

**OCENA POŽARNE ODPORNOSTI
DELNO ZAŠČITENIH SOVPREŽNIH
MEDETAŽNIH KONSTRUKCIJ
(FRACOF): TEORETIČNE OSNOVE**

Vsebina

	Številka strani
1 UVOD	1
2 PROGRAM POŽARNIH TESTOV V CARDINGTONU	2
2.1 Raziskovalni program	2
2.2 Test 1: Sovprežni nosilec	3
2.3 Test 2: Ravninski okvir	5
2.4 Test 3: Projektno območje na vogalu	7
2.5 Test 4: Projektno območje na vogalu	9
2.6 Test 5: Veliko projektno območje	10
2.7 Test 6: Simulacija požara v pisarni	11
2.8 Test 7: Projektno območje v osrednjem delu objekta	15
2.9 Splošni komentarji na opaženo obnašanje konstrukcije	18
3 POŽARNI TEST PARKIRNE HIŠE, FRANCIJA	19
4 REALNI POŽARI IN POŽARNI TESTI V DRUGIH DRŽAVAH	25
4.1 Požar Broadgate	25
4.2 Požar v stavbi Churchill Plaza, Basingstoke	27
4.3 Požarni testi, izvedeni v Avstraliji	28
4.4 Nemški požarni test	31
4.5 Eksperimentalno delo pri sobni temperaturi	31
4.6 Eksperimentalno delo pri povišanih temperaturah	33
5 POENOSTAVLJENA METODA ZA POŽARNOVARNO PROJEKTIRANJE	34
5.1 Uvod v teorijo porušnic in membransko delovanje	34
5.2 Račun nosilnosti sovprežnih stropnih konstrukcij v skladu z enostavno metodo projektiranja	38
5.3 Tlačna porušitev betona	51
6 RAZVOJ NAPOTKOV ZA PROJEKTIRANJE	52
6.1 Projektne predpostavke	52
6.2 Kriterij porušitve	53
6.3 Metodologija načrtovanja	58
6.4 Projektiranje požarnoodpornih obodnih nosilcev	59
6.5 Toplotna analiza	67
7 TEST POŽARNE ODPORNOSTI SOVPREŽNIH MEDETAŽNIH PLOŠČ	73
7.1 Pregled	73
7.2 FRACOF test	73
7.3 COSSFIRE požarni test	88
8 PARAMETRIČNE NUMERIČNE ŠTUDIJE	99
8.1 Pregled	99
8.2 Preverjanje numeričnega modela	99
8.3 Parametrično numerična študija z uporabo standardne krivulje temperatura-čas	104
8.4 Zaključek	119
9 VIRI	120

POVZETEK

Opravljenih je bilo ogromno požarnih testov na različnih koncih sveta, ki so pokazali, da je obnašanje jeklenih okvirnih konstrukcij s sovprežnimi stropovi v požaru mnogo boljše od obnašanja posameznega konstrukcijskega elementa. To jasno kaže na to, da imajo jeklene konstrukcije velike rezerve, kar se požarne odpornosti tiče in da požarni testi posameznih elementov ne pokažejo realnega odziva konstrukcij med požarom.

Na podlagi požarnih testov opravljenih v Cardingtonu (Building Research Establishment), leta 1995 in 1996, so razvili enostavno metodo projektiranja, ki upošteva membransko delovanje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona. Metoda omogoča projektantom upoštevati povečanje požarne odpornosti v sovprežnih konstrukcijah zaradi membranskega delovanja brez uporabe zapletenih analiz s končnimi elementi. Zaradi svoje specifičnosti ta napreden pristop v projektiranju ostaja nepoznan večini inženirjem. Zato je pripravljen ta dokument, ki podaja vse potrebne teoretične osnove za razumevanje tega pristopa in je pomoč bralcu pri razumevanju projektnih priporočil enostavne metode projektiranja.

V tem dokumentu so podane teoretične osnove enostavne metode projektiranja in njen razvoj za požarnovarno projektiranje. Opisani so požarni testi, opravljeni na realnih konstrukcijah in povzeti pripadajoči rezultati testov. Vključeni so tudi podatki iz opazovanj večetažnih konstrukcij v resničnih požarih. Ta dokument podrobno obrazloži tudi najnovejše požarne teste, opravljene na sovprežnih medetažnih konstrukcijah za primer ISO požarne obremenitve. Rezultati teh testov najbolje potrjujejo primernost enostavne metode projektiranja. Konzervativnost te metode je tudi jasno prikazana s primerjavo parametrične numerične študije, ki je bila narejena s pomočjo naprednega modela računa.

1 UVOD

Opravljenih je bilo ogromno požarnih testov na različnih koncih sveta, ki so pokazali, da je obnašanje sovprežnih konstrukcij (betonske plošče povezane preko strižnih čepov z jeklenimi nosilci) v požaru mnogo boljše od obnašanja posameznega konstrukcijskega elementa. To jasno kaže na to, da imajo jeklene konstrukcije veliko rezerv, kar se požarne odpornosti tiče in da požarni testi posameznih nepodprtih elementov ne pokažejo realnega odziva sovprežnih konstrukcij med požarom.

Analiza je razkrila, da je razlog za tako dobro obnašanje sovprežnih konstrukcij v požaru, natezno membransko delovanje v armirano betonskih ploščah in mrežno delovanje sistema jeklenih nosilcev.

V Veliki Britaniji so na podlagi teh opazovanj in analiz razvili nov požarnovarni pristop v projektiranju večetažnih jeklenih okvirnih konstrukcij. Projektne smernice in programska oprema z orodji za projektiranje sovprežnih medetažnih konstrukcij, ki temeljijo na tej metodi, so bile prvič objavljene leta 2000. Od takrat se je v Veliki Britaniji zgradilo veliko zgradb, ki so na račun poenostavljene metode za požarnovarno projektiranje imele koristi, povezane z manjšimi stroški, saj se je potreba po požarni izolaciji zmanjšala⁽¹⁾.

Ta projektni pristop dovoljuje projektantom izkoristiti prednosti konstrukcije. Dovoljuje, da so nekateri konstrukcijski elementi požarno nezaščiteni in hkrati zagotavlja enak nivo varnosti, kot pri požarno zaščitenih vseh konstrukcijskih elementih. Ta metoda omogoča določitev požarne odpornosti delno zaščitenih sovprežnih medetažnih konstrukcij pri naravnem požaru ali pri standardni požarni obremenitvi. To zadnje je še posebej pomembno, saj lahko celotno požarno analizo izvede projektant brez strokovnjaka s področja požarnega projektiranja.

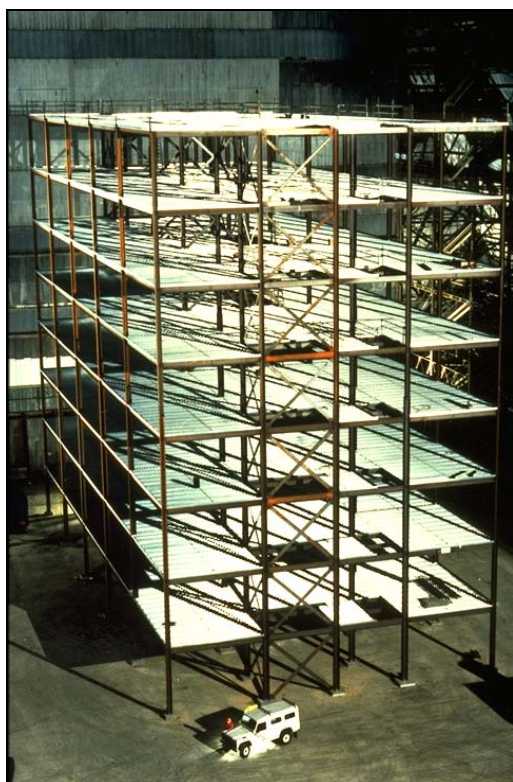
Čeprav se je ta metoda v Veliki Britaniji močno razširila, je koncept membranskih sil znotraj Evrope še vedno precej svež. Da bi obvestili potencialne skupine uporabnikov, je v tem dokumentu podana trdna podlaga na katerem temelji projektni koncept te metode. Dokument obsega:

- pregled rezultatov testov, ki opisujejo obnašanje sovprežnih konstrukcij v požarnih testih in v primeru resničnih požarov;
- podrobno razlago teoretičnih osnov enostavne metode projektiranja za sovprežne medetažne konstrukcije;
- opis temeljnih predpostavk, privzetih v enostavni metodi projektiranja za oceno požarne odpornosti sovprežnih medetažnih sistemov iz jekla in betona;
- podrobno opisan požarni test, s standardno krivuljo čas-temperatura, na dejanskem sovprežnem medetažnem sistemu iz jekla in betona, v skladu z EN 1365-2, za primer 120 minutne požarne obremenitve;
- podrobno parametrično numerično študijo, ki predstavlja kontrolo rezultatov enostavne metode projektiranja.

2 PROGRAM POŽARNIH TESTOV V CARDINGTONU

2.1 Raziskovalni program

Septembra 1996 se je v Veliki Britaniji v Building Research Establishment's Cardington Laboratory zaključil program požarnih eksperimentov. Eksperimenti so se izvajali na osem etažni stavbi, zgrajeni iz jeklenih okvirov in sovprežnih medetažnih konstrukcij, kar je običajno za objekte s pisarnami. Namen eksperimentov je bil preučiti obnašanje dejanske konstrukcije v pravem požaru in zbrati čim več podatkov, ki bi omogočali z računalniškimi programi preveriti obnašanje konstrukcije.

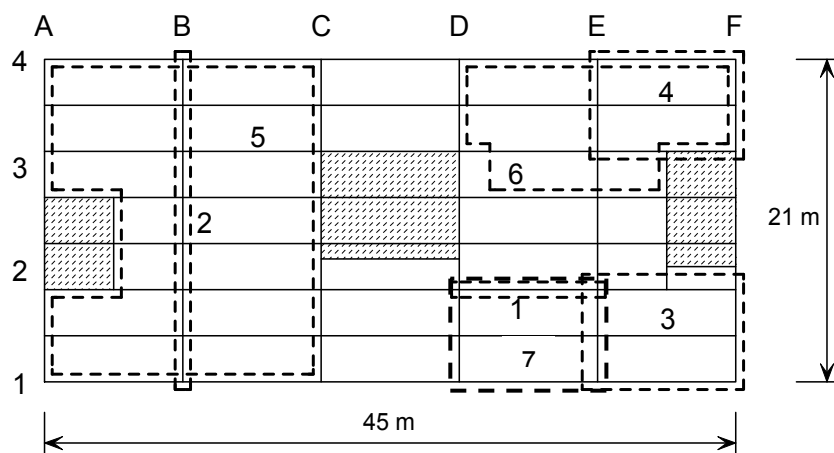


Sl. 2.1 Testna zgradba Cardington pred betoniranjem sovprežnih plošč

Testna zgradba (glej sl. 2.1.) je bila zasnovana tako, da je predstavljala tipično zavetrovano konstrukcijo z obtežbo, ki je običajna v Veliki Britaniji. Zgradba je dimenzij $21\text{ m} \times 45\text{ m}$ s skupno višino 33 m. Prečke so členkasto pritrjene in sovprežne s 130 mm debelo betonsko ploščo. Običajno je za tak objekt predpisana 90 minutna požarna odpornost. Spoji med prečkami so izvedeni s preklopnimi veznimi pločevinami, stiki med prečkami in stebri pa s podajnimi čelnimi pločevinami. Obtežbo na konstrukciji predstavljajo vreče peska razporejene enakomerno po vseh etažah.

V raziskovalnem programu sta se izvedla dva projekta. Enega je financirala družba Corus (bivši British Steel) skupaj z Evropsko skupnostjo za jeklo in premog (ESJP), drugega pa posredno britanska vlada preko ustanove za raziskovanje zgradb Building Research Establishment (BRE). V raziskovalnem programu so

sodelovali še Univerza iz Sheffielda, TNO (Nizozemska), CTICM (Francija) ter SCI (Velika Britanija). Požarni testi so se izvajali od januarja leta 1995 do julija leta 1996. Testi so se izvajali na različnih etažah in na različnih območjih, ki so prikazana na sl. 2.2.



- | | |
|---------------------------------------|---|
| 1. Sovprežni nosilec (ESJP) | 5. Veliko projektno območje(BRE) |
| 2. Ravninski okvir (ESJP) | 6. Simulacija požara v pisarni (ESJP) |
| 3. Projektno območje na vogalu (ESJP) | 7. Projektno območje v osrednjem delu objekta (CTU) |
| 4. Projektno območje na vogalu (BRE) | |

Sl. 2.2 Lokacije požarnih testov

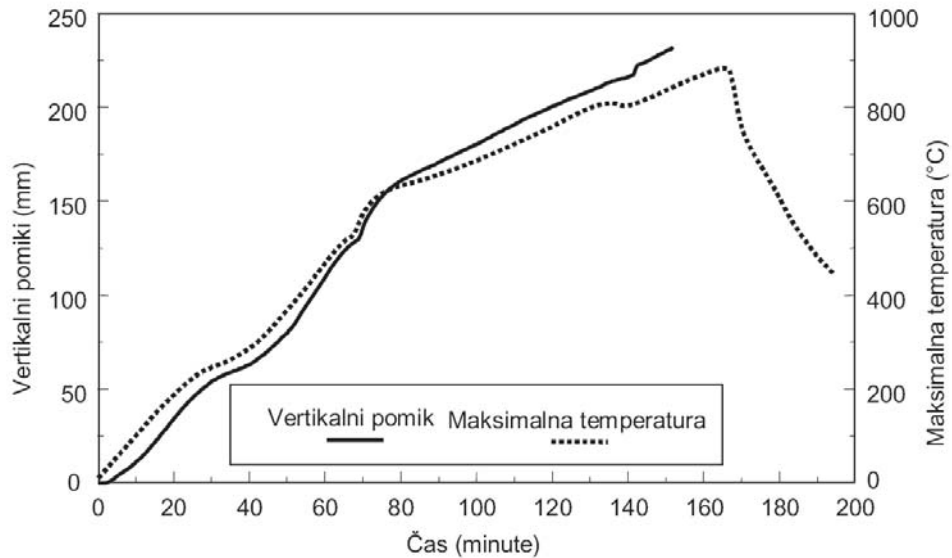
V 1. testu so preizkušali požarno odpornost enega samega sekundarnega nosilca in sodelujočega dela betonske plošče okrog tega nosilca, ki se ga je segrevalo z v ta namen zgrajeno plinsko pečjo. Plinsko peč so uporabili tudi v 2. testu, v katerem so preizkušali ravninski okvir ene etaže, katerega razpon sega preko celotne krajše dolžine zgradbe. Ta test je vključeval primarne nosilce ter pripadajoče stebre. V 3., 4. in 5. požarnem testu so opazovali obnašanje konstrukcije v primeru naravnega požara na različno velikih območjih. Stebri so bili do spodnje površine betonske plošče zaščiteni, nosilci in plošča pa nezaščiteni. V 6. požarnem testu so za gorivo uporabili pohištvo, ki je običajno prisotno v pisarnah, ter skušali uprizoriti najhujši možen požarni scenarij.

Obnašanje konstrukcije med testi so podrobno opisali in objavili⁽¹⁾. Celotne rezultate, v elektronski obliki s pripadajočimi podatki o lokacijah merilnih inštrumentov, 1., 2., 3. in 6. testa hranijo pri podjetju Corus RD&T ter za 4. in 5. test pri BRE^(3,4).

2.2 Test 1: Sovprežni nosilec

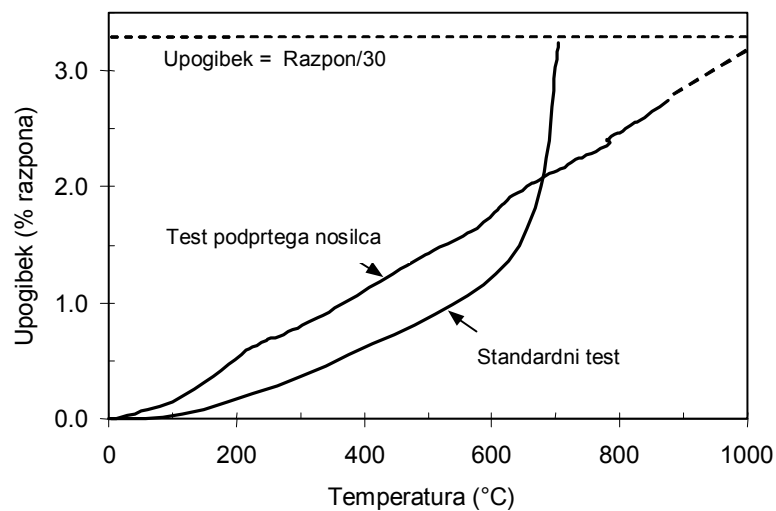
Test je bil izveden v sedmi etaži objekta. Za segrevanje sekundarnega nosilca (D2/E2) med dvema stebroma in dela betonske plošče okrog nosilca, so zgradili posebno plinsko peč dolžine 8.0 m in širine 3.0 m. Nosilec, dolžine 9.0 m so segrevali na dolžini 8.0 m, da je ostal spoj relativno hladen. Namen testa je bil preveriti obnašanje segretega nosilca, ki ga obdaja neseGREta betonska plošče in preučiti učinek podpiranja neseGREtih delov konstrukcije.

Hitrost segrevanja nosilca je bila med 3 in 10°C na minuto, dokler ni bila dosežena temperatura 900°C. Pomik na sredini razpona, pri najvišji zabeleženi temperaturi v spodnji pasnici 875°C, je bil 232 mm (razpon/39) (glej sl. 2.3). Med ohlajevanjem se je pomik na sredini razpona zmanjšal na 113 mm.



Sl. 2.3 *Vertikalni pomiki in najvišje izmerjene temperature na sredini podprtega nosilca*

Primerjava med obnašanjem tega nosilca in obnašanjem podobnega nezaščitene nosilca med standardnim požarnim testom pri podobni obtežbi⁽⁵⁾ je prikazano na sl. 2.4. Vidimo lahko, da v primeru nosilca v okvirni konstrukciji ni prišlo do hitrega naraščanja pomika, kot se to zgodi v primeru prostoležečih nosilcev, niti ne pri 900 °C, čeprav ima jeklo, pri tej temperaturi, trdnost le okoli 6% trdnosti pri sobni temperaturi.



Sl. 2.4 *Primerjava vertikalnih pomikov in najvišje izmerjenih temperatur na sredini sovprežnega nosilca in na sredini nepodprtega nosilca (standardni test)*

Med testom je prišlo do lokalnega izbočenja na obeh koncih nosilca tik ob notranji steni peči (glej sl. 2.5).



Sl. 2.5 Lokalno izbočenje na sovprežnem nosilcu

Pregled nosilca po končanem testu, je razkril poškodovana zvara na čelni pločevini spoja nosilca blizu toda zunaj toplotno vplivnega območja. Ta poškodba je posledica krčenja nosilca med ohlajevanjem, kar je povzročilo nastanek zelo velikih nateznih sil v elementu. Čeprav je spoj na eni strani nosilca strižno porušen, spoj na drugi strani nosilca prevzame strižno obremenitev nosilca in s tem ohranja kompaktnost nosilca. Pretrganje pločevine je mogoče razbrati tudi iz rezultatov merilnih lističev, ki kažejo na to, da se je razpoka širila skozi daljši čas testa, torej ni prišlo do krhke porušitve.

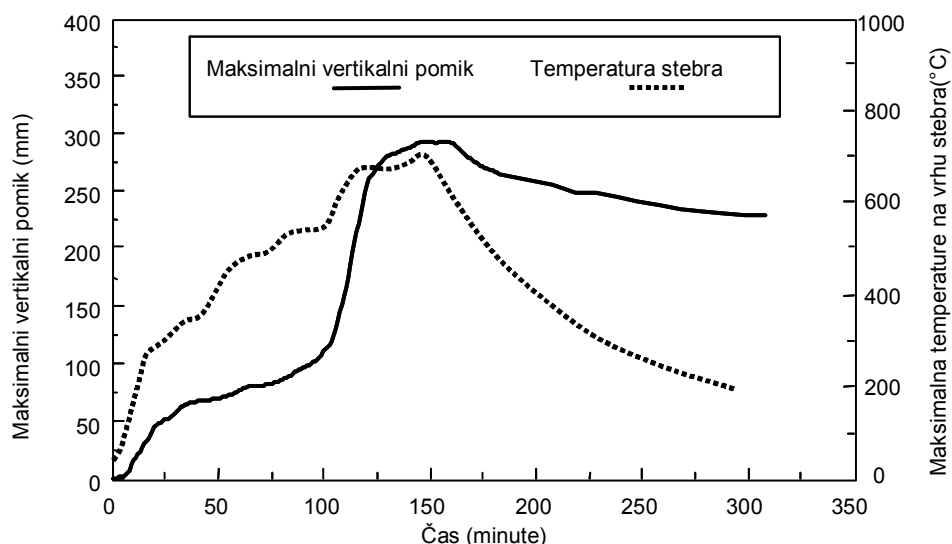
2.3 Test 2: Ravninski okvir

Ta požarni test je bil izveden na ravninskem okvirju vzdolž mrežne črte B (glej sl. 2.2). Okvir sestavljajo štiri stebri in trije primarni nosilci s skupnim razponom preko celotne krajše strani objekta.

Plinska peč, dolžine 21 m, širine 2.5 m in višine 4.0 m, je bila zgrajena iz požarno odpornih in toplotno izolativnih zidakov preko celotne širine objekta.

Primarni in sekundarni nosilci pod sovprežno ploščo so bili požarno nezaščiteni. Stebri so bili zaščiteni do višine morebitnega spuščenega stropa, kar pomeni da so bili stebri v zgornjih 800 mm, vključno z vsemi spoji, požarno nezaščiteni.

Vertikalni pomiki na sredini 9 metrskega jeklenega nosilca so se med 110. in 125. minuto začeli nenadoma povečevati (glej sl. 2.6). Vzrok za te pomike so vertikalni pomiki podpirajočih stebrov. Izpostavljena območja notranjih stebrov so se deformirala za približno 180 mm (glej sl. 2.7). Ob tem deformiranju je bila temperatura na tem delu stebra približno 670°C.



SI. 2.6 *Maksimalni vertikalni pomiki osrednjega 9 m dolgega nosilca in temperatura notranjega stebra na vrhu*

Deformiranje stebra za približno 180 mm, ki je posledica lokalnega uklona, je pomenilo trajen vertikalni pomik vseh etaž nad projektnim območjem. Da bi preprečili takšno dogajanje, so v nadaljnjih testih stebre ščitili po vsej svoji višini.



SI. 2.7 *Po požarnem testu deformiran steber na vrhu*

Na obeh straneh primarnega nosilca so se segreli tudi sekundarni nosilci na dolžini približno 1.0 m. Po testu se je izkazalo, da se je nekaj vijakov v preklonih veznih pločevinah strižno porušilo (glej sl. 2.8). Te porušitve so se zgodile le na eni strani primarnega nosilca. Do takšne porušitve vijakov je prišlo iz istega vzroka kot je v testu 1 prišlo do porušitve zvara. Zaradi krčenja med ohlajanjem so se v nosilcu pojavile velike natezne sile, ki pa so popustile, ko so se vijaki na eni strani primarnega nosilca strižno porušili.



Sl. 2.8 Spoj s preklopno vezno pločevino po testu

2.4 Test 3: Projektno območje na vogalu

Cilj tega testa je raziskati obnašanje sovprežnega medetažnega sistema v požaru, še posebej vloga membranskega delovanja v plošči, ki predstavlja alternativo prenosa obtežbe, ko podporni nosilci izgubijo svojo nosilnost. V vogalu prvega nadstropja (E2/F1) so z betonskimi požarno odpornimi zidaki izdelali prostor z dimenzijami 10 m × 7.6 m.

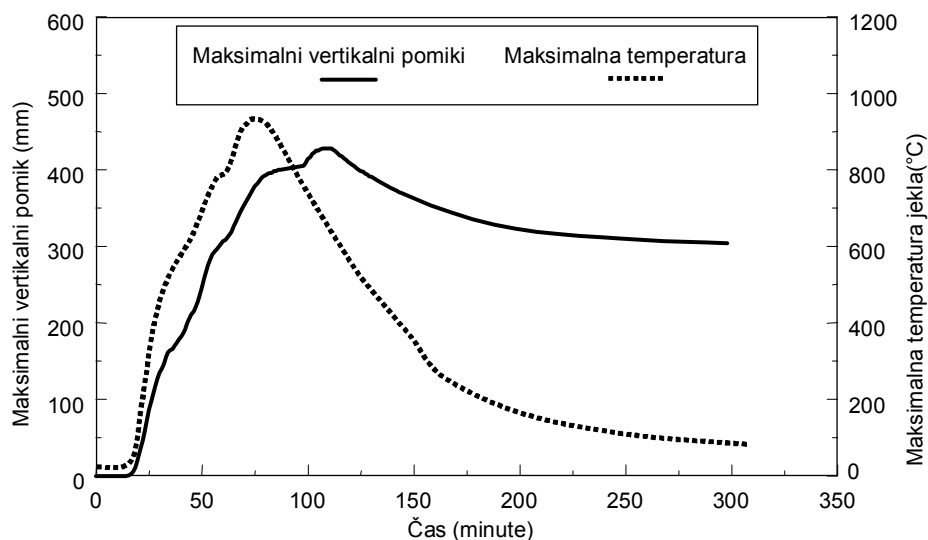
Da bi zagotovili neoviran prenos obtežbe, so odstranili vse opore in vezi predelnih sten, ter vrhni sloj zidakov. Mineralna vlakna v dilatacijah so nadomestili s keramično odejo.

Da bi preprečili dodatno podpiranje obodnega nosilca, so odstranili tudi elemente vertikalnega povezja.

Vsi stebri, spoji med nosilci in stebri ter obodni nosilci so požarno zaščiteni.

Požarna obtežba, v obliki lesenih palet, je bila 45 kg/m², kar je precej velika obremenitev za pisarniške prostore in je enaka 95% fraktili običajne pisarniške obremenitve. Požarna varnost se običajno računa na 80% fraktili. Prezračevanje je bilo zagotovljeno z eno samo odprtino v velikosti 6.6 m × 1.8 m. Najvišja izmerjena temperatura zraka je bila 1071°C.

Najvišja izmerjena temperatura jekla je bila 1014°C na notranjem nosilcu, na osi 2 (E2/F2). Največji vertikalni pomik se je pojavil na sredini sekundarnega nosilca pri temperaturi 954°C in je znašal 428 mm, kar je malo manj od 1/20 razpona. Med ohlajanjem se je nosilec skrčil in končni pomik na sredini nosilca je bil 296 mm. Spreminjanje pomikov in temperature je prikazano v odvisnosti od časa na sl. 2.9.



Sl. 2.9 *Maksimalni vertikalni pomik in maksimalne temperature sekundarnega nosilca*

Med požarom so zgoreli vsi gorljivi materiali v prostoru. Konstrukcija se je obnašala izjemno, brez kakršnihkoli znakov porušitve (glej sl. 2.10).

V bližini nekaterih spojev, nosilcev s stebri, je prišlo do lokalnega izbočenja, vendar v nasprotju z 2. testom, v vijakih ni prišlo do strižne porušitve. To lahko kaže na to, da se niso razvile tako velike natezne sile ali pa so imeli spoji zadostno duktilnost in so prenesli natezne deformacije.



Sl. 2.10 *Izgled konstrukcije po požaru*

2.5 Test 4: Projektno območje na vogalu

Ta test je potekal v vogalu drugega nadstropja (E4/F3) v projektne območju površine 54 m². Notranje stene projektne območja, na osi E in 3, so bile izdelane iz požarno odpornih plošč na jekleni podkonstrukciji. Za to jekleno podkonstrukcijo je bila določena 120 minutna požarna odpornost in največji dovoljen pomik na vrhu 15 mm. Obstoječa stena iz zidakov je tvorila zunanji ovoj na osi F; zunanja stena na mrežni črti 4 je bila nad 1 metrom zastekljena, spodaj pa grajena iz zidakov. Med testom so bila vsa okna in vrata zaprta, tako da je bilo projektne območje popolnoma zaprt. Stebri so bili požarno zaščiteni do vrha, do betonske plošče skupaj s spoji, toda za razliko od testa 3, je bil obodni nosilec (E4/F4) nezaščiten in povezan z vertikalnim povezjem. Za požarno obremenitev 40 kg/m² so uporabili dvanajst lesenih palet.

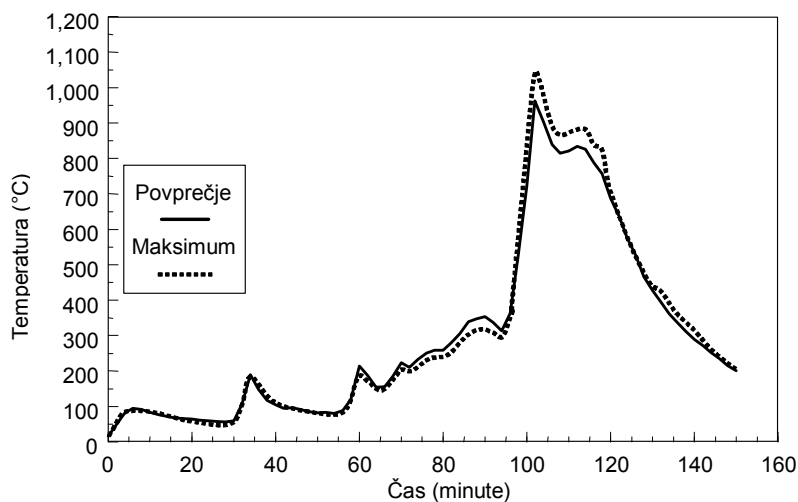
Razvoj požara je bil močno povezan s pomanjkanjem kisika v projektne območju. Po začetnem hitrem dvigu temperature je požar zamrl in tlel do 55 minute, ko so gasilci razbili eno izmed oken in omogočili prezračevanje. Posledica je bilo majhno povečanje temperature, kateremu pa je sledil zopet padec. Po 64 minutah so razbili drugo okno in temperatura je pričela rasti; v času med 94 in 100 minutami so se razbila še preostala okna. Temu je sledilo strmo naraščanje temperature, ki se je nadaljevalo skupaj z razvojem požara. Najvišja izmerjena temperatura zraka je bila 1051°C po 102 minutah (glej sl. 2.11). Najvišja izmerjena temperatura na površini jeklenega elementa je bila 903°C po 114 minutah na spodnji pasnici osrednjega sekundarnega nosilca.

Največji izmerjeni vertikalni pomik, 269 mm, se je pojavil na sredini projektne območja po 130 minutah. Med ohlajanjem se je ta pomik zmanjšal na 160 mm.

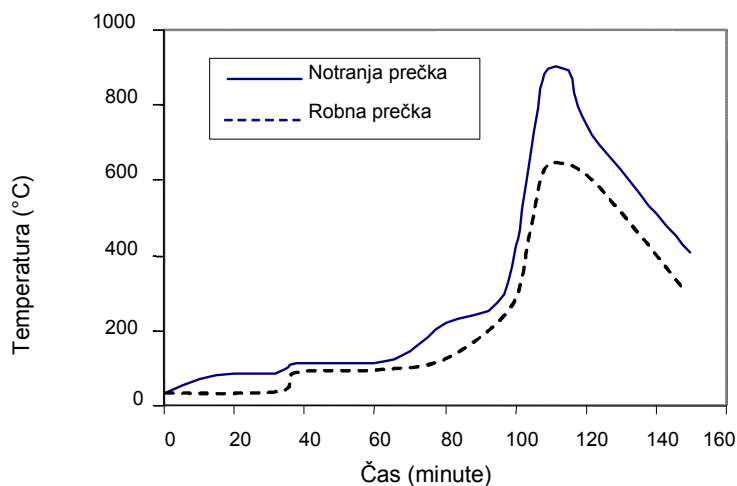
Med testom je bil obodni nosilec na osi 4 popolnoma obdan z ognjem. Kljub temu pa je bila njegova najvišja temperatura, 680°C, relativno nizka v primerjavi s temperaturami notranjih prečk, kot je prikazano na sl. 2.12. Največji vertikalni pomik obodnega nosilca je bil zabeležen v 114 minuti in je znašal 52 mm. Ta majhen pomik je tudi posledica dodatnih podpor zaradi horizontalnega povezja nad projektne območjem, v katerih so se med požarom pojavile natezne sile.

Notranji zidovi projektne območja so bili postavljeni pod nezaščiten nosilce in so se dobro obnesli. Njihova kompaktnost se je ohranila skozi ves požarni test. Po odstranitvi zidu je bilo mogoče opaziti torzijsko izbočenje nosilca po skoraj vsej dolžini nosilca. To je bilo posledica velikih temperaturnih razlik v prerezu nosilca, kar je posledica postavitve zidu točno pod nosilec, in omejenih toplotnih raztezkov na nosilcu.

V nobenem drugem nosilcu ni prišlo do lokalnega izbočenja in na nobenem spoju ni bilo videti znakov velikih nateznih sil, do katerih je prišlo med ohlajanjem v prejšnjih testih.



SI. 2.11 *Temperatura zraka v peči med testom 4*



SI. 2.12 *Maksimalne temperature pasnic na notranjih in obodnih nosilcih*

2.6 Test 5: Veliko projektno območje

Ta test se je izvedel v 2. nadstropju s projektnim območjem preko celotne širine objekta, s površino 340 m².

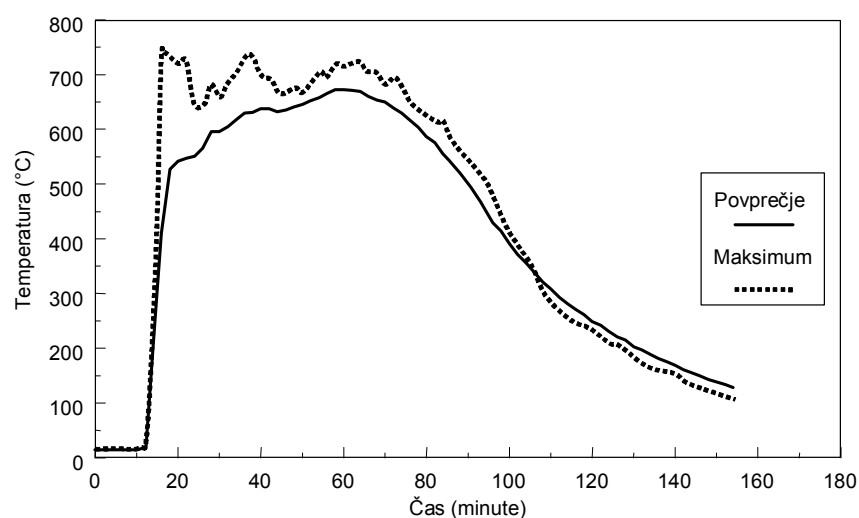
Požarno obremenitev 40 kg/m² so zagotovili z lesenimi paletami, razporejenimi enakomerno po projektnem območju. Območje je bilo zgrajeno s pomočjo požarno odpornih stenskih elementov in mavčnih plošč preko celotne širine objekta. Dodatno je bil požarno zaščiten jašek dvigala. Na obeh straneh objekta je bila nameščena zasteklitev, od katere je bila srednja tretjina oken odprtih. Vsi jekleni nosilci, vključno z obodnimi nosilci, so bili požarno nezaščiteni. Vsi notranji stebri so bili, vključno s spoji, zaščiteni.

Od stopnje prezračevanja je odvisen razvoj požara. Takoj, ko so se razbila še preostala stekla, je temperatura hitro narasla, saj so nastale ogromne površine za dovod zraka na obeh straneh objekta. Ta velika površina za prezračevanje je omogočila dolgotrajen požar, vendar temperature nižje od pričakovanih. Najvišja temperatura zraka je bila 746°C, najvišja temperatura jekla pa 691°C, izmerjena na

sredini projektnega območja. Izmerjene temperature zraka v projektnem območju so prikazane na sl. 2.13. Na sl. 2.14 je prikazan izgled konstrukcije malo pred koncem požara.

Največji pomik na plošči je bil 557 mm, po ohlajanju pa 481 mm.

V bližini spojev med primarnim in sekundarnim nosilcem je prišlo do obsežnega lokalnega izbočenja. Med ohlajanjem se je nekaj čelnih pločevin v stikih porušilo na eni strani. V enem primeru se je stojina odtrgala od čelne pločevine, tako da stik ni imel nobene strižne nosilnosti več. To je povzročilo razpoke na sovprežni plošči nad tem stikom, ni pa prišlo do porušitve, saj je strižno obremenitev stika prevzela sovprežna plošča.



SI. 2.13 *Maksimalne in povprečne temperature zraka*



SI. 2.14 *Deformirana konstrukcija med požarom*

2.7 Test 6: Simulacija požara v pisarni

Namen tega testa je spoznati obnašanje konstrukcije v primeru resničnega požara.

18 m dolg in do 10 m široko projektno območje s površino 135 m², je bilo zgrajeno z uporabo betonskih zidakov. Projektno območje je predstavljalo pisarno odprtega

tipa, sodobno opremljeno s številnimi delovnimi mesti, ki vsebujejo računalnike in različno dokumentacijo (glej sl. 2.15). Namen testa je bil razviti zelo močan požar, kar so zagotovili s še dodatnim vnosom lesenih in plastičnih palet, ki so povečale skupno požarno obremenitev na 46 kg/m^2 , kar je preseženo v manj kot 5% pisarn. Z minimalno dovoljenimi površinami oken za pisarniške prostore so omejili prezračevanje. Požarno obremenitev je v 69% predstavljal les, 20% plastika in 11% papir. Skupna površina oken je bila 25.6 m^2 , kar je 19 % talne površine, od katerih je bilo 11.3 m^2 nezastekljenih površin, da bi ustvarili najbolj pesimistične pogoje prezračevanja že na začetku testa.



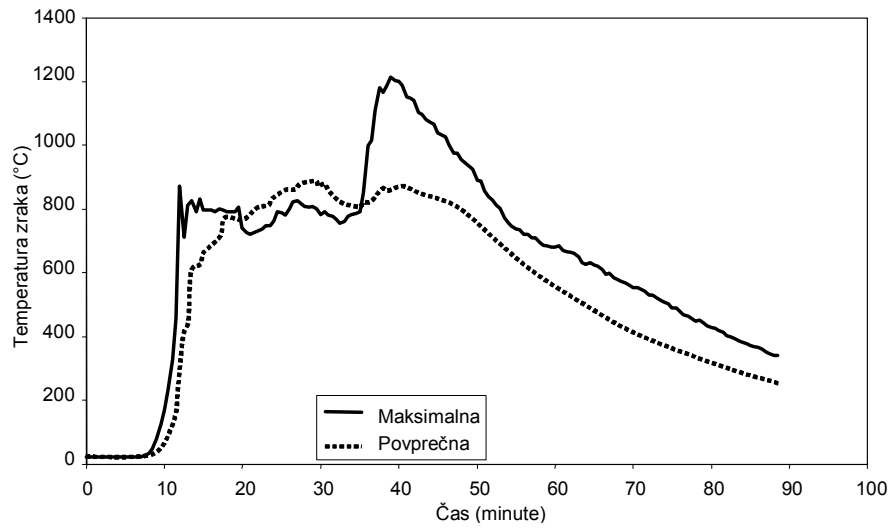
Sl. 2.15 *Pisarna pred testom*

Stebri in spoji med stebri in nosilci so bili požarno zaščiteni. Primarni in sekundarni nosilci, vključno z vsemi stiki med njimi pa so ostali nezaščiteni.

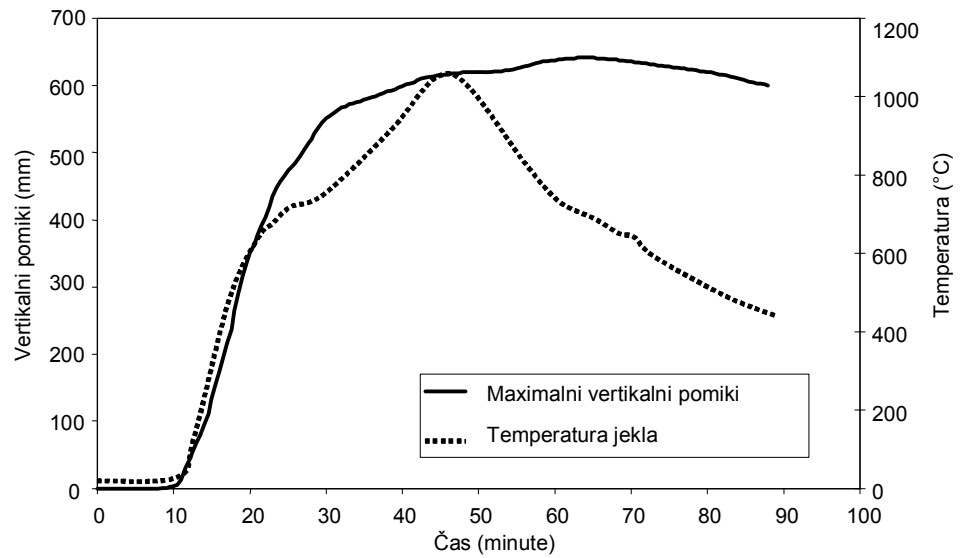
Elementi vertikalnega povezja so ostali povezani z obodnimi nosilci, čeprav je to nudilo nekaj opore nosilcem med samim testom.

