr. 5.34), čo je spôsobené rôznou hrúbkou krycej vrstvy betónu. Na priebehoch teplôt taktiež vidno, že teplota výstuže v rebrá je vyššia, ako teplota okolitého betónu, čo je spôsobené vedením tepla v oceli z teplejších častí mimo rebrá.

Teplota horného povrchu dosky nad rebrom a mimo neho je veľmi podobná, maximálna hodnota neprekračuje 110°C.



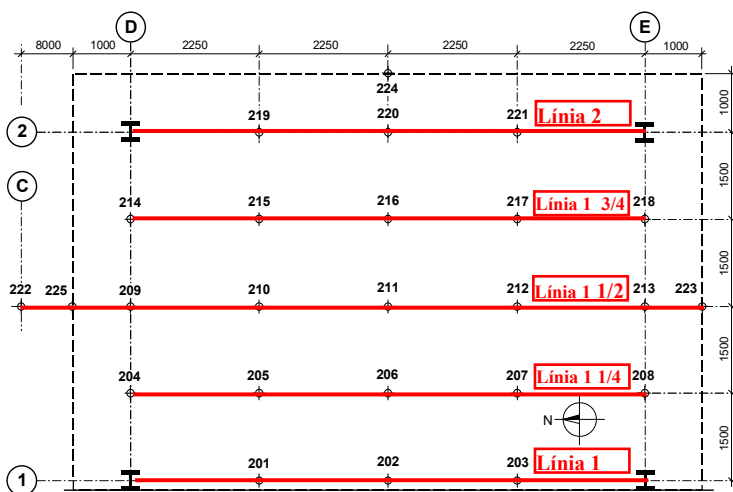
Obr.5.24 Teplota dosky a výstuže namerané vo výreze 4 mimo rebrá (merané od ohrievaného povrchu)



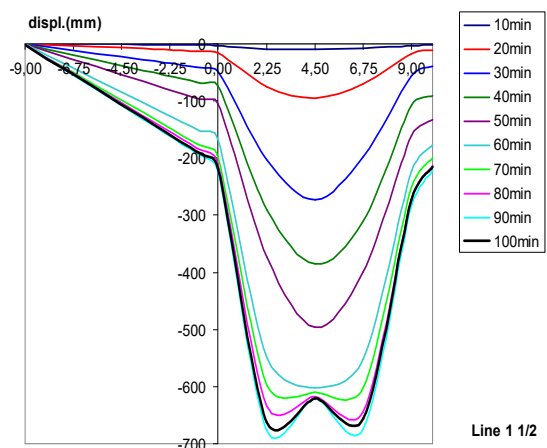
Obr.5.34 Teplota výstuže v rebrá a mimo neho

Deformácie dosky

Zvislé deformácie dosky boli merané v sieti podľa Obr.5.44. Na jednotlivých priebehoch vidno vplyv chránených častí nosníkov. V strede medziľahlého nosníka zlyhal prieťahomer v čase 50-60min., čo je zrejme najmä z Obr.5.47 (nepravidelnosť v strede stropného nosníka).