Maksimalna temperatura zraka je bila 1213°C , povprečna maksimalna temperatura pa približno 900°C , kar je prikazano na sl. 2.16. Maksimalna temperatura nezaščitenega jekla je bila 1150°C . Največji vertikalni pomiki so bili 640 mm, ki so se med ohlajanjem znižali na 540 mm (glej sl. 2.17). Maksimalna temperatura prekladnih nosilcev nad okni je bila 813°C . Vsi gorljivi materiali v projektnem območju so popolnoma izgoreli, vključno z vsebino arhivskih omar. Stropna plošča se je upognila in naslonila na betonsko steno projektnega območja, drugih poškodb na konstrukciji pa ni bilo opaziti.

Na sl. 2.18 lahko vidimo obsežnost požara med testom. Izgled konstrukcije po požaru je prikazan na sl. 2.19 in 2.20. Na sl. 2.19 je prikazan izgled zgorele pisarne, na sl. 2.20 pa spoj na vrhu stebra. Med testom je razpokala betonska plošča nad enim izmed stebrom, kot je prikazano na sl. 2.21. Te razpoke so nastale med ohlajevanjem, verjetno zaradi delne porušitve stika med nosilcem in stebrom. Preiskava plošče po testu je pokazala, da armatura ni bila primerno stikovana in da so bile sosednje armaturne mreže slabo stikovane. To dokazuje pomembnost zadostnih preklonih dolžin med sosednjimi armaturnimi mrežami.



SI. 2.16 *Izmerjene temperature zraka*



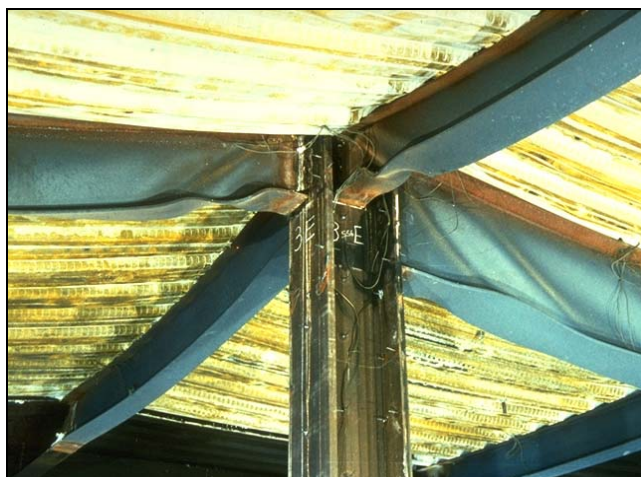
SI. 2.17 *Maksimalne temperature jekla in maksimalni vertikalni pomiki*



SI. 2.18 *Pogled na požar od zunaj*



SI. 2.19 *Notranjost projektnega območja po požaru*



SI. 2.20 *Vrh stebra z izbočenimi prečkami*



SI. 2.21 *Razpokana betonska plošča v območja neprimernega stikovanja armature*

2.8 Test 7: Projektno območje v osrednjem delu objekta

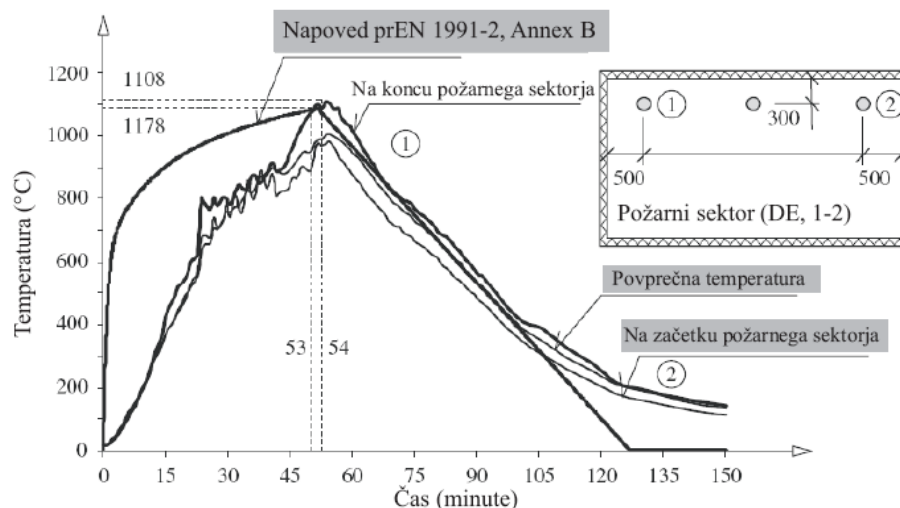
Test se je izvedel, v osrednjem delu 4. nadstropja, v projektne območju dolžine 11 m in širine 7 m. Požaru izpostavljena sta dva primarna nosilca (356x171x51 UB), štiri stebri (dva stebra 305x305x198 UC in dva stebra 305x305x137 UC) in trije sekundarni nosilci.

Požarno obremenitev, 40 kg/m^2 , so predstavljale lesene palete, ki so prekrivale celotno projektne območje. Prezračevanje je bilo zagotovljeno z 1.27 m visoko in 9 m dolgo odprtino na fasadni steni.

Za opazovanje konstrukcije med požarom so uporabili okoli 130 termočlenov, ki so bili nameščeni na različna mesta v projektne območju, tako na jeklene profile kot tudi na sovprežno ploščo in v jeklene spoje (vezne in čelne pločevine). 14 termočlenov so namestili dodatno na zaščitene stebre. Uporabili so dva različna

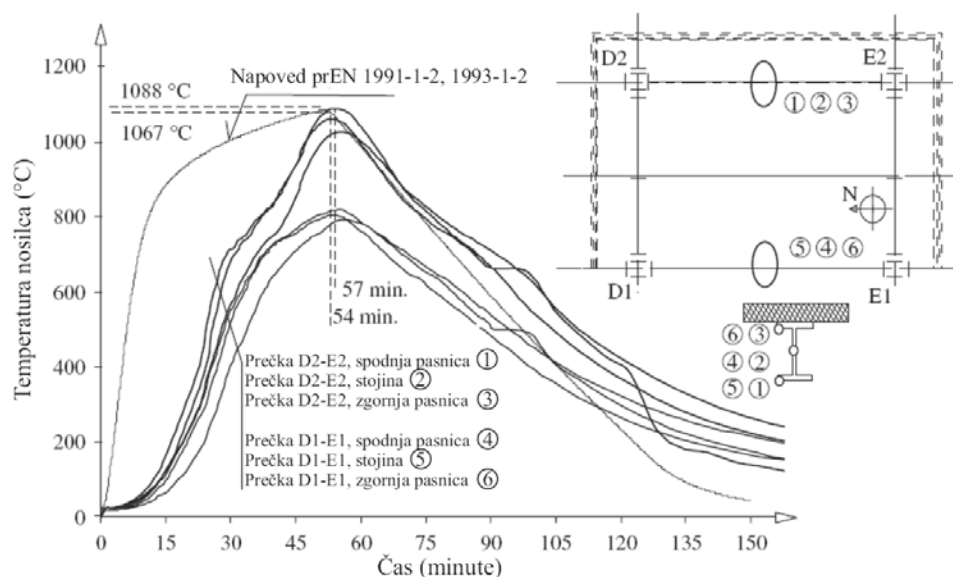
tipa merilnih lističev, lističe odporne na visoke temperature so namestili v spoje in običajne lističe so namestili na zaščitene stebre ter na neizpostavljene elemente. Za merjenje upogibkov betonske plošče, upogibkov glavnih konstrukcijskih elementov in horizontalnih pomikov stebrov so uporabili 37 merilcev pomikov. Širjenje dima, ognja, konstrukcijske pomike in širjenje temperature so posneli z 10 video kamerami in dvema kamerama, ki zaznavata toploto.

Zabeležene temperature na različnih mestih projektnega območja so primerjali s parametrično krivuljo, podano v prEN 1991-2, Annex B ⁽³⁷⁾ (glej sl. 2.22). Najvišja izmerjena temperature je bila 1107.8 °C po 54 minutah požara.



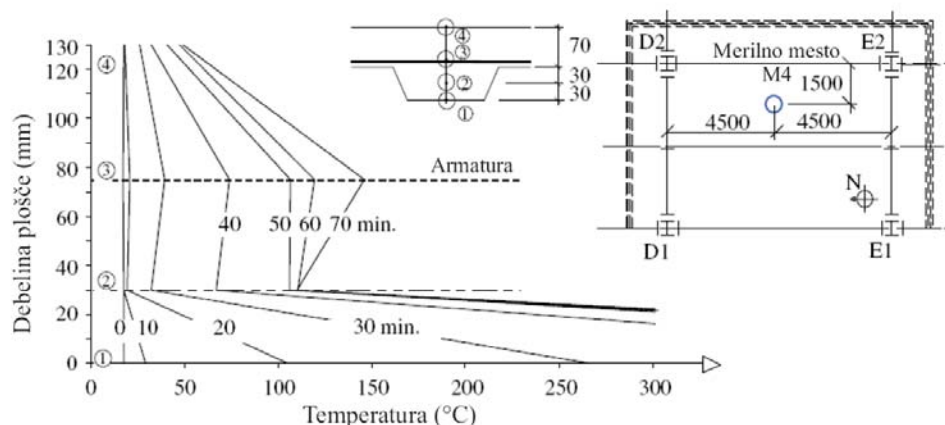
Sl. 2.22 Izmerjene temperature zraka v projektnem območju

Po 57 minutah požara je bila izmerjena najvišja temperatura v nezaščitenem nosilcu, na sredini nosilca D2-E2, v spodnji pasnici, je bila izmerjena temperatura 1087.5 °C (glej sl. 2.23). Maksimalna temperatura v spojih je bila okrog 200 °C.



Sl. 2.23 Potek temperatur v jeklenih nosilcih

Povzetek izmerjenih temperatur v armaturi preko reber v sovprežni plošči je prikazan na sl. 2.24. Vidimo lahko, da je maksimalna izmerjena temperatura, na neizpostavljeni strani sovprežne plošče nižja od 100 °C, kar je skladno s kriterijem izolativnosti.



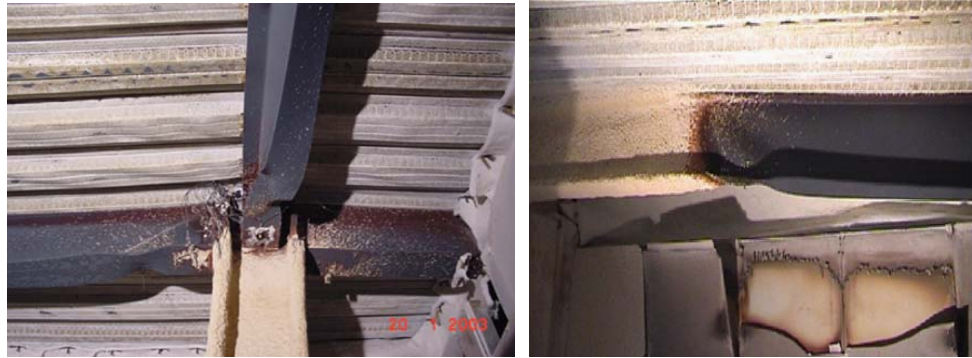
Sl. 2.24 Potek temperature v sovprežni plošči

Maksimalni pomiki stropne konstrukcije so bili okrog 1200 mm. Kljub nastanku tako velikega pomika do pričakovane porušitve stropa ni prišlo, kot lahko vidimo na sl. 2.25. Po ohlajanju se je pomik plošče zmanjšal na 925 mm.



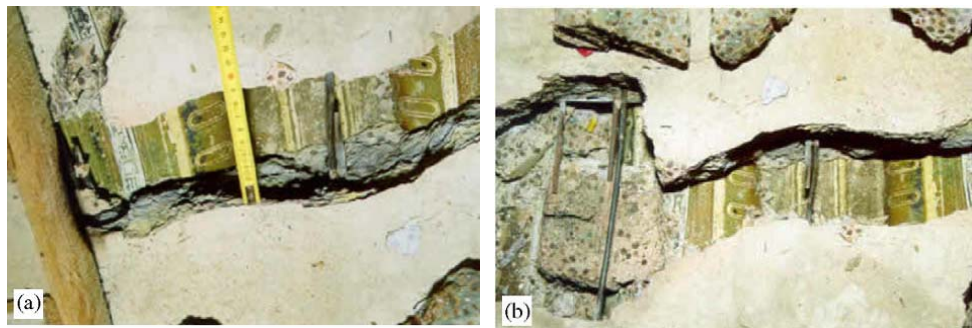
Sl. 2.25 Izgled deformirane plošče po požaru

V spodnji pasnici in v stojini nosilca je med segrevanjem po približno 23 minutah v bližini spoja s stebrom prišlo do izbočenja (glej sl. 2.26). To lokalno izbočenje je posledica preprečenega toplotnega raztezanja. Toplotno raztezanje omejuje preostala sovprežna konstrukcija. V nosilcu tik zraven zaščitene območja je nastal upogibni plastični členek. Do tega pojava je prišlo zaradi preprečenega toplotnega raztezanja, ki je posledica požarno zaščitene območja.



Sl. 2.26 *Različno deformirani jekleni nosilci*

Na sl. 2.27 so prikazane odprte razpoke v betonski plošči nad enim izmed stebrov. Te razpoke so nastale zaradi neprimerne stikovanja armature.



Sl. 2.27 *Razpokan beton okoli vrha enega izmed*

2.9 Splošni komentarji na opaženo obnašanje konstrukcije

V vseh testih se je konstrukcija obnašala zelo dobro in stabilnost konstrukcije se je ohranila v vseh primerih.

Obnašanje celotne zgradbe v požaru se očitno zelo razlikuje od obnašanja posameznega nepodprtega elementa v standardnem požarnem testu. Jasno je, da v resničnih konstrukcijah pride do interakcij in sprememb v načinu prenosa obtežbe, česar pa v standardnem požarnem testu ni mogoče upoštevati.

Test v Cardingtonu je pokazal, da sodobne sovprežne okvirne konstrukcije, z betonsko ploščo in jekleno profilirano pločevino, zagotavljajo precej večjo požarno odpornost kot se običajno domneva. To potrjujejo tudi rezultati iz drugih testov.

3 POŽARNI TEST PARKIRNE HIŠE, FRANCIJA

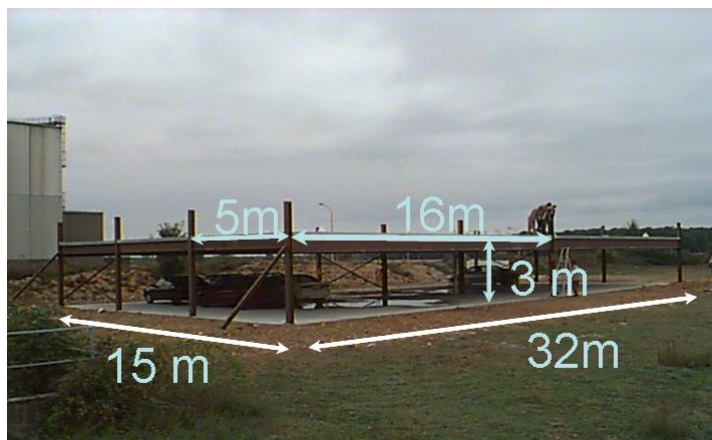
Med letoma 1998 in 2001 so se, v okviru projektov financiranih s strani skupnosti ESJP, izvajali požarni testi na odprtih parkirnih hišah iz sovprežnih konstrukcij.

Posebej za ta namen so zgradili enoetažno odprto konstrukcijo parkirne hiše iz sovprežnih jeklenih okvirov. Dimenzije parkirne hiše so bile 32×16 m, kar je enako 48 parkirnim mestom, in višina etaže je 3 m (glej sl. 3.1).

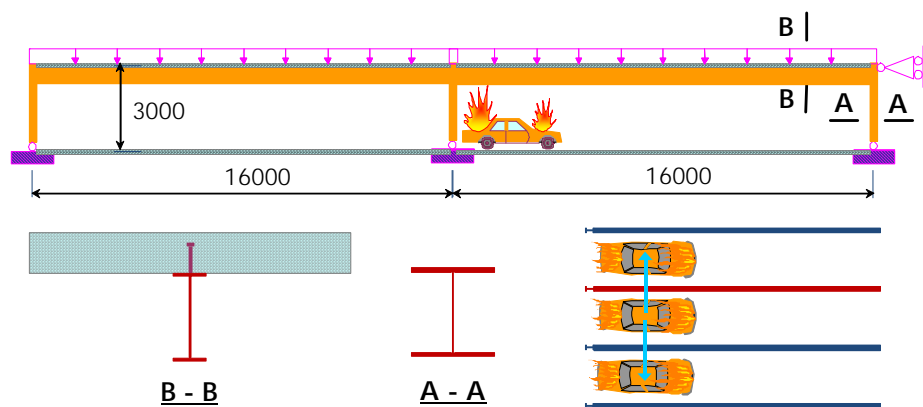
Konstrukcija je bila sestavljena iz:

- nezaščitenih jeklenih stebrov: HEA180 (stebri na robu) and HEB200 (stebri na sredini),
- sovprežni nosilci: nezaščiteni jekleni nosilci (IPE 550, IPE 400 and IPE 500) povezani s sovprežno ploščo,
- sovprežna plošča s skupno debelino 120 mm (jeklena pločevina: COFRASTRA40).

Projektiranje konstrukcije je bilo izvedeno na podlagi zahtev o požarni varnosti, ki so bile razvite posebej za odprte parkirne hiše v sklopu predhodnega evropskega raziskovalnega projekta. Požarni scenarij je temeljil na podlagi resničnih požarov parkiranih avtomobilov. Nosilnost konstrukcije odprte parkirne hiše je bila preverjena z analizo 2D modela okvirja, v katerem so zanemarili vpliv membranskega delovanja v sovprežni plošči (glej sl. 3.2).



Sl. 3.1 Odprta parkirna hiša pred požarnim testom



SI. 3.2 2D model testirane parkirne hiše

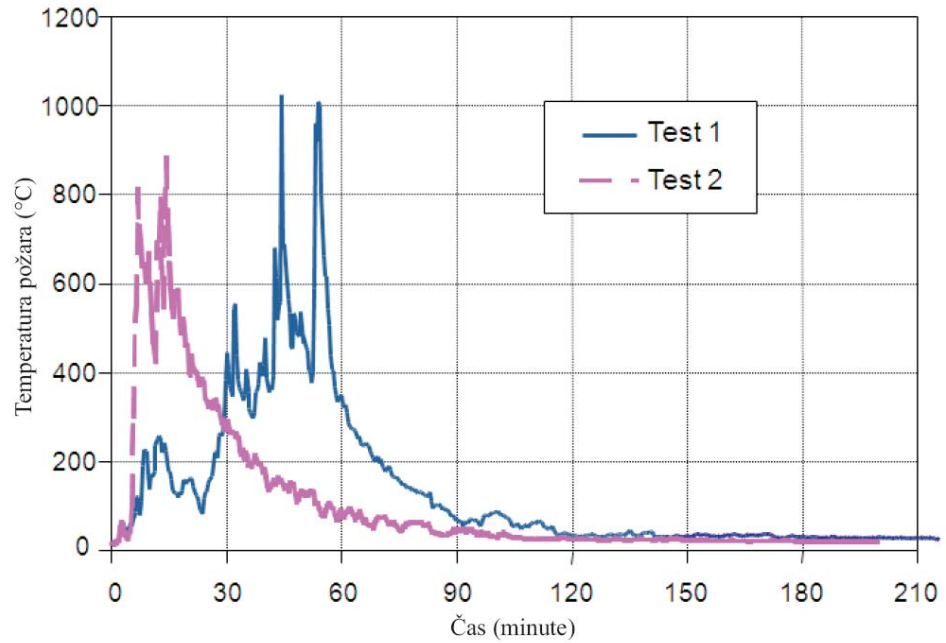
Opravili so tri teste na odprtem pokritem parkirišču. V prvih dveh testih so sodelovala tri vozila, v tretjem testu se je analiziral razvoj požara med dvema avtomobiloma, parkiranima drug nasproti drugemu. Pri vseh testih so avtomobili zgoreli do konca.

Najhujši požar se je razvil v drugem testu, kjer so tri vozila zagorela v 10 minutah po vžigu prvega (glej sl. 3.3). Hitro širjenje požara je bilo posledica močnega vetra. Posledično se je povečalo tudi območje na katerem se je temperatura dvignila preko 800 °C (glej sl. 3.5). Temperatura jeklenih nosilcev nad gorečimi avtomobili je presegla 700 °C (glej sl. 3.5).

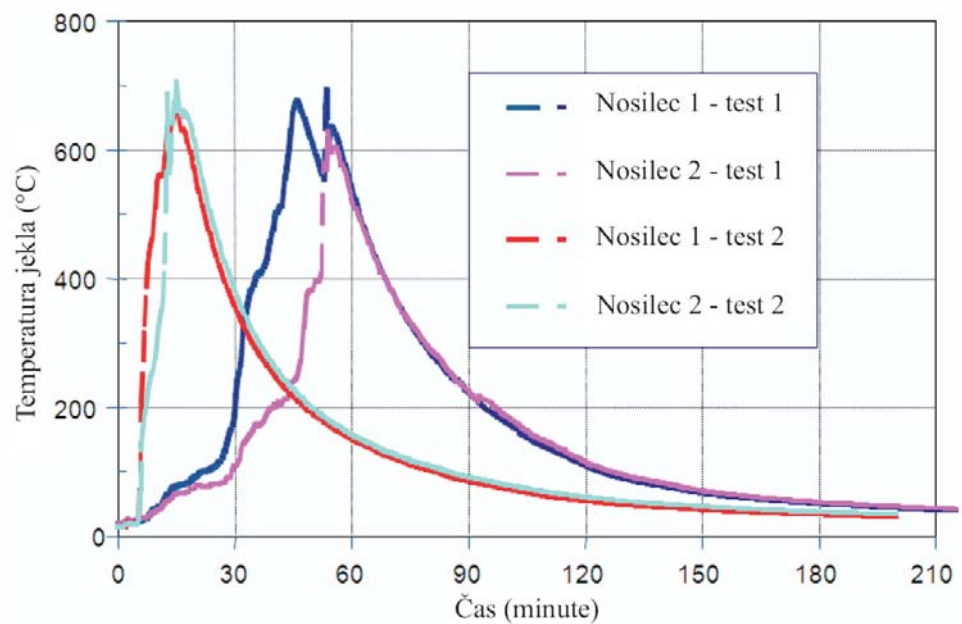


SI. 3.3 Močan požar, ki se je razvil med testom

Kljub temu, da se jeklu pri višjih temperaturah zmanjša trdnost, med testi ni prišlo do porušitve katerega izmed nezaščitenih jeklenih konstrukcijskih elementov. Še več, obnašanje konstrukcije se je izkazalo kot zelo dobro, saj je bil največji pomik sovprežnega stropa manjši od 150 mm.



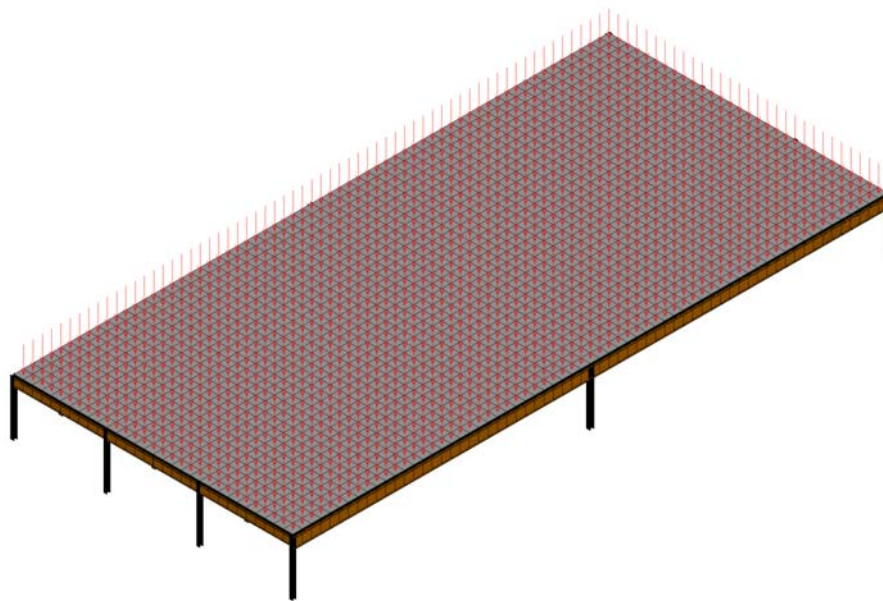
SI. 3.4 *Izmerjene temperature vročega zraka nad gorečimi avtomobili*



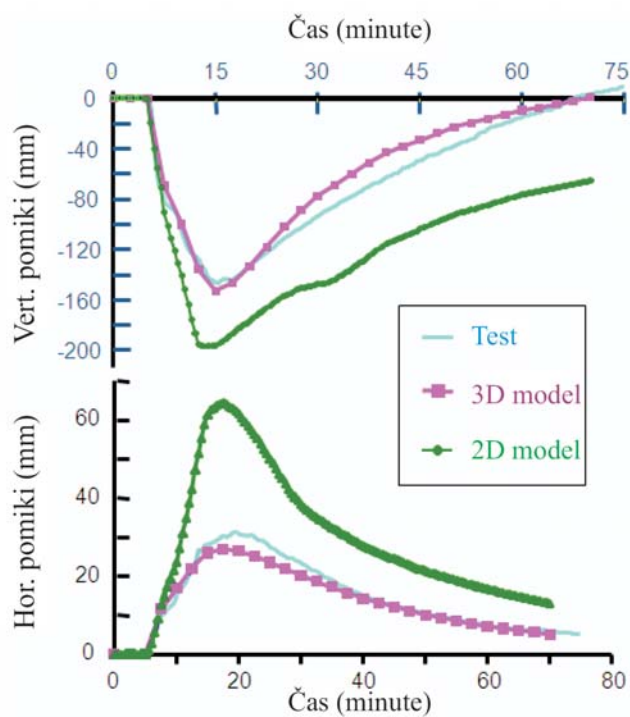
SI. 3.5 *Temperature jeklenih nosilcev nad gorečimi avtomobili*

Izkazalo se je, da so bili predvideni pomiki izračunani z 2D modelom večji od izmerjenih pomikov med testom. Da bi boljše uprizorili obnašanje konstrukcije parkirne hiše, so izdelali tridimenzionalni model (glej sl. 3.6) z uporabo tehnik modeliranja, razvitih med drugim delom Cardingtonovega raziskovalnega projekta.

Na sl. 3.7 je prikazana primerjava med v testu izmerjenimi pomiki in pomiki izračunani v 2D in 3D modelu. Izkazalo se je, da je napoved iz 3D modela precej bližje pomikom izmerjenih med testom. Očitno je, da je prišlo do ugodnega membranskega delovanja že pri razmeroma majhnem pomiku.

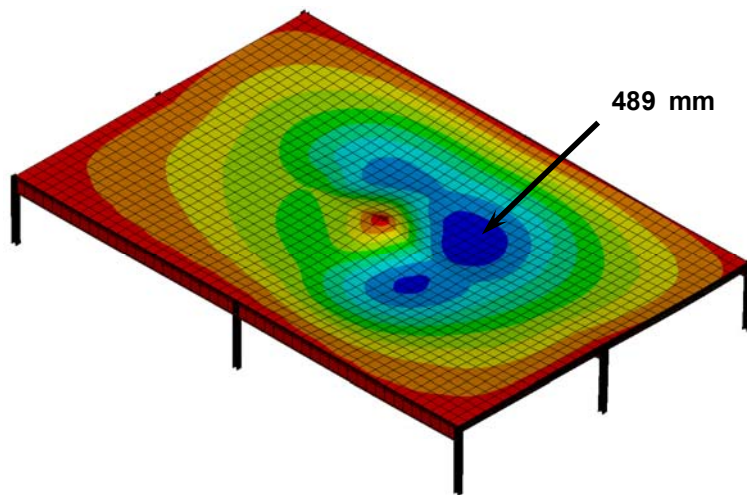


SI. 3.6 3D model odprte parkirne hiše



SI. 3.7 Primerjava izračunanih vertikalnih pomikov z izmerjenimi vertikalnimi pomiki v testu

Skladno s požarnim scenarijem, sprejetim v požarnovarnem inženirstvu, bi se lahko nezaščiteni jekleni elementi, odprte parkirne hiše, segreti do okrog 950°C. Jasno je, da bi se pri takšni temperaturi pomiki stropne konstrukcije povečali ter nosilnost konstrukcije bi bila odvisna od membranskega delovanja (glej sl. 3.8).



SI. 3.8 *Primer deformirane sovprežne plošče odprte parkirne hiše za primer požarnega testa po francoskih predpisih*

Na podlagi 3D modela sovprežne konstrukcije, razvitega v tem projektu, so v Franciji kasneje izvedli več testov požarne varnosti za kontrolo nezaščitenih sovprežnih jeklenih okvirov pri odprtih parkirnih hišah. Osnova teh modelov je seveda membransko delovanje sovprežne konstrukcije iz jekla in betona. Za lažjo uporabo te metode, so izdelali več preglednic⁽³⁸⁾ za določitev standardnih velikosti jeklenih elementov, betonske plošče in potrebne armature glede na podano obtežbo in izbran konstrukcijski sistem. Primer preglednice za projektiranje je prikazan spodaj v pr. 3.1.

Pr. 3.2 Preglednica za požarnovarno projektiranje odprtih parkirnih hiš

	<p>Razpon plošče: 2.5 m Razpon sekundarnih nosilcev: 7.5 m Razpon glavnih nosilcev: 7.5 m Razmak med stebri: 7.5 m</p> <p>Upoštevana obtežba (poleg l. teže):</p> <ul style="list-style-type: none"> • Standardni nivo: <ul style="list-style-type: none"> - stalna obtežba: 0.20 kN/m² - spremenljiva obtežba: 2.5 kN/m² • Končni nivo: <ul style="list-style-type: none"> - stalna obtežba: 1.45 kN/m² - spremenljiva obtežba: 2.5 kN/m² • Lastna teža fasade: 7.5 kN/m <p>Usmerjenost parkirnih mest:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Pravokotno na sekundarne nosilce 												
Svetla višina pod jeklenimi nosilci: 2.1 m													
Minimalna velikost sekundarnih nosilcev	<table border="1"> <tr> <td>Standarni nivo</td> <td>IPE240</td> </tr> <tr> <td>Končni nivo</td> <td>IPE270</td> </tr> </table>	Standarni nivo	IPE240	Končni nivo	IPE270								
Standarni nivo	IPE240												
Končni nivo	IPE270												
Minimalna velikost glavnih nosilcev	<table border="1"> <tr> <td>Standarni nivo</td> <td>IPE400</td> </tr> <tr> <td>Končni nivo</td> <td>IPE450</td> </tr> </table>	Standarni nivo	IPE400	Končni nivo	IPE450								
Standarni nivo	IPE400												
Končni nivo	IPE450												
Projektiranje stebrov	<table border="1"> <tr> <td>Dovoljeni prečni prerezi</td> <td>HEA, HEB et HEM</td> </tr> <tr> <td>Maksimalni nivo obtežbe (**)</td> <td>0.35</td> </tr> </table>	Dovoljeni prečni prerezi	HEA, HEB et HEM	Maksimalni nivo obtežbe (**)	0.35								
Dovoljeni prečni prerezi	HEA, HEB et HEM												
Maksimalni nivo obtežbe (**)	0.35												
Zahteve za betonske plošče	<table border="1"> <tr> <td>Skupna debelina plošče</td> <td>= 120 mm &= 140 mm</td> </tr> <tr> <td>Maks. višina prof. pločevine</td> <td>62 mm</td> </tr> <tr> <td>Minimalna kompaktnost reber profilirane pločevine (*)</td> <td>0.393</td> </tr> <tr> <td>Minimalna debelina profilirane pločevine</td> <td>0.75 mm</td> </tr> <tr> <td>Minimalna armaturna mreža</td> <td>φ7 150 mmx150 mm</td> </tr> <tr> <td>Postavitev armaturne mreže</td> <td>30 mm od vrha plošče</td> </tr> </table>	Skupna debelina plošče	= 120 mm &= 140 mm	Maks. višina prof. pločevine	62 mm	Minimalna kompaktnost reber profilirane pločevine (*)	0.393	Minimalna debelina profilirane pločevine	0.75 mm	Minimalna armaturna mreža	φ7 150 mmx150 mm	Postavitev armaturne mreže	30 mm od vrha plošče
Skupna debelina plošče	= 120 mm &= 140 mm												
Maks. višina prof. pločevine	62 mm												
Minimalna kompaktnost reber profilirane pločevine (*)	0.393												
Minimalna debelina profilirane pločevine	0.75 mm												
Minimalna armaturna mreža	φ7 150 mmx150 mm												
Postavitev armaturne mreže	30 mm od vrha plošče												
<p>(*) kompaktnost reber pri jekleni profilirani pločevini</p> $\frac{(l_1+l_2)}{2(l_1+l_3)}$													
<p>(**) Nivo obtežbe: razmerje med obtežbo v požaru in največjo obtežbo pri sobni temperaturi</p>													

4 REALNI POŽARI IN POŽARNI TESTI V DRUGIH DRŽAVAH

V začetku 90. let prejšnjega stoletja sta se v Angliji zgodila dva požara (Broadgate in Churchill Plaza), ki sta omogočila opazovanje obnašanja jeklene konstrukcije med požarom. Spoznanja iz teh dveh požarov so vplivala na razmišljanje o tem, kako bi morale biti zgradbe projektirane, da bi bile bolj požarno odporne. Ta dva požara sta tudi razlog za eksperimente v Cardingtonu.

Na voljo so bili tudi rezultati požarnih testov iz Avstralije in Nemčije, iz katerih je razvidno obnašanje jeklenih konstrukcij med požarom. V obeh državah je dovoljena uporaba nezaščitenega jekla v večetažnih jeklenih okvirnih konstrukcijah.

4.1 Požar Broadgate

Leta 1990 je prišlo do požara v delno končanem 14 etažnem poslovnem objektu Broadgate v Londonu⁽⁶⁾. Požar je zajel veliko območje znotraj prvega nadstropja. Ocenili so, da so temperature med požarom presegle 1000°C.

Medetažne konstrukcije so bile zgrajene s sovprežnimi nosilci velikega razpona in sovprežnimi prečkami, ki podpirajo sovprežno betonsko ploščo. Zahtevana je bila 90 minutna požarna odpornost stropne plošče. V času požara je bila konstrukcija v gradnji in zato požarna zaščita jeklenih elementov nedokončana. Sistem sprinkler in ostali aktivni protipožarni sistemi še niso delovali.

Po požaru opravljena metalurška preiskava je pokazala, da je bila temperatura nezaščitenih jeklenih elementov verjetno preko 600°C. Podobna preiskava, izvedena na vijakih spojev med jeklenimi elementi je pokazala, da je bila najvišja temperatura v vijakih dosežena med izdelavo oziroma med požarom 540°C.

Končni pomiki upognjenih jeklenih nosilcev so bili med 82 in 270 mm. V prečkah z večjimi pomiki se je izkazalo, da je prišlo v bližini podpor do lokalnega izbočenja spodnje pasnice in stojine. To pomeni, da na obnašanje nosilcev v požaru močno vpliva omejevanje toplotnega raztezanja. To omejevanje je povzročila sodelujoča sovprežna konstrukcija, ki je bila segreta na precej nižjo temperaturo kot požaru izpostavljeno jeklo. V segrelih nosilcih so se pojavile osne sile, ki so povzročile povečanje vertikalnih pomikov zaradi *P-delta* efekta. Do izbočenja spodnje pasnice in stojine nosilca v bližini podpor je prišlo zaradi kombinacije zgoraj omenjenih osnih sil in negativnih momentov, ki se pojavijo zaradi vpetega spoja.

Čeprav je preiskava pokazala očitne neugodne učinke podpor na jeklene nosilce, morebitnih pozitivnih učinkov ni bilo zaznati zaradi relativno nizkih temperatur, doseženih v jeklu med požarom. Ugodni učinki, ki bi se lahko pojavili pri višjih temperaturah so vezani na membransko delovanje sovprežne plošče.

Največji vertikalni pomik jeklenih nosilcev razpona 13.5 m je bil 552 mm. V nekaterih elementih je bilo opaziti znake izbočenja. Izbočenje je posledica s strani ostalih elementov oviranega toplotnega raztezanja, neenakomerne razporeditve temperatur ter nastanka dodatnih tlačnih osnih sil.

V času požara niso bili vsi stebri požarno zaščiteni. Nezaščiteni stebri so se med požarom deformirali in skrajšali za približno 100 mm (glej sl. 4.1). Sosednji precej močnejši stebri so ostali brez trajnih deformacij. Z razmislekom so prišli do

zaključka, da je to skrajšanje stebrov posledica preprečenih toplotnih raztezkov. Toplotno raztezanje so preprečevali togi nosilci na vrhu objekta skupaj s stebri, ki so bili zunaj požarnega območja.



Sl. 4.1 *Izbočenje na stebri in deformirane prečke v stavbi Broadgate*

Čeprav so se nekateri stebri močno deformirali, ni prišlo do porušitve jeklenih elementov v konstrukciji. Izkazalo se je, da so manj izpostavljeni deli konstrukcije prevzeli dodatno obtežbo, ki je oslavljen del konstrukcije ni več uspel prenašati.

Največji končni pomiki sovprežne etažne plošče po požaru so presegli 600 mm (glej sl. 4.2). Opazili so nekaj pretrganih armaturnih palic. Ponekod se je profilirana pločevina ločila od betona. Do tega naj bi prišlo zaradi sprostitve pare iz betona skupaj z učinkom toplotnega omejevanja in različnega toplotnega raztezanja.

Spoji so bili izvedeni z veznimi in čelnimi pločevinami. Kljub očitnim deformacijam v spojih med požarom do porušitve spoja ni prišlo. V spojih z veznimi pločevinami so se deformirale luknje vijakov. V enem spoju s čelno pločevino sta se na eni strani nosilca dva vijaka pretrgala, toda spoj je kljub temu prenašal strižno obtežbo. Glavni razlog za deformacije v spojih gre nateznim silam, vsiljenim med ohlajevanjem.

Po požaru so konstrukcijske elemente na območju 40 m x 20 m zamenjali. Toda pomemben podatek je ta, da ni prišlo do porušitve nobenega konstrukcijskega elementa, ter da je sovprežna etažna plošča med požarom ohranila svojo kompaktnost. Neposredno nastala škoda ob požaru je presegla £25M, od tega manj kot £2M za popravilo konstrukcijskih elementov in poškodb na sovprežni etažni plošči; ostali stroški so nastali zaradi dima. Popravila konstrukcije so bila dokončana v 30 dneh.



Sl. 4.2 *Pogled na deformirana tla nad požarom (maksimalni pomik plošče je bil okrog 600 mm)*

4.2 Požar v stavbi Churchill Plaza, Basingstoke

Leta 1991 je prišlo do požara v stavbi Mercantile Credit Insurance, Churchill Plaza, Basingstoke. 12 etažni objekt je bil zgrajen leta 1988. Stebri so bili požarno zaščiteni s požarno izolativnimi ploščami, nosilci v sovprežni medetažni konstrukciji pa s požarno izolativnim premazom. Spodnja stran sovprežne etažne plošče ni bila požarno zaščiteni. Konstrukcija je bila projektirana na 90 minutno požarno obremenitev.

Zagorelo je v osmem nadstropju in ogenj se je hitro razširil v deveto in v desetem nadstropju povzročil razbitje stekel. Med požarom se je požarna zaščita dobro obnesla, saj je okvirna konstrukcija ostala nedeformirana. Razbitje stekel je povečalo prezračevanje, posledično hlajenje, zato so bile temperature razmeroma nizke. V zaščitenih spojih ni bilo opaznih deformacij.

Na nekaterih mestih so se pokazali določeni znaki, ki kažejo na ločitev profilirane pločevine od betonske plošče (enako so opazili v požaru Broadgate). Opravili so test obremenitve na najbolj izpostavljenih območjih z obtežbo, ki je bila za 50% večja od skupne projektne obtežbe. Testi so pokazali, da ima plošča zadostno nosilnost in popravila niso potrebna.

Zaščiteni jekleni elementi so ostali nepoškodovani. Stroški popravil so presegli £15M, večina teh stroškov je nastala zaradi dima, enako kot v požaru Broadgate. V prenovljenem objektu so namestili sistem sprinklerjev.



Sl. 4.3 Pogled na zgradbo Churchill Plaza, Basingstoke, po požaru

4.3 Požarni testi, izvedeni v Avstraliji

BHP, največji proizvajalec jekla v Avstraliji, je veliko let raziskoval in poročal^(7,8) o požarno inženirskih rešitvah v jeklenih okvirnih konstrukcijah. V laboratoriju v Melbournu so izvedli veliko število testov z naravnimi požari v za ta namen zgrajenih objektih. Simulirali so požar na stadionu, v parkirni hiši in pisarnah. Testi pisarn so bili osredotočeni na projektih prenove, ki so se izvajali na glavnih zgradbah trgovskega centra v Melbournu.

Način projektiranja in požarni testi William Street

41 etažna zgradba na William Street v središču Melbournu je bila, po gradnji leta 1971, najvišja zgradba v Avstraliji. Objekt je bil v tlorisu kvadratne oblike s kvadratnim betonskim jedrom na sredini. Vgrajen je bil sistem aktivne požarne zaščite s sprinklerji. Jekleni elementi okrog notranjega jedra in na zunanem robu zgradbe so bili požarno zaščiteni z obbetoniranjem. Nosilci in ostali sovprežni jekleni elementi so bili požarno zaščiteni z materiali, osnovanimi na azbestu. Med prenovo leta 1990 so se odločili, da nevarni azbest odstranijo.

Stropne konstrukcije so bile projektirane na mejno stanje uporabnosti in ne na mejno stanje nosilnosti. To je pomenilo, da obstaja rezerva v nosilnosti, ki bi lahko zelo koristno sodelovala pri prenosu obtežbe med požarom, saj bi okvir mejno stanje pri višjih temperaturah dosegel kasneje.

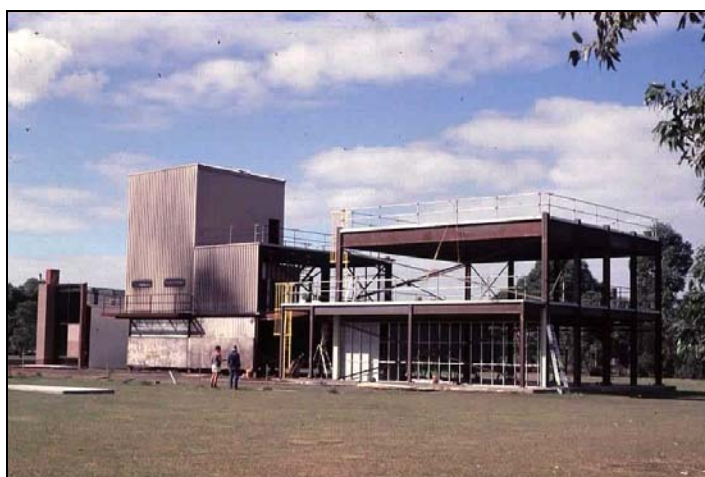
V času prenove je bila zahtevana 120 minutna požarna odpornost konstrukcije. Običajno bi to pomenilo požarno zaščititi jeklene nosilce in profilirane pločevine sovprežne plošče (avstralski predpisi so se spremenili in sedaj dovoljujejo strop brez požarne zaščite za zahtevano 120 minutno požarno odpornost). Poleg tega je bilo potrebno obstoječi sprinkler sistem posodobiti, da je ustrežal zahtevam predpisa.

Leta 1990 je bila požarna odpornost stavb predmet nacionalne razprave; ponudila se je priložnost izvedbe ocene tveganja glede potrebe po požarni zaščiti jeklenih elementov in nadgradnje sistema sprinkler. Narejeni sta bili dve oceni. Prva je bila narejena na podlagi izpolnjevanja sedanjih predpisov brez dodatnih varnostnih ukrepov, druga pa ob predpostavki, da so nosilci in profilirana pločevina

nezaščiteni skupaj z obstoječim sprinkler sistemom. V drugo oceno so bili vključeni tudi vplivi avtomatskega javljanja požara. Pristojni organi so soglašali, da za primer vsaj tako ugodnih rezultatov druge ocene tveganja kot je ocena tveganja za prvi primer, bi bila sprejemljiva uporaba obstoječega sprinkler sistema brizgalk in nezaščitenih jeklenih nosilcev ter sovprežne plošče.

Izvedli so štiri požarne teste, s katerimi so pridobili podatke o drugi oceni tveganja. V testih so preučevali verjetnost pojava naravnega požara, obnašanje obstoječega sprinklerjevega sistema, obnašanje nezaščitenih sovprežne plošče in glavnih nosilcev izpostavljenih resničnemu požaru, ter verjetnost tvorjenja dima in strupenih snovi.

Testi so bili izvedeni na, za ta namen zgrajenih objektih v BHP raziskovalnih laboratorijih v Melbournu (glej sl. 4.4). Na sl. je prikazan tipičen objekt dimenzij 12 m × 12 m. Opremljenost objekta je bila primerna pisarniškemu okolju, z majhno, 4 m × 4 m veliko pisarno, ki je postavljena na obod zgradbe. Ta pisarna je obdana z mavčnimi ploščami, okni, vrati in fasado testne zgradbe. Vertikalno obtežbo so predstavljali sodi napolnjeni z vodo.



Sl. 4.4 BHP-jeva testna zgradba in požarni test

Opravili so štiri požarne teste. Dva testa sta se ukvarjala z delovanjem sistema sprinkler. V prvem testu je bilo začetno mesto požara v majhni pisarni in sprinklerji so se vklopili avtomatsko. Ta pisarna je imela požarno obtežbo 52 kg/m². Temperatura zraka v pisarni je dosegla 60°C, ko so se vklopili sprinklerji in pogasili ogenj. V drugem požarnem testu je bilo začetno mesto požara na odprtem območju med štirimi brizgalkami. To območje je imelo požarno obremenitev 53.5 kg/m². Temperatura zraka se je dvignila na 118°C preden so se vklopili

sprinklerji in pogasili ogenj. Testa sta pokazala, da obstoječi sprinkler sistem brizgalk ustreza zahtevam.

Konstruktivsko in toplotno obnašanje sovprežne plošče so ocenili v tretjem testu. Podporni nosilci so bili delno zaščiteni. Požar je nastal na odprtem območju. Ob izklopljenih sprinklerjih je bilo dovoljeno da se razvije močnejši požar. Najvišja temperature zraka je bila 1254°C. Požar so pogasili, ko je začela temperature zraka padati. Plošča je brez težav prenesla dano obtežbo. Najvišja zabeležena temperature na zgornji strani plošče je bila 72°C. Spodnja stran plošče je bila delno požarno zaščiten s spuščnim stropom, ki se je obržal med požarom.

V četrtem testu so pustili jeklene nosilce nezaščiteni in mesto začetka požara je bilo v majhni pisarni. Da bi povečali prezračevanje v prostoru so med testom razbili okna pisarne, vendar se ogenj kljub temu ni razširil na odprto območje. Zato so na zunanem odprtem območju podtaknili požar. Najvišja izmerjena temperatura zraka je bila 1228°C, najvišja izmerjena temperatura jeklenega nosilca nad spuščnim stropom pa 632°C. Ko so temperature zraka dosegle najvišje vrednosti in začele padati, so požar pogasili. Poudarimo še enkrat, da so bili jekleni nosilci in sovprežna plošča delno zaščiteni s spuščnim stropom. Vertikalni pomik na sredini glavnega nosilca je bil 120 mm, večina tega pomika pa se je med ohlajanjem na sobno temperaturo izničilo.

V projektno območje so postavili tri neobremenjene stebre z namenom preveriti kako učinkovite so lahko preproste zaščite. En steber so zaščitili s pocinkano pločevino, en z aluminijasto pločevino, tretjega pa so pustili za referenco nezaščitenega. Najvišje temperature stebrov so bile 580°C, 427°C in 1064°C v istem zaporedju kot so zgoraj podane vrste zaščite. To pomeni, da bi pri majhni požarni obremenitvi, lahko že preprosta zaščita zagotovila zadostno zaščito jeklenih elementov.

S pomočjo teh štirih testov so ugotovili, da obstoječi sprinkler sistem zadošča in da dodatna požarna zaščita jeklenih nosilcev ali pločevine sovprežne plošče ni potrebna. Kakršenkoli požar v stavbi William Street ne bi smel pretirano deformirati plošče ali jeklenih nosilcev, ob predpostavki, da se temperature v jeklenih elementih ne povzpnejo višje od temperatur zabeleženih v testih.

Na temperaturo jeklenih nosilcev je vplival spuščni strop, ki je v veliki meri ostal nepoškodovan in tako ves čas ščitil jeklene elemente.

Glavni poslovni objekt v središču mesta, ki je bil predmet te raziskave, je bila last največje avstralske zavarovalnice, ki je predlagala in financirala te teste. Dokazane ugotovitve v testih so sprejeli tudi lokalni pristojni organi in tako dovolili požarno zaščito objekta izvesti z obstoječim sistemom sprinklerjev ob ugodnem delovanju spuščnega stropa.

4.3.2 Požarni testi na Collins Street

V teh testih so preizkušali požarno odpornost jeklenega okvirja večnadstropne zgradbe na Collins Street, v Melbournu. Namen testa je bil pridobiti podatke o temperaturi med požarom, ki nastane ob gorenju tipičnega pisarniškega pohištva.

Požgano projektno območje je bilo dimenzij 8.4 m × 3.6 m in je bil opremljen s tipičnim pisarniškim pohištvom, kar pomeni požarno obremenitev med 44 in 49 kg/m². Spuščni strop je bil izveden iz negorljivih mavčnih plošč s steklenimi vlakni. Nad projektnim območjem je bila neobremenjena betonska plošča. Med testom so beležili temperature v jeklenih nosilcih med spuščnim stropom in betonsko ploščo. Merili so tudi temperature na treh notranjih jeklenih stebrih. Dva

od treh stebrov sta bila zaščitena s preprosto zaščito, aluminijasto folijo in jekleno pločevino. Tretji stebel je ostal nezaščiten. Enake stebre so postavili na rob projektnega območja, oddaljene 300 mm od oken.

Negorljiv spuščeni strop je predstavljal učinkovito požarno pregrado in omogočil, da so temperature jeklenih nosilcev ostale nizke. Velika večina spuščenega stropa je med testom ostala nedotaknjena. Temperature zraka pod spuščeni stropom so bile med 831°C in 1163°C, kjer je nižja vrednost temperature bila izmerjena blizu razbitega okna. Nad spuščeni stropom pa so bile izmerjene temperature med 344°C in 724°C, kjer je bila višja temperatura izmerjena na mestu poškodovanega spuščenega stropa. Najvišja izmerjena temperatura na jeklenem nosilcu je bila 470°C.

Najvišja izmerjena temperatura na notranjih neobremenjenih stebrih je bila 740°C za nezaščiten stebel in pod 403°C za zaščitene stebre. Najvišja izmerjena temperatura na nezaščitenih zunanjih stebrih je bila 490°C.

V tem požarnem testu se je izkazalo, da lahko zunanje stebre in jeklene nosilce, kateri so delno zaščiteni s spuščeni stropom, pustimo nezaščiteni.

Sklepi Avstralskih raziskav

Sklep Avstralskih testov in z njimi povezanih ocen tveganja je, da uporaba sistema sprinkler v visokih poslovnih objektih nudi višjo raven varnosti pri nezaščitenih nosilcih, kot jo lahko nudi pasivna zaščita jeklenih nosilcev, določena po avstralskih predpisih. Do leta 1999 so v Avstraliji zgradili 6 takšnih objektov.

4.4 Nemški požarni test

Leta 1985 so opravili požarni test na štiri etažnem objektu na Univerzi Stuttgart-Vaihingen v Nemčiji⁽⁹⁾. Konstrukcija je bila zasnovana z jeklenimi okvirji. Po končanem testu so v zgradbi nastale pisarne in laboratorij.

Zgradba je bila zgrajena z uporabo različnih oblik sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona. Vključeni so bili stebri napolnjeni z vodo, delno obbetonirani stebri, z betonom zapolnjeni stebri, sovprežni nosilci in različne vrste sovprežnih stropov.

Glavni požarni test je bil izveden v tretjem nadstropju, v projektnem območju s približno površino ene tretjine etaže. Požarno obtežbo so predstavljale lesene palete, vertikalno obtežbo pa sodi napolnjeni z vodo. Med testom je temperatura zraka presegla 1000°C, temperature v nosilcih pa so se povzpele do 650°C. Pregled nosilcev po požaru je pokazal, da je beton ob stojini na nekaterih območjih izpadel in s tem izpostavil armaturo. Vendar so se nosilci kljub temu med samim testom obnašali zelo dobro in po požaru imeli zelo majhne trajne deformacije. Na zunanjih stebrih in na stebrih okrog osrednjega jedra ni bilo videti nobenih trajnih deformacij. Sovprežna plošča se je med požarom upognila za 60 mm na sredini ter ohranila svojo kompaktnost tudi po požaru.

Stavbo so po požaru obnovili. Obnovitvena dela so vključevala zamenjavo vseh v požaru poškodovanih zunanjih stenskih panelov, poškodovanih delov profilirane pločevine v sovprežnih ploščah in zapolnitev izpadlih delov betonskega polnila v nosilcih. Izkazalo se je, da je bila obnova konstrukcije ekonomsko sprejemljiva.

4.5 Eksperimentalno delo pri sobni temperaturi

Poenostavljena metoda za požarnovarno projektiranje, ki je predstavljena v 5. poglavju, temelji na teoretičnem modelu projektiranja pri sobnih temperaturah in je preverjena z eksperimentalnimi raziskavami. Od leta 1961 so se izvedle številne

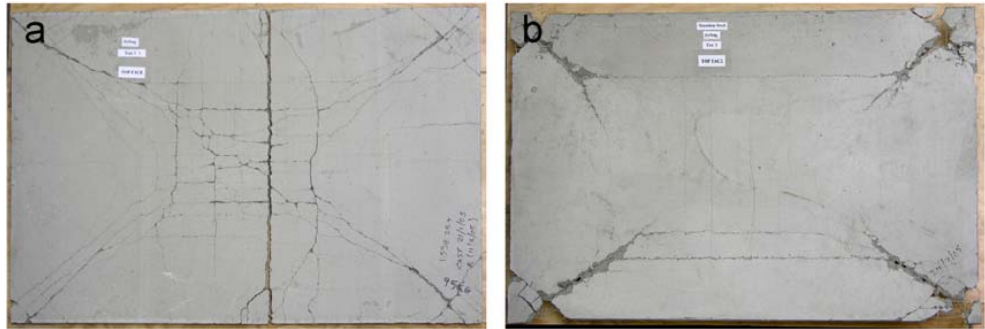
eksperimentalne raziskave, katerih predmet raziskave je bilo membransko delovanje v betonskih ploščah^(15,18,22,23,24) brez horizontalnih podpor. V vseh testih je prišlo do porušitve preizkušanca zaradi velikih razpok po vsej debelini plošče preko krajšega razpona in povsod je bilo mogoče opaziti membransko delovanje, kot je prikazano v pr. 4.1.

Pr. 4.1 *Primerjava enostavne metode projektiranja s testi izvedenimi pri sobnih temperaturah⁽²⁶⁾*

Reference	Oznaka testa	Dimenzije plošče (m)	Obtežba iz mejnih porušnic (kN/m ²)	Obtežba iz testa (kN/m ²)	Faktor povečanja nosilnosti v testu	Izračunan faktor povečanja nosilnosti
Hayes & Taylor ⁽²²⁾	R11	0.914x0.914	15.43	31.97*	2.07	2.07
	R12	0.914x0.914	55.64	89.0*	1.60	2.11
	R13	0.914x0.914	29.05	60.8*	2.09	2.09
	R21	1.372x0.914	20.24	36.48*	1.80	1.80
	R31	1.828x0.914	16.37	25.08*	1.53	1.49
Taylor, Maher & Hayes ⁽²³⁾	S1	1.829x1.829	23.83	42.90*	1.80	1.48
	S7	1.829x1.829	23.83	39.03*	1.64	1.68
	S9	1.829x1.829	23.83	38.13*	1.60	1.31
Sawczuk & Winnicki ⁽¹⁸⁾	Tip 1 ($\alpha = 2.0$)	2.0x1.0	20.6	38.26*	1.86	1.71
	Tip 2 ($\alpha = 2.0$)	2.0x1.0	10.99	17.18*	1.56	1.46
	Tip 1 ($\alpha = 1.45$)	1.6x1.1	21.04	45.13*	2.14	2.15
Wood ⁽¹⁵⁾		0.610 x0.610	10.45 (kN)	17.14* (kN)	1.64	1.36
BRE ⁽²⁰⁾		9.5 x 6.46	2.58	4.81	1.86	1.68

* pomeni, da do porušitve plošče ni prišlo.

Bailey and Toh⁽²⁷⁾ sta izvedla serijo 22 testov na horizontalno sproščenih majhnih betonskih ploščah, z razmerjem stranic med 1.0 ali 1.55. Opažena sta bila dva različna načina porušitve, odvisna od deleža armature, razmerja stranic plošče in duktilnosti armature. Pretrganje armature preko krajšega razpona plošče (sl. 4.5(a)) je bil prevladujoč način porušitve v vseh slabo armiranih ploščah, medtem ko je pri močno armiranih ploščah in pri armaturi velike duktilnosti prišlo do porušitve tlačnega betona v vogalih plošče (sl. 4.5(b)). Ti eksperimentalni podatki so zagotovili potrebne informacije za razširitev metode na plošče z ortotropno armaturo ter za vključitev dodatnega porušnega načina v tlačnem betonu v vogalih plošče.



Sl. 4.5 Dve tipični obliki porušitve testnih plošč pri sobnih temperaturah

4.6 Eksperimentalno delo pri povišanih temperaturah

Poleg sedmih požarnih testov izvedenih na osem etažnem jeklenem okvirnem objektu s sovprežnimi medetažnimi konstrukcijami v Cardingtonu leta 1996 in leta 2003^(28,29), sta Bailey in Toh⁽²⁷⁾ z namenom dodatno raziskati natezno membransko delovanje v sovprežnih ploščah, izvedla dodatne teste pri povišanih temperaturah. Na podlagi rezultatov teh testov sta metodo projektiranja, ki sta jo razvila Bailey in Moore, dopolnila in izdelala končno obliko metode, ki je predstavljena v 5. poglavju.

Bailey in Toh⁽²⁷⁾ sta izvedla 15 testov na majhnih, v horizontalni smeri sproščenih, betonskih ploščah z razmerjem stranic med 1.0 ali 1.55. Ugotovila sta, da za razliko od testov plošč pri sobnih temperaturah, kjer je prišlo do porušitve tudi v tlačnem delu betona, je pri povišanih temperaturah prihajalo le do enega načina porušitve, in sicer do pretrganja armature preko krajše stranice kot je prikazano na sl. 4.6.



Sl. 4.6 Oblika porušitve testnih plošč pri povišanih temperaturah

5 POENOSTAVLJENA METODA ZA POŽARNOVARNO PROJEKTIRANJE

Johansenovo pionirsko delo na teoriji⁽¹⁰⁾ mejnih porušnic je raziskovalcem razkrilo pozitivne učinke nateznih membranskih sil, ki povečajo nosilnost betonskih plošč, v primerjavi z ocenjeno upogibno nosilnostjo⁽¹⁰¹⁾.

Opravljenе so bile številne eksperimentalne in teoretične raziskave, ki dokazujejo pozitivne učinke teh ravninskih sil pri sobnih temperaturah. Na podlagi eksperimentalnega dela v Cardingtonu se je ta teorija razširila na požarnovarno projektiranje, kot je opisano v nadaljevanju.

Eksperimentalno delo v Cardingtonu in obnašanje konstrukcij v drugih požarih so postregli s podatki, da obstajajo znatne rezerve v nosilnosti sovprežnih stropov, kar pomeni, da obnašanje sovprežnih konstrukcij v požaru preseže pričakovanja iz zahtev standarda požarne varnosti za posamezne konstrukcijske elemente. V Cardingtonu se je pokazalo, da so lahko jekleni nosilci, ki podpirajo betonsko ploščo, brez požarne zaščite. Namen eksperimenta je bil raziskati primerne projektne modele, ki bi dovoljevali projektantom pri požarnem projektiranju za podpiranje sovprežnih konstrukcij uporabo nezaščitenih jeklenih nosilcev.

Raziskovalci ustanove Building Research Establishment (BRE), s podporo instituta za jeklene konstrukcije (Steel Construction Institute), so na podlagi eksperimentalnega dela v Cardingtonu razvili enostavno metodo za projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona. Metodo so preverili na ogromnem številu rezultatov požarnega testa v Cardingtonu in na podlagi eksperimentalnih testov pri sobni temperature. Ta metoda je podrobneje opisana v poglavju 5.2.

Poenostavljena metoda za požarnovarno projektiranje se v primerjavi z enostavnimi postopki iz predpisov^(32,33) razlikuje v tem, da pri projektiranju upošteva sovprežno obnašanje in ne projektira vsakega konstrukcijskega elementa posebej. Tehnično primerljiva rešitev je uporaba nelinearnih končnih elementov pri določitvi požarne nosilnosti, ki pa je precej dražja rešitev in zahteva ogromno strokovnega znanja. Metoda, predstavljena v tem dokumentu je bolj dostopna tudi projektinim inženirjem z le osnovnim znanjem o požarnovarnem projektiranju.

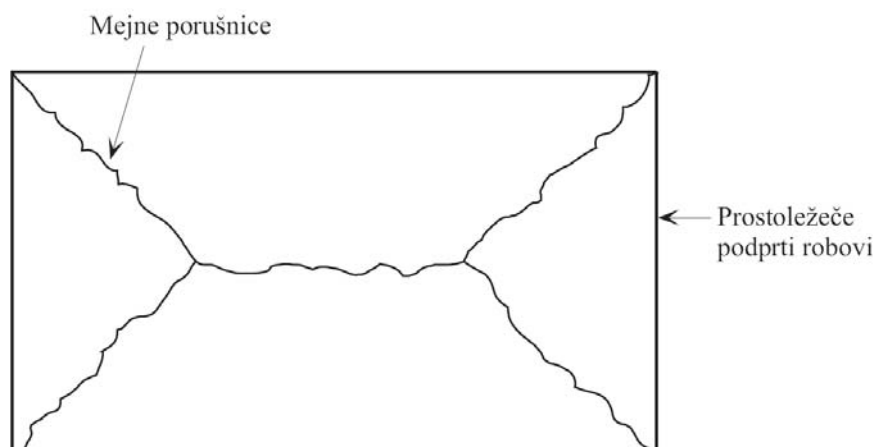
5.1 Uvod v teorijo porušnic in membransko delovanje

Teorija porušnic, katero je razvil Johanssen, temelji na predpostavljenih porušnih mehanizmih in sposobnosti plastifikacije slabo armiranih betonskih plošč. Porušni mehanizem je določen z mejnimi porušnicami, vzdolž katerih pride do plastifikacije armaturnih palic ter plastičnega deformiranja (razpokanje) betonske plošče. Zasuk posamezne porušne ploskve se izvede vzdolž plastičnih linij in je enak po celotni ploskvi.

Pri metodi vzdolž plastičnih linij morajo biti strižne, upogibne in tlačne porušitve preprečene. Odziv "moment-ukrivljenost" plošče mora biti zato dovolj duktilen za tvorjenje porušnega mehanizma; to običajno ni problem, saj so plošče vedno spodaj armirane, kar omogoča razvoj plastificiranja armature pred nastankom kakih drugih krhkih porušitev.

Za primer prostoležečih pravokotnih in kvadratnih plošč je tvorjenje mejnih porušnic prikazano na sl. 5.1. Takšen porušni mehanizem je predpostavljen tudi v

teoretični raziskavi, ki sledi. V realnosti pri jeklenih okvirnih konstrukcijah plošče niso prostoležeče, saj so podprte z jeklenimi nosilci z določeno togostjo. Več o tem sledi v poglavju 6.



Sl. 5.1 *Tipična oblika formiranja mejnih porušnic v pravokotnih ploščah, ki so vzdolž vseh štirih robov prostoležeče podprte*

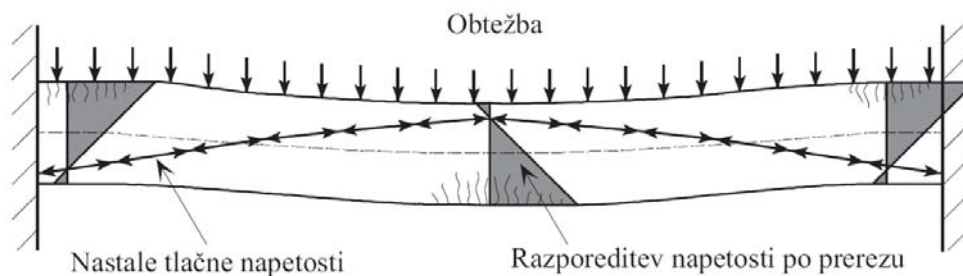
Za predpostavljeni razpored porušnic je mogoče določiti nosilnost po teoremu zgornje meje plastične nosilnosti. Reševanja tega problema se lotimo po principu izreka o virtualnem delu, ki pravi da je delo vseh zunanjih sil enako delu vseh notranjih sil. Natančneje to pomeni, da mora biti delo vertikalne sile z vertikalnim pomikom enako delu momenta plastifikacije armature z rotacijo med porušnimi ploskvami. Tako lahko dobimo nosilnost plošče, ki mora biti vedno večja od dejanske obremenitve.

Kot se je izkazalo v opravljenih eksperimentih je zaradi membranskega delovanja plošče in utrjevanja armature dejanska nosilnost precej večja od nosilnosti, dobljene po zgoraj opisani metodi mejnih porušnic.

Zaradi membranskega delovanja se v plošči pojavijo osne sile, ki so odvisne od robnih pogojev plošče. V nadaljevanju sta opisana dva skrajna primera, primer togo podprte plošče in primer prostoležeče plošče.

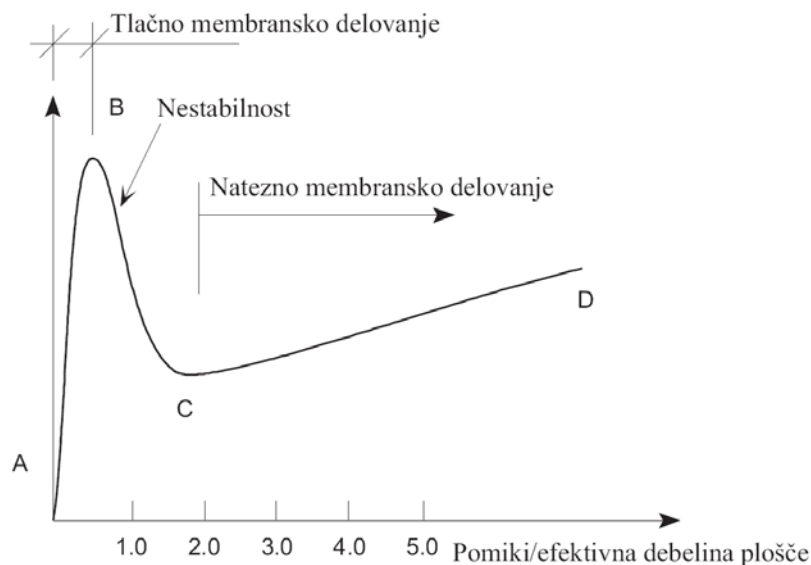
Togo podprte plošče

Pri togo podprtih ploščah se že pri majhnih upogibkih plošče vzpostavi membransko delovanje v tlaku. Kot je prikazano na sl. 5.2, za primer plošče preko enega polja, se v plošči vzpostavi tlačni lok, ki poteka od spodnjega roba plošče pri robovih, do zgornjega roba na sredini plošče. Na sl. 5.3 je prikazan primer povečanja odpornosti plošče zaradi delovanja membranskih sil.



Sl. 5.2 *Tlačno membransko delovanje v togo podprtih ploščah*

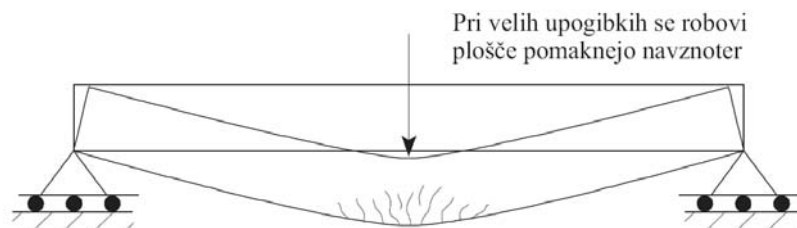
Park⁽¹⁴⁾ je v svojem delu, o mejni nosilnosti pravokotnih betonskih plošč, prikazal delovanje membranskih sil na zelo podoben način kot je prikazano na sl. 5.3, kjer lahko vidimo, da obtežba raste do trenutka nastanka razpok v betonu, takrat pride do nestabilnosti dokler ne “zagrabi” natezna armatura v plošči. Med nestabilnostjo se pomiki povečajo kljub manjši nosilnosti. V nadaljevanju se ob povečanju deformacij povečuje tudi obtežba, vse do porušitve v armaturi.



SI. 5.3 Membransko delovanje togo podprtih plošč⁽¹⁵⁾

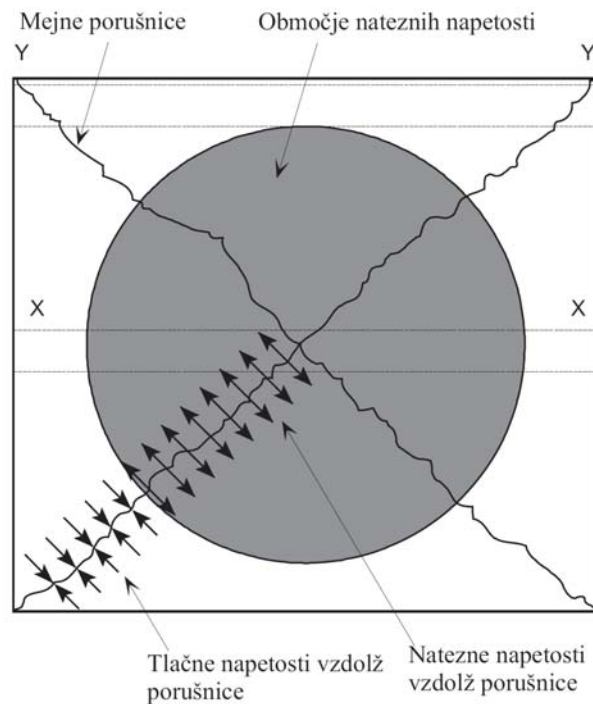
Prostoležeče plošče

V primeru prostoležečih plošč, nosilnih v eni smeri je obnašanje drugačno. Tukaj do membranskega delovanja sil v tlaku ne more priti, in membransko obnašanje po plastifikaciji je izključno natezno. Pri ploščah preko enega polja bodo veliki vertikalni pomiki povzročili horizontalne pomike podpor elementa, razen če je le to preprečeno. V tem primeru se pojavijo v plošči dodatne natezne sile. Pri ploščah preko enega polja morajo te dodatne sile prevzeti podpore, v primeru plošč preko dveh polj pa se v plošči vzpostavi notranji mehanizem, ki prevzame te obremenitve.



SI. 5.4 Konstrukcijski elementi nosilni v eni smeri

Na sl. 5.5 je prikazana plošča, nosilna v obeh smereh. Plošča je na vseh štirih robovih vertikalno podprta, medtem ko v horizontalni smeri ni podpor. Trak plošče, na sliki, označen z X-X, se bo obnašal podobno kot plošča, nosilna v eni smeri preko enega polja (sl. 5.4). Trak plošče, označen z Y-Y, ob podprtem robu plošče bo imel manjše vertikalne pomike in zato na tem delu ne bo prišlo do krajšanja elementa, kot v primeru traka X-X. Na stičiščih teh trakov v ravnini sil se bo vzpostavilo ravnotežje med nateznimi silami v traku X-X in tlačnimi silami v traku Y-Y. Rezultat je območje nateznih sil na sredini plošče, na sl. 5.5 osenčeno območje, in tlačni obroč po obodu plošče.



Sl. 5.5 *Razporeditev membranskih napetosti v ravnini plošče*

Vpliv membranskih sil na mejne porušnice

Nastanek tlačnih in nateznih ravninskih membranskih sil vpliva na razvoj momenta plastičnosti v mejnih porušnicah. V območju nateznih sil se zmanjša upogibna odpornost, v območju tlačnih pa se upogibna odpornost poveča. Poveča pa se tudi nosilnost plošče na račun membranskega delovanja nateznih sil.

Johanssensu je sledil Ockleston⁽¹¹⁾ z eksperimenti v katerih je porušil celotne stavbe. Ti eksperimenti so razkrili, da so nosilnosti talnih plošč precej večje od nosilnosti, izračunanih po teoriji mejnih porušnic. To je povzročilo veliko zanimanje raziskovalcev, ki so v naslednjih letih opravili veliko eksperimentalnih in analitičnih analiz na tem področju.

Eksperimenti prostoležečih plošč so pokazali, da je pri velikih pomikih vzorec mejnih porušnic enak predpostavljeneemu. Do porušitve je prišlo zaradi velikih tlačnih razpok v betonu preko krajšega razpona plošče ter zaradi porušitve natezne armature, je v poročilu zapisal Wood⁽¹⁵⁾.

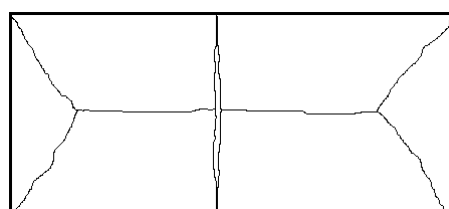
Wood⁽¹⁵⁾, Kemp⁽¹⁷⁾, Taylor⁽¹⁶⁾, Sawczuk⁽¹⁸⁾, Hayes⁽¹⁹⁾ and Bailey and Moore^(12,13) so v svojih analizah upoštevali membransko delovanje prostoležečih plošč.

Wood je razvil rešitev za okrogle prostoležeče plošče na katere deluje zvezno porazdeljena obtežba. Do podobne rešitve je prišel Kemp za pravokotne plošče. Kempova metoda je vključevala strogo "togo-plastične rešitve", kjer se nosilnost plošče določi na podlagi upoštevanja ravnotežja togih delov plošče. To omogoča določitev velikosti membranskih sil in določitev momenta plastičnosti v mejnih porušnicah iz funkcije upogibkov plošče. Kempova teorija govori o tem, da je nosilnost plošče funkcija upogibkov plošče. Ugotavlja še, da je mejna obtežba tista obtežba, pri kateri pride do porušitve v natezni armaturi oziroma do porušitve tlačnega betona v vogalih plošče, čeprav njegov model v odzivu obtežba-upogib ne išče takšne točke.

Sawczuk je v svoji analizi upošteval formiranje razpok preko krajše strani plošče. Ugotovil je, da so togi trikotni deli plošče izpostavljeni momentom zaradi spremembe membranskih sil vzdolž linij porušnic. Glede na oceno upogibne nosilnosti togih delov, je tako predvidel razvoj upogibnih plastičnih členkov po sredini plošče v vzdolžni smeri ter pravokotno na te razpoke v smeri krajšega razpona plošče. Takšno formiranje razpok ni bilo vključeno v analizi Taylorja in Kempa. Sawczukova energijska metoda predvideva dve formaciji razpok, prikazani na sl. 5.6. Kritična oblika porušitve po Sawczuku je prikazana na sl. 5.6(a), kjer se pojavijo prečne razpoke na delu plošče, kjer se mejne porušnice stikajo med seboj.



(a) Tvorita se razpoki na stičišču mejnih porušnic



(b) Tvori se razpoka na sredini plošče

Sl. 5.6 Obliki porušitev v Sawczukovih testih

Hayes je opozoril, da Sawczukova metoda upošteva tudi momente na robu plošče, katerih pa v primeru prostoležečih plošč ni. Opozoril je tudi, da ni razvidno povečanje nosilnosti plošč pri upoštevanju momentnega ravnotežja. Lotil se je tudi analize križno armiranih pravokotnih plošč, na podlagi katere je kritično ocenil Sawczukovo metodo in se strinjal z zaključki, ki jih je dobil Kemp za kvadratne plošče. Tudi Hayes je v svoji metodi predpostavil, da se v krajši smeri plošče razpoke pojavijo na stičišču mejnih porušnic. V primerjavi njegove metode s Sawczukovo je prišel do zaključka, da razlike niso tako velike. Po mnenju Hayesesa je pomembno to, da se povečanje nosilnosti zaradi membranskega delovanja niža s povečanjem razmerja stranic plošče oziroma s povečanjem razmerja armature v vzdolžni in prečni smeri.

Predpostavki Sawczuka, katero je prevzel tudi Hayes in predvideva nastanek dveh razpok v prečni smeri plošče v območju stikovanja mejnih porušnic, nasprotuje velik del rezultatov testov, vključno s testom, opravljenim v Building Research Establishment leta 2000⁽²⁰⁾. Zato sta Bailey in Moore Hayesovo metodo, modificirala in oblikovala njuno ravnotežno metodo na nastanku ene same razpoke na sredini plošče, ki je bila najpogostejša oblika porušitve med testi pri sobnih in povišanih temperaturah, kot je prikazano na sl. 5.7 (b). Izpeljava, ki sta jih uporabila Bailey in Moore je opisana v poglavju 5.2. Sprva sta razvila metodo le za izotropne plošče, kasneje pa tudi za ortotropne plošče in ugodno delovanje jeklenih nosilcev⁽²¹⁾ po principu verižice .

5.2 Račun nosilnosti sovprežnih stropnih konstrukcij v skladu z enostavno metodo projektiranja

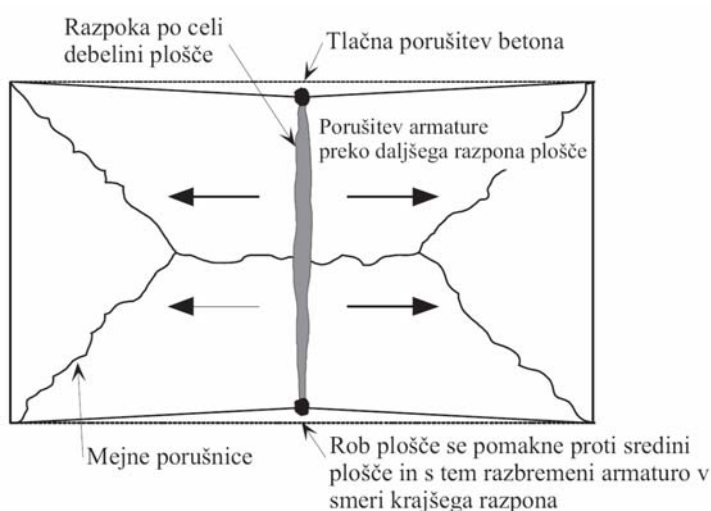
V tem poglavju je opisan razvoj enostavne metode projektiranja za račun nosilnosti pravokotnih sovprežnih stropnih konstrukcij. Ta metoda je nastajala več let. Na začetku^(12,13) je dovoljevala le uporabo izotropno armiranih plošč, pri katerih obstaja le ena možna oblika porušitve: pretrganje natezno obremenjene armature mreže in nastanek porušnih razpok preko krajšega razpona plošče, kot je prikazano na sl. 5.7(a). Kasneje so razvili^(21,25) bolj splošno izpeljavo, ki dovoljuje tudi

uporabo ortotropno armiranih plošč ter upošteva tudi tlačno porušitev betona v vogalih plošče (glej sl. 5.7(b)).

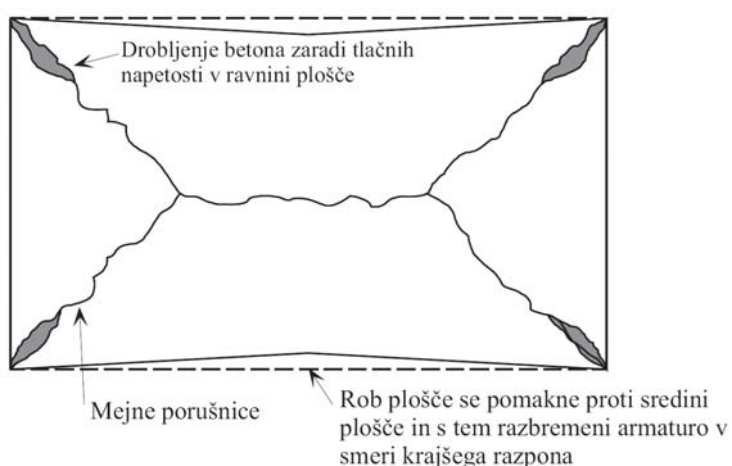
5.2.1 Račun nosilnosti

Nosilnost, križno armirane prostoležeče plošče brez horizontalnega podpiranja na robovih, je večja od izračunane nosilnosti z uporabo metode mejnih porušnic. Večja nosilnost je posledica delovanja nateznih membranskih sil, ki se pojavijo v plošči pri velikih deformacijah in tudi zaradi povečanja momenta plastičnosti v tlačno obremenjenih mejnih porušnicah (glej sl. 5.8).

Nosilnost je določena kot spodnja meja rešitev za nastanek mejnih porušnic ob predpostavki, da bo končna oblika formiranja mejnih porušnic takšna kot je prikazana na sl. 5.7(a), da bo prišlo do porušitve na sredini plošče zaradi pretrganja mrežne armature v smeri krajšega razpona plošče. Druga mogoča oblika porušitve je porušitev betona v vogalih plošče zaradi velikih tlačnih pritiskov, kot je prikazano na sl.5.7(b). Takšna oblika porušitve je opisana v poglavju 5.3.