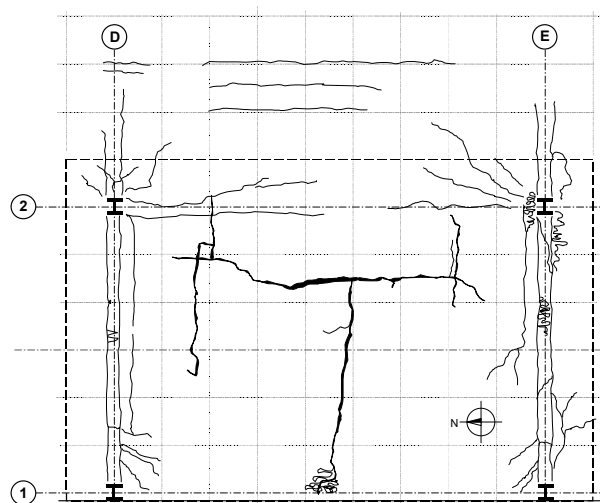
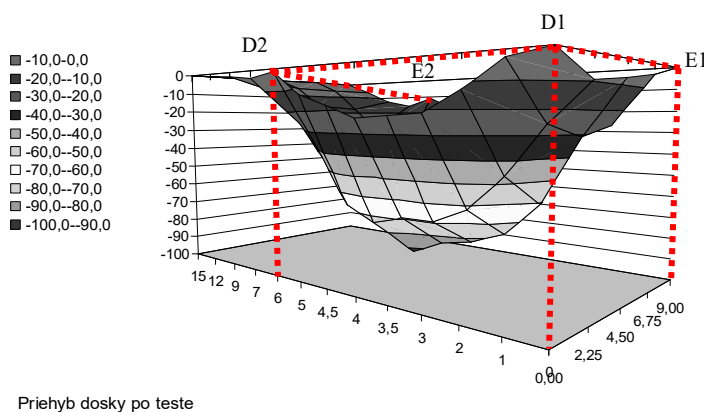


Obr.5.44 Línie v severo – južnom smere (D-E)



Obr.5.47

Deformácie dosky bola meraná aj po teste po vychladnutí konštrukcie. Sieť meraných bodov je naznačená na Obr.5.56 dizertačnej práce, zdeformovaný tvar dosky po skúške je na Obr.5.58. Tvar a rozloženie trhlín je naznačené na Obr.5.59.



Obr.5.58 Deformácia dosky po skúške - pohľad z boku

Obr.5.59a Trhliny v doske. Sieť 1,0 x 1,0 m.

5.4.3 Porovnanie výpočtov s nameranými hodnotami dosky

Vypočítané hodnoty teplôt požiarneho úseku, ocele a potrebné hodnoty priehybu sú porovnané s výsledkami meraní v Tab.5.1. Maximálny priehyb 919 mm bol nameraný v 92. minúte. To je však hodnota meraná od nulovej úrovne, aby bol priehyb porovnateľný s výsledkami výpočtu, treba zohľadniť priehyb miest podopretia, ktoré sa uvažovali vo výpočte. Za podpory dosky sa považovali hranice požiarneho úseku. Po zohľadnení priehybu týchto častí je výsledný priehyb dosky cca 720 mm. Na Obr.5.59, kde je zaznačený tvar a rozmiestnenie trhlín, je vkreslený predpokladaný tvar plastickej línie, aký sa uvažoval pri výpočte.

Z polohy hlavnej pozdĺžnej trhliny ako aj z priebehov priehybu v jednotlivých smeroch vidno, že maximálny priehyb nevznikol presne v pôvodne očakávanom mieste (3,5 m od okna), ale vo vzdialenosti 4,5m od línie 1. Toto mohlo byť spôsobené spôsobom rozmiestnenia zaťaženia na 4. podlaží a malou tuhosťou dosky na rozpätie 9m, čo mohlo ovplyvniť posunutie podopretia až do miesta ďalšieho nosníka, o čom by svedčili aj trhliny pri tomto nosníku. Po prepočítaní dosky na rozmery 9 x 11 m dostaneme výsledky, ktoré sú uvedené v Tab.5.3 a na Obr.5.60. Charakteristika plastickej línie $n = 0,449$; $n \times L = 4,938m$; skutočný priehyb dosky vzhľadom na miesta podopretia je 842mm.

Zohľadnenie zvýšených teplôt konštrukčných častí

Betónová doska - z výsledkov meraní je zrejmé, že teploty v hornej časti betónovej dosky, ktorá je tlačaná, nie sú oveľa vyššie ako 100°C, preto nebude ovplyvnená teplotou.