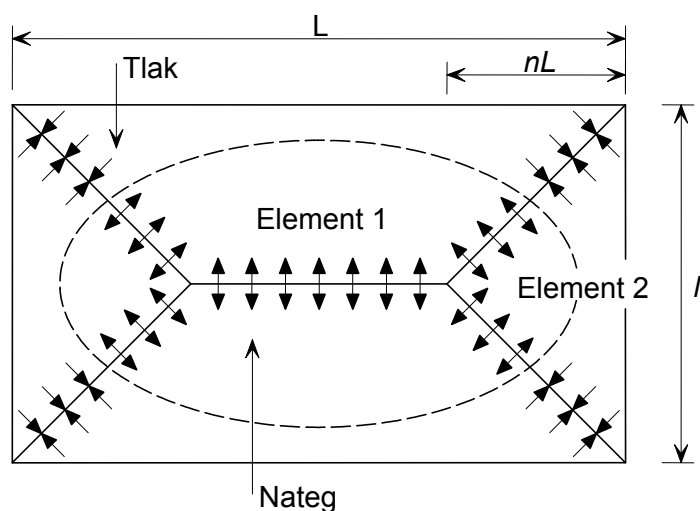
(a) Natezna porušitev armaturne mreže



(b) Tlačna porušitev betona

SI. 5.7 *Predvidene porušitve v sovprežnih ploščah*

Do prve oblike porušitve pride kadar je tlačna nosilnost betona večja od natezne nosilnosti armaturne mreže, čemur sledi pretrganje armature. Do druge oblike porušitve pa pride v primeru, ko je natezna nosilnost armaturne mreže večja od tlačne nosilnosti betona, čemur sledi tlačna porušitev betona v vogalih plošče.



Sl. 5.8 Razpored napetosti vzdolž mejnih porušnic za primer pravokotne plošče s členkasto podprtimi robovi zaradi nateznega membranskega delovanja.

Na sl. 5.8 je prikazana pravokotna prostoležeča plošča, na kateri je s črtkano črto označeno območje, znotraj katerega se pojavi natezno membransko delovanje, po obodu plošče zunaj črtkanega območja pa se pojavi tlačno membransko delovanje, ki pozitivno deluje na nosilnost plošče. Takšno stanje se pojavi za primer zvezno porazdeljene obtežbe. Presečišče mejnih porušnic se določi s parametrom n , ki ga izračunamo z uporabo metode mejnih porušnic, po spodnjem izrazu:

$$n = \frac{1}{2\sqrt{\mu a^2}} (\sqrt{3\mu a^2 + 1} - 1), \quad (11)$$

kjer je

- a razmerje med dolžino in širino plošče (L/l)
- μ razmerje med momentoma plastifikacije v pravokotnih smereh plošče (vedno manjše ali enako 1.0)

Krajši razpon bi moral biti definiran kot razpon z manjšim momentom plastifikacije, ki se kaže v manjšem faktorju μ , katerega vrednost ne sme nikoli preseči vrednosti 1,0. Podobno velja za vrednost parametra n , ki je navzgor omejen z vrednostjo 0,5, da dobimo pravilno obliko mejnih porušnic.

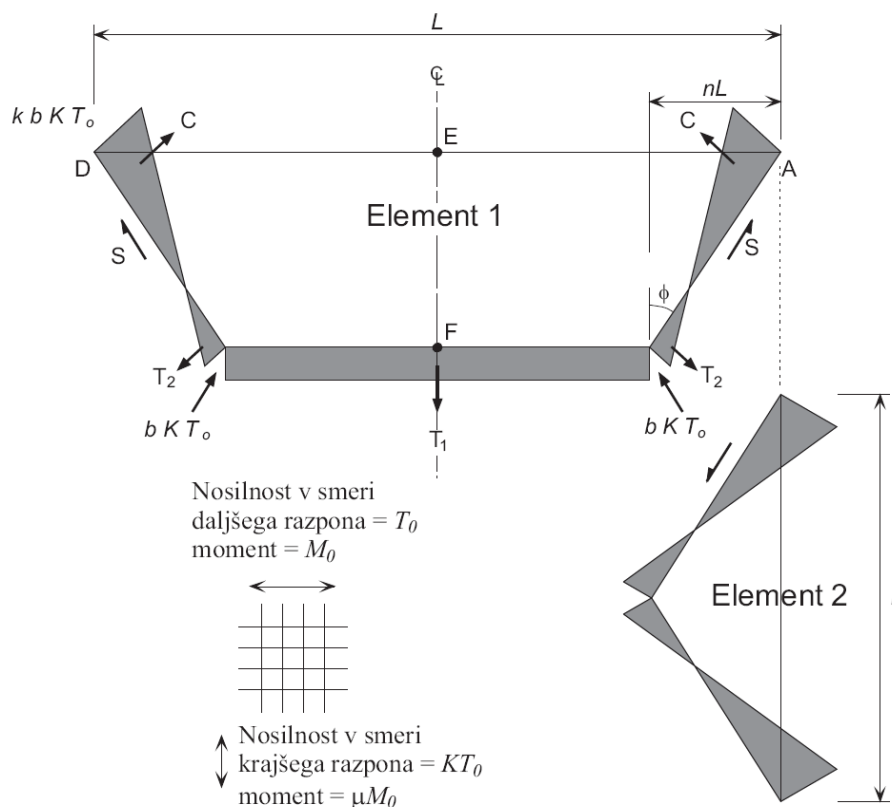
Nosilnost porušnega mehanizma z mejnimi porušnicami je podana z naslednjo enačbo:

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

kjer je

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

Hayes⁽¹⁹⁾ je ugotovil da so ob predpostavki togo-plastičnega obnašanja dovoljeni le premiki in zasuki togih delov mehanizma. Dodatne predpostavke so pripeljale do tega, da membranske sile vzdolž mejnih porušnic postanejo linearne, kot je prikazano na sl. 5.9. Te predpostavke in iz tega izhajajočo razporeditev membranskih sil je sprejel tudi Bailey^(12,26).



Sl. 5.9 Razporeditev napetosti v ravnini v elementih 1 in 2

Izpeljava izrazov za parameter k

Iz ravnotežja sil T_1 , T_2 in C , ki delujejo na element 1, izhajajo naslednje enačbe:

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

in

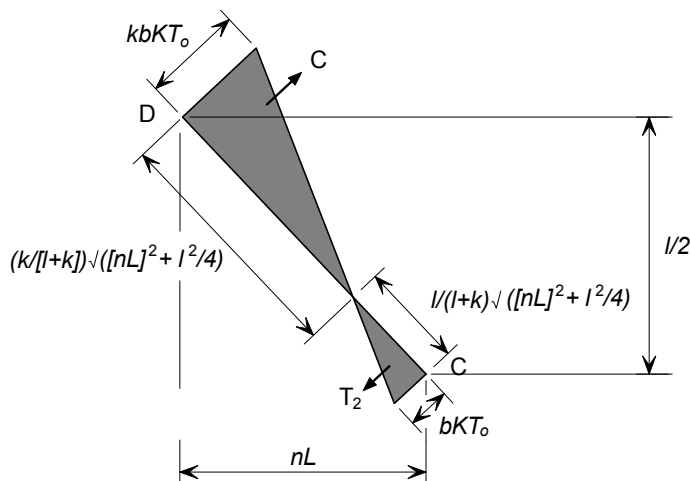
$$-S \cos \phi = (C - T_2) \sin \phi - \frac{T_1}{2}$$

Zato,

$$\frac{T_1}{2} \sin \phi = (C - T_2) \quad (1)$$

Kjer je

ϕ kot mejne porušnice.



Sl. 5.10 Napetosti v ravnini plošče vzdolž linije mejne porušnice CD

Sl. 5.10 prikazuje obliko porazdelitve napetosti vzdolž porušnice med točkama CD. Glede na sl. 5.9 in sl. 5.10 lahko zapišemo,

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

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

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

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

kjer so

b, k parametra, ki določata velikost membranskih sil,

KT_0 nosilnost jeklene armaturne mreže na enoto širine,

n parameter, ki določa obliko porušnega mehanizma z mejnimi porušnicami.

Z vstavljanjem zgornjih enačb v izraz (1) dobimo,

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

Ta izraz preuredimo in iz njega izrazimo parameter k .

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

Izpeljava izrazov za parameter b

Ob predpostavljene porušitvi armature v smeri krajšega razpona plošče lahko izrazimo izraze za določitev parametra b . Linija EF, prikazana na sl. 5.11, predstavlja mesto pretrganja armaturne mreže, kjer se pojavijo globoke razpoke preko krajšega razpona plošče. Zgornjo mejo rešitev za moment plastifikacije vzdolž linije EF je mogoče dobiti ob predpostavki, da v vseh armaturnih palicah deluje mejna napetost (f_u) in na mestu E, na sl. 5.11, deluje srednja tlačna napetost.

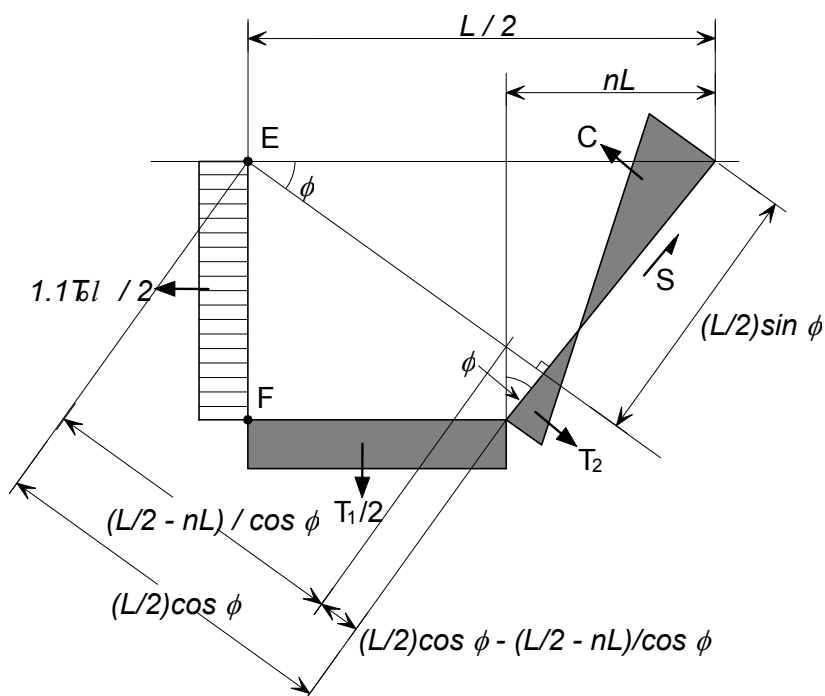
Predpostavimo, da je,

$$f_u = 1.1f_y,$$

kjer je

f_y napetost tečenja armature.

Ob upoštevanju momenta okoli točke E na sl. 5.11,



SI. 5.11 Napetosti v ravnini plošče vzdolž porušne linije EF

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

kjer je

$$\frac{T_1}{2} = bKT_o \left(\frac{L}{2} - nL \right)$$

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

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

$$S = \frac{bKT_o l}{4nL} (k-1) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}$$

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

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

$$\tan \phi = \frac{nL}{(l/2)}$$

Te izraze vstavimo v enačbo (3) in dobimo,

$$\frac{bKT_o}{2} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \left[\left(\frac{l}{2} \right) \frac{L}{2} - \frac{\left(\frac{L}{2} - nL \right)}{\left(\frac{l}{2} \right)} \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right] \left(\frac{l}{2} \right) \left[-\frac{1}{3} \left(\frac{1}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right]$$

$$+ \frac{kbKT_o}{2} \left(\frac{k}{k+1} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \left[\frac{nL}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} \frac{L}{2} - \frac{1}{3} \left(\frac{k}{1+k} \right) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \right]$$

$$+ \frac{bKT_o l}{4nL} (k-1) \sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}} \left[\frac{\left(\frac{l}{2} \right)}{\sqrt{(nL)^2 + \frac{l^2}{4}}} \left(\frac{L}{2} \right) - bKT_o \left(\frac{L}{2} - nL \right) \left[\frac{l}{2} \left(\frac{L}{2} - nL \right) \right] \right] = \frac{1.1T_o l^2}{8}$$

Te izraze preuredimo, da dobimo

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

Enačbo (4) lahko zapišemo tudi kot,

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

Za b velja:

$$b = \frac{1 \cdot l^2}{8K(A+B+C-D)}, \quad (5)$$

kjer je

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

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

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

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

Parametra k in b, ki določata sile v ravnini, izračunamo z uporabo enačb (2) in (5).

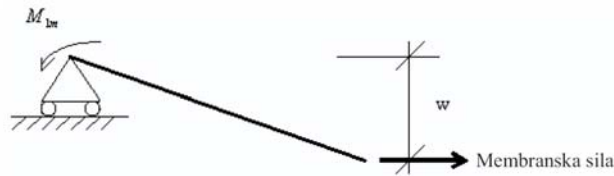
Membranske sile

Nosilnost togih elementov plošče, 1 in 2, se določi, ob upoštevanjem prispevka membranskih sil in povečanju upogibne nosilnosti na mejnih porušnicah za vsako porušnico posebej, kot je prikazano v nadaljevanju. Te učinke zajamemo s faktorjem, ki se uporablja za določitev spodnje meje plastične nosilnosti. Prispevek horizontalnih strižnih sil S (sl. 5.9) in vertikalnih strižnih sil v porušnicah se zanemari. Zaradi zanemarjenja strižnih sil dobimo različni obtežbi za element 1 in 2. Merodajna je zato povprečna vrednost obtežbe.

Prispevek membranskih sil k nosilnosti.

a) Element 1

V skladu s sl. 5.12 je moment nad podporo zaradi membranskih sil podan kot:



Sl. 5.12 Račun momenta nad podporo, ki ga povzročajo membranske sile

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

kjer je

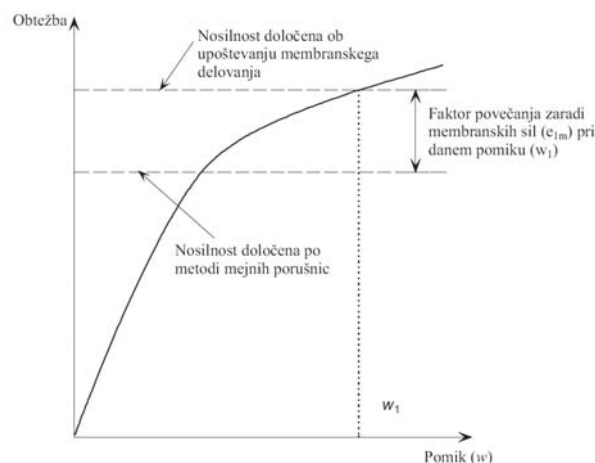
M_{1m} moment nad podporo zaradi membranskih sil v elementu 1.

Izraz se skrči na:

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

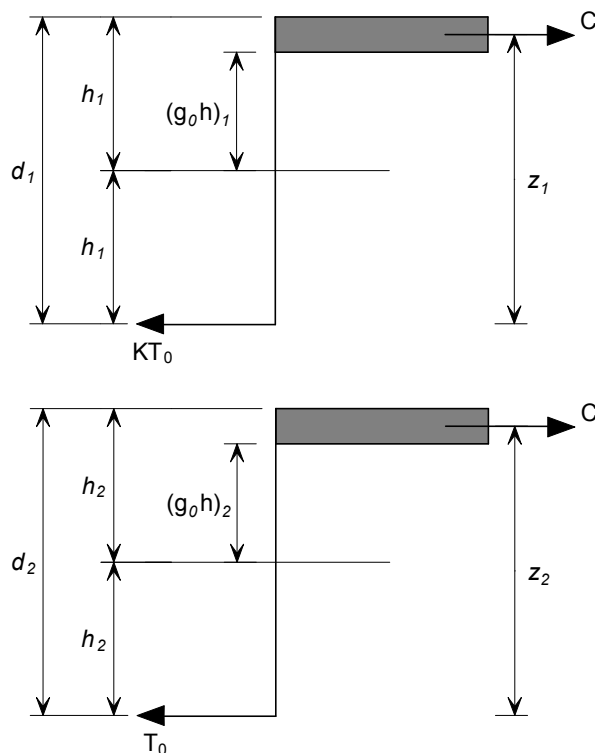
Zgornja formulacija določa prispevek membranskih sil k nosilnosti, čemur je treba dodati še prispevek nosilnosti zaradi povečane upogibne nosilnosti v območjih, kjer se v plošči pojavljajo tlačne sile. Prispevek membranskih sil in prispevek zaradi upogibnega delovanja sta povezana z obtežbo v porušnicah. S pomočjo tega lahko določimo faktor, s katerim zajamemo vpliv membranskih osnih sil in tudi prispevek zaradi delovanja upogibnega momenta. S tema dvema faktorjema lahko torej določimo celoten prispevek k nosilnosti plošče zaradi membranskega delovanja.

Z razmerjem med M_{1m} in $\mu M_0 L$, upogibno nosilnostjo plošče brez osne sile, lahko izrazimo vpliv nateznega membranskega delovanja pri povečanju nosilnosti v mejnih porušnicah (sl. 5.13).



Sl. 5.13 Faktor povečanja nosilnosti zaradi membranskih sil

Določitev upogibne nosilnosti μM_0 je prikazana na sl. 5.14.



Sl. 5.14 Račun momenta nosilnosti

Velikosti upogibnih nosilnosti μM_0 in M_0 na enoto širine plošče določimo z izrazoma:

$$\mu M_0 = KT_0 d_1 \left(\frac{3 + (g_0)_1}{4} \right)$$

$$M_0 = T_0 d_2 \left(\frac{3 + (g_0)_2}{4} \right),$$

kjer je

$(g_0)_1, (g_0)_2$ parametra s katerima upoštevamo vpliv upogibnega delovanja v dveh med seboj pravokotnih smereh (glej sl. 5.14)

d_1, d_2 statični višini plošče v obeh smereh.

Faktor e_{1m} , s katerim upoštevamo povečanje, je podan:

$$e_{1m} = \frac{M_{1m}}{\mu M_0 L} = \frac{4b}{3 + (g_0)_1} \left(\frac{w}{d_1} \right) \left((1 - 2n) + \frac{n(3k + 2) - nk^3}{3(1 + k)^2} \right) \quad (6)$$

b) Element 2

Moment v podpori zaradi membranskih sil v elementu 2 je podan z izrazom:

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

Kjer je

M_{2m} moment nad podporo zaradi membranskih sil v elementu 2.

Vpliv nateznih membranskih sil k povečanju nosilnosti v mejnih porušnicah lahko izrazimo z razmerjem med momentom nad podporo zaradi membranskega delovanja, M_{2m} , in momentom $M_0 l$, ki predstavlja upogibno nosilnost plošče v vzdolžni smeri:

$$e_{2m} = \frac{M_{2m}}{M_0 l} = \frac{4bK}{3 + (g_0)_2} \left(\frac{w}{d_2} \right) \left(\frac{2 + 3k - k^3}{6(1+k)^2} \right) \quad (7)$$

Wood^[6] je podal izraz za določitev učinka membranskih sil na upogibno nosilnost vzdolž linij mejnih porušnic ob upoštevanju pogoja plastičnosti za primer, ko je prisotna tudi osna sila. Upogibni moment ob prisotnosti osne sile za primer majhnega razpona je podan kot

$$\frac{M_N}{\mu M_0} = 1 + \alpha_1 \left(\frac{N}{KT_0} \right) - \beta_1 \left(\frac{N}{KT_0} \right)^2 \quad (8a)$$

kjer je

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

in

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

Podobno velja za primere z velikimi razponi,

$$\frac{M_N}{\mu M_0} = 1 + \alpha_2 \left(\frac{N}{T_0} \right) - \beta_2 \left(\frac{N}{T_0} \right)^2 \quad (8b)$$

kjer

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

in

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

Vpliv membranskih sil na upogibno nosilnost plošče

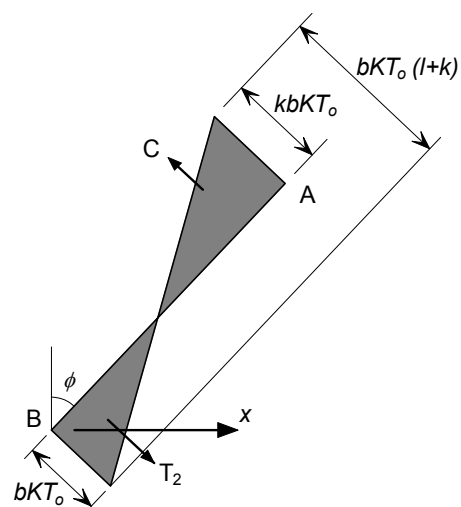
a) Element 1

Učinek membranskih sil na upogibno nosilnost plošče se določi ločeno za vsako mejno porušnico posebej.

Membranske sile vzdolž porušnice BC imajo konstantno vrednost $-bKT_0$ in zato:

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

Za mejno porušnico AB (glej sl. 5.15)



Sl. 5.15 Sile, ki delujejo na element 1, porušna linija AB

so membranske sile vzdolž mejne porušnice, na razdalji x od točke B, podane z izrazom:

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

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

Z upoštevanje tega izraza v enačbi (8a) dobimo, za porušnici AB in CD, izraz:

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

Iz tega dobimo:

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

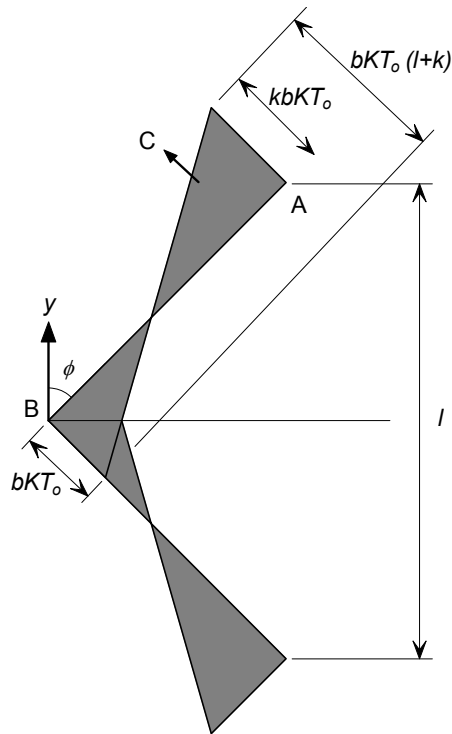
Povečanje upogibne nosilnosti zaradi membranskih sil za element 1 je tako določeno kot:

$$e_{1b} = \frac{M}{\mu M_0 L} = 2n \left[1 + \frac{\alpha_1 b}{2}(k-1) - \frac{\beta_1 b^2}{3}(k^2 - k + 1) \right] + (1-2n)(1 - \alpha_1 b - \beta_1 b^2) \quad (9)$$

b) Element 2

Kot je prikazano na sl. 5.16, se lahko, za element 2, določi silo na razdalji y od točke B s pomočjo spodnjega izraza:

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



Sl. 5.16 Sile, ki delujejo na element 2

Zapisano drugače

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

Z upoštevanje tega izraza v enačbi (8b) dobimo:

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

Iz tega dobimo,

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

S pomočjo te enačbe določimo faktor, s katerim upoštevamo povečanje upogibne nosilnosti zaradi učinka membranskih sil,

$$e_{2b} = \frac{M}{M_0 l} = 1 + \frac{\alpha_2 bK}{2} (k-1) - \frac{\beta_2 b^2 K}{3} (k^2 - k + 1) \quad (10)$$

Izrazi (6), (7), (9) in (10) predstavljajo prispevek membranskih sil k nosilnosti prečne obtežbe in k upogibni nosilnosti plošče.

Zapišemo lahko še kombinaciji teh faktorjev za vsak element posebej

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

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

Kot je že zapisano zgoraj, bosta vrednosti e_1 in e_2 , izračunani na podlagi enakosti pomikov za elementa 1 in 2, različni. Hayes predlaga, da si te razlike lahko razlagamo kot vpliv prečnega striga in striga v ravnini, tako da dobimo skupni faktor prispevka kot je zapisan spodaj:

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

5.3 Tlačna porušitev betona

V faktorju prispevka nosilnosti, izpeljanem v poglavju 5.2.1, je predvidena porušitev natezne armature v plošči. Zavedati se je potrebno, da je v nekaterih primerih merodajna porušitev betona v vogalih plošče, kar moramo prav tako upoštevati pri možnih oblikah porušitve. To dosežemo z omejitvijo vrednosti parametra "b", ki predstavlja velikosti ravninskih napetosti.

Kot vidimo na sl. 5.9, se v plošči lahko pojavi maksimalna tlačna sila v vogalu velikosti $kbKT_0$. Upoštevati moramo tudi tlačno silo, ki se pojavi zaradi upogiba. Ob upoštevanju tega, da je maksimalna višina tlačne cone omejena na $0,45d$ ter povprečne statične višine plošče glede na statični višini v obeh glavnih smer, dobimo:

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

Kjer je f_{ck} karakteristična tlačna trdnost betona.

Upoštevanje tega pri računu parametra b, nam da:

$$b = \frac{1}{kKT_0} \left(0.85f_{ck} \times 0.45 \left(\frac{d_1 + d_2}{2} \right) - T_0 \left(\frac{K+1}{2} \right) \right) \quad (11)$$

Parameter b je tako določen kot manjša vrednost, dobljena iz enačb (5) in (11).

6 RAZVOJ NAPOTKOV ZA PROJEKTIRANJE

Testi v preteklosti, opisani v poglavju 4.5, so pokazali, da se nosilnost pri sobnih temperaturah pri ploščah, podprtih v vertikalni smeri vzdolž robov, poveča zaradi delovanja membranskih sil. Plošče, ki so vertikalno podprte le v vogalih, ne razvijejo pomembnih nateznih membranskih sil in posledično je prispevek k nosilnosti temu primerno majhen.

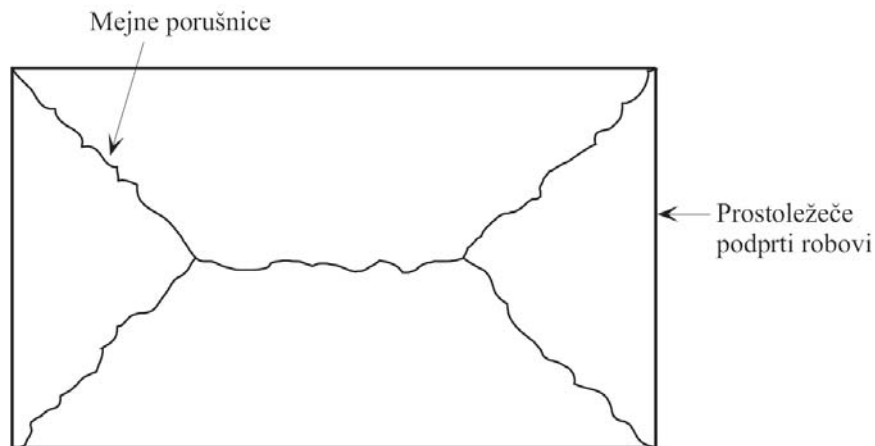
Torej, pri sovprežnih medetažnih konstrukcijah podprtih z jeklenimi nosilci je v primeru požara pomembna razdelitev plošče na pravokotna območja, t.i. projektna območja, tako da so vertikalne podpore prisotne na robovih vsakega območja. Takšne vertikalne podpore dosežemo s požarno zaščitenimi nosilci, ki tvorijo mrežo med stebri.

Pri sobnih temperaturah plošče delujejo kontinuirno na stikih med posameznimi projektnimi območji. V primeru požara se običajno nad jeklenimi nosilci v betonu pojavijo razpoke zaradi velikega upogiba plošče. To je lahko razlog za porušitev natezne armature nad podporami bodisi zaradi velikih upogibkov plošče bodisi zaradi kombinacije upogiba in membranskih sil. Takšna porušitev v območjih nad podporami se zgodi pred poružitvijo natezne armature na sredini plošče. Zato se smatra, da so na robovih posameznega območja dopuščeni zasuki in horizontalni pomiki vzdolž robov plošče.

6.1 Projektne predpostavke

Pri sovprežnih ploščah je oblika porušnega mehanizma odvisna od obnašanja nezaščitenih sovprežnih nosilcev, katerim se ob naraščanju temperature vztrajno manjša nosilnost. V nasprotju z obnašanjem pri sobnih temperaturah, se v primeru visokih temperatur mehanizem za prenos prečne obtežbe spremeni. Sprva je sovprežna plošča nosilna v eni smeri med sekundarnimi nosilci. Ko ti nosilci izgubijo svojo nosilnost zaradi povišane temperature in se plošča prične obnašati kot prostoležeča plošča, nosilna v obeh smereh, se tvori porušni mehanizem, prikazan na sl. 6.1. Ob predpostavki, da pride do takšnega načina porušitve le v primeru, kadar je nosilnost prečke majhna v primerjavi z nosilnostjo plošče, lahko konzervativno oceno nosilnosti določimo na razmeroma enostaven način.

Nosilnost plošče se računa po teoriji mejnih porušnic ob predpostavki, da so sovprežni nosilci brez nosilnosti in da se tvori porušni mehanizem, ki je odvisen od robnih pogojev. Dobljeno minimalno nosilnost povečamo zaradi nateznega membranskega delovanja, ki je odvisno od predvidenih pomikov plošče in predvidenih oblik porušitve, opisanih v 5. poglavju. Tej dobljeni nosilnosti se doda še nosilnost sovprežnih nosilcev, da dobimo skupno nosilnost sovprežnega sistema.

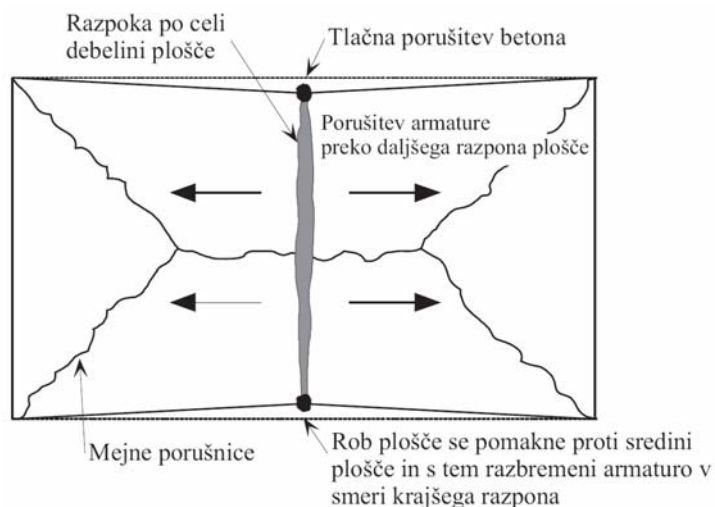


Sl. 6.1 *Tipična oblika formiranja mejnih porušnic v pravokotnih ploščah, ki so vzdolž vseh štirih robov prostoležeče podprte*

6.2 Kriterij porušitve

V testih pri sobni in povišani temperaturi sta se pojavili dve obliki porušitev, odvisni od količine armature, od razmerja med dolžino in širino plošče ter od duktilnosti armature. Pri večini mehko armiranih plošč je prišlo do pretrganja natezne armature preko krajšega razpona plošče, medtem ko je pri prednapetih ploščah oziroma ploščah, armiranih z visoko duktilno armaturo prišlo do tlačne porušitve betona v vogalih plošče. Obe obliki porušitve zajema poenostavljena metoda za požarnovarno projektiranje, kot je opisano v poglavju 5.2.

V večini testov pri povišanih temperaturah je prišlo do porušitve zaradi nastanka globoke razpoke preko krajšega razpona plošče (l), kot je prikazano na sl. 6.2. Metoda projektiranja, predstavljena v poglavju 5.2, določa mejno prečno obtežbo plošče ob določenem pomiku. V poglavju 6.2.1 je izpeljan izraz za oceno deformacije plošče tik pred porušitvijo plošče, ki je potrebna za izračun učinka membranskega delovanja.



Sl. 6.2 *Natezna porušitev plošče zaradi porušitve armature*

6.2.1 Deformiranje plošče

Z enostavno metodo projektiranja ne moremo določiti deformacij plošče, saj metoda temelji na teoriji plastičnosti. Zato moramo, če želimo izračunati membranske sile, oceniti vrednost deformacij plošče tik pred porušitvijo. Ta ocenjena deformacija plošče bo vključevala tako toplotne obremenitve zaradi temperaturnega gradienta kot tudi mehanske obremenitve armature.

Toplotni vplivi

Na podlagi predhodnih raziskav je bilo ugotovljeno, da kadar so maksimalni pomiki plošče večji od polovice debeline plošče in se natezne sile na sredini plošče večajo, bi vsakršna preprečitev pomikov v ravnini plošče, dodatno povečala vertikalne pomike (t.j. plošča je v postkritičnem stanju) in posledično tudi membransko delovanje. Ta ugoden vpliv se konzervativno zanemari in se predpostavi da so plošče nepodprte v svoji ravnini. To omogoča uporabo te metode tudi pri robnih ploščah.

Sovprežne plošče se v primeru požara zaradi toplote ukrivijo, kar pri sproščenih ploščah v svoji ravnini, povečuje vertikalne pomike brez vnosa dodatnih obremenitev v armaturno mrežo. Če predpostavimo linearen potek temperature po debelini plošče, potem izračunamo pomike plošče zaradi toplotnega delovanja, po spodnjem izrazu:

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

kjer je

w = vertikalni pomik

α = koeficient toplotnega raztezanja

T_2 = temperatura na spodnji strani plošče

T_1 = temperatura na zgornji strani plošče

h = debelina plošče

Vertikalni pomik plošče zaradi toplotnega delovanja dobimo z integriranjem zgornje enačbe in tako dobimo:

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

kjer je

l dolžina krajšega razpona plošče

Zgoraj zapisani izrazi temeljijo na tem, da je znotraj projektne območja ves čas požara konstantna temperatura. Za določitev pomika plošče v primeru resničnega požara, kjer je verjetnost za konstantno temperaturo po projektne območju zelo majhna, se v zgornji enačbi upošteva redukcijski faktor 2.0, s katerim zajamemo resnični požar. Tako lahko zapišemo projektno vrednost vertikalnega pomika zaradi toplotnega delovanja:

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

Mehanski vplivi na armaturo

Če predpostavimo, da je upogibna oblika plošče zaradi prečne obremenitve v obliki kvadratne parabole, se dejanska dolžina upognjene plošče izračuna s pomočjo naslednjega izraza, kjer je z (L) označen daljši razpon plošče.

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

kjer je

L_c dolžina krivulje,

L dolžina daljšega razpona nedeformirane plošče,

w vertikalni pomik plošče.

Za primer majhnih pomikov,

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

Tako lahko izračunamo deformacijo armature:

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

V tej enačbi je predpostavljena konstantna razporeditev obremenitev vzdolž plošče. V resnici bo plošča na območju razpok izpostavljena koncentriranim nateznim obremenitvam armature. Armaturene palice, katere potekajo preko razpok, bodo deležne velikega povečanja napetosti, kar lahko povzroči morebitno pretrganje armature. Komponenta pomika zaradi obremenitev v armaturi w_ε je določena s konzervativno vrednostjo povprečne obremenitve, izračunane pri polovični napetosti meje tečenja. Pomik se potem izračuna kot:

$$w_\varepsilon = \sqrt{\left(\frac{0.5 f_{sy}}{E_s} \right) \frac{3L^2}{8}} \quad (1)$$

kjer je

E_s modul elastičnosti armature

f_{sy} napetost tečenja armature

Pomike zaradi obremenitev v armaturi, izračunane z izrazom (1), so primerjali z maksimalnimi pomiki, izmerjenimi v testih pri sobnih temperaturah. V vseh obravnavanih primerih so bili pomiki, izračunani z izrazom (1), manjši od izmerjenih v testih, kot je prikazano v pr. 6.1.

Pr. 6.1 *Primerjava dovoljenih pomikov izračunanih z enačbo (1) in maksimalnih pomikov izmerjenih v testih pri sobnih temperaturah.*

Test	Dimenzije plošče (m)	Debelina plošče (mm)	Premer armaturnih palic (mm)	Razmak med armaturnimi palicami (mm)	Trdnost jekla na meji tečenja (N/mm ²)	Maks. pomik plošče v testu (mm)	Dovoljen pomik plošče po enačbi (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

*test se je zaključil pred porušitvijo armature

† ni podatka

Račun deformacij plošče, s katerimi lahko izračunamo membranske sile

Natezno membransko delovanje plošče se računa na podlagi pomikov plošče, ocenjenih s kombinacijo pomika zaradi toplotnega delovanja in pomika zaradi dodatnih obremenitev v armature, po spodnji enačbi:

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

Ta enačba se izkaže za konzervativno oceno nosilnosti prečne obtežbe zaradi:

- ocenjenega vertikalnega pomika pri toplotnem delovanju, ki smo ga delili z 2
- računanja ukrivljenosti plošče zaradi toplotnega delovanja, pri krajšem razponu plošče kot je dejanski
- zanemarjenih vseh dodatnih vertikalnih pomikov, ki so posledica preprečenega toplotnega raztezanja, ko je plošča v postkritičnem stanju
- ne-upoštevanja prispevka profilirane pločevine
- ne-upoštevanja povečanja duktilnosti armature pri povišanih temperaturah.

6.2.2 Primerjava s požarnimi testi v Cardingtonu

Bailey & Moore⁽¹²⁾ sta dokazala, da je metoda projektiranja iz poglavja 5.2, uspešno napovedala nosilnost sovprežnih plošč za primer požarnega testa v Cardingtonu. Kot del tega projekta so bili izvedeni še dodatni požarni testi, kot je opisano v poglavju 7.

Zgornji izraz za deformacije plošče so primerjali z maksimalnimi pomiki, zabeleženimi med požarnimi testi v Cardingtonu. Namen je bil potrditi, da so ocenjeni pomiki v primerjavi z dejanskim obnašanjem plošče tik pred porušitvijo, konzervativni. Pomanjkljivost pri uporabi teh testov za ta namen je bil, da ni bila dosežena porušitev testiranih plošč. Kljub izmerjenim maksimalnim pomikom, se

plošča ni porušila. Vendar je kljub temu jasno, da so rezultati primerjave konzervativni, ni pa znana stopnja konzervativnosti.

V pr. 6.2 je prikazana primerjava med maksimalnim pomikom, dobljenim z izrazom (2), in največjimi izmerjenimi pomiki v Cardingtonovih testih. Ta primerjava vključuje tako toplotne kot mehanske vplive, ki pa jih je nemogoče razbrati iz rezultatov testov.

V vseh primerih so pomiki, izračunani s pomočjo enačbe (2), večji od izmerjenih v testih. Da bi zmanjšala konzervativnost pomikov sta Bailey in Moore⁽¹²⁾ omejila pomike na tiste izmerjene v testih.

Pr. 6.2 *Primerjava med pomiki izračunanimi z enačbo (2) in maksimalnimi pomiki zabeleženimi v šestih požarnih testih v Cardingtonu.*

Test	L (m)	I (m)	Pomiki zaradi toplotnega delovanja (mm)	Pomiki zaradi mehanskih obremenitev (mm)	Mejni pomiki določeni z enačbo (2) (mm)	Maksimaln i pomiki izmerjeni v testu (mm)	Mejni pomik/ pomik v testu
<u>BRE</u> Projektno območje na vogalu	9.0	6.0	135	208	343	269	1.28
<u>British Steel</u> Podprti nosilec	9.0	6.0	135	208	343	232	1.50
<u>British Steel</u> 2-D test	14.0	9.0	0*	324	324	293	1.11
<u>BS</u> Projektno območje na vogalu	10.223	7.875	231	237	468	428	1.09
<u>BRE</u> Veliko projektno območje	21.0	9.0	303	486	789	557	1.42
<u>BS</u> Simulacija požara v pisarni	14.6	10.0	373	338	711	641	1.11

*Zaradi majhnega območja segrevanja plošče je predpostavljen pomik zaradi toplotnega delovanja enak 0.

Za mehanske obremenitve sta Bailey in Moore vpeljala dodatno omejitev, prikazano spodaj.

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

Pri pomikih zaradi toplotnega delovanja sta povečala faktor varnosti z vrednosti 2 na vrednost 2.4 in zapisala naslednji konzervativen izraz za oceno pomikov plošče:

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

$$\text{ki pa ne sme biti več od: } \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{19.2h} + \frac{l}{30}$$

Na pr. 6.3 lahko vidimo primerjavo izmerjenih pomikov s pomiki izračunani po enačbi (3). Glede na to, da do porušitve ni prišlo v nobenem od testov se zdi da bi bilo preveč konzervativno znižati mejo pomikov do točke da bi bilo razmerje največjega ocenjenega pomika z izmerjenim pomikom enako ena za vse teste. Za velik del testov se zdi takšna omejitev razumljiva.

Pr. 6.3 *Primerjava med pomiki izračunanimi z enačbo (3) in maksimalnimi pomiki zabeleženimi v šestih požarnih testih v Cardingtonu.*

Test	L	I	Pomiki zaradi toplotnega delovanja	Pomiki zaradi mehanskih obremenitev v (mm)	Mejni pomiki določeni z enačbo (3) (mm)	Maksimalni pomiki izmerjeni v testu (mm)	Mejni pomik/ pomik v testu
	(m)	(m)	(mm)				
<u>BRE</u> Projektno območje na vogalu	9.0	6.0	112	200	312	269	1.16
<u>British Steel</u> Podprti nosilec	9.0	6.0	112	200	312	232	1.34
<u>British Steel</u> 2-D test	14.0	9.0	0*	300	300	293	1.02
<u>BS</u> Projektno območje na vogalu	10.223	7.875	193	237	430	428	1.00
<u>BRE</u> Veliko projektno območje	21.0	9.0	252	300	552	557	0.99
<u>BS</u> Simulacija požara v pisarni	14.6	10.0	311	333	644	641	1.00

*Zaradi majhnega območja segrevanja plošče je predpostavljen pomik zaradi toplotnega delovanja enak 0.

6.3 Metodologija načrtovanja

Metodologija projektiranja, predstavljena v tem dokumentu, temelji na dveh ključnih načelih.

- Ocena tveganja varnosti življenj ljudi v stavbi, gasilcev in drugih ljudi, ki so med požarom v bližini objekta, se ne sme povečati nad običajno raven
- Požar je potrebno upoštevati že pri projektiranju in temu primerno je potrebno izvesti požarna območja, kjer takšne obremenitve ne predstavljajo porušitve posameznega projektne območja stavbe.

Ta metoda načrtovanja je namenjena projektiranju sovprežnih medetažnih plošč, podprtih s sovprežnimi stebri ali stebri brez sovprežnega delovanja. Nosilna konstrukcija mora biti zavetrovana, povezave med posameznimi elementi morajo biti členkaste in višina reber pri profilirani pločevini za betonsko ploščo ne sme preseči 80 mm. Profilirana pločevina mora biti povezana preko pasnic nosilcev. Jeklene nosilce je potrebno projektirati, tako da se bodo obnašali sovprežno z betonsko ploščo skladno s priporočili standarda EN 1994-1-1. V to področje ne

spadajo debele stropne plošče, bodisi betonirane na mestu ali pa montažne, ter nosilci z luknjami v svoji stojini.

Za uporabo enostavne metode projektiranja, opisane v 5. poglavju, je potrebno etažno ploščo razdeliti na več manjših etažnih požarnih projektnih območij. Ta območja morajo biti na svojih robovih podprta z nosilci (običajno požarno zaščiteni), ki zadoščajo požarni odpornosti, predvideni za stropno konstrukcijo. V vsakem območju lahko pri tem sodelujejo tudi sekundarni nosilci brez požarne zaščite, ki imajo posledično tudi precej manjšo požarno odpornost. Zahteva za požarno zaščito obodnih nosilcev je namenjena zagotovitvi predpostavke, da je zunanji rob plošče posameznega požarnega območja prostoležeče podprt.

Za požarno odpornost 60 minut ali več morajo biti zunanji vogali projektne območja podprti s stebri, na katere so obodni nosilci pritrjeni v dveh pravokotnih smereh.

Sovprežne plošče se projektira v skladu s predpisom EN 1994-1-1 in morajo hkrati zadostiti zahtevam minimalne debeline plošče za požarno izolacijo, ki je priporočena v EN 1994-1-2. Potrebno armaturo sovprežnih plošč se zagotovi z armaturnimi mrežami. Armatura v rebrih profilirane pločevine se ne upošteva pri projektiranju. Upoštevanje te armature bi lahko imelo negativne kot tudi pozitivne učinke na obnašanje plošče med požarom, saj bi v primeru prevelike količine armature lahko prišlo do tlačne porušitve betona.

6.3.1 Račun nosilnosti plošče ob upoštevanju plastičnih linij

Račun nosilnosti sovprežne plošče in s tem povezano povečanje nosilnosti pri velikih pomikih plošče je podrobno opisano v 5. poglavju.

6.3.2 Račun nosilnosti za primer nezaščitenih nosilcev

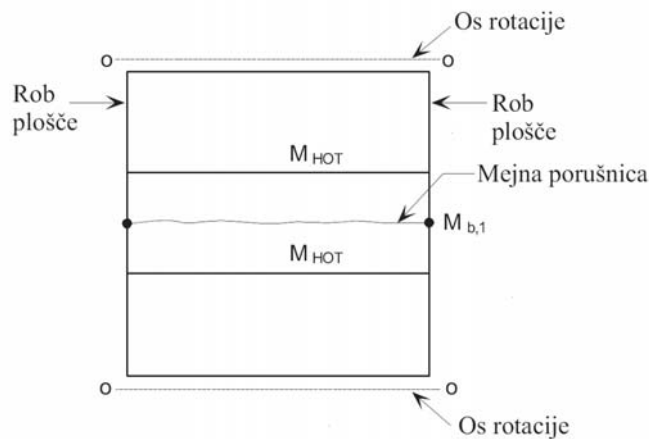
V primeru požara bodo nezaščiteni nosilci z membranskim delovanjem povečali natezno odpornost plošče. Trenutna metoda načrtovanja konzervativno predpostavlja, da le upogibna nosilnost nezaščitenih nosilcev sodeluje pri skupni nosilnosti plošče.

Temperatura spodnje pasnice nezaščitenih nosilcev se izračuna z metodo, podano v EN 1994-1-2, 4.3.4.2. Pri računu upogibne nosilnosti se v spodnji pasnici in v stojini predpostavi konstanten potek temperature. Zaradi ugodnega učinka sovprežne plošče, se v zgornji pasnici predpostavi 80% temperature v stojini oziroma v spodnji pasnici.

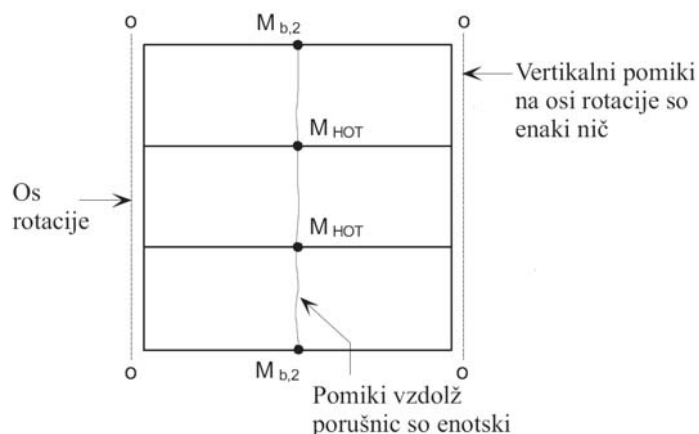
Račun plastične nosilnosti nosilca pri povišanih temperaturah se izvede po EN 1994-1-2, 4.3, ob upoštevanju stopnje strižne povezave med jeklenim nosilcem in betonom.

6.4 Projektiranje požarnoodpornih obodnih nosilcev

Obodni nosilci, ki mejijo na posamezna požarna območja, morajo zadostiti požarni odpornosti, ki je zahtevana za medetažno ploščo. To bo zagotovilo za formiranje predpostavljenih plastičnih linij in s tem povezanega povečanja nosilnosti zaradi nateznega membranskega delovanja tudi dejansko v praksi. Zahtevan moment nosilnosti nosilcev na robu se računa skladno z metodo mejnih porušnic tako, da se lahko plošča upogne vzdolž osi simetrije ne da bi se ob tem razvilo natezno membransko delovanje, kot je prikazano na sl. 6.3 in sl. 6.4.



Sl. 6.3 *Oblika porušnega mehanizma pri katerem se formirajo plastični členki na obodnih nosilcih.*



Sl. 6.4 *Oblika porušnega mehanizma pri katerem se formirajo plastični členki na obodnih nosilcih*

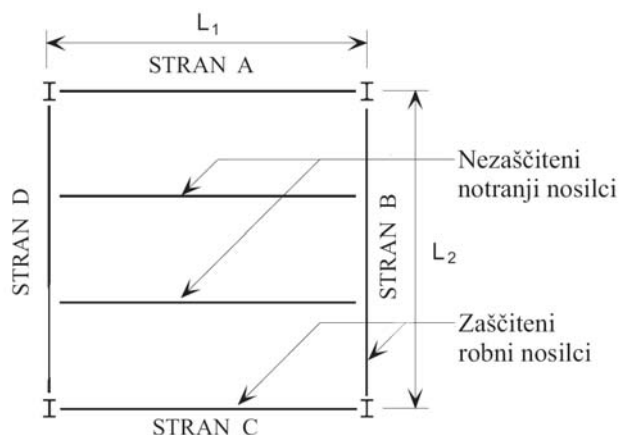
Ob računu potrebne upogibne nosilnosti obodnih nosilcev, ki zagotavlja zadostno oporo za razvoj ugodnega nateznega membranskega delovanja, moramo izračunati kritično temperaturo in določiti potrebno požarno zaščito, ki zagotavlja da v času predpisane požarne odpornosti v nosilcu temperatura ne naraste do kritične temperature.

Metoda načrtovanja, opisana v 5. poglavju, predvideva nastanek plastičnih linij v plošči pri mejni obremenitvi. Zato morajo obodni nosilci z zadostno nosilnostjo zagotoviti, da ne pride do kakega drugačnega porušnega mehanizma že pri nižjih obremenitvah.

Za tipično projektno območje, kot je prikazano na sl. 6.5, sta možna dva porušna mehanizma, ki vključujeta plastifikacijo obodnih nosilcev. Mejne porušnice se lahko pojavijo bodisi vzporedno glede na nezaščitene prečke v smeri razpona l s formiranjem plastičnih členkov v obodnih nosilcih na strani B in D bodisi

pravokotno na nezaščitene prečke v smeri razpona 2 s formiranjem plastičnih členkov v obodnih nosilcih na strani A in C in v nezaščitениh prečkah v polju.

Ob upoštevanju porušnega mehanizma z mejnimi porušnicami in enakosti dela vseh zunanjih sil z delom vseh notranjih sil, se lahko določi potrebna upogibna nosilnost, ki mora biti vsaj enaka nosilnosti stropne plošče. Izpeljava ustreznih enačb tega modela je navedena v nadaljevanju.

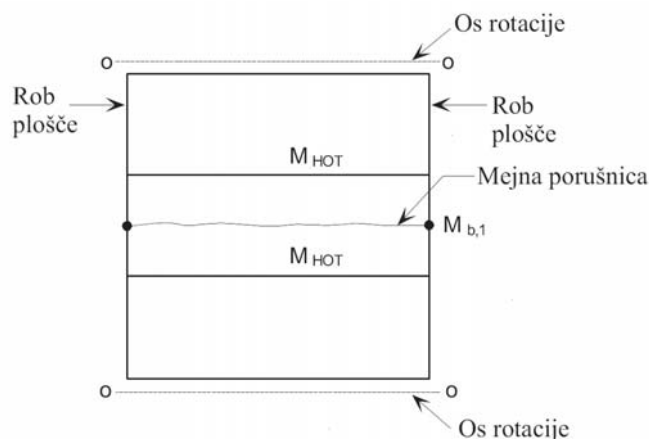


SI. 6.5 Tipično projektno območje

6.4.1 Nezaščitene prečke z obodnimi nosilci na obeh straneh

Mejna porušnica vzporedno nezaščitениm prečkam

Ta primer določa potrebno upogibno odpornost obodnih nosilcev na straneh B in D projektne območja. Za ta dva nosilca se predpostavi, da sta na robu plošče. Predpostavlja se, da nastane ena sama mejna porušnica po sredini plošče vzdolž razpona 1, kot je prikazano na sl. 6.6. Skladno s predpostavkami metode načrtovanja je ob robovih projektne območja plošča prostoležeče podprta.



SI. 6.6 Porušna linija poteka vzporedno z nezaščitениmi notranjimi nosilci in seka obodne nosilce na strani B in D

Ob predpostavljenem enotskem pomiku vzdolž mejne porušnice lahko zasuk v mejni porušnici izračunamo po naslednjem izrazu:

$$\text{Zasuk v mejni porušnici} = 2 \frac{1}{L_2/2} = \frac{4}{L_2}$$

Notranje delo, posledica zasuca v mejni porušnici, je podano kot:

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

kjer je

$L_{1,\text{eff}}$ dejanska dolžina mejne porušnice, t.j. dolžina ob upoštevanju sodelujoče širine pri sovprežnem nosilcu na robu plošče, ki se odšteje od celotnega razpona plošče

M polnoplastični moment v porušnici na enoto dolžine

Za zvezno obremenitev na plošči, p , je zunanje delo na pomikih podano kot:

$$\text{Zunanje delo} = \frac{1}{2} p L_1 L_2$$

Enačenje zunanjega dela z notranjim delom:

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

Kadar je obtežba plošče, določena skladno s 5. poglavjem, enaka nosilnosti prečne obremenitve plošče, je najmanjša potrebna upogibna nosilnost za obodne nosilce na robu B in D, podana kot:

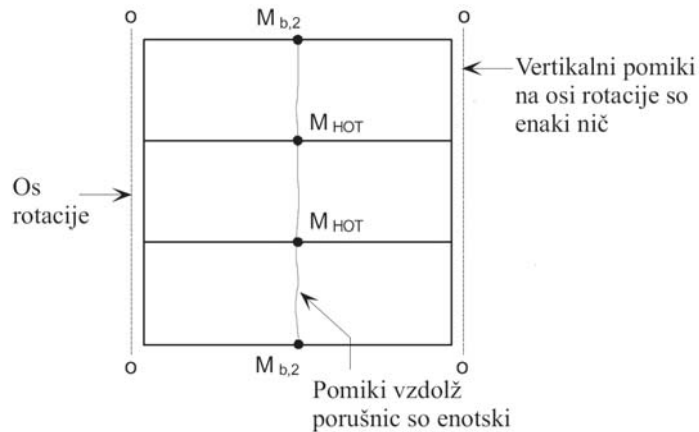
$$M_{b,1} = \frac{p L_1 L_2^2 - 8ML_{1,\text{eff}}}{16}$$

kjer je

p zvezno porazdeljena obtežba, katero mora prenesti sovprežna konstrukcija med požarom v projektnem območju

Mejna porušnica pravokotno na nezaščitene prečke

Ta primer določa potreben moment odpornosti obodnih nosilcev na straneh A in C projektnega območja. Predpostavlja se, da nastane ena sama mejna porušnica po sredini plošče v požarnem območju vzdolž razpona 2, kot je prikazano na sl. 6.7. Skladno s predpostavkami metode načrtovanja je ob robovih projektnega območja plošča prostoležeče podprta.



SI. 6.7 *Porušna linija poteka pravokotno na nezaščitene notranje nosilce in seka obodne nosilce na strani A in C*

Ob upoštevanju enotskega pomika vzdolž mejne porušnice, lahko zasuk v mejni porušnici izračunamo po naslednjem izrazu:

$$\text{Zasuk v mejni porušnici} = 2 \frac{1}{L_1/2} = \frac{4}{L_1}$$

Notranje delo, posledica zasuka v mejni porušnici, je podano kot:

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

kjer je

$L_{2,\text{eff}}$ dejanska dolžina mejne porušnice, t.j. dolžina ob upoštevanju sodelujoče širine pri sovprežnem nosilcu na robu plošče ter nezaščitene notranjih sovprežnih nosilcev, ki se odšteje od celotnega razpona plošče

M moment odpornosti v mejni porušnici na enoto dolžine

Zunanje delo zaradi pomikov plošče, je podano kot:

$$\text{Zunanje delo} = \frac{1}{2} pL_1L_2$$

Enačenje zunanjega dela z notranjim delom:

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

Kadar je obtežba plošče, določena skladno s 5. poglavjem, enaka nosilnosti prečne obremenitve plošče, je najmanjša potrebna upogibna nosilnost za obodne nosilce na robu A in C, podana kot:

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

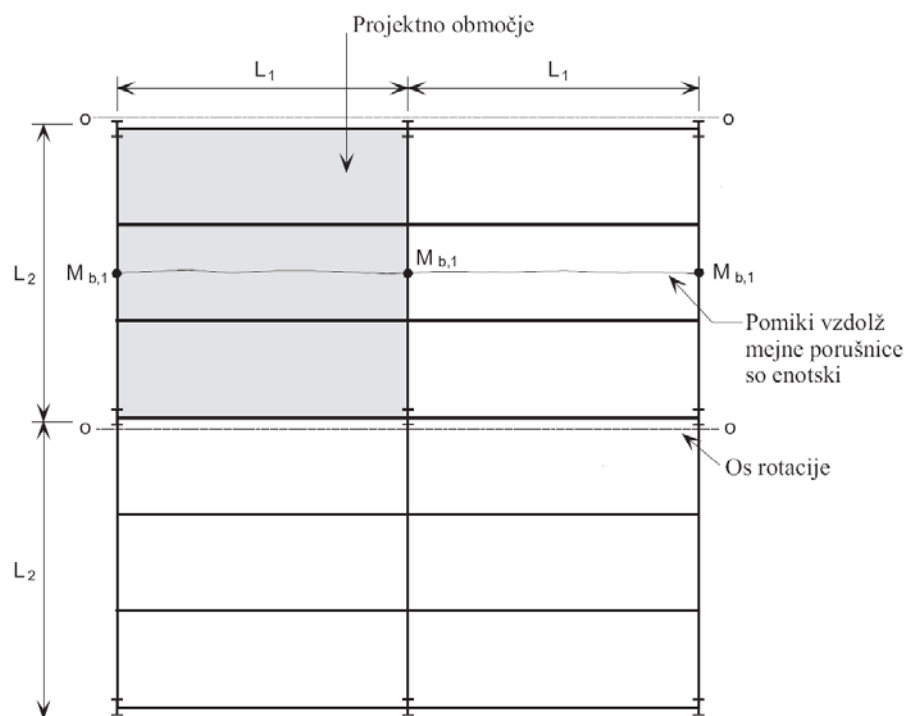
kjer je

p zvezno porazdeljena obtežba, katero mora prenesti sovprežna konstrukcija med požarom v projektnem območju

6.4.2 Nezaščitene prečke z obodnim nosilcem na eni strani

Mejna porušnica vzporedno nezaščitenim prečkam

Ta primer določa potrebno upogibno nosilnost obodnih nosilcev na straneh B in D projektnega območja. V tem primeru je nosilec, na robu projektnega območja B, notranji nosilec. Ker programska oprema omogoča le račun izoliranih plošč, je potrebno pri računu notranjih obodnih nosilcev predpostaviti, da je sosednje požarno območje enakih dimenzij. Predpostavlja se, da nastane ena sama mejna porušnica po sredini plošče v požarnem območju vzdolž razpona 1, kot je prikazano na sl. 6.8.



Sl. 6.8 Porušna linija vzporedna nezaščitenim prečkam in seka obodni nosilec na strani D

Ob upoštevanju enotskega pomika vzdolž mejne porušnice, lahko zasuk v mejni porušnici izračunamo po naslednjem izrazu:

$$\text{Zasuk v mejni porušnici} = 2 \frac{1}{L_2/2} = \frac{4}{L_2}$$

Notranje delo, posledica zasuka v mejni porušnici, je podano kot:

$$\text{Notranje delo} = \left(2ML_{1,\text{eff}} + 3M_{b,1} \right) \frac{4}{L_2} = \frac{8ML_{1,\text{eff}}}{L_2} + \frac{12M_{b,1}}{L_2}$$

Zunanje delo zaradi pomikov plošče, je podano kot:

$$\text{Zunanje delo} = \frac{1}{2} p 2L_1 L_2$$

Enačenje zunanjega dela z notranjim delom:

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

Kadar je obtežba plošče, določena skladno s 5. poglavjem, enaka nosilnosti prečne obremenitve plošče, je minimalni moment odpornosti za obodne nosilce na robu B in D, podan kot:

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

kjer je

$L_{1,\text{eff}}$ dejanska dolžina mejne porušnice, t.j. dolžina ob upoštevanju sodelujoče širine pri sovprežnem nosilcu na robu plošče, ki se odšteje od celotnega razpona plošče.

M polnoplastični moment v porušnici na enoto dolžine

p zvezno porazdeljena obtežba, katero mora prenesti sovprežna konstrukcija med požarom v projektnem območju.

Mejna porušnica pravokotno na nezaščitene prečke

Predpostavlja se, da nastane ena sama mejna porušnica po sredini plošče v požarnem območju vzdolž razpona 2, kot je prikazano na sl. 6.9.



Sl. 6.9 Porušna linija pravokotna na nezaščitene prečke in seka obodni nosilec na strani A

Ob upoštevanju enotskega pomika vzdolž mejne porušnice, lahko zasuk v mejni porušnici izračunamo po naslednjem izrazu:

$$\text{Zasuk v mejni porušnici} = 2 \frac{1}{L_1/2} = \frac{4}{L_1}$$

Notranje delo, posledica zasuka v mejni porušnici, je podano kot:

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

Zunanje delo zaradi pomikov plošče, je podano kot:

$$\text{Zunanje delo} = \frac{1}{2} p L_1 2L_2$$

Enačenje zunanjega dela z notranjim delom:

$$pL_1L_2 = \frac{8ML_{2,\text{eff}}}{L_1} + \frac{12M_{b,2}}{L_1} + \frac{8nM_{\text{HOT}}}{L_1}$$

Kadar je obtežba plošče, določena skladno s 5. poglavjem, enaka nosilnosti prečne obremenitve plošče, je najmanjša potrebna upogibna nosilnost za obodne nosilce na robu A in C, podana kot:

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

kjer je

- $L_{2,\text{eff}}$ dejanska dolžina mejne porušnice, t.j. dolžina ob upoštevanju sodelujoče širine pri sovprežnem nosilcu na robu plošče ter nezaščitene notranjih sovprežnih nosilcev, ki se odšteje od celotnega razpona plošče.
- M polnoplastični moment v porušnici na enoto dolžine
- p zvezno porazdeljena obtežba, katero mora prenesti sovprežna konstrukcija med požarom v projektnem območju.

6.4.3 Požarno območje brez obodnih nosilcev

Za območja, v katerih ni obodnih nosilcev je konzervativno uporabiti vrednosti, določene z izrazi v poglavju 6.4.2.

6.4.4 Projektiranje obodnih nosilcev

Pogosto se nosilce na robu požarnega območja projektira kot nesovprežne. Razlog za to so stroški, ki so v primeru izvedbe prečne strižne ojačitve večji od malce močnejšega nesovprežnega nosilca. Vendar pa je pri požarnovarnem projektiranju pomembno, da je plošča ustrezno pritrjena na pasnice obodnih nosilcev. Zato so potrebni čepi na razdalji, ki je manjša od 300 mm ter armatura v obliki črke U, ki zagotavlja sovprežen stik med jeklenim nosilcem in betonsko ploščo.

6.5 Toplotna analiza

Programska oprema FRACOF uporablja metodo 2D končnih elementov za simulacijo prenosa toplote po sovprežni medetažni konstrukciji. To metodo so mnoga leta uporabljali pri SCI za predvidevanje poteka toplote po prerezih jeklenih in jekleno-betonskih sovprežnih konstrukcijah, kjer se je izkazalo, da je mogoče dovolj zanesljivo napovedati obnašanje takšnih prečnih prerezov v požarnih testih.

S to metodo lahko analiziramo območja, ki so določena na pravokotni mreži celic. S faktorji konfiguracije, ki so podani spodaj, pa lahko analiziramo tudi profilirane pločevine trapeznih oblik in drugače izbočenih pločevin.

Toplotne karakteristike jekla in betona, ki jih uporablja program FRACOF, so podane v predpisu EN 1994-1-2.

Toplotni ukrepi se računajo na podlagi neto toplotnega toka \dot{h}_{net} , kateremu je izpostavljena površina elementa. Neto toplotni tok se določi glede na prenos toplote s konvekcijo in s sevanjem.

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

Komponenta konvekcijskega neto toplotnega toka se določi po spodnjem izrazu:

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

kjer je

α_c koeficient toplotne prevodnosti s konvekcijo

θ_g temperatura zraka, ki obdaja element

θ_m temperatura površine elementa

Pri toplotni analizi elementov, izpostavljenih standardni krivulji temperatura-čas, se za izpostavljene površine upošteva koeficient toplotne prevodnosti s konvekcijo, α_c z vrednostjo 25 W/m²K.

Za primer analize z naravnim požarom se koeficient toplotne prevodnosti, α_c , poveča na vrednost 35 W/m²K.

Neto toplotni tok na neizpostavljeni strani plošče se določi na podlagi prenosa toplote s konvekcijo. Zato je predpostavljena vrednost koeficienta toplotne prevodnosti s konvekcijo, α_c , enaka 9 W/m²K kar omogoča učinek toplotnega prenosa s sevanjem, katerega program posebej ne obravnava.

Neto toplotni tok s sevanjem se določi po naslednjem izrazu

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

kjer je

Φ koeficient konfiguracije

ε_m	emisivnost površine elementa
ε_f	emisivnost požara
σ	Stephan Boltzmann konstanta ($5,67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$)
θ_r	temperatura sevanja požara
θ_m	temperatura površine elementa

Emisivnost požara se predpostavi kot $\varepsilon_f = 1.0$, skladno s predpisano vrednostjo v predpisu EN 1994-1-2. Emisivnost površine elementa se določi iz pr. 6.4.

6.5.1 Faktorji konfiguracije

Za jeklene pločevine se uporabljajo naslednji faktorji konfiguracije, s katerimi upoštevamo vpliv oblike pločevine na neto toplotni tok. Mesta, kjer je potrebno upoštevati te faktorje, so prikazana na sl. 6.10 za pločevine trapezoidnih oblik in na sl. 6.11 za zaprte profilirane pločevine.

Pločevine trapezoidne oblike

Za spodnjo površino trapezoidnih pločevin se predpostavi vrednost faktorja konfiguracije na 1,0. Za zgornjo površino pa se faktor konfiguracije, Φ_{TOP} , izračuna po spodnji enačbi.

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

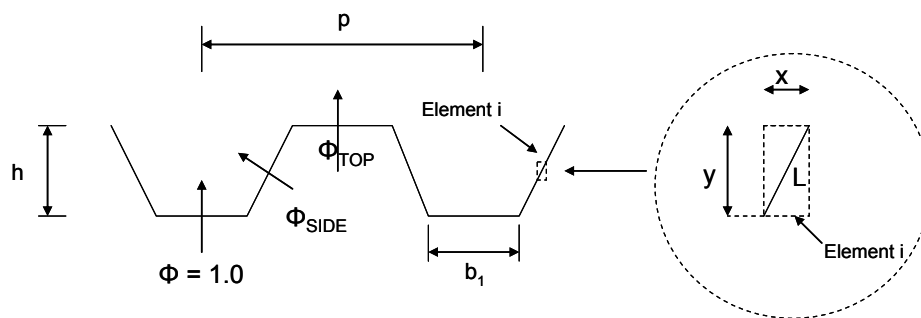
Za vse nagnjene površine trapezoidnih pločevin se faktor konfiguracije, Φ_{SIDE} , izračuna po naslednji enačbi,

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

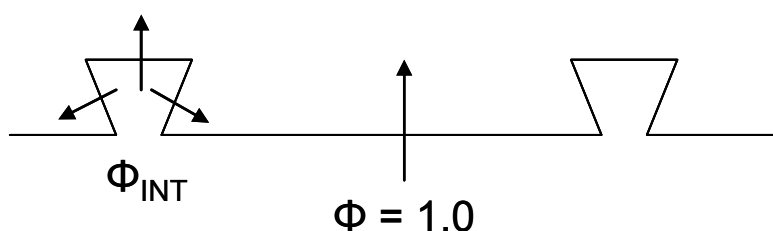
Zaprto profilirane pločevine

Za spodnje površine se predpostavi za faktor konfiguracije vrednost 1,0. Faktor konfiguracije za preostale površine pločevine, se določi po spodnji enačbi:

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



SI. 6.10 Faktorji konfiguracije pri trapeznih pločevinah



SI. 6.11 Faktorji konfiguracije zaprtih profiliranih pločevin

6.5.2 Lastnosti materialov

Uporabljene lastnosti jekla in betona so prikazane spodaj. Te vrednosti so izbrane na podlagi priporočil iz predpisa EN 1994-1-2. Pr. 6.4 vsebuje vrednosti za emisivnost površin, gostoto ter vsebnost vlage za jeklo, betone normalne teže in za lahke betone.

Pr. 6.4 Karakteristike jekla in betona

	Jeklo	Običajni betoni	Lahki betoni
Emisivnost, ε_m	0.7	0.7	0.7
Gostota, ρ	7850	2300	1850
% vlažnosti glede na maso	0	4	4

Specifična toplotna kapaciteta jekla C_a za vse vrste konstrukcijskega jekla je podana z naslednjimi enačbami v odvisnosti od temperature:

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

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

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

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

Naslednje vrednosti, ki so odvisne od temperature, podajajo specifično toplotno kapaciteto suhega betona normalne teže s silikatno apnenčastim agregatom, C_c .

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

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

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

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

Po priporočilih iz predpisa EN 1994-1-2 je spodaj podana toplotna kapaciteta lahkega betona, ki je neodvisna od temperature.

$$C_c = 840 \quad (\text{J/kg K}) \quad \text{za vse temperature}$$

Toplotna prevodnost jekla je določena z naslednjim izrazom v katerem sodeluje tudi temperatura.

$$\lambda_a = 54 - 0.033(\theta - 20) \quad \text{toda ne več kot } 27.3 \quad (\text{W/mK})$$

Zgornja meja toplotne prevodnosti za normalno težke betone je določena v predpisu EN 1994-1-2. Spodaj je zapisana enačba za račun toplotne prevodnosti betonov normalne teže v odvisnosti od temperature.

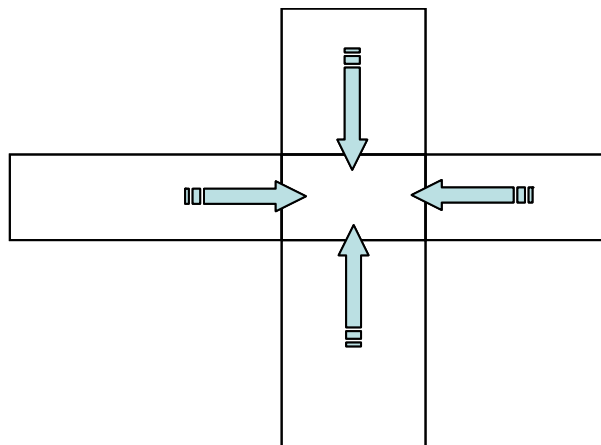
$$\lambda_c = 2 - 0.2451(\theta/100) + 0.0107(\theta/100)^2 \quad (\text{W/mK})$$

Toplotna prevodnost lahkih betonov je prav tako odvisna od temperature in je podana s spodnjo enačbo.

$$\lambda_c = 1 - (\theta/1600) \quad \text{toda ne več kot } 0.5 \quad (\text{W/mK})$$

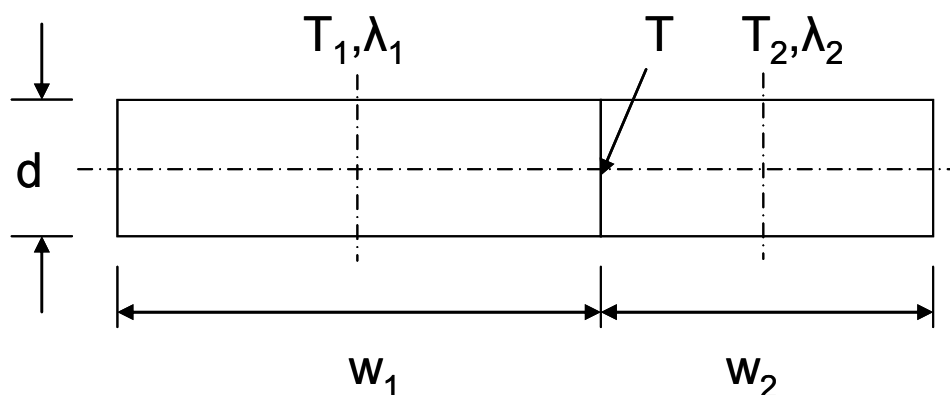
6.5.3 Notranji prenos toplote s kondukcijo

V toplotni analizi se določi prenos toplote med eno celico in štirimi celicami, ki obdajajo to celico, kot je prikazano na sl. 6.12. Ostale celice ne sodelujejo.



SI. 6.12 Osnove prenosa toplote

Prenos toplote je odvisen od časovnega intervala, od velikosti celic, temperature posamezne celice in toplotne prevodnosti posamezne celice. Za vsak par celic se izračuna neto toplotni prenos, ki se iz celice bodisi prenese ali vnese. Na sl. 6.13 je ilustriran osnovni primer prenosa toplote med dvema celicama.



SI. 6.13 Osnovni model pri prenosu toplote

Temperatura vsake celice je določena v njenem težišču (T_1 , T_2). Temperatura stika med celicama je T . Prenos toplote iz celice 1 v stik je enak prenosu toplote iz stika v celico 2. Toplotni prevodnosti celic sta λ_1 in λ_2 .

Prenos toplote, v časovni enoti, iz težišča celice 1 v stik med celicama, se izračuna:

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

To je enako prenosu toplote, v časovni enoti, iz stika med celicama v težišče celice 2:

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

Tako lahko odpravimo temperaturo stika T in dobimo:

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

Ta enačba se uporablja za račun prenosa toplote med celicami. Za vsako celico se preračuna vrednost:

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

Vrednost toplotne prevodnosti se hitro, v odvisnosti od temperature, spreminja in se zato računa v določenih intervalih (običajno 30 sekund), da se pospeši računanje.

6.5.4 Projektne temperature nezaščitenih jeklenih nosilcev

Projektna temperatura nezaščitenih jeklenih nosilcev se računa na podlagi enostavne metode, podane v EN 1994-1-2, odsek 4.3.4.2.2. Povečanje temperature jekla v kratkih časovnih intervalih se računa z uporabo naslednje enačbe.

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

kjer je

k_{shadow} korekcijski faktor vpliva sence

ρ_a gostota jekla

Δt časovni interval

A_i/V_i faktor prečnega prereza za i-ti del elementa

V programu FRACOF se temperatura v spodnji pasnici prečnega prereza računa v časovnem koraku 2,5 sekunde. Za korekcijski faktor vpliva sence pa se upošteva vrednost 1,0.

Faktor prečnega prereza za spodnjo pasnico je izražen v odvisnosti od debeline pasnice, e_1 , kot je zapisano spodaj

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

Lastnosti materialov so podane v poglavju 5.4.2.

Neto toplotni tok se izračuna z enačbo (12) s pomočjo komponente konvekcije in komponente sevanja, ki se izračunata po enačbah (13) in (14). Če se računa komponenta sevanja z enačbo 14, je potrebno za faktor konfiguracije vzeti vrednost 1,0.

7 TEST POŽARNE ODPORNOSTI SOVPREŽNIH MEDETAŽNIH PLOŠČ

7.1 Pregled

Kot je opisano v 5. poglavju, je poenostavljena metoda za požarnovarno projektiranje razvita na podlagi rezultatih testov z naravnim požarom, v katerih so stropovi izpostavljeni polno razvitemu požaru. Ta koncept projektiranja se lahko uporabi tudi pri standardni krivulji temperatura-čas požarne obremenitve. Vendar se ob tem pojavljajo dodatna vprašanja, ki zahtevajo dodatne raziskave, kot je vpliv:

- dolgo trajajočih požarov (do 120 minut)
- drugačnih konstrukcijskih detajlov
- višjih vrednosti projektnih vplivov

Ti pomisleki so se pojavili na podlagi rezultatov dodatnih testov, izvedenih v požarni peči kot del FRACOF projekta. Ti testi so bili namenjeni zagotavljanju eksperimentalnih podatkov o obnašanju stropnih sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona, ki so izpostavljene standardni krivulji požarne obremenitve temperatura-čas in za širitev območja uporabe metode, ki temelji na membranskem delovanju stropa. Ob tem se je v okviru projekta COSSFIRE v požarni peči izvedel še en test, s katerim se je preučevala požarna odpornost stikov med betonsko ploščo in jeklenim elementom na robu sovprežne etažne plošče ob velikih pomikih zaradi membranskega delovanja. Testi so se izvajali na dveh različnih preizkušancih sovprežnih etažnih plošč iz jekla in betona, ki zadoščata zahtevam iz EN 1365-2. Obnašanje takšnih konstrukcijskih sistemov med požarom se je izkazalo za zelo zadovoljivo in razkrilo čvrstost takšnih vrst konstrukcij v primeru požara.

7.2 FRACOF test

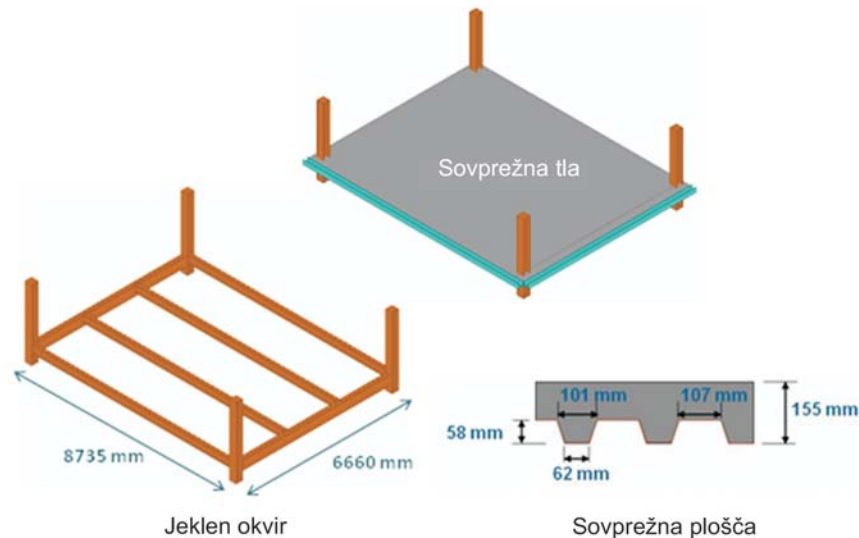
7.2.1 Preizkušane

Oblika preizkušance je prikazana na sl. 7.1. Sovprežna etažna plošča je sestavljena iz štirih sekundarnih nosilcev, dveh primarnih nosilcev, štirih kratkih stebrov in 155 mm debele stropne plošče.

Preizkušane je bil zasnovan z namenom doseči 120 minutno požarno odpornost. Nosilci, spojeni s stebri so bili požarno zaščiteni, medtem ko so bili sekundarni nosilci nezaščiteni. Nosilnost preizkušancev je bila določena z enostavno projektno metodo, ob predpostavki da je vsak preizkušane svoje projektno območje, glej 6. poglavje. Med načrtovanjem se je izkazalo, da bi postavitev armaturne mreže, s prerezom $256 \text{ mm}^2/\text{m}$ v obeh smereh, oddaljene 50 mm od zgornje površine plošče zagotovila zadostno sposobnost prenašanja prečne obtežbe. Po 120 minutah izpostavljenosti požarni obremenitvi po standardni krivulji temperatura-čas poenostavljena metoda za požarnovarno projektiranje predvideva nosilnost 7.58 kN/m^2 . Debelino plošče smo izbrali tako, da je bilo zadovoljeno izolacijskim zahtevam za 120 minutno požarno odpornost skladno z navedenimi navodili v EN 1994-1-2⁽³³⁾.

Povezava jeklenih prečk z betonsko ploščo je bila izvedena s strižnimi čepi. Spoji prečka-steber so bili izvedeni s podajnimi čelnimi pločevinami, ki so pritrjene na pasnico stebra in z veznimi kotniki, pritrjenimi na stojino stebra. Spoji prečka-

prečka so bili izvedeni z dvema preklopnima veznima pločevinama, kot je prikazano na sl. 7.2. Sovprežna konstrukcija iz jekla in betona je bila izvedena z 0,75 mm debelo trapezno profilirano jekleno pločevino. Takšna profilirana pločevina se običajno uporablja na francoskem tržišču. Ta pločevina ima majhen volumen betona v rebrih in se zato hitreje segreje med požarom kot ostale pločevine s podobno geometrijo.



Sl. 7.1 Oblika preizkušanca v požarnem testu

Dimenzije preizkušanca so bile:

- razpon sekundarnih nosilcev: 8.735 m
- razpon primarnih nosilcev: 6.66 m
- razpon sovprežne plošče: 2.22 m
- dolžina stebrov: 2.5 m, od tega 0.8 m stebra pod sovprežno konstrukcijo

V nadaljevanju so zapisane karakteristične vrednosti vplivov, ki so bili uporabljeni pri dimenzioniranju konstrukcijskih elementov stropa:

- Stalna obtežba: lastna teža konstrukcije plus 1.25 kN/m² zaradi nekonstrukcijskih elementov.
- Spremenljiva obtežba: 5.0 kN/m²

Pri projektiranju pri sobni temperaturi, je bila, skladno z EN 1990, merodajna naslednja kombinacija obtežb .

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

Kjer je

$\gamma_{G,j,\text{sup}}$ delni varnostni faktor za stalno obtežbo, j (privzeta vrednost 1.35)

$G_{k,j,\text{sup}}$ stalna obtežba, j

$\gamma_{Q,1}$ delni varnostni faktor za vodilno spremenljivo obtežbo (privzeta vrednost 1.5)

$Q_{k,1}$ vodilna spremenljiva obtežba.