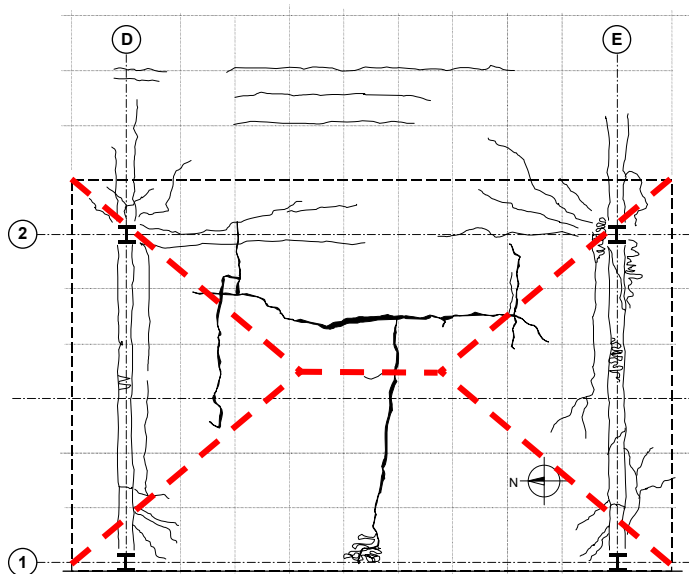
Výstuž - nameraná teplota výstuže dosahuje rôzne hodnoty podľa toho, či ide o výstuž v rebre alebo mimo neho. Maximálna nameraná teplota výstuže mimo rebra bola 426 °C. Na Obr.5.61 v práci je porovnanie nameraných teplôt výstuže, priemernej teploty a teploty výstuže vypočítanej na základe parametrickej teplotnej krivky (na Obr.5.62 je porovnanie nameraných teplôt výstuže s teplotou vypočítanou na základe nameraných teplôt plynu). Teploty boli počítané diferenčnou metódou (časť 2.3.3.1) pre dosku s efektívnou hrúbkou 105 mm a vzdialenosť výstuže 50 mm od ohrievaného povrchu. V čase maximálnej teploty stropného nosníka (1081°C v čase 52 min) je vypočítaná priemerná teplota výstuže 322°C. Redukčné súčinitele pre výstuž za studena tvarovanú budú $k_{y,r,\parallel} = 0,9866$ ($f_{y,r,\parallel} = 592$ MPa) a $k_{E,r,\parallel} = 0,6843$ ($E_{r,\parallel} = 143713$ MPa).

Ortotropná doska podľa [20]

Model ortotropnej dosky podľa [20] s momentami odolnosti m_x a m_y , ktorými je priamo zohľadnený vplyv stropného nosníka na zvýšenie ohybovej odolnosti dosky, je popísaný v časti 4.4.3. Pre danú konštrukciu je stropný nosník v smere y, preto je započítaný v momente m_y . Do výslednice ťahových síl sú započítané pásnice a stena stropného nosníka s príslušnými teplotami vypočítanými na základe parametrickej požiarnej krivky (spodná pásnica 1081°C; stena 1082°C a horná pásnica 1075°C). Výsledky sú uvedené v Tab.5.3.