Na podlagi zgoraj navedenih podatkov so bili prečni prerezi vseh jeklenih elementov in strižne povezave sovprežnih nosilcev preverjene v skladu z zahtevami EN 1994-1-1⁽³⁴⁾ o projektiranju sovprežnih konstrukcij pri sobnih temperaturah. Jekleni spoji so bili projektirani v skladu z zahtevami EN 1993-1-8⁽³⁵⁾. Za glavne konstrukcijske elemente so bili izbrani naslednji prečni prerezi:

- sekundarne prečke: IPE300 iz jekla kvalitete S235
- primarne prečke: IPE400 iz jekla kvalitete S355
- stebri: HEB260 iz jekla kvalitete S235

Za stropno ploščo je bil uporabljen beton normalne teže in kvalitete C30/37.



(a) Spoj nosilca in stebra s podajno čelno pločevino ter spoj nosilca in stebra s kotnima veznima pločevinama

(b) Spoj dveh nosilcev s kotno vezno pločevino na obeh straneh stojine

SI. 7.2 Spoji jeklenih elementov

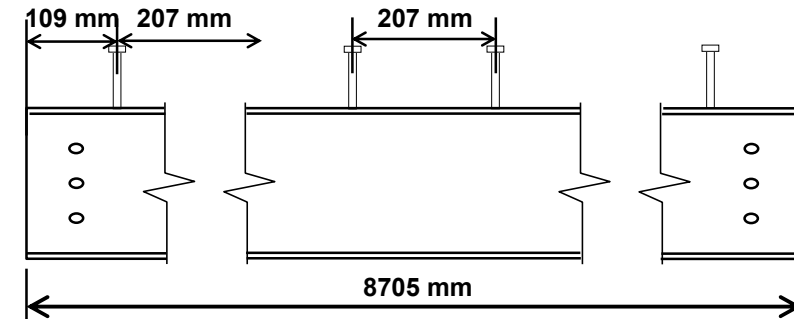
Dejanske lastnosti jekla in betona so bile izmerjene pri sobni temperaturi. Nominalne in izmerjene vrednosti so podane v pr. 7.1.

Pr. 7.1 Lastnosti v testu uporabljenih materialov

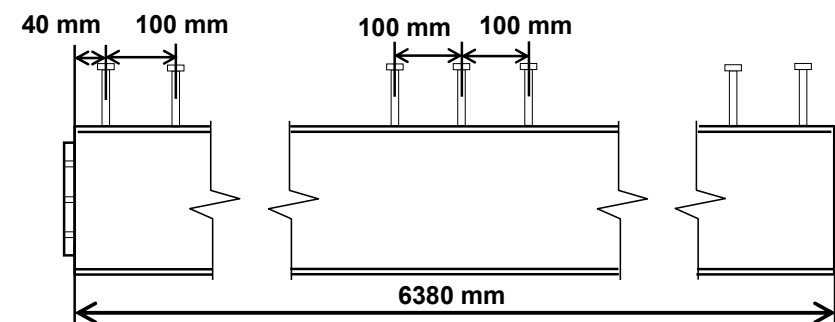
Vrsta materiala	Mehanske lastnosti elementov			
	Sekundarni nosilci Kvaliteta jekla S235	Napetost tečenja (MPa)		Natezna trdnost (MPa)
Nominalna		Izmerjena	Izmerjena	
235		311	446	31.6 %
Primarni nosilci Kvaliteta jekla S355	Napetost tečenja (MPa)		Natezna trdnost (MPa)	Izmerjen maksimalni raztezek
	Nominalna	Izmerjena	Izmerjena	
	355	423	549	29.9 %
Armaturna mreža Kvaliteta jekla B500A	Napetost tečenja (MPa)		Natezna trdnost (MPa)	Izmerjen maksimalni raztezek
	Nominalna	Izmerjena		
	500	594	631	15.5 %
Beton kvalitete	Tlačna trdnost (MPa)			
	Karakteristična vrednost		Izmerjena vrednost	

C30/37	30	36.7
--------	----	------

Za zagotovitev strižne povezave med betonsko ploščo in jeklenimi nosilci so bili uporabljeni čepi premera 19 mm in višine 125 mm, katerih razpored je prikazan na sl. 7.3.



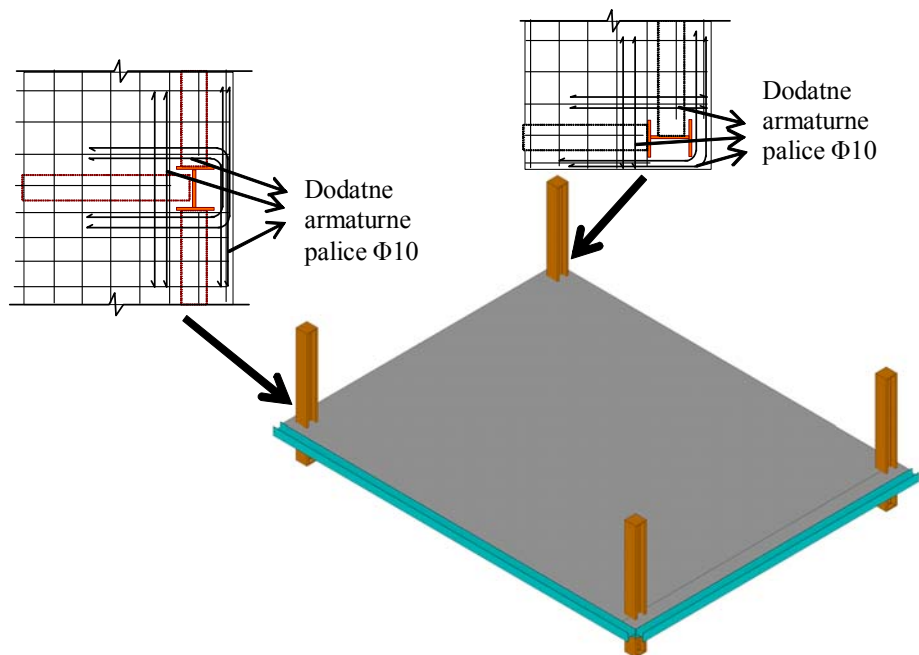
(a) Sekundarni nosilci



(b) Primarni nosilci

SI. 7.3 Razporeditev strižnih čepov na jeklenih nosilcih

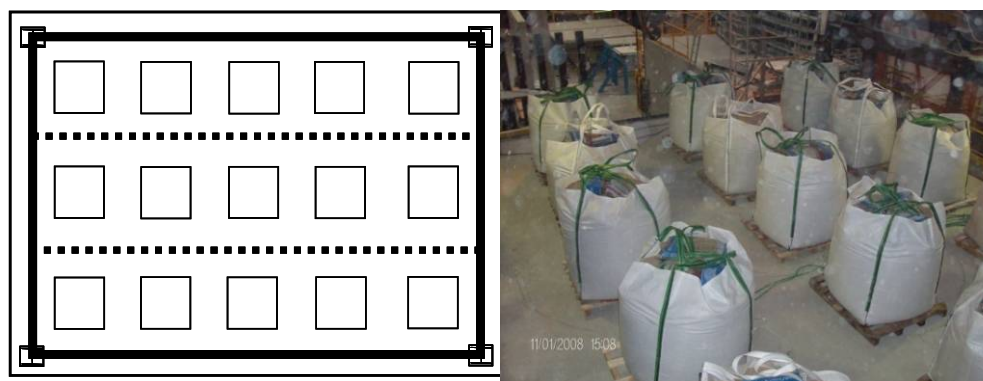
Armatura mreža je nameščena 50 mm pod zgornjo ploskvijo plošče. Mreža je v obeh smereh sestavljena iz palic premera 7 mm iz jekla S500, z razdaljami med palicami 150 mm. Na robu plošče so vstavljene tudi palice premera 10 mm za boljšo strižno povezavo med robom plošče in jeklenim nosilcem (glej sl. 7.4).



SI. 7.4 Oblika stikovanja v požarnem testu

7.2.2 Postopek preizkusa

Med požarnim testom je mehansko obtežbo na sovprežni etažni plošči predstavljalo petnajst zvezno porazdeljenih vreč peska (glej sl. 7.5). Vsaka vreča peska je tehtala natančno 15.0 kN, ekvivalentno zvezni površinski obtežbi 3.87 kN/m². Ta vrednost je malce večja od projektne vrednosti, ki je 3.75 kN/m² za Eurocode kombinacijo vplivov pisarniških prostorov med požarom, ob uporabi priporočene vrednosti kombinacijskega faktorja $\psi_1 = 0.5$.

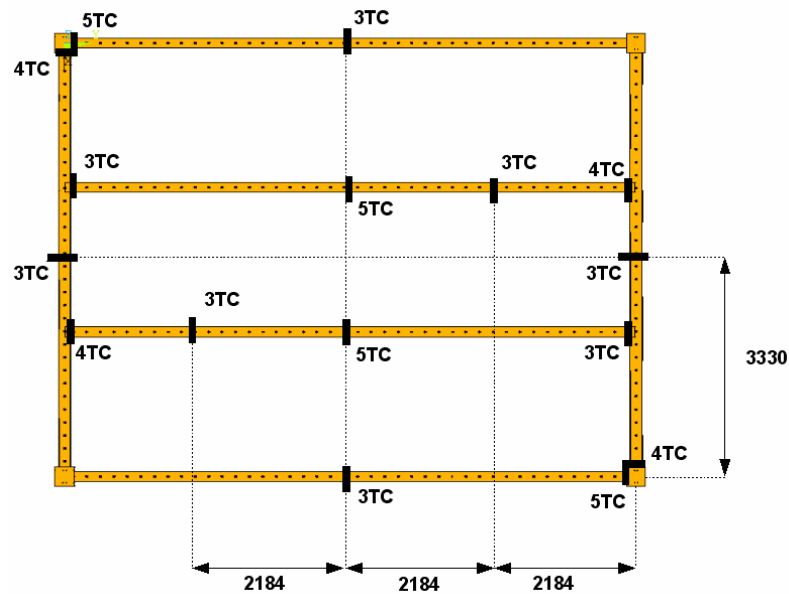


SI. 7.5 Obtežitev tal z vrečami peska

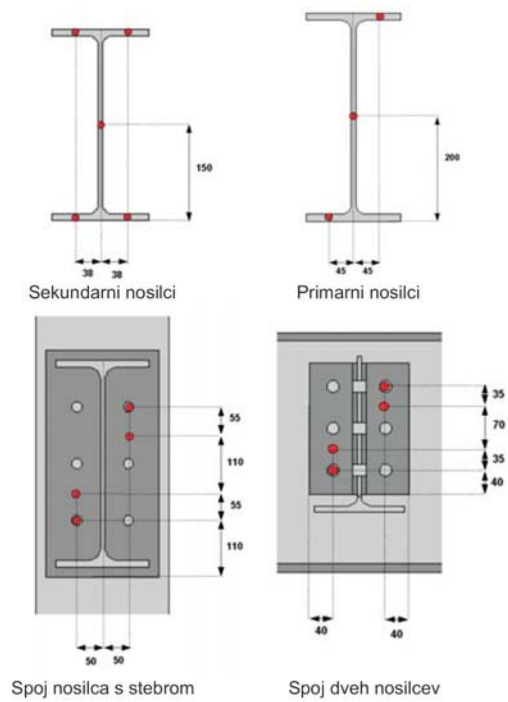
Skladno s poenostavljeno metodo za požarnovarno projektiranje sovprežnih etažnih plošč, opisano v 5. poglavju, sta nezaščiteni dve sekundarni prečki in sovprežna plošča. Vse prečke na robu plošče oziroma na robu projektnega območja (vse prečke stikovane s stebri) ter vsi stebri so požarno zaščiteni, da bi ohranili njihovo stabilnost tudi med požarom. Zaščiteni so tudi vsi spoji. Za požarno zaščito sta bili uporabljeni dve plasti iz mineralnih vlaken [25 mm-128 kg/m³]. Jeklena armaturna mreža je na obeh straneh plošče privarjena na jeklen nosilec, ki je postavljen vzdolž roba plošče, kot je prikazano na sl. 7.4. Ti nosilci so bili v požarni peči

pritrjeni na strukturo požarne peči, da bi poustvarili kontinuitetno stanje sovprežne konstrukcije.

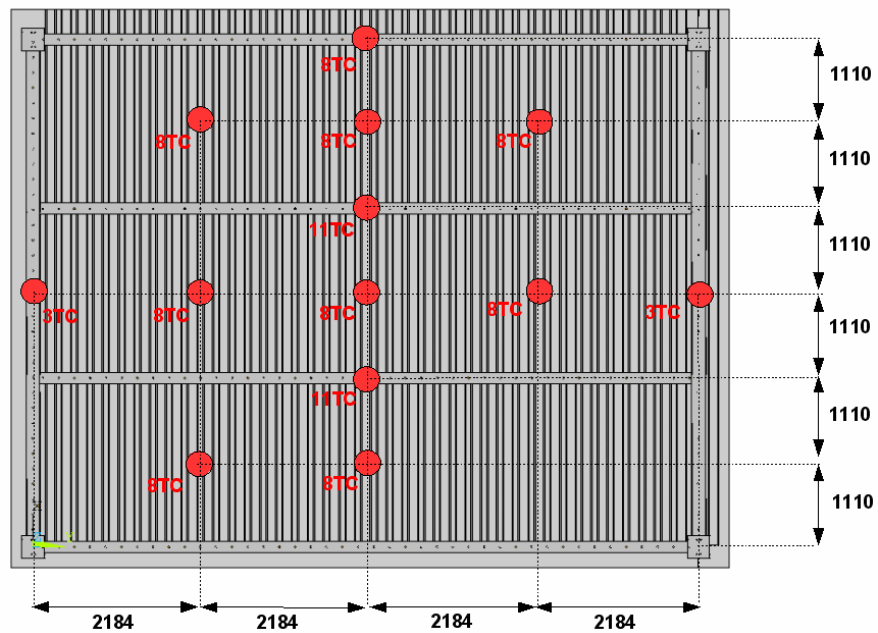
Skupno so merili obnašanje konstrukcije na 194 mestih. Glavne meritve so bile meritve temperature ter meritev deformirane oblike stropa. Približno 170 termočlenov so uporabili za spremljanje temperature jeklenega okvira (glej sl. 7.6 in 7.7) in širjenje temperature po plošči (glej sl. 7.8 in 7.9). Za merjenje navpičnih pomikov tal je bilo nameščenih sedem merilcev za merjenje pomikov (glej sl. 7.10). Dva merilca pomikov sta bila nameščena za merjenje horizontalnih pomikov tal. S posebno kamero v peči, odporno na visoke temperature, so posneli deformiranje med testom.



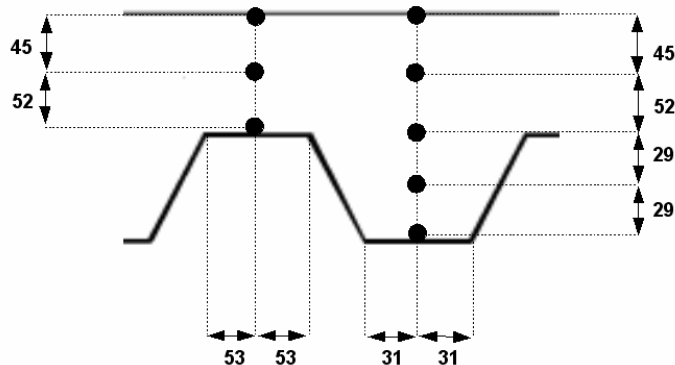
SI. 7.6 Mesta termoelementov na jeklenem okvirju



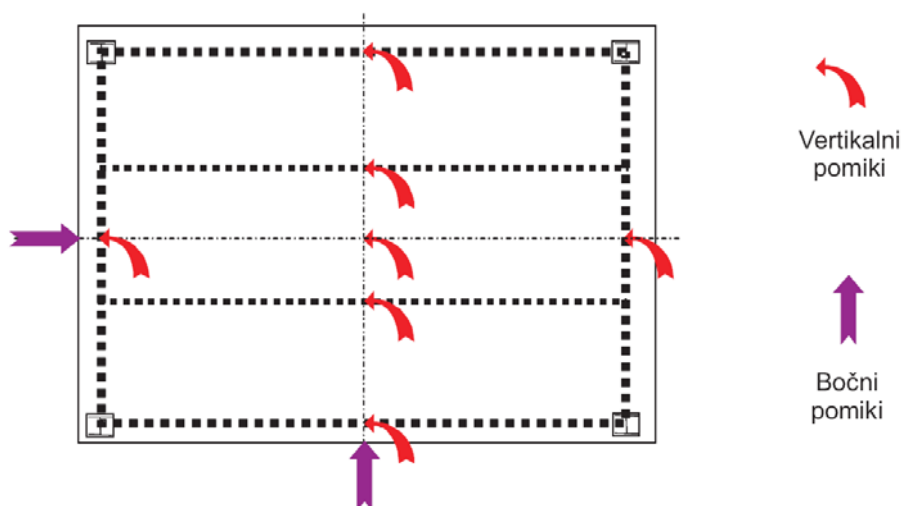
Sl. 7.7 Mesta termoelementov na prečnih prerezih elementov in v spojih med elementi



Sl. 7.8 Mesta in oznake termoelementov v sovprežni plošči



SI. 7.9 *Prečni prerez tipične sovprežne plošče z lokacijami termoelementov*



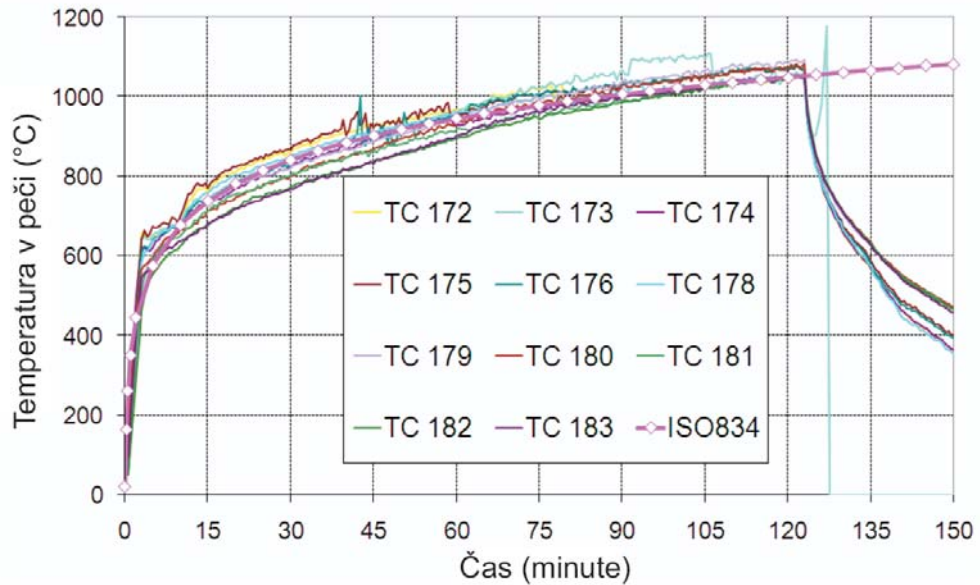
SI. 7.10 *Lokacije merilcev pomikov*

7.2.3 Rezultati

Sam test je trajal več kot 120 minut. Ko je požar prenehal, so bila tla močno razpokana. Vendar se je snemanje obnašanja preizkušanca nadaljevalo do 900 minut in tako zabeležilo obnašanje plošče tudi skozi fazo ohlajevanja.

Temperaturne spremembe v konstrukciji

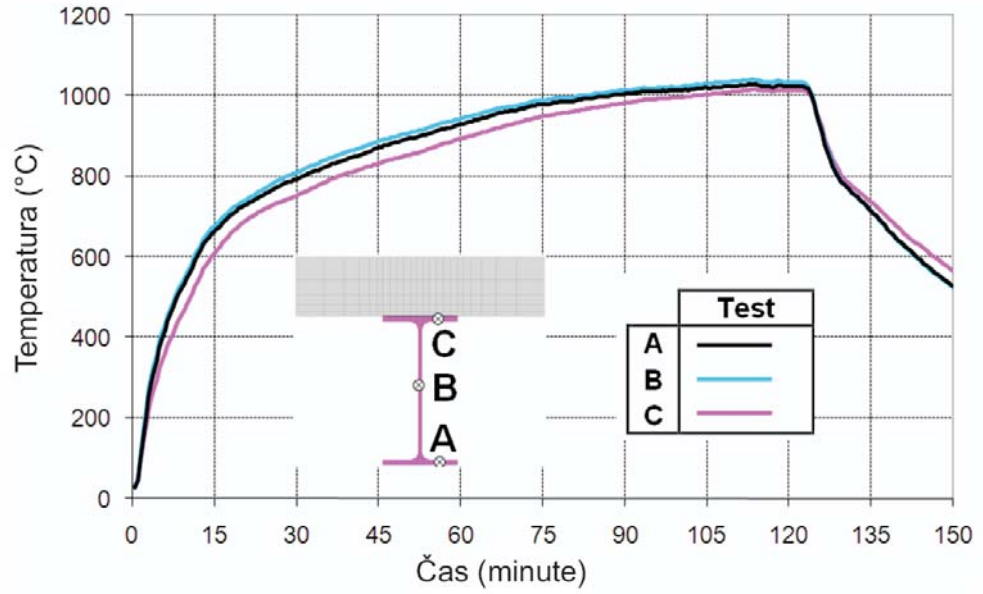
Temperatura v peči med testom je bila kontrolirana s ploščatimi termoelementi v skladu s priporočili v EN1361-1. Ti ploščati termoelementi so bili nameščeni tik pod ploščo in zabeležene temperature teh instrumentov so pokazale, da je bila temperatura v peči znotraj dovoljenih meja, ki so podane v standardu EN1363-1 (glej sl. 7.11).



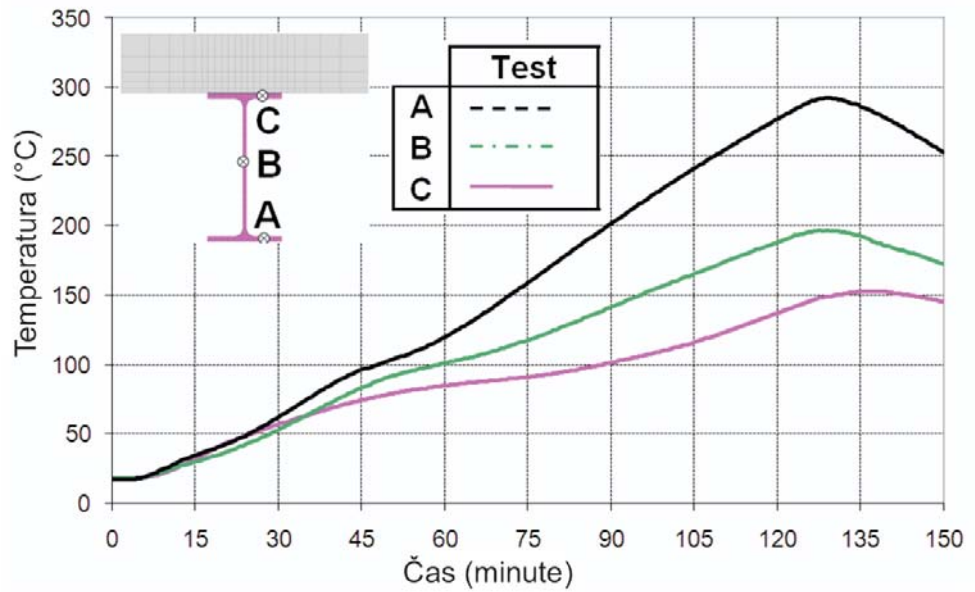
Sl. 7.11 Primerjava temperature v peči s standardno krivuljo temperatura-čas

Temperaturo, na sredini razpona sovprežnih nosilcev, so merili na spodnji pasnici, na stojini in na zgornji pasnici. Povzetek zabeleženih temperatur na nosilcih je predstavljen na sl. 7.12 in 7.13. Najvišja temperatura nezaščitenih jeklenih prečk je bila 1040°C. Najvišja izmerjena temperatura na zaščitenih prečkah pa je bila 300°C; ta temperatura je nižja od pričakovane v praksi zaradi zmanjšane izpostavljenosti teh prečk, saj so bile nameščene na robovih peči.

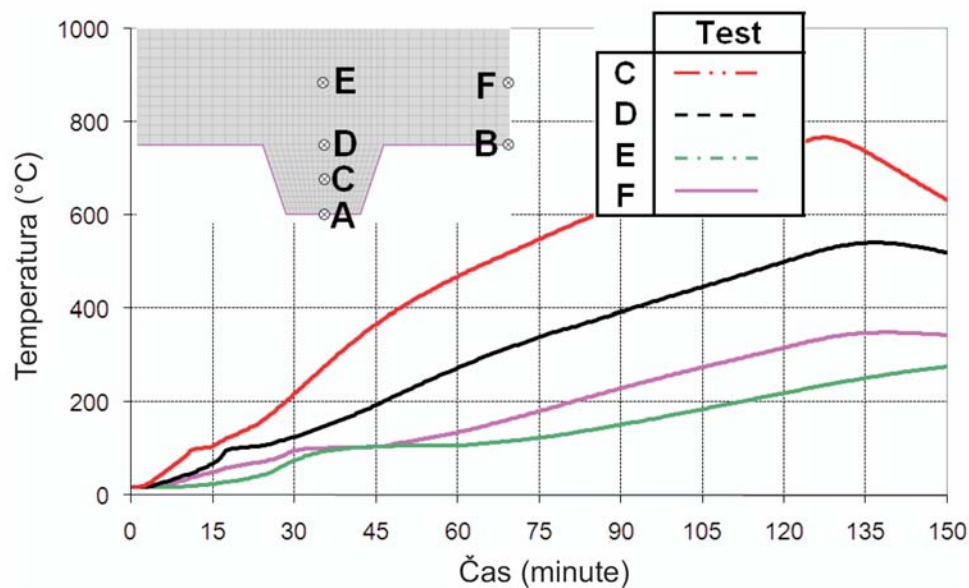
Povzetek temperatur, zabeleženih v sovprežni plošči, je predstavljen na sl. 7.14. Temperature v točkah A in B ni zabeležene, saj sta termoelementa, ki sta bila nameščena na profilirano pločevino, odpadla že v zgodnji fazi testa ob direktni izpostavljenosti ognju, verjetno zaradi prevelikih upogibnih deformacij profilirane pločevine. Upogibke jeklene pločevine so opazili po večini površine stropa sovprežne konstrukcije. Potek temperature, zabeležene na neizpostavljeni strani sovprežne plošče, je prikazan na sl. 7.15. Vidimo lahko, da se je temperatura na neizpostavljeni strani plošče po 120 minutah požara dvignila le malce nad 100°C, kar je manj od zgornje meje kriterija za izolacijo, ki je pri 140°C.



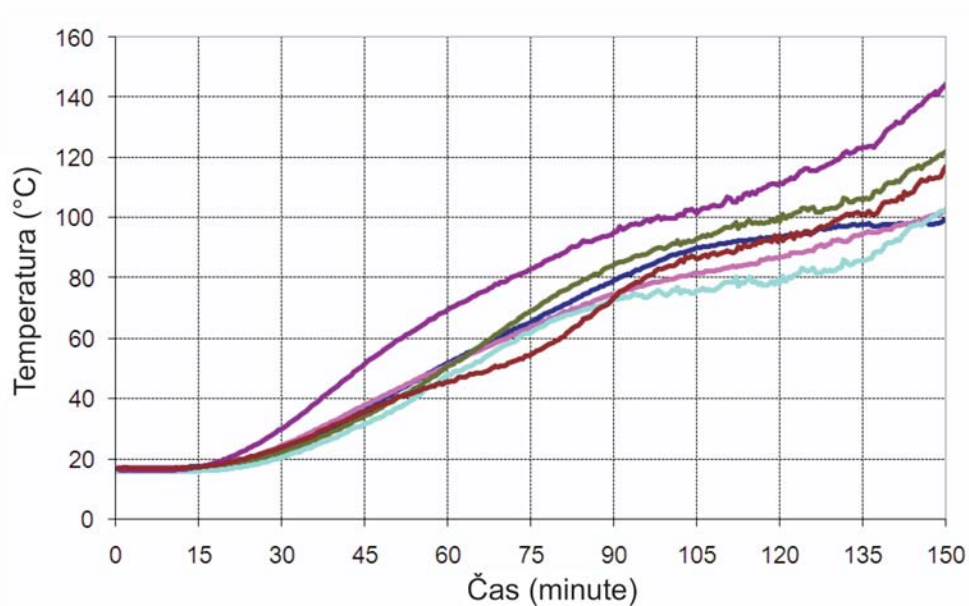
SI. 7.12 Segrevanje nezaščenih jeklenih nosilcev



SI. 7.13 Segrevanje zaščenih jeklenih nosilcev



Sl. 7.14 Segrevanje sovprežne plošče



Sl. 7.15 Izmerjene temperature na neizpostavljeni strani sovprežne plošče

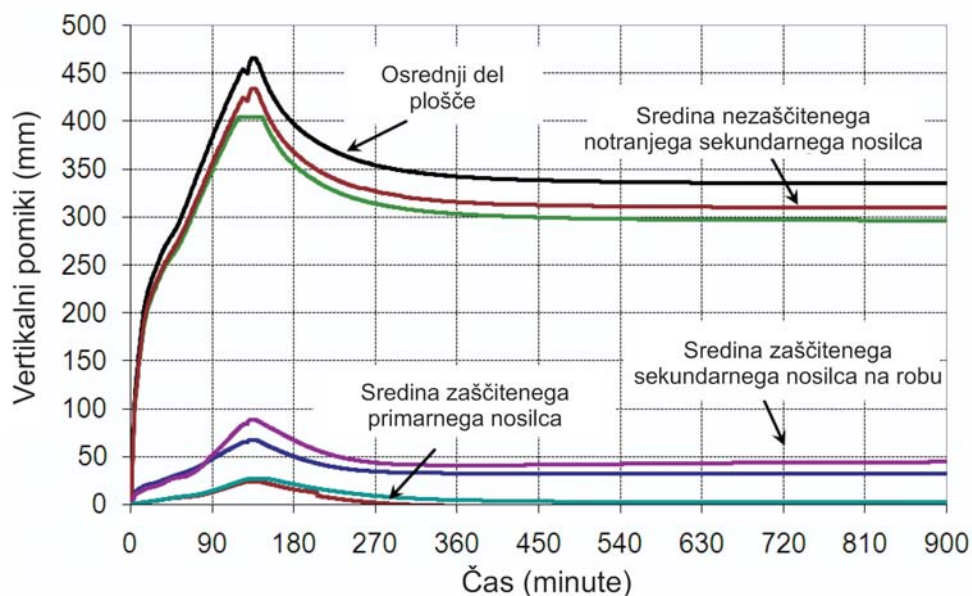
Potek deformacij na konstrukcijskih elementih

Na sl. 7.16 so prikazani vertikalni pomiki stropne konstrukcije med testom. Po približno 120 minutah so v peči ugasnili gorilce, kar se opazi z manjšanjem pomikov plošče. Bolj podrobna ilustracija pomikov, predvsem med fazo ogrevanja, je prikazana na sl. 7.17. Opazimo lahko, da je bil maksimalni pomik plošče približno 450 mm in izmerjen največji pomik nezaščitenih sekundarnih prečk približno 420 mm, kar je manj od ene dvajsetine razpona.

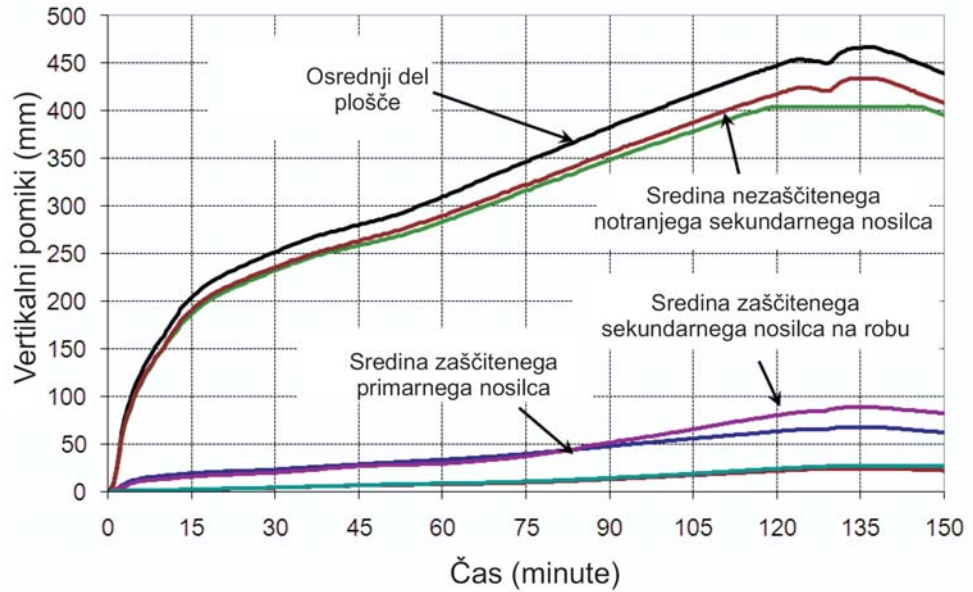
Med fazo ohlajevanja so se pomiki še rahlo povečali in dosegli maksimalno vrednost po približno 135 minutah. Čeprav se je temperatura v peči medtem spustila s 1050°C na 600°C (glej sl.), je vročina še vedno prehajala skozi sovprežno ploščo in v trenutku maksimalnega pomika je bila dosežena maksimalna temperatura v armaturni mreži (glej sl. 7.14).

Temperatura v požarno zaščiteneh nosilcih na robu preizkušanca se je povzpela le do 300°C. Ker jeklo pri tej temperaturi ohrani trdnost enako kot pri sobni temperaturi, je bil največji izmerjeni pomik, 100 mm, manjši od pričakovanega največjega pomika. Iz tega bi lahko upravičeno sklepali, da bi bila kritična temperatura teh nosilcev nekje med 500°C in 600°C ob pomiku večjem od ene tridesetine razpona.

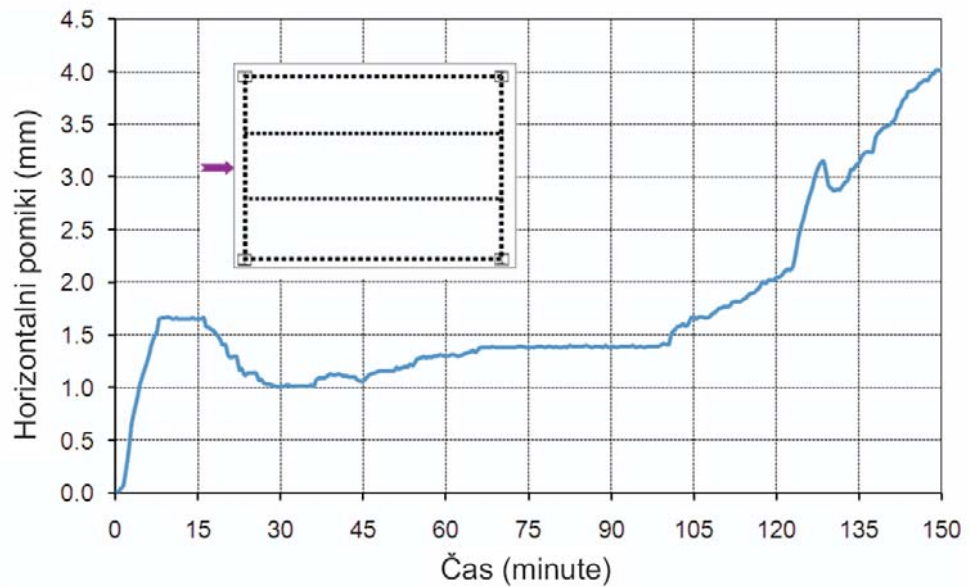
Če posvetimo več pozornosti razvoju pomikov stropne konstrukcije, lahko opazimo zelo hitro povečanje pomikov v prvih 20 minutah požara, v nadaljevanju pa se pomiki povečujejo skoraj linearno. Povezanost teh pomikov s segrevanjem nezaščiteneh prečk, nam potrjuje tudi to, da je bilo segrevanje teh prečk postopno do približno 700 °C. Verjetno pri teh temperaturah prečke ne bi uspele več dolgo nositi pripadajoče obtežbe same. Zato se je v plošči postopoma aktiviral membranski učinek, ki je zagotovil globalno stabilnost konstrukcije. Takšno membransko delovanje jasno prikazujejo meritve bočnih pomikov na robu plošče, ki so prikazane na sl. 7.18. Vidimo lahko, da se po 15 minutah požara zaradi nateznega membranskega delovanja rob plošče prične pomikati navznoter. Nenadno povečanje teh pomikov po približno 105 minutah si lahko razlagamo kot posledica porušitve armaturne mreže na sredini plošče (za več podrobnosti, glej odsek 7.4.3).



SI. 7.16 Pomiki stropa, zabeleženi med požarnim testom



SI. 7.17 Pomiki stropa, zabeleženi med fazo segrevanja



SI. 7.18 Zabeleženi horizontalni pomiki na robu plošče med fazo segrevanja

Obnašanje sovprežne plošče med testom

Glavne ugotovitve ob nastanku razpok v betonski plošči so bile:

- Že v zgodnji fazi požarnega testa so se okrog jeklenih stebrov pojavile drobne razpoke, ki so se nadaljevale ob robu plošče, kot je prikazano na sl. 7.19(a)
- Med samim testom so se te razpoke malce razširile, vendar niso pomembno vplivale na obnašanje sovprežne plošče (glej sl. 7.19(b))
- Bolj pomembna razpoka se je pojavila na srednjem delu plošče po 105 minutah izpostavljenosti požaru, kot je prikazano na sl. 7.20.

Študija nastanka razpoke na sredini plošče je pokazala, da je bil razlog, za nastanek takšne razpoke pretrganje zvara med dvema armaturnima mrežama, kot je prikazano na sl. 7.21. Ker poenostavljena metoda za požarnovarno projektiranje predvideva polno izkoriščenost armature, je potrebno vse spoje med armaturnimi mrežami izvesti polnonosilne. Takšni porušitvi se izognemo z načrtovanjem detajlov v skladu z EN 1992-1-1⁽³⁶⁾.

Ker preizkušavec ni dosegel točke porušitve tekom testa, nastanek takšne razpoke in pretrganje armaturne mreže na sredini plošče, ni pomembno vplivalo na nosilnost plošče.



(a) Na začetku požarnega testa

(b) Na koncu požarnega testa

SI. 7.19 Stanje plošče v bližini jeklenega stebra



(a) Razpoka na srednjem delu plošče

(b) Razpoka po fazi ohlajanja

SI. 7.20 Stanje plošče v srednjem delu med in po požarnem testu



(a) Armaturne mreže so bile pred zalitjem z betonom privarjene



(b) Stanje stikov med armaturnima mrežama na mestu nastale razpoke po ohlajanju

SI. 7.21 Stiki armaturnih mrež pred in po testu

7.2.4 Komentarji rezultatov testa

Rezultati testa so prikazali zadovoljivo obnašanje sovprežnih stropnih konstrukcij projektiranih skladno z enostavno metodo načrtovanja. Opombe, ki izhajajo iz rezultatov testa glede obnašanja tal med požarom, so:

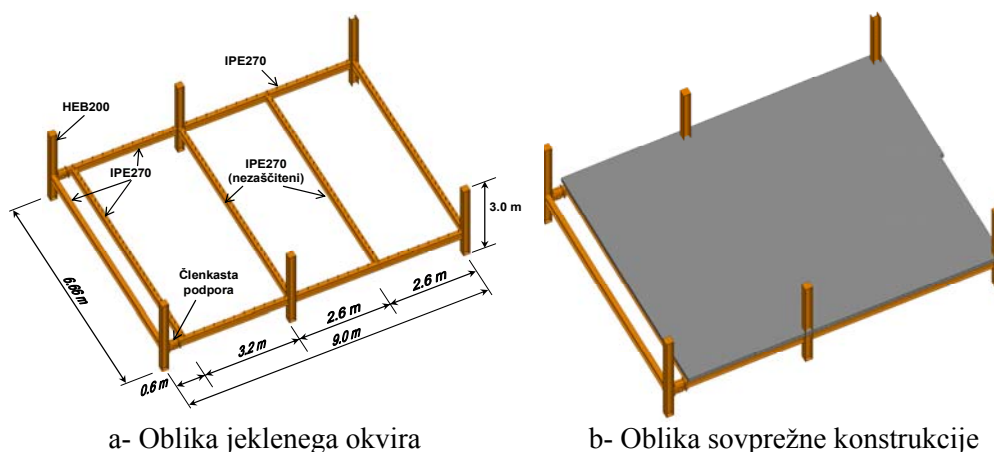
- kljub nezaščitenim sekundarnim jeklenim prečkam, razpona 8.735 m je bil kriterij nosilnosti (R) izpolnjen tudi po več kot 120 minutah požara
- kriterij kompaktnosti (E) in kriterij izolativnosti (I) sta bila izpolnjena 105 minut. Do nastanka razpoke na sredini sovprežne plošče je prišlo zaradi prezgodnje porušitve armaturne mreže, glej odsek 7.4.3.
- celotna sovprežna konstrukcija je ostala zelo čvrsta tudi po zelo dolgo trajajočem požaru, kljub porušitvi jeklene armaturne mreže v betonski plošči
- zagotoviti je potrebno, da so stiki med armaturnimi mrežami primerno izvedeni, z zadostnimi dolžinami stikovanja, ki zagotovijo vzpostavitev membranskega delovanja in neprekinjen prenos obtežbe, še posebno v območju nezaščitenih prečk in okoli stebrov.
- razpokanje betona na robovih je bilo zelo majhno in ni imelo nobenega vpliva na kompaktnost in izolacijsko obnašanje stropne konstrukcije
- med fazo ohlajevanja se je strop obnašal zadovoljivo
- stiki jeklenih elementov so bili primerno požarno zaščiteni, tako da je bila njihova maksimalna izmerjena temperatura okrog 500°C. Vsi stiki med jeklenimi elementi so se obnašali zelo dobro tako v fazi segrevanja kot tudi v fazi ohlajevanja.