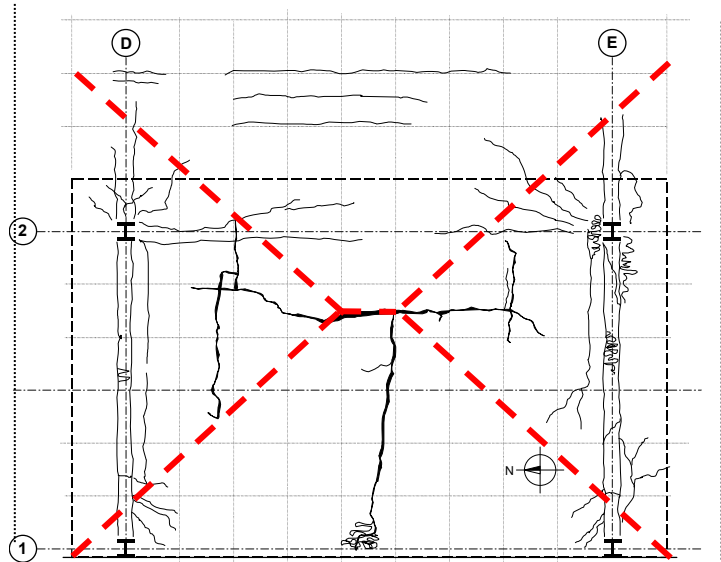
Tab.5.3

skutočný priehyb 842 mm (100%)	bez zohľadnenia teplôt	so zohľadnením teplôt	ortotropná doska podľa [20] so zohľadnením teplôt
p_{pl} doska (kN/m ²)	1,13 (100%)	1,12 (99,1%)	1,48
m_{pl} doska (kNm/m)	4,59	4,53	$m_y = 8,15$ $m_x = 4,53$
požadovaný zväčšujúci súčiniteľ únosnosti dosky 'e'	5,117	5,185	4,125



potrebný priehyb 'w' (mm)		825,1 (98%)	838,6 (99%)	829,3 (98,5%)
Limitný priehyb w_{lim} (mm)	tepelný	465,8	465,8	465,8
	mechanický	254,6	300,0	300,0
	celkový	720,4 (85,5%)	765,8 (91%)	765,8 (91%)

Obr.5.59



Obr.5.60 Nový tvar
vypočítaných plastických linií

6 ZÁVERY A ODPORÚČANIA PRE ĎALŠÍ VÝSKUM A ROZVOJ VEDNEJ DISCIPLÍNY

V rámci dizertačnej práce

- bol podaný prehľad zaťaženi za požiaru
- vysvetlený spôsob výpočtu teploty oceľových a spriahnutých oceľobetónových prvkov
- stručne bol spomenutý návrh oceľových a spriahnutých oceľobetónových prvkov na účinky požiaru (výpočtové pomôcky v programe Excel na priloženom CD-ROMe)

Ťažisko práce

Ťažiskom práce bolo osvojenie si pomerne novej metódy návrhu spriahnutých stropov na účinky požiaru, kde sa pripúšťajú veľké priehyby betónovej dosky a vďaka tomu je možné využiť účinok membránových napätí na následné zvýšenie požiarnej odolnosti stropnej konštrukcie. Bol vypočítaný tvar plastických línií stropnej dosky namáhanej požiarom, redukovaná odolnosť spriahnutého nosníka vplyvom vysokých teplôt, potrebná únosnosť a potrebný priehyb dosky. Tento bol porovnaný s nameranými hodnotami. Súčasťou práce bola účasť na príprave a realizácii požiarneho experimentu a vyhodnotenie výsledkov časti experimentu týkajúcej sa najmä betónovej dosky

Záver

- Teploty v požiarom úseku vypočítané podľa parametrickej krivky sa veľmi dobre zhodujú s nameranými teplotami a sú mierne na strane bezpečnej
- Teploty v nechránenom oceľovom nosníku vypočítané prírastkovou metódou uvedenou v ENV 1993-1-2 a 1994-1-2 sú na strane bezpečnej
- Teploty v chránenom stĺpe vypočítané prírastkovou metódou uvedenou v ENV 1993-1-2 sú merne nižšie ako namerané, čo mohlo byť spôsobené menšou hrúbkou požiarne ochranného materiálu, ako sa uvažovalo vo výpočte
- Výpočet teplôt v betónovej doske je oveľa zložitejší ako v prípade oceľových častí. Je možné použiť diferenčnú metódu, výsledky sú veľmi citlivé na obsah vlhkosti v betóne.
- Pri analýze sa ukázala dobrá zhoda potrebných priehybov a skutočných nameraných, obidve hodnoty sú však značne vyššie ako medzný priehyb. Vplyv teploty výstuže na únosnosť dosky bol pomerne malý, vplyvom teploty sa mierne zvýšil maximálny prípustný priehyb. Priame zohľadnenie príspevku stropného nosníka do únosnosti dosky v tomto prípade nemalo výrazný vplyv na výsledky. Iná situácia by mohla nastať, ak by išlo o väčší počet stropných nosníkov a/alebo v smere menšieho rozpätia. Toto by mohlo byť predmetom ďalšieho výskumu. Tiež treba venovať pozornosť správne určenie podopretia stropnej dosky za požiaru, aby sa získal správny mechanizmus porušenia.
- Výpočet únosnosti stropnej konštrukcie s využitím membránových napätí je v súčasnosti v štádiu výskumu a experimentálneho overovania. Je ešte niekoľko aspektov, ktoré treba overiť a upresniť, najmä pri určovaní medzného priehybu, ktorý z hľadiska navrhovania určuje návrhovú únosnosť. V budúcnosti však môže priniesť veľké úspory pri návrhu oceľových častí konštrukcie na účinky požiaru, pretože pri vhodnom rozdelení objektu na požiarne úseky veľká časť stropných nosníkov nebude musieť byť chránená, čo zmenší znevýhodnenie oceľových konštrukcií v porovnaní s betónovými.

LITERATÚRA

- [1] Bailey, C. G. - Lennon, T. - Moore, D. B.: *The behaviour of full-scale steel framed buildings subjected to compartment fires*. Structural Engineer, Vol. 77, No. 8, 1999, pp. 15-21
- [2] Moore, D. B. - Lennon, T.: *Fire Engineering Design of Steel Structures*. Progress in Structural Engineering and Materials, Vol. 1, No. 1, 1997, pp. 4-9
- [3] Beneš M., Wald F., Hřebíková P., Chladná M.: *Požární experiment na osmipodlažním objektu v Cardingtonu*. zborník 20. česká a slovenská mezinárodní konference Ocelové konstrukce a mosty 2003, Praha
- [4] Newman, G. M. - Robinson J.T. - Bailey C.G.: *A New Approach to Multi-Storey Steel-Framed Buildings*. SCI Publication 288, The Steel Construction Institute, Ascot, 2000
- [5] Wald, F. a kol.: *Structural Integrity Tests CV5535 Cardington - Part 1-4*. Internal report, ČVUT, Praha, 2003
- [6] Kucbel, J.: *Požiarina ochrana budov*. Vydavateľstvo a distribúcia technickej literatúry J. Kucbel, Bratislava 1993
- [7] Bailey, C. G. – Moore, D.B.: *The Structural Behaviour of Steel Frames with Composite Floorslabs Subject to Fire: Part 1: Theory*. The Structural Engineer. Volume 78/No 11. June 2000.pp. 19 - 27
- [8] Bailey, C. G. – Moore, D.B.: *The Structural Behaviour of Steel Frames with Composite Floorslabs Subject to Fire: Part 2: Design*. The Structural Engineer. Volume 78/No 11. June 2000.pp. 28 - 31
- [9] Bailey, C. G. – White, D. S. - Moore, D.B.: *The Tensile Membrane Action of Unrestrained composite Slabs Simulated under Fire Conditions*. Engineering Structures 22 (2000). pp. 1583 - 1595
- [10] Lim, L. – Buchanan, A. - Moss, P.: *Experimental Testing and Numerical Modelling of Two-way Concrete Slabs under Fire Conditions*. Engineering Structures 22 (2000). pp. 1 - 14
- [11] Kennedy, G. – Goodchild, Ch.: *Practical Yield Line Design*. The British Cement Association, July 2003. 175 pages. ISBN 0 7210 1585 9
- [12] Chladný, E. – Lapos, J., Djubek, J., Mrázik, A.: *Stabilita a plasticita kovových konštrukcií*. Edičné stredisko SVŠT, 1989. 305 strán. ISBN 80 227 0127 0
- [13] Bailey, C. G.: *Design of Steel Structures with Composite slabs at the Fire Limit State*. Final Report No. 81415. Building Research Establishment Ltd, April 2000. 119 pages.
- [14] Pettersson, O. - Magnusson, S.-E. - Thor, J.: *Fire Engineering Design of Steel Structures*. Swedish Institute of Steel Construction, Publication 50, 1976. 232 pages.
- [15] Buchanan, A. H.: *Structural Design for Fire Safety*. John Wiley & Sons, Ltd, 2001. 421 pages. ISBN 0 471 88993 8
- [16] Karpaš J., Zoufal R.: *Požární odolnost ocelových a železobetonových konstrukcií*. Zabraňujeme škodám, Svazek 28. Česká státní pojišťovna, Praha 1989.
- [17] Wald F., Santiago A., Chladná M., Lennon T., Burges I., Beneš M. (2003) *“Tensile membrane action and robustness of structural steel joints under natural fire”* Part 1 - Project of Measurements; Part 2 – Prediction; Part 3 – Measured data; Part 4 – Behaviour, Internal report, BRE, Watford.
- [18] Newman, G. M. a kol.: *Design Recommendations for Composite Steel Framed Buildings in Fire*. ECSC sponsored project, Design tools for the behaviour of fire exposed multi-storey steel framed buildings, 7210 PA, PB, PC, PD112. 2002. pp. 108
- [19] ESDEP, WG4B: *Protection - Fire*, British Steel, 1994