7.3 COSSFIRE požarni test

7.3.1 Prezkušavec

V okviru COSSFIRE projekta so testirali še en primer sovprežne etažne plošče, sl. 7.22. Tukaj so za prečke uporabili profile IPE270, za stebre pa profile HEB200. Kvaliteta jekla vseh jeklenih elementov je S235. Projektiranje tega sovprežnega sistema je bilo skladno z zahtevami EN 1994-1-1⁽³⁴⁾. Vrednost projektne stalne obtežbe je 1.25 kN/m² poleg lastne teže konstrukcije in vrednost spremenljive obtežbe 5.0 kN/m². Požarni test se je izvedel z obtežbo 3.93 kN/m², kar je približno enako kombinaciji 100% stalne obtežbe s 50% spremenljive obtežbe skladno z Eurocode obtežno kombinacijo za primer požara v pisarni. Vse kar zadeva jeklenih spojev, ti so bili projektirani skladno z zahtevami v EN1993-1-8⁽³⁵⁾.

Sovprežna etažna plošča je bila izdelana iz betona kvalitete C30/37. Skupna debelina plošče je 135 mm in uporabljena je bila trapezno profilirana jeklena pločevina COFRAPLUS60. Za zagotavljanje strižnega stika med betonsko ploščo in jeklenimi nosilci so bili uporabljeni jekleni čepi premera 19 mm in višine 125 mm. Razmak med dvema čepoma je bil 207 mm na sekundarnih nosilcih in 300 mm na primarnih nosilcih. Pozicija armaturne mreže je 35 mm pod zgornjo površino plošče. Armaturne palice so premera 7 mm in kvaliteta materiala je S500. Razmak med palicami je 150 mm v obeh smereh.



SI. 7.22 Oblika preizkušanca v požarnem testu

Dejanske mehanske lastnosti uporabljenih materialov v testu so povzete v spodnji pr. 7.2:

Pr. 7.2 Karakteristike materiala elementov v testu COSSFIRE

Item	Value
Napetost tečenja primarnih nosilcev	320 MPa
Napetost tečenja sekundarnih nosilcev	320 MPa
Napetost tečenja armaturnega jekla	590 MPa
Tlačna trdnost betona	38.0 MPa

Skladno z enostavno metodo projektiranja na membransko delovanje takšne konstrukcije, sta vmesni dve sekundarni prečki in sovprežna plošča nezaščiteni. Vsi nosilci pod robom plošče pa so požarno zaščiteni za 120 minutno požarno

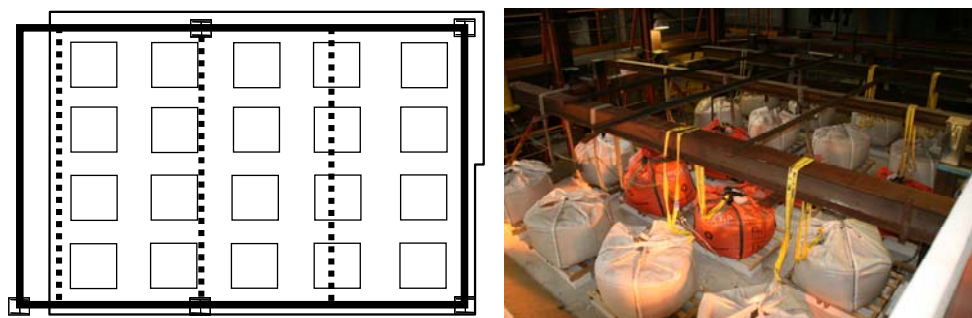
obremenitev. Jekleni stebri so prav tako požarno zaščiteni, razen v območju stikov je izolacija zmanjšana z namenom, da se spoji dovolj segrejejo in nam omogočijo preučevanje vpliva takšnega segrevanja na obnašanje med ohlajanjem.

V želji po preučevanju obnašanja stikov med betonom in jeklenimi elementi na robovih sovprežne plošče med požarom so strižne čepi razporedili na šest različnih načinov, prikazanih na sl. 7.23.

Za mehansko obremenitev plošče je bilo uporabljenih 20 enakomerno porazdeljenih vreč peska. Teža vsake vreče je bila 11.0 kN, kar skupaj s težo lesenih palet in betonskih blokov iz lahkega betona predstavlja zvezno obtežbo 3.93 kN/m². Kar se toplotne obremenitve tiče, je uporabljena standardna ISO požarna krivulja do trenutka porušitve tal. Rezultate testov pa se beleži skozi cel proces segrevanja in ohlajevanja, da bi boljše spoznali obnašanje plošče skozi celoten proces požara.



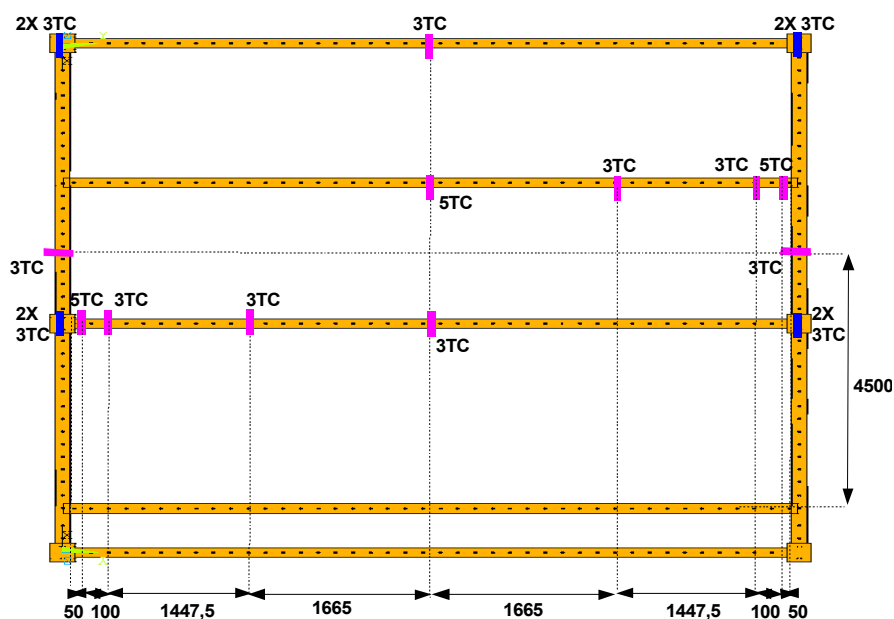
Sl. 7.23 Načini strižnih povezav med betonom in jeklenimi elementi



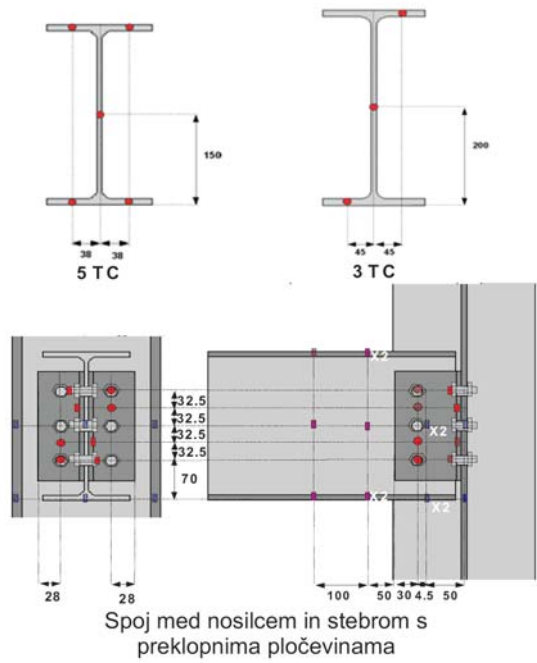
SI. 7.24 Obtežba sovprežne konstrukcije med požarom

7.3.2 Meritve med testom

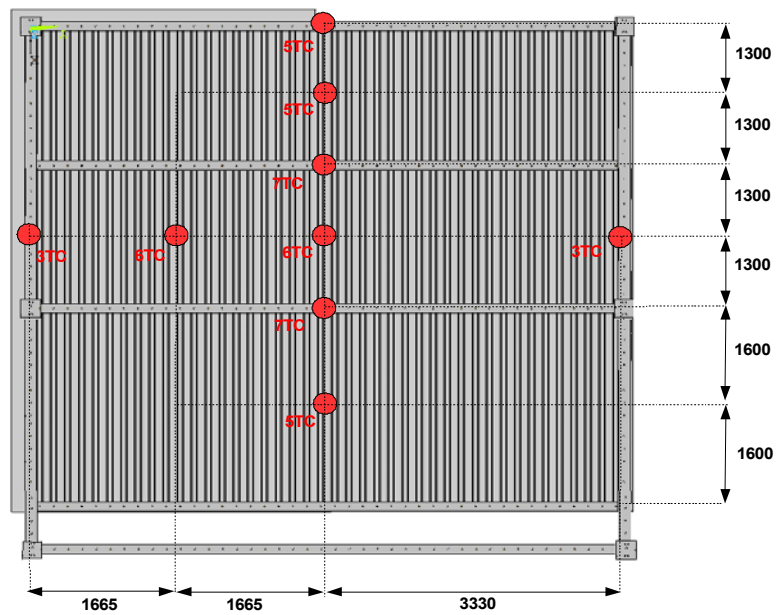
Glavne meritve med testom so merjenje temperature in pomikov stropa. Skupaj 203 termoelementi so beležili temperaturo zraka v peči in temperaturo preizkušanca. Od tega je bilo 66 termoelementov na jeklenih elementih (sl. 7.25), 80 termoelementov na spojih (sl. 7.26) in 57 termoelementov na sovprežni plošči (glej sl. 7.27 in 7.28). Za merjenje pomikov plošče so namestili 20 merilcev pomikov, od tega 16 za merjenje vertikalnih pomikov plošče (glej sl. 7.29). Preostali štirje merilci pomikov so merili horizontalne pomike tal. Za še boljše rezultate so postavili v peč posebno kamero, ki je beležila deformacije stropa med samim testom.



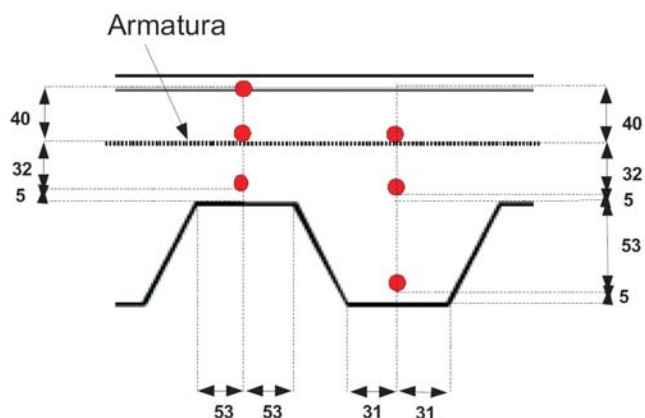
SI. 7.25 Mesta termoelementov na jeklenem okviru



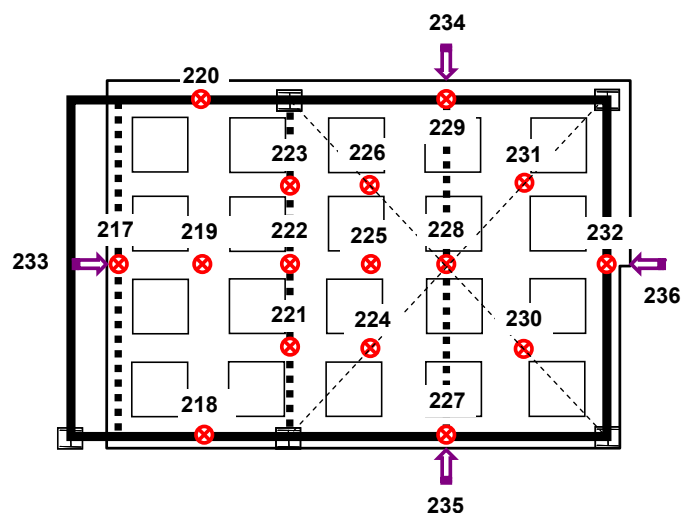
SI. 7.26 *Mesta termoelementov na prečnih prerezih elementov in v spojih med elementi*



SI. 7.27 *Mesta in oznake termoelementov v sovprežni plošči*



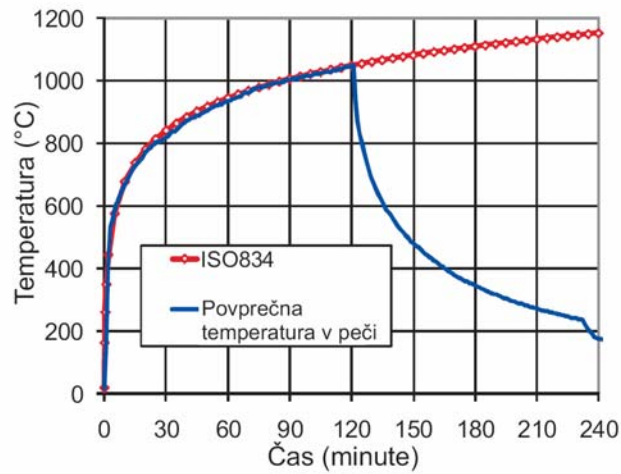
SI. 7.28 *Prečni prerez tipične sovprežne plošče z lokacijami termoelementov*



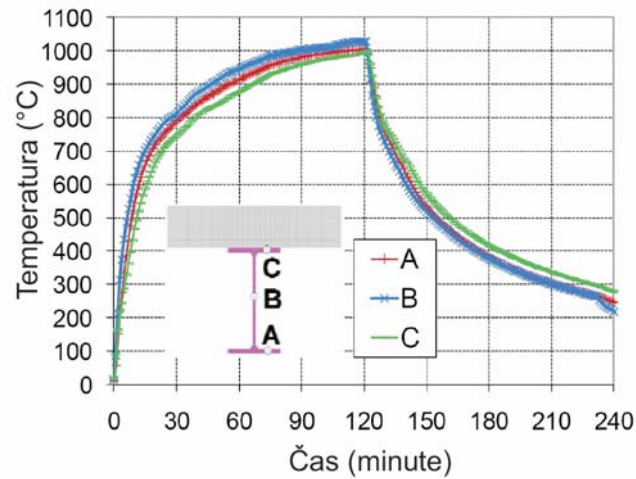
SI. 7.29 *Lokacije merilcev pomikov*

7.3.3 Glavni rezultati eksperimenta

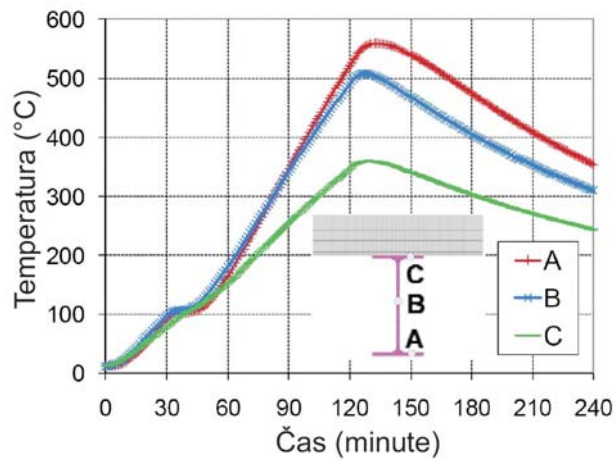
Segrevanje je bilo izvedeno, po krivulji ISO-834 (sl. 7.30) do porušitve ene izmed sekundarnih prečk, ki se je zgodila po več kot 120 minutah (glej D6 na sl. 7.36). Ob porušitvi so se gorilci izključili in peč se je ohlajala po naravni poti. Kar se tiče segrevanja prečk, je bilo le to močno odvisno od stanja požarne zaščite. Nezaščitene prečke na sredini plošče so se segrele na več kot 1000 °C (sl. 7.31). Zaščitene prečke pa so v splošnem dosegle temperaturo okrog 550°C (sl. 7.32), razen ene izmed zaščiteneh prečk, ki je bila precej bolj segreta verjetno zaradi odpadle požarne zaščite med testom (sl. 7.33).



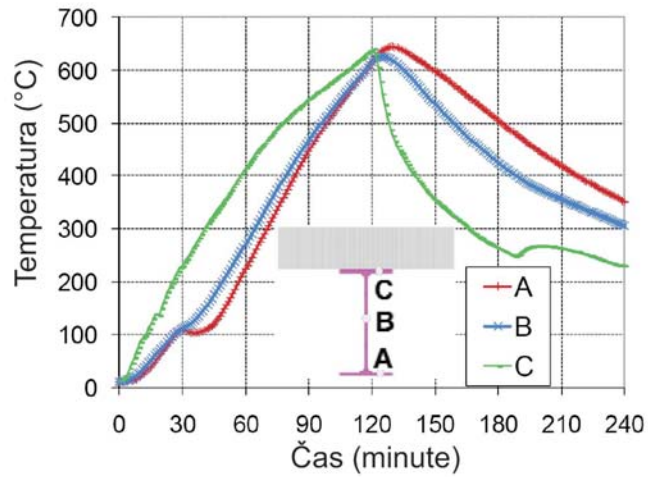
SI. 7.30 Primerjava temperature v peči z ISO požarno krivuljo



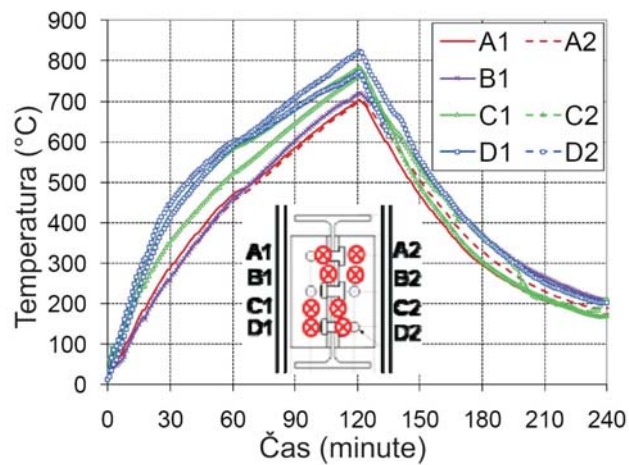
SI. 7.31 Segrevanje nezaščiteneh sekundarnih nosilcev



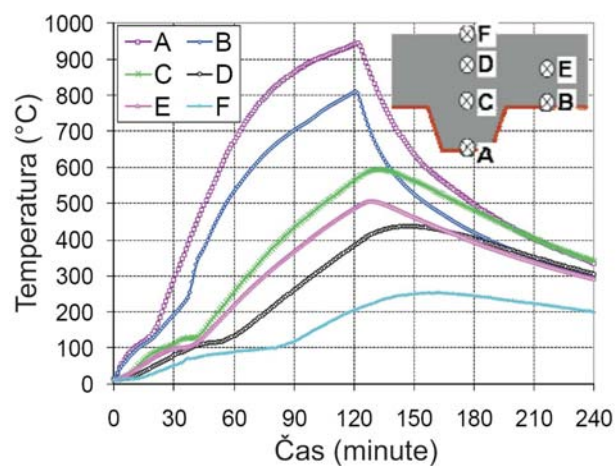
SI. 7.32 Segrevanje primarnega zaščitenega nosilca



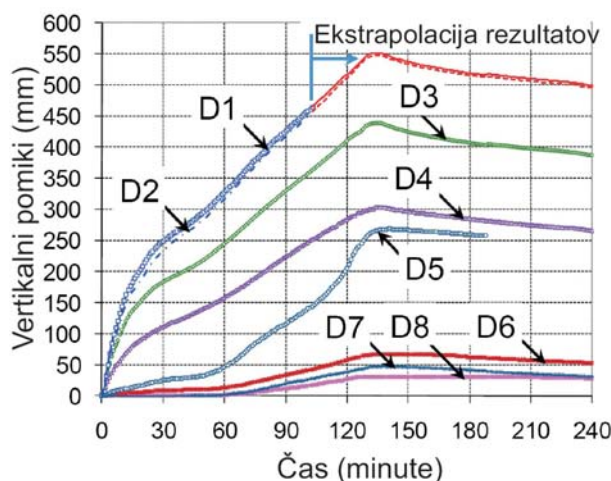
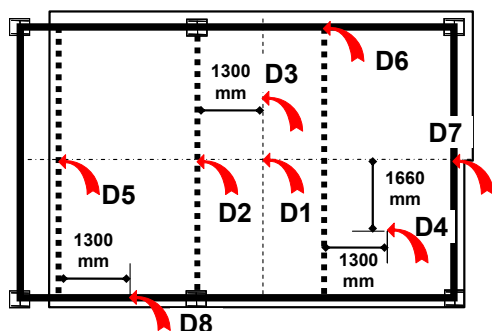
SI. 7.33 Segrevanje porušenega obodnega nosilca



SI. 7.34 Segrevanje spoja porušenega obodnega nosilca



SI. 7.35 Segrevanje sovprežne plošče



SI. 7.36 Med testom izmerjeni vertikalni pomiki tal

Ker jekleni spoji niso bili popolnoma požarno zaščiteni so se nekateri vijaki v spojih segreli nad 800 °C (sl. 7.34). Maksimalna temperatura v sovprežni plošči, na globini 5 mm od izpostavljene strani plošče, je bila okrog 950 °C (sl. 7.35). Armaturna mreža se je segrela na okrog 500 °C. Poleg tega je bila na neizpostavljeni strani izmerjena temperatura plošče več kot 200 °C po več kot 120 minutah izpostavljenosti požaru, kar po kriteriju za izolacijo pomeni zahtevo za dodatno izolacijo.

Ko so po približno 120 minutah testa, opazili porušitev enega konca prečke (glej D6 na sl. 7.36), so ugasnili gorilce. Do pomembnih pomikov na sovprežni plošči je v glavnem prišlo v prvih 30 minutah požara, v nadaljevanju pa se je upočasnilo. Po 120 minutah standardnega požara po ISO krivulji, bi lahko bil skupni pomik večji od 500 mm. Tudi ko so se gorilci ugasnili, so se pomiki še nekaj časa povečevali (okrog 15 minut), šele kasneje so se začeli pomiki zmanjševati in upočasnjevati. Zmanjšanje upogibka med ohlajanjem je znašalo približno 100 mm.

7.3.4 Opazovanje požarnega testa

Iz izmerjenih pomikov plošče, je mogoče sklepati, da bi bil pomik po 120 minutah, večji od 500 mm. Kljub temu pa se je plošča še vedno obnašala zelo dobro in nobenih znakov ni bilo, da bi prišlo do kake porušitve v sredinskem delu plošče. Razlog za ustavitev testa so bili prekoračeni pomiki sekundarnega nosilca na robu plošče (sl. 7.37). Podrobnejši pregled tega nosilca je pokazal, da je prišlo do resnih poškodb v betonu na sredini razpona, kar je le še potrdilo domneve, da se je nosilec dejansko rušil. Kljub temu, pa to ni pomenilo globalne porušitve konstrukcije, očitno zaradi prerazporeditve obtežbe in vzpostavitve membranskega delovanja (glej sl. 7.38).

Opazili so tudi lokalno izbočenje spodnje pasnice in stojine nezaščitene prečke v bližini spoja s primarno prečko (glej sl. 7.39). V ostalih primerih pa so se prav vsi jekleni spoji obnesli zelo dobro, tako med procesom segrevanja kot tudi med procesom ohlajevanja. Tudi na nezaščiteneh sekundarnih prečkah v območju stikovanja na primarne jeklene nosilce niso opazili lokalnega izbočenja (sl. 7.40). Prav tako ni bilo opaznih poškodb na robu plošče v stiku med betonsko ploščo in jeklenimi elementi.



SI. 7.37 *Porušitev obodnega nosilca*



SI. 7.38 *Sovprežna konstrukcija med in po požarnem testu*



SI. 7.39 *Lokalno izbočenje nezaščitene sekundarnega nosilca priključenega na steber*



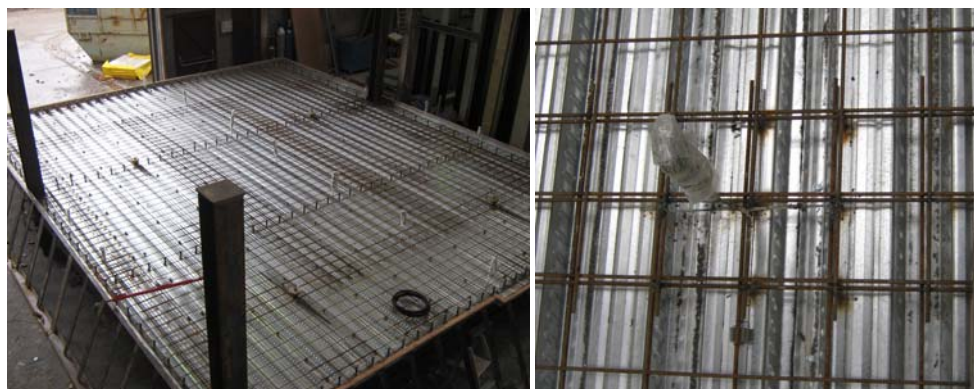
SI. 7.40 *Na sekundarnih nezaščitenih nosilcih priključenih na primarne nosilce ni prišlo do lokalnega izbočenja*



SI. 7.41 *Razpokanje betona v vogalnem območju plošče*



SI. 7.42 *Razpokanje betona okoli srednjih stebrov*



SI. 7.43 *Prekrivanje armaturnih mrež v sovprežni plošči*

Omeniti je potrebno še en pomemben pojav, nastanek razpok v sovprežni plošči okoli stebrov, kar bi lahko imelo neposreden vpliv na obnašanje sovprežne plošče med požarom. Opaženi rezultati povezani s tem pojavom so:

- Nastale razpoke na robovih plošče so ostale majhne in brez negativnih vplivov na kompaktnost plošče (glej sl. 7.41).
- Razpoke betona okoli srednjega stebra, bi se lahko ob deformiranju spodnje nezaščitene prečke odprle, kar bi negativno vplivalo na kompaktnost plošče (glej sl. 7.42).
- V srednjem delu plošče ni bilo opazne nobene omembe vredne razpoke, kar pomeni da se je armaturna mreža dobro obnesla pri prenosu membranskih obremenitev tudi pri temperaturi do 500 °C. Tako dobro obnašanje je brez dvoma zasluga primerne stikovanja armaturnih mrež (glej sl. 7.43)
- Postavitev armaturne mreže za strižne čepe na obodnih nosilcih se je izkazalo zelo učinkovit način zagotavljanja bočne opore sovprežni plošči pri membranskem delovanju
- Preostale zmogljivosti plošče ostanejo zadostne kljub velikim upogibkom.

8 PARAMETRIČNE NUMERIČNE ŠTUDIJE

8.1 Pregled

Standardni test požarne odpornosti je zopet potrdil izvrstno obnašanje medetažnih sovprežnih konstrukcij ob vzpostavitvi membranskega delovanja, kar sta ugotovila in opisala že Bailey in Moore^(12,13). Kljub temu je potrebno še dodatno razširiti preverjanje enostavne metode projektiranja na vsa ostala področja uporabe. S trenutnim poznavanjem požarne varnosti je takšno preverjanje mogoče doseči s pomočjo parametrično numeričnih študij, ki temeljijo na naprednih numeričnih modelih, s katerimi lahko enostavno preverimo več značilnosti, kot so mejni pomiki stropov ali raztezek armaturnega jekla. Toda preden se takšna numerična metoda uporabi jo je potrebno preveriti s požarnim testom.

8.2 Preverjanje numeričnega modela

8.2.1 Splošno

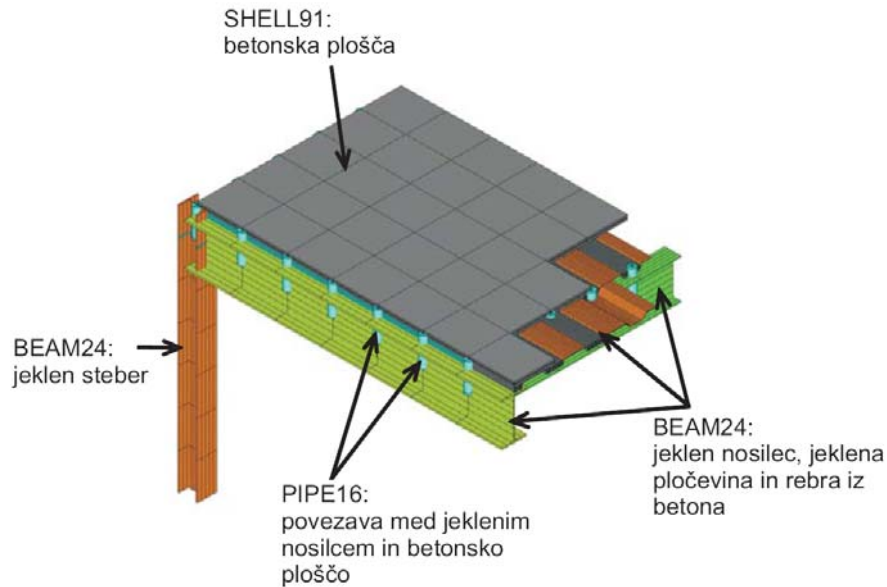
Da bi zagotovili primeren numerični model za simulacijo požarnega obnašanja sovprežnih etažnih plošč, so s pomočjo programske opreme ANSYS izvedli podrobno numerično raziskavo testa, opisanega v 7. poglavju. Numerični model je bil sestavljen iz dveh delov, en del je bila analiza prenosa toplote, drug del pa konstrukcijska analiza.

8.2.2 Konstrukcijska analiza

Konstrukcijska analiza temelji na mešanem konstrukcijskem modelu v katerem so upoštevani jekleni nosilci, jeklene pločevine, rebra betona in armaturna mreža (glej sl. 8.1). V tem konstrukcijskem modelu so uporabili naslednje tri vrste končnih elementov:

- 3D nelinearni linijski elementi - BEAM24,
- 3D nelinearni večslojni ploščati elementi - SHELL91
- 3D linearni linijski elementi – PIPE16.

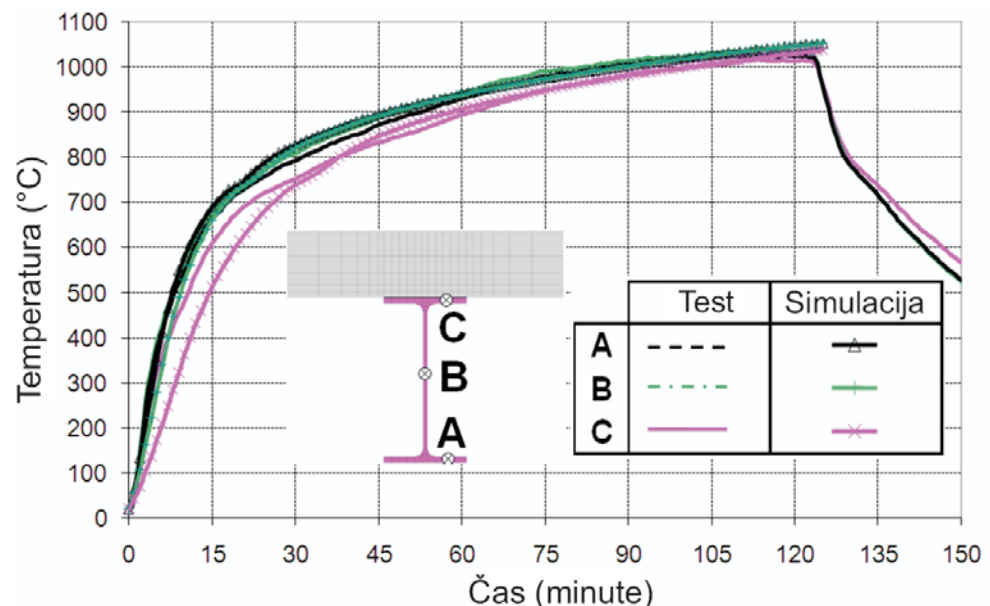
S ploščatimi končnimi elementi modeliramo sovprežno etažno ploščo in armaturno jekleno mrežo. Elemente prečk oziroma stebrov iz jekla, jekleno pločevino in rebra sovprežne plošče se modelira s 3D nelinearnimi linijskimi končnimi elementi. Za strižno povezavo med jeklenim nosilcem in sovprežno ploščo se uporabijo posebni vezni elementi.



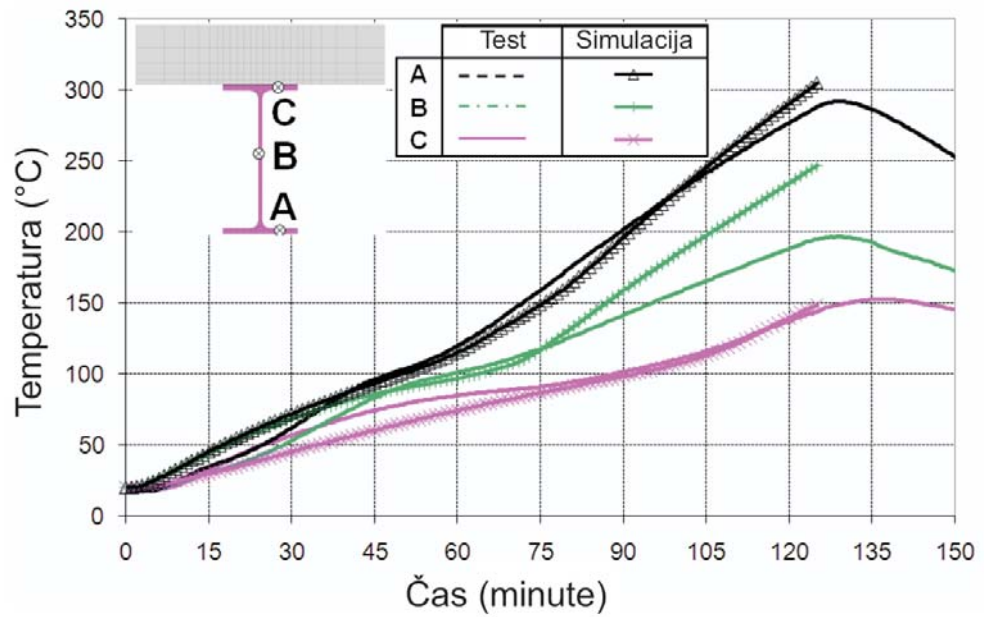
SI. 8.1 Detajl konstrukcijskega modeliranja

8.2.3 Analiza prenosa toplote

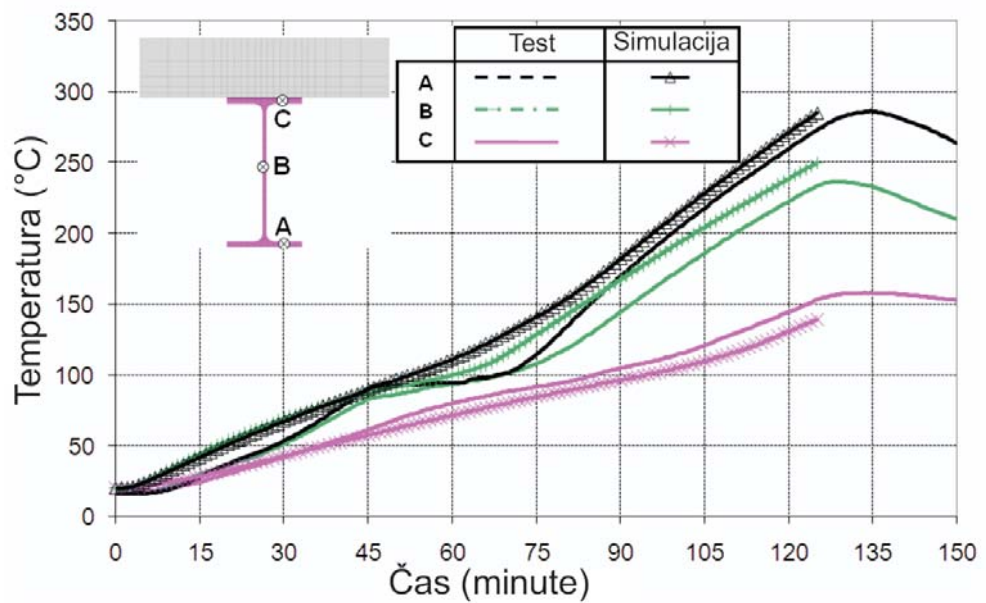
Pri analizi prenosa toplote se je segrevanje vseh konstrukcijskih elementov, tipičnih prečnih prereзов, simuliralo s pomočjo 2D modelov. Ker nas zanima predvsem konstrukcijsko obnašanje numeričnega modela, se toplotne lastnosti izolacijskih materialov prilagaja tako, da je simulirano segrevanje zaščitenega jeklenega elementa, kot je bilo zabeleženo med požarnim testom. Toplotne lastnosti jekla in betona so podane v EN1994-1-2⁽³³⁾. Primerjava izračunanih temperatur s temperaturami izmerjenimi v testu za različne konstrukcijske elemente so prikazane na sl. 8.2 do sl. 8.5.



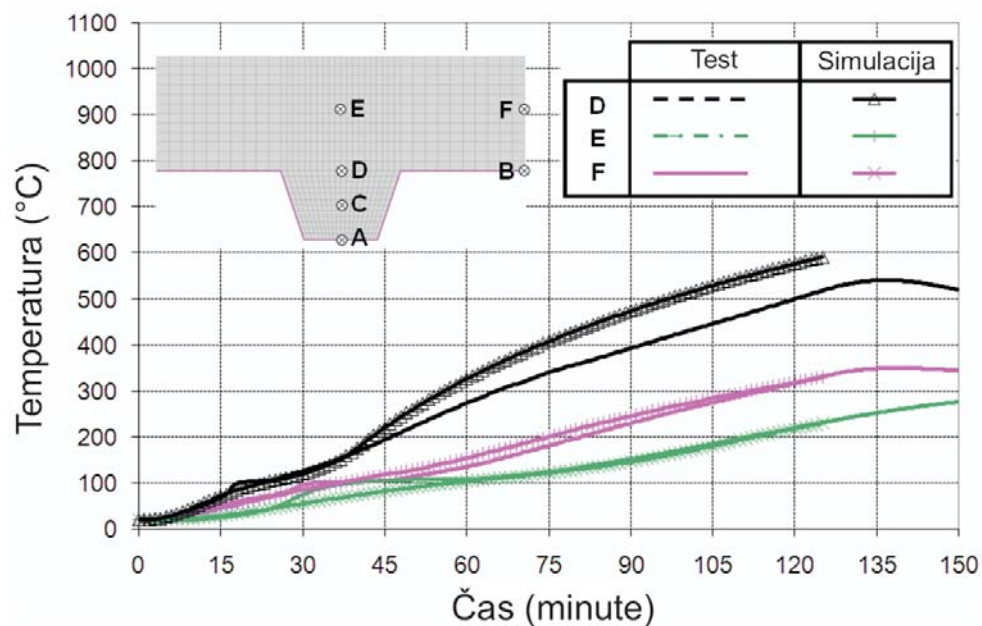
SI. 8.2 Primerjava temperatur, izmerjenih v požarnem testu in temperatur, določenih z numeričnim izračunom za primer nezaščitene jeklene nosilca



SI. 8.3 Primerjava temperatur, izmerjenih v požarnem testu in temperatur, določenih z numeričnim izračunom za primer zaščitenega sekundarnega jeklenega nosilca



SI. 8.4 Primerjava temperatur, izmerjenih v požarnem testu in temperatur, določenih z numeričnim izračunom za primer zaščitenega primarnega jeklenega nosilca

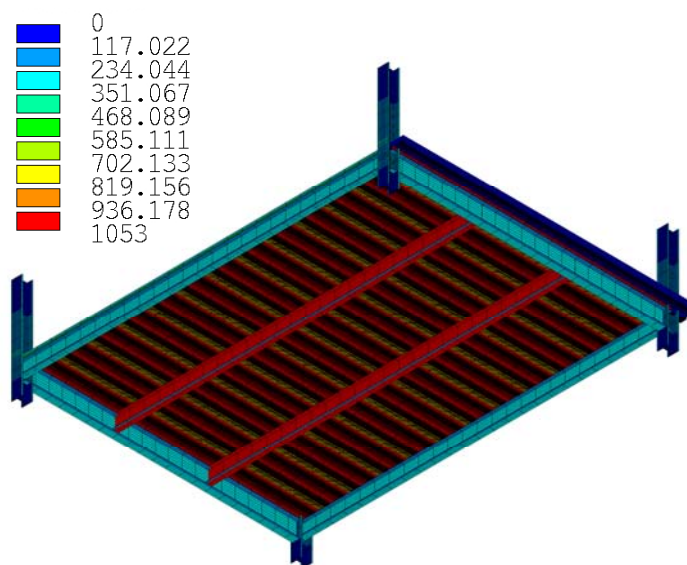


Sl. 8.5 Primerjava temperatur, izmerjenih v požarnem testu in temperatur, določenih z numeričnim izračunom za primer sovprežne plošče

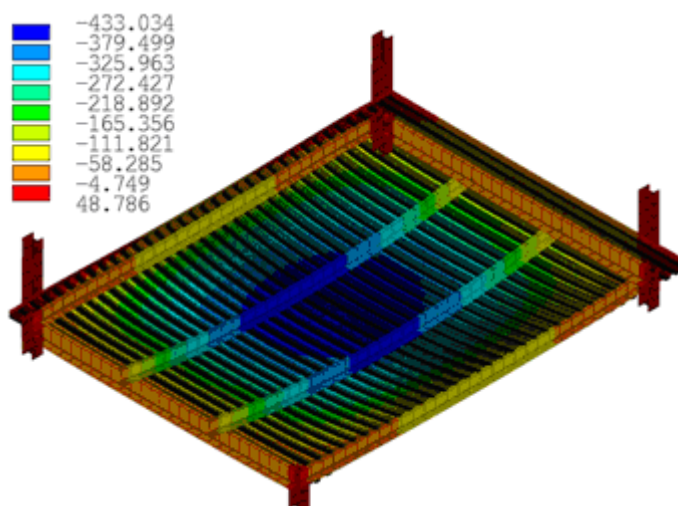
8.2.4 Mehansko obnašanje konstrukcijskih elementov

Obnašanje sovprežne etažne plošče je analizirano glede na temperature, dobljene pri modelu prenosa toplote in konstrukcijskem modelu, prikazanem na sl. 8.1.

Na tem modelu je razvidno, da se je osrednji del stropne konstrukcije segrel precej bolj kot obodni elementi. Simulacija obnašanja stropne konstrukcije je prikazana na sl. 8.7, ki prikazuje deformirano obliko kot jo predvideva numerična metoda po 120 minutah izpostavljenosti požara po standardni krivulji temperatura-čas.

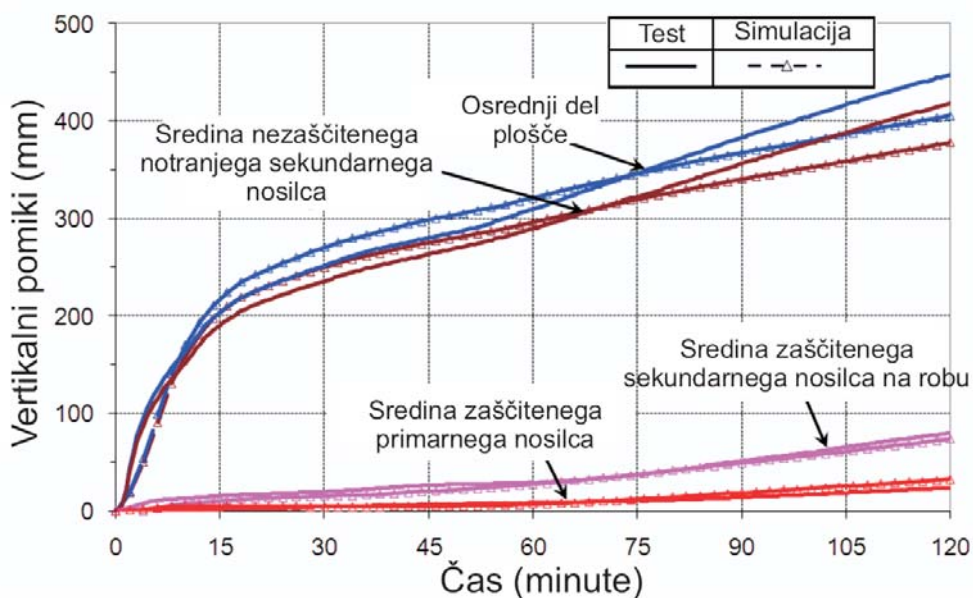


Sl. 8.6 Globalni konstrukcijski model in pripadajoče temperature po 120 minutah ISO požara



SI. 8.7 Prikaz deformirane oblike sovprežne etažne plošče

Sl. 8.8 prikazuje primerjavo med izračunanimi vertikalnimi pomiki z numeričnim modelom in izmerjenimi pomiki preizkušanca. Vidimo lahko, da so rezultati numeričnega modeliranja v globalnem zelo blizu rezultatom eksperimenta. Rahle razlike med izmerjenimi pomiki in pomiki napovedanimi z numerično analizo se pojavijo pri nezaščitenih prečkih po 50 minutah požarne obremenitve. Ta razlika v pomikih je posledica izgube kontinuirnosti armaturne mreže med testom. Kljub tem majhnim razlikam se je numerični model izkazal za primerne pri napovedi obnašanja sovprežne etažne plošče med požarom.



SI. 8.8 Primerjava predvidenih pomikov tal s pomiki zabeleženimi v požarnem testu med fazo segrevanja

8.3 Parametrično numerična študija z uporabo standardne krivulje temperatura-čas

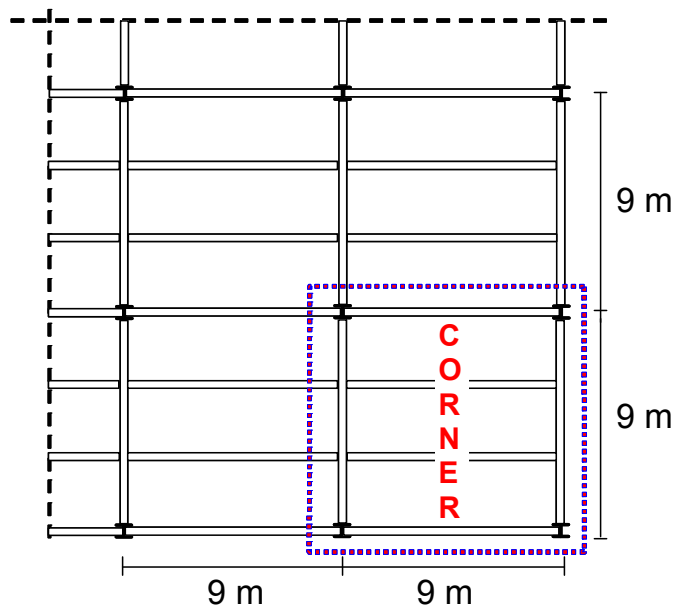
8.3.1 Vhodni podatki parametrične študije

Cilj parametrične študije je bil razširitev raziskovalnega območja enostavne metode načrtovanja na celotno področje svoje uporabe. Ker pa bi se za celovito parametrično študijo potrebovalo ogromno število numeričnih simulacij, kar bi zahtevalo ogromne stroške, je bil obseg parametrične študije omejen z naslednjimi ključnimi parametri:

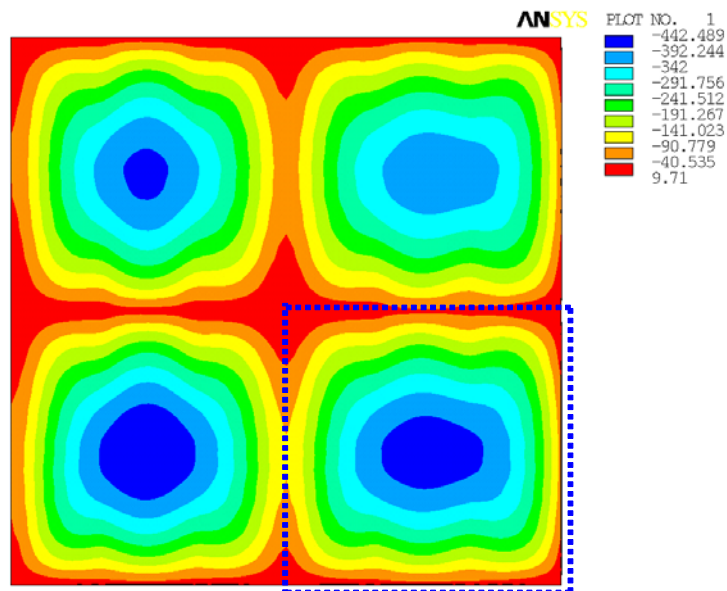
- razporeditev nosilcev,
- stopnja izkoriščenosti
- trajanje požara

Poudariti je potrebno, da je ta parametrična študija osredotočena le na obnašanje sovprežnih etažnih plošč iz jekla in betona pri standardni krivulji požarne obremenitve temperatura-čas.

Predhodni numerični izračun je bil opravljen na sovprežni etažni plošči dimenzij 18 krat 18 m, ki je sestavljena iz dveh polj z razponom 9 metrov v vsaki smeri (glej sl. 8.9(a)). Glavni cilj te predhodne analize je bil določiti primerne robne pogoje, še posebno pogoje podprtja pri modelu plošče preko enega polja. Kot je prikazano na sl. 8.9(b), lahko vidimo, da so predvideni pomiki v poljih na robu plošče z le dvema kontinuirnima robovoma največji v primerjavi s pomiki v preostalih poljih, kjer so kontinuirni trije ali štirje robovi. Zato so vse numerične simulacije v parametrični študiji izvedene za vogalna polja z dvema podprtima robovoma, ki simulirata kontinuirnost plošče.



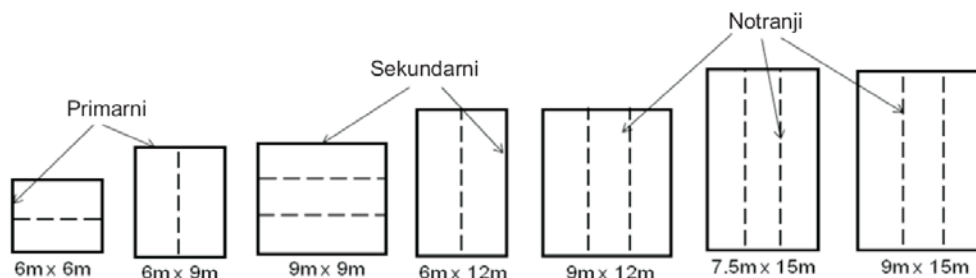
(a) Konstruktivna mreža



(b) ANSYS model

SI. 8.9 *Numerični izračun štirih sovprežnih plošč*

S parametrično študijo so raziskovali sedem polj: 6×6 m, 6×9 m, 6×12 m, 9×9 m, 9×12 m, 9×15 m in 7.5×15 m (sl. 8.10). V vseh primerih je bila predvidena kontinuirnost sovprežnih plošč na dveh robovih. Vsi nosilci na robovih plošč so bili zaščiteni, vse preostale sekundarne prečke pa nezaščiteni.



Sl. 8.10 Plošče, za katere je bila izvršena numerična analiza

V študiji so se uporabile tri različne velikosti spremenljive obtežbe, kot je prikazano na sl. 8.1. Te vrednosti spremenljivih vplivov ustrezajo običajno uporabljenim vplivom v Franciji. Vendar tudi druge vrednosti obtežbe ne bi imele nobenega vpliva na enostavno metodo načrtovanja, saj je izbrana obtežba le vhodni podatek, ki ga je potrebno podati. S parametrično študijo so numerično raziskali le Primer 1 in Primer 3, za primer 2 se predpostavi, da so rezultati, zaradi vmesne obtežbe, med primerom 1 in primerom 3.

Pr. 8.1 Vrednosti stalne in spremenljive obtežbe

Primer	Stalna obtežba G	Spremenljiva obtežba Q
1	Lastna teža + 1.25 kN/m ²	2.5 kN/m ²
2	Lastna teža + 1.25 kN/m ²	3.5 kN/m ²
3	Lastna teža + 1.25 kN/m ²	5.0 kN/m ²

Analiza se je izvedla za štiri različne čase trajanja požara, 30, 60, 90 in 120 minut. Iz zahtev izolativnosti pri vsakem času izpostavljenosti požaru se določi potrebna debelina sovprežne plošče. Ob upoštevanju 60 mm visoke trapezne jeklene pločevine dobimo 120, 130, 140 in 150 mm debele sovprežne plošče. Geometrija trapezne pločevine je zasnovana na produktu COFRAPLUS 60, ki je najpogosteje uporabljena profilirana pločevina na francoskem tržišču. Ta pločevina ima v primerjavi z ostalimi ožja rebra, kar ima za posledico zahtevnejši profil temperature in nižjo mehansko odpornost. Uporaba enostavne metode načrtovanja preverjene s takšno pločevino, bi nam v primeru drugih pločevin dala konzervativen rezultat. Torej je ta pločevina najbolj neugodna!

S kombiniranjem zgoraj naštetih parametrov, je bilo opravljenih 112 numeričnih simulacij.

Pred analizo požarnega obnašanja različnih rastrov plošč, se v skladu z EN 1994-1-1⁽³⁴⁾, določi velikosti konstrukcijskih elementov sovprežnih plošč. Pri tem se smatra, da so vse prečke strižno povezane s sovprežno ploščo s strižnimi čepi. V analizi je bila kvaliteta uporabljenega betona C30/37 s tlačno trdnostjo 30 MPa, kvaliteta armaturnega jekla pa B500. Kvaliteta jekla prečk pa je bila v glavnem S235.

Pri obnašanju sovprežnih etažnih plošč v požaru je pomemben parameter, poenostavljene metode za požarnovarno projektiranje velikost uporabljene armaturne mreže v sovprežni plošči. Pri parametrični študiji, ki je imela nalogo preveriti enostavno metodo načrtovanja, se je pokazalo, da velikost armaturne mreže izhaja direktno iz enostavne metode načrtovanja. Poleg tega je bila, za razdaljo med vzdolžno armaturo in neizpostavljeno površino betonske plošče, vzeta vrednost 45 mm v vseh primerih.

Segrevanje požarno zaščitene obodne nosilce in stebrov tudi vpliva na obnašanje talne plošče. Predpostavljene toplotne lastnosti požarne zaščite v parametrični študiji so takšne, da je po pričakovanem času požara temperatura v zaščiteneh elementih približno 550 °C. Če pa se temperatura elementa povzpne na 550 °C, pred pričakovanim časom požara, se ta temperatura elementa vzdržuje ves nadaljnji čas.

Podrobnosti o velikostih jeklenih nosilcev in jeklenih mrež za vse primere so podane v pr. 8.2 do 8.5. V preglednicah je podana tudi stopnja strižne povezave sovprežnih nosilcev in njihova kvaliteta materiala, če je drugačna od S235. Oznaka B1 označuje primarne nosilce, oznaka B2 označuje sekundarne nosilce, pod oznako S je zapisana površina izbrane armature v mm²/m in DC pomeni stopnjo strižne povezave sovprežnih nosilcev. Poleg tega razpon 1 pomeni dolžino sekundarnih nosilcev in razpon 2 dolžino primarnih nosilcev. Za vsak primer sta bili izvedeni dve simulaciji, ena z obstoječo mehansko povezavo med ploščo in stebrom (npr. z dodatnimi vzdolžnimi armaturnimi palicami) in druga brez te povezave.

Pr. 8.2 *Izbrani projektni parametri za strop s 30 minutno požarno odpornostjo*

R 30 Debelina = 120 mm		Razpon1 [m]									
Razpon2 [m]	Obtežba [kN/m ²]	6		9		12		15			
6	2.5+1.25	B1	IPE300 DC: 0.9	B1	IPE360 DC: 1.0	B1	IPE450 DC: 1.0				
		B2	IPE240 DC: 0.8	B2	IPE360 DC: 0.7	B2	IPE450 DC: 0.7				
		S	84	S	99	S	142				
	5.0+1.25	B1	IPE360 DC: 0.9	B1	IPE450 DC: 1.0	B1	IPE500 DC: 1.0				
		B2	IPE270 DC: 0.7	B2	IPE400 DC: 0.6	B2	IPE500 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	B1	IPE600 DC: 1.0				
		B2	IPE360 DC: 0.7	B2	IPE450 DC: 0.7	B2	IPE500 DC: 0.7				
		S	99	S	142	S	142				
	5.0+1.25	B1	IPE550 -S355 DC: 0.6	B1	IPE600 -S355 DC: 0.8	B1	IPE600 -S355 DC: 1.0				
		B2	IPE400 DC: 0.6	B2	IPE500 DC: 0.6	B2	IPE600 DC: 0.7				
		S	142	S	142	S	142				

Pr. 8.3 Izbrani projektni parametri za strop s 60 minutno požarno odpornostjo

R 60 Debelina = 130 mm		Razpon1 [m]							
Razpon2 [m]	Obtežba [kN/m ²]	6		9		12		15	
6	2.5+1.25	B	IPE300	B1	IPE360	B1	IPE450		
		1	DC: 0.8		DC: 0.9		DC: 1.0		
		B	IPE240	B2	IPE360	B2	IPE450		
	2	DC: 0.8		DC: 0.8		DC: 0.7			
	S	115	S	193	S	284			
	5.0+1.25	B	IPE360	B1	IPE450	B1	IPE500		
1	DC: 0.8		DC: 0.9		DC: 1.0				
B	IPE270	B2	IPE400	B2	IPE500				
2	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-S355	B1	IPE600-S355	B1	IPE750 x 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

Pr. 8.4 Izbrani projektni parametri za strop z 90 minutno požarno odpornostjo

R 90 Debelina = 140 mm		Razpon1 [m]							
Razpon2 [m]	Obtežba [kN/m ²]	6		9		12		15	
6	2.5+1.25	B	IPE300	B1	IPE360	B1	IPE450		
		1	DC: 0.7		DC: 1.0		DC: 1.0		
		B	IPE240	B2	IPE360	B2	IPE450		
	2	DC: 0.7		DC: 0.8		DC: 0.7			
	S	119	S	187	S	291			
	S		S		S				
5.0+1.25	B	IPE360	B1	IPE450	B1	IPE500			
	1	DC: 0.7		DC: 1.0		DC: 1.0			
	B	IPE270	B2	IPE400	B2	IPE500			
2	DC: 0.7		DC: 0.6		DC: 0.6				
S	146	S	233	S	355				
S		S		S					
7.5	2.5+1.25							B1	IPE600
									DC: 0.9
								B2	IPE550
								DC: 0.7	
							S	393	
							S		
5.0+1.25							B1	IPE600	
								-S355	
								DC: 0.9	
						B2	IPE600		
							DC: 0.6		
						S	473		
						S			
9	2.5+1.25							B1	IPE550
									DC: 0.5
								B1	IPE600
								DC: 0.6	
							B2	IPE360	
								DC: 0.8	
						B2	IPE450		
							DC: 0.7		
						S	177		
						S	252		
						S	340		
						S			
5.0+1.25							B1	IPE550-	
								S355	
								DC: 0.5	
						B1	IPE600		
							-S355		
							DC: 0.6		
						B2	IPE400		
							DC: 0.6		
						B2	IPE500		
							DC: 0.6		
						B2	IPE750		
							x 173		
							DC: 0.7		
						B2	IPE600		
							DC: 0.6		
						S	433		
						S			

Pr. 8.5 Izbrani projektni parametri za strop s 120 minutno požarno odpornostjo

R 120 Debelina = 140 mm		Razpon1 [m]								
Razpon2 [m]	Obtežba [kN/m ²]	6		9		12		15		
6	2.5+1.25	B	IPE300	B1	IPE360	B1	IPE450			
		1	DC: 0.6		DC: 1.0		DC: 1.0			
		B	IPE240	B2	IPE360	B2	IPE450			
2	DC: 0.7		DC: 0.8		DC: 0.7					
S	132	S	204	S	318					
	5.0+1.25	B	IPE360	B1	IPE450	B1	IPE500			
		1	DC: 0.6		DC: 1.0		DC: 1.0			
		B	IPE270	B2	IPE400	B2	IPE500			
2	DC: 0.7		DC: 0.6		DC: 0.6					
S	161	S	252	S	393					
7.5	2.5+1.25							B1	IPE600	
									DC: 0.8	
								B2	IPE550	
								DC: 0.7		
							S	417		
5.0+1.25								B1	IPE600	
									-S355	
									DC: 0.8	
								B2		
									IPE600	
									DC: 0.6	
								S	503	
9	2.5+1.25			B1	IPE550	B1	IPE550-S355	B1	IPE600	
					DC: 0.4		DC: 0.6		-S355	
									DC: 0.7	
					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	IPE550	B1	IPE600-S355	B1	IPE750
						-S355		DC: 0.6		x 173
				DC: 0.4		DC: 0.6		DC: 0.7		
				B2	IPE400	B2	IPE500	B2	IPE600	
					DC: 0.6		DC: 0.6		DC: 0.6	
				S	252	S	340	S	457	

8.3.2 Rezultati parametrične študije

Rezultate parametrične študije uporabimo za raziskovanje sledečih vprašanj, ki so pomembna za uporabo enostavne metode načrtovanja v praksi.

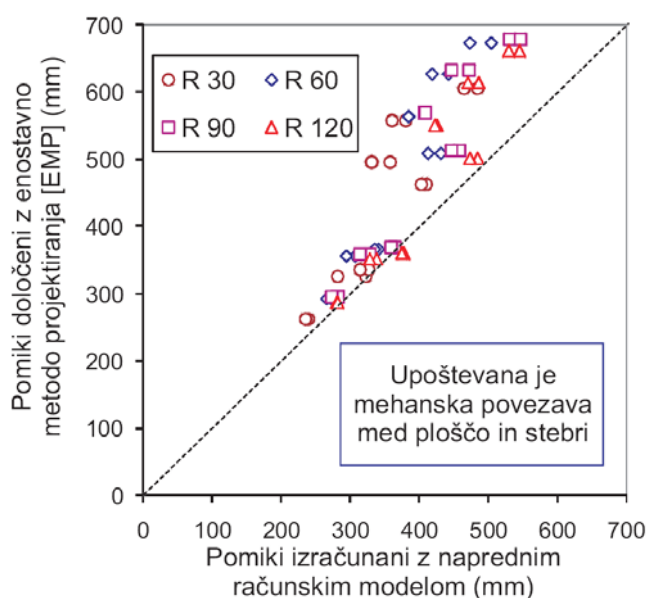
- maksimalni pomik stropne konstrukcije
- maksimalna deformacija armaturne mreže

Maksimalni pomik tal

Kot je opisano v enostavni metodi načrtovanja (poglavje 5) in prikazano v požarnem testu (poglavje 7), se lahko razvijejo veliki upogibki plošče pred porušitvijo. Ker je nosilnost plošče odvisna tudi od nateznega membranskega delovanja v plošči, so veliki pomiki potrebni za vzpostavitev takšnega nosilnega mehanizma. Vendar lahko veliki pomiki povzročijo tudi zmanjšanje kompaktnosti zaradi razpokanosti betona, povečanje napetosti v armaturi in nevarnost oblikovanja preveč razrahljanega nosilnega sistema. Regulativni organi so tudi zaskrbljeni nad metodo načrtovanja, saj so rezultati pomikov, dobljeni po tej metodi veliko večji od pomikov, ki nastanejo ob običajnih požarnih testih. Poleg

tega, poenostavljena metoda za požarnovarno projektiranje predvideva, da obodni nosilci ostanejo togi. V resnici se tudi obodni nosilci upognijo, ko so enkrat izpostavljeni požaru. Zato parametrična študija posveča še posebno pozornost pomikom.

V enostavni metodi načrtovanja, je z maksimalnim dovoljenim pomikom mogoče napovedati končno nosilnost stropa (glej odsek 6.2.1). Zato je v prvem koraku te raziskave potrebno preveriti ali se ta maksimalni pomik ujame z maksimalnim pomikom izračunanim z napredno metodo izračuna. Izdelana je bila primerjava med pomiki izračunanimi z numerično analizo in maksimalnimi dovoljenimi pomiki enostavne metode načrtovanja in rezultati te primerjave so prikazani na sl. 8.11 (z mehansko povezavo med ploščo in stebrom) in na sl. 8.12 (brez mehanske povezave med ploščo in stebrom). Zaradi dejstva, da poenostavljena metoda za požarnovarno projektiranje predvideva vertikalne podpore na robu plošče, napredne numerične simulacije pa upoštevajo podajne obodne jeklene nosilce, moramo pri računu maksimalnega pomika, od maksimalnega pomika plošče odšteti maksimalni pomik obodnih nosilcev.



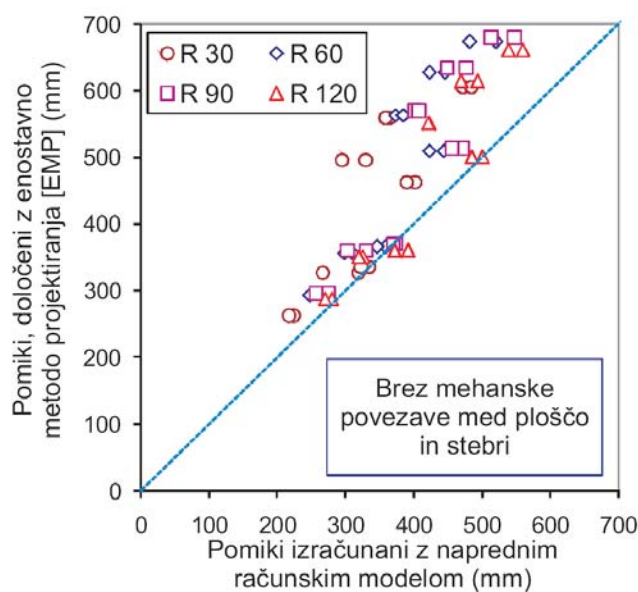
Sl. 8.11 *Primerjava pomikov, določenih z naprednim računskim modelom z mejnimi pomiki, določenimi z enostavno metodo projektiranja (EMP) ob upoštevanju mehanske povezave med ploščo in stebrom*

Iz te primerjave lahko vidimo, da je maksimalni dovoljeni pomik, izračunan z enostavno metodo načrtovanja, sistematično večji od maksimalnega pomika, dobljenega z numerično metodo. Raztros rezultatov se veča z večanjem dimenzij stropa. Fizikalni pomen tega je, da pri isti vrednosti pomika plošče, poenostavljena metoda za požarnovarno projektiranje napove manjšo nosilnost plošče kot jo napove napredna metoda izračuna. S tega vidika, lahko enostavno metodo načrtovanja obravnavamo kot konzervativno.

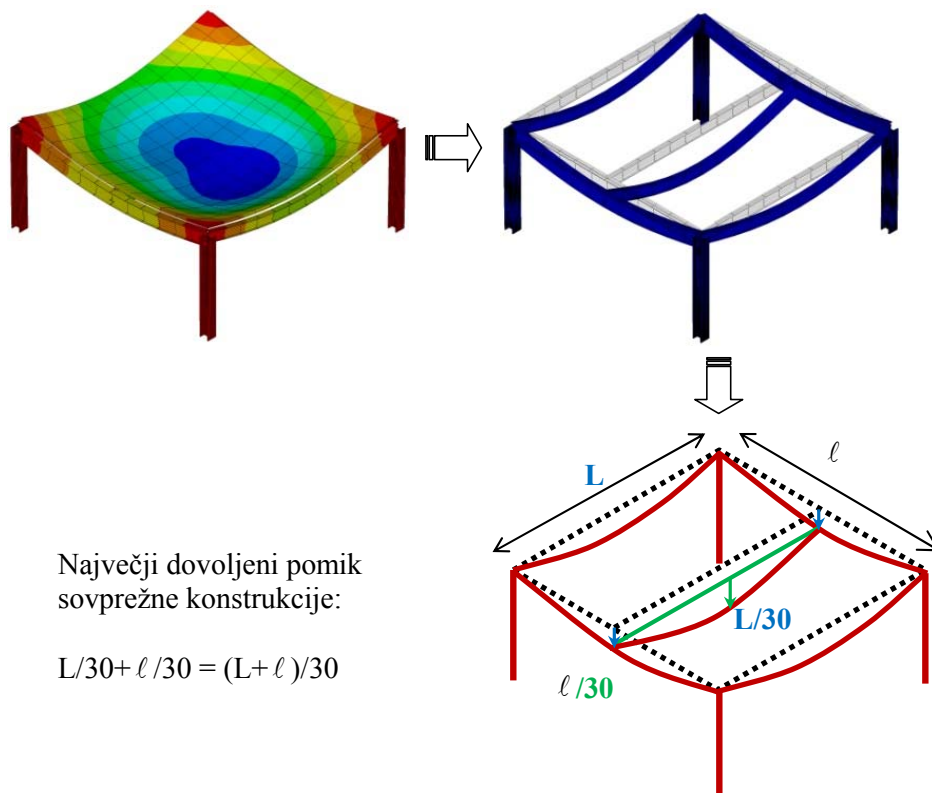
Nekatere nacionalne požarne regulative navajajo, kot porušni kriterij za posamezen konstrukcijski element v upogibnih (nosilci in plošče) testih pri ISO požarnih pogojih, vrednost pomika 1/30 razpona. V primeru sovprežne etažne plošče, sestavljene iz primarnih nosilcev, sekundarnih nosilcev in plošče, je v nekem predpisu lahko predlagan maksimalni dovoljeni pomik stropa sestavljen iz vsote maksimalno dovoljenih pomikov vsakega izmed konstrukcijskih elementov, kot je prikazano na sl. 8.13.

Ne glede na način podpiranja nosilcev in prenašanja prečne obtežbe, bi moral biti maksimalni pomik omejen vsaj z vrednostjo $(\text{razpon1} + \text{razpon2})/30$, kjer je razpon1 dolžina sekundarnih nosilcev, razpon2 pa dolžina primarnih nosilcev.

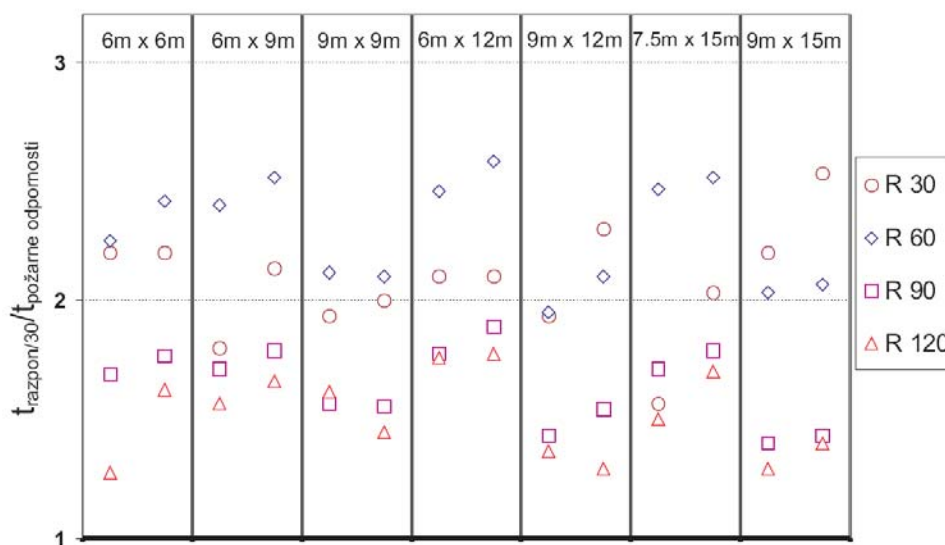
Za ta porušitveni kriterij je zanimivo preveriti stopnjo požarne odpornosti tal. Primerjava, ilustrirana na sl. 8.14 prikazuje razmerje med časom požara, pri katerem je dosežen zgornji kriterij pomikov, izračunan z napredno numerično metodo, in požarno odpornost, napovedano s pomočjo enostavne metode načrtovanja. V vseh primerih je ta faktor večji od vrednosti 1.0. To pomeni, da če upoštevamo prej omenjeno omejitev pomikov, bo požarna odpornost večja od tiste, izračunane z enostavno metodo načrtovanja. Zato uporaba enostavne metode avtomatsko zadovolji omenjeni kriterij pomikov.



Sl. 8.12 *Primerjava pomikov, določenih z naprednim računskim modelom z mejnimi pomiki, določenimi z enostavno metodo projektiranja (EMP) brez mehanske povezave med ploščo in stebrom*



SI. 8.13 Omejitev skupnega pomika po kriteriju razpon/30



SI. 8.14 Razmerje med predvidenim časom, ko pomik doseže vrednost razpon/30, in časom požarne odpornosti, določene z enostavno metodo projektiranja

Evropski standard za požarno odpornost⁽³²⁾, določa naslednje mejne pomike pri oceni kriterija nosilnosti upogibnih elementov. Kadar izmerjeni pomik preseže to vrednost, se predpostavi da pride do porušitve konstrukcijskega elementa. Spodaj je podana omejitev pomikov:

Omejitev pomikov, $D = \frac{L^2}{400d}$ mm; in,

Omejitev hitrosti naraščanja pomikov, $\frac{dD}{dt} = \frac{L^2}{9000d}$ mm/min

kjer je:

- L svetla dolžina razpona preizkušanca, podana v milimetrih
- d razdalja med najbolj obremenjenim vlaknom v tlačni coni in najbolj obremenjenim vlaknom v natezni coni prečnega prereza elementa

Zavedati se moramo, da kriterij hitrosti naraščanja pomikov postane merodajen šele ob preseženem kriteriju pomika razpon/30. To je razlog zakaj se ne upošteva ta kriterij, saj je že vključen v prejšnjem kriteriju pomikov, ki temelji na razpon/30. Enaka načela, kot veljajo pri kriteriju razpon/30, se uporabijo tudi pri določanju maksimalnega dovoljenega pomika tal.

Raztezek jeklene armaturne mreže

Poleg deformiranja tal je v tej parametrični študiji podrobno raziskano raztezanje armaturne mreže. Enostavna metoda pri plastični analizi nosilnosti stropnega sistema upošteva povečanje raztezka armature zaradi delovanja nateznega membranskega delovanja. Kot je napisano v 6. poglavju, lahko pride do porušitve plošče zaradi pretrganja armaturne mreže preko krajšega razpona plošče. Poleg tega bi do takega pojava lahko prišlo tudi na robovih plošče, kjer je zagotovljena kontinuirnost plošče.

Ta parametrična študija je ponudila priložnost določiti napetosti v armaturi ob doseženi požarni odpornosti s pomočjo napredne računske metode. Ob poznavanju raztezka armature ob porušitvi lahko zaključimo, da zadostno stopnjo varnosti pred pretrganjem armaturne mreže zagotovimo z enostavno metodo načrtovanja.

Ker je armaturna mreža položena po celotnem območju tal kontinuirno preko vseh nosilcev, se preko zaščitenih nosilcev in okrog stebrov v armaturi pojavijo pomembne natezne napetosti.

Če postane raztezek armature prevelik, pride do pretrganja armature, kar lahko povzroči izgubo kompaktnosti in izolativnosti stropne konstrukcije, preden je dosežena mejna nosilnost plošče. Pojavlja se vprašanje merila, ki se uporablja za določanje sposobnosti raztezanja armaturnega jekla. EN 1992-1-2⁽³⁵⁾ podaja minimalno sposobnost plastičnega deformiranja. Za armaturno jeklo mora biti minimalni plastični raztezek pri natezni trdnosti vsaj 5%. Zato se pri tej parametrični študiji armaturne jeklene mreže za kriterij raztezka vzame ta vrednost.

Maksimalni pomiki tal za vse čase požarne odpornosti in maksimalni raztezki armature vzdolž dveh pravokotnih smeri (vzporedno primarnim in sekundarnim nosilcem) so prikazani v pr. 8.10 do 8.13. V teh tabelah oznaka EMP pomeni enostavno metodo projektiranja. Iz teh tabel lahko vidimo, da je maksimalni dovoljeni pomik, s katerim določamo nosilnost v enostavni metodi načrtovanja, vedno večji od predvidenega pomika, določenega z napredno numerično metodo. Vidimo lahko tudi, da so maksimalne vrednosti raztezkov armature, dobljene z napredno numerično metodo, pri vseh časih požarne odpornosti, vedno nižje od 5%, kar je spet zelo zadovoljiv podatek.

Pr. 8.6 Pomiki tal in raztezek armature v sovprežni konstrukciji s 30 minutno požarno odpornostjo R30 (z mehansko povezavo med ploščo in stebri)

Obtežba [kN/m ²]	Razpon1 L [m]	Razpon2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		EMP [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Raztezek armature; Razpon1 [%]	Raztezek armature; Razpon2 [%]
			Skupni pomik	Pomik plošče					
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%

Pr. 8.7 Pomiki tal in raztezek armature v sovprežni konstrukciji s 60 minutno požarno odpornostjo R60 (z mehansko povezavo med ploščo in stebri)

Obtežba [kN/m ²]	Razpon1 L [m]	Razpon2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		EMP [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Raztezek armature; Razpon1 [%]	Raztezek armature; Razpon2 [%]
			Skupni pomik	Pomik plošče					
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%

Pr. 8.8 Pomiki tal in raztezek armature v sovprežni konstrukciji z 90 minutno požarno odpornostjo R90 (z mehansko povezavo med ploščo in stebri)

Obtežba [kN/m ²]	Razpon1 L [m]	Razpon2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		EMP [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400d}$ [mm]	Raztezek armature; Razpon1 [%]	Raztezek armature; Razpon2 [%]
			Skupni pomik	Pomik plošče					
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%

Pr. 8.9 Pomiki tal in raztezek armature v sovprežni konstrukciji s 120 minutno požarno odpornostjo R120 (z mehansko povezavo med ploščo in stebri)

Obtežba [kN/m ²]	Razpon1 L [m]	Razpon2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		EMP [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400d}$ [mm]	Raztezek armature; Razpon1 [%]	Raztezek armature; Razpon2 [%]
			Skupni pomik	Pomik plošče					
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%

Rezultati parametrične analize z naprednim računskim modelom ANSYS, podani v teh tabelah, temeljijo na predpostavki, da je sovprežna plošča povezana z vsemi jeklenimi stebri z dodatnimi armaturnimi palicami. Takšen konstrukcijski ukrep lahko zmanjša pomike plošče, toda v realnosti tega ne moremo vedno zagotoviti, še posebno težko je to vzpostaviti pri obodnih nosilcih. Zanimivo bo videti vpliv

takšnega konstrukcijskega ukrepa na globalno obnašanje tal. Drugi sklop raziskav je bil izveden brez tega konstrukcijskega ukrepa in rezultati so prikazani na enak način v pr. 8.10 do 8.13. Razumljivo so maksimalni pomiki rahlo večji od prejšnjih pomikov. Vendar še vedno nižji od ocenjenih z različnimi tradicionalnimi omejitvami. Poleg tega so maksimalni raztezki armaturnih mrež v vseh ploščah pri vseh stopnjah požara manjši od 5%.

Pr. 8.10 *Pomiki tal in raztezek armature v sovprežni konstrukciji s 30 minutno požarno odpornostjo R30 (brez mehanske povezave med ploščo in stebri)*

Obtežba [kN/m ²]	Razpon1 L [m]	Razpon2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		EMP [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400d}$ [mm]	Raztezek armature; Razpon1 [%]	Raztezek armature; Razpon2 [%]
			Skupni pomik	Pomik plošče					
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%

Pr. 8.11 Pomiki tal in raztezek armature v sovprežni konstrukciji s 60 minutno požarno odpornostjo R60 (brez mehanske povezave med ploščo in stebri)

Obtežba [kN/m ²]	Razpon1 L [m]	Razpon2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		EMP [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Raztezek armature; Razpon1 [%]	Raztezek armature; Razpon2 [%]
			Skupni pomik	Pomik plošče					
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%

Pr. 8.12 Pomiki tal in raztezek armature v sovprežni konstrukciji s 90 minutno požarno odpornostjo R90 (brez mehanske povezave med ploščo in stebri)

Obtežba [kN/m ²]	Razpon1 L [m]	Razpon2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		EMP [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400 d}$ [mm]	Raztezek armature; Razpon1 [%]	Raztezek armature; Razpon2 [%]
			Skupni pomik	Pomik plošče					
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%

Pr. 8.13 Pomiki tal in raztezek armature v sovprežni konstrukciji s 120 minutno požarno odpornostjo R120 (brez mehanske povezave med ploščo in stebri)

Obtežba [kN/m ²]	Razpon1 L [m]	Razpon2 ℓ [m]	ANSYS [mm]		EMP [mm]	$\frac{L + \ell}{30}$ [mm]	$\frac{L^2}{400d}$ [mm]	Raztezek armature; Razpon1 [%]	Raztezek armature; Razpon2 [%]
			Skupni pomik	Pomik plošče					
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 Zaključek

Cilj parametrične študije je bil podrobno preiskati enostavno metodo načrtovanja s pomočjo naprednih računskih modelov, potrjenih z ISO požarnimi testi. Iz rezultatov lahko sklepamo