- [20] Clifton, G. Ch. a kol.: Design of Multi-Storey Steel Framed Buildings with Unprotected Secondary Beams or Joists for Dependable Inelastic Response in Severe Fires. HERA Steel Design & Construction Bulletin, No. 60, February 2001. pp. 1- 55
- [21] Wald F., Silva S., Moore D.B, Lennon T., Chladná M., Santiago A., Beneš M. (2004), Experiment with structure under natural fire, *The Structural Engineer*, in press
- [22] Armer, G. S. T. - Moore, D. B.: Full-Scale Testing on Complete Multi-storey Structures. *Structural Engineer*, Vol. 72, No. 2, 1994, pp. 30-31
- [23] Lennon, T.: *Cardington fire tests: instrumentation locations for large compartment fire test*. Report N100/95, Building Research Establishment, Watford, 1996
- [24] O'Connor, M. A. - Martin, M. D.: *Behaviour of a Multi-storey Steel Framed Building Subjected to Fire Attack*. *J. Construct. Steel Res.*, Vol. 46, No. 1-3, 1998, Paper No. 169.
- [25] Beneš, M. - Wald, F. - Pascu, H. E. - Sokol Z.: *Numerical Study to Structural Integrity of Multi-Storey Buildings Under Fire*. Proc. EUROSTEEL (ed. A. Lamas and L. Simoes da Silva), CMM, Coimbra, 2002, pp.1401-1410. ISBN 972-98376-3-5
- [26] Sokol, Z. - Wald, F. - Pultar, M. - Beneš, M.: *Numerical simulation of Cardington fire test on structural integrity*. Proc. MCM (ed. M. Kočandrová and V. Kelar), CTU, Praha, 2003, pp.339-343. ISBN 80-7015-912-X
- [27] British Steel: *The Behaviour of Multi-storey Steel Framed Buildings in Fire*. British Steel plc., Swinden Technology Centre, 1999. ISBN 0 900206 50 0

Normy

- [28] **ENV 1991-1-1** Eurokód 1: Zaťaženia konštrukcií. Časť 1-1: Všeobecné zaťaženia – hustoty, vlastná tiaž a užitkové ťaženia pozemných stavieb
- [29] **ENV 1991-1-2** Eurokód 1: Zaťaženia konštrukcií. Časť 1-2: Všeobecné zaťaženia - Zaťaženie konštrukcií namáhaných požiarom
- [30] **ENV 1992-1-1** Eurokód 2: Navrhovanie betónových konštrukcií - Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre pozemné stavby
- [31] **ENV 1992-1-2** Eurokód 2: Navrhovanie betónových konštrukcií - Časť 1-2: Všeobecné pravidlá - Navrhovanie konštrukcií na požiar
- [32] **ENV 1993-1-1** Eurokód 3: Navrhovanie oceľových konštrukcií - Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre pozemné stavby
- [33] **ENV 1993-1-2** Eurokód 3: Navrhovanie oceľových konštrukcií - Časť 1-2: Všeobecné pravidlá - Navrhovanie konštrukcií na požiar
- [34] **ENV 1994-1-1** Eurokód 4: Navrhovanie spriahnutých oceľobetónových konštrukcií - Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre pozemné stavby
- [35] **ENV 1994-1-2** Eurokód 4: Navrhovanie spriahnutých oceľobetónových konštrukcií - Časť 1-2: Všeobecné pravidlá - Navrhovanie konštrukcií na požiar
- [36] **STN 73 0802** Požiarna bezpečnosť stavieb. Spoločné ustanovenia
- [37] **STN 73 0804** Požiarna bezpečnosť stavieb. Výrobné objekty
- [38] **STN 73 0821** Požiarna odolnosť stavebných konštrukcií
- [39] **STN 73 0851** Určenie požiarnej odolnosti stavebných konštrukcií

PUBLIKOVANÉ PRÁCE AUTORA

- Magdaléna Chladná: Príklad určenia požiarnej odolnosti stĺpa HEB 600. Zborník prednášok z XXV. celoštátneho aktívu pracovníkov oceľových konštrukcií „STRATÉGIA ROZVOJA OCEĽOVÝCH KONŠTRUKCIÍ“, Lipovce 6. – 8. októbra 1999, str. 111-116
- Magdaléna Chladná: Fire design of a steel structure. Zborník prednášok z 19. českej a slovenskej medzinárodnej konferencie, Štrbské Pleso, Vysoké Tatry 27. – 30. septembra 2000, I. K. Commerce, s.r.o., str. 227 – 232
- Chladná M.: Eurokód ENV 1993-1-2: Navrhovanie oceľových konštrukcií na účinky požiaru. In: ENV - Eurokódy I. str. 133 - 135. Stavebná fakulta STU, Bratislava 2001
- Chladná M.: Eurokód ENV 1993-1-2: Navrhovanie oceľových konštrukcií na účinky požiaru. In: Eurokódy, Predbežné európske normy pre navrhovanie stavebných konštrukcií. Príručka. str. 135 - 137. Ministerstvo výstavby a regionálneho rozvoja SR, Bratislava 2001
- Chladná, M.: Rôzne spôsoby ochrany oceľového nosníka proti účinkom požiaru, Zborník prednášok, XXVII. aktív pracovníkov odboru oceľových konštrukcií so zahraničnou účasťou, 50. Výročie Katedry kovových a drevených konštrukcií, Teoretické a konštrukčné problémy oceľových a drevených konštrukcií, Zborník prednášok, Častá-Píla, November 2001, str. 133-138
- Chladná, M.: Požiarna odolnosť spriahnutých oceľobetónových stĺpov, Zborník prednášok, Betonárske dni 2002, Bratislava, September 2002, str. 195-200
- Chladná, M.: Posúdenie spriahnutých oceľobetónových stĺpov podľa STN P ENV 1994-1-2- príklad výpočtu, Zborník prednášok, XXVIII. aktív pracovníkov odboru oceľových konštrukcií, Piešťany, Október 2002, str. 137-142
- Chladná M.: The Means for the Fire Protection of a Steel Beam in a Worked Example. Slovak Journal of Civil Engineering 2002/4, Bratislava, 2003, str. 26-30
- Beneš M., Wald F., Hřebíková P., Chladná M., Pašek J.: Požární experiment na osmipodlažním objektu v Cardingtonu. Zborník prednášok, 20. česko-slovenská konference s mezinárodní účastí "Ocelové konstrukce a mosty 2003", Praha, 17 - 20 September 2003, str. 209-214
- Chladná M.: Navrhovanie spriahnutých oceľobetónových konštrukcií stavieb s ohľadom na účinky požiaru podľa STN P ENV 1994-1-2, Zborník prednášok (CD-ROM), Seminár "Požiarna odolnosť stavieb z hľadiska navrhovania nosných konštrukcií", 27. apríl 2004, 28 strán
- Wald F., Chladná M., Moore D., Santiago A. and Lennon T.: The temperature distribution in a full-scale steel framed building subject to a natural fire, ICSCS, Soul 2004
- Wald F., Silva S., Moore D.B, Lennon T., Chladná M., Santiago A., Beneš M.: Experiment with structure under natural fire, *The Structural Engineer*, (2004)
- Chladná M.: Zaťaženie konštrukcií namáhaných požiarom, Zborník prednášok, Seminár "Spoločné európske normy pre navrhovanie nosných konštrukcií stavieb EUROKÓDY 0-1-2", STU Bratislava, 10.-11. november 2004, str. 73-84 ISBN 80-227-2141-7
- Chladná M.: Požiarna odolnosť spriahnutých oceľobetónových stĺpov. Konstrukce (vyjde tento rok)

ABSTRACT

FIRE RESISTANCE OF COMPOSITE STEEL AND CONCRETE FLOORS

Traditional methods of fire design of composite steel and concrete buildings are based on member analysis. The result is that steel profiles must be protected by fire protection materials and the price of such structures grows up. Research and full scale fire tests has shown, that in the behaviour of composite floors consisting from composite floors with steel deck supported by steel beams has significantly better performance than isolated members. Main topic of this thesis is a new way of calculating fire resistance of the composite steel and concrete floors according to BRE method.

In this PhD thesis

- the overview of thermal and mechanical actions during the fire situation is given
- calculation of heating of the steel and composite steel and concrete members is explained
- design of steel and composite steel and concrete structures in fire situation is presented (design aids in Excel are on the enclosed CD-ROM)

Main topic of this PhD thesis is to adopt a new method of the fire design of composite floors, when big deflections are allowed and membrane actions can occur. Part of PhD thesis was participation in the preparation and realization of the "Structural Integrity Fire Test in Cardington, 2003" as well as the slab measurements evaluation.

The yield line pattern for the measured slab was estimated as well as the reduced resistance of the composite beam. Consequently required load-bearing resistance and the required vertical displacement were calculated. The results were compared with the measurements.

Conclusions

- Temperatures of the fire compartment calculated according to the parametric time-temperature curve agree with the measured temperatures well and are conservative.
- Temperatures of the steel beams calculated according to ENV 1993-1-2 and 1994-1-2 agree with the measured temperatures well and are conservative.
- Calculated temperatures of the protected columns are slightly lower than measured ones, this could be caused by the smaller layer of the fire protection material than considered in calculations.
- Calculation of the slab temperatures is much more complicated, than in the case of steel parts. For the temperatures estimation it is possible to use differential method.
- There was not big difference between measured deformations and calculated required vertical displacements, but both these values were higher than the maximum allowable displacement. The influence of the reinforcement temperature to the bending moment resistance of the slab is not significant, the maximum allowable displacement has slightly increased. The use of the orthotropic slab model according to the New Zealand method, when the contribution of the secondary beam to the moment capacity of the slab is included directly, did not change the results significantly. The situation can change in the case, when more secondary beams are used and/or the secondary beams are in the direction of the shorter span. This can be the topic for the further research. It is also very important to estimate correctly the slab panel supports to obtain correct failure mechanism. For more precise estimation of the maximum allowable displacement further research is necessary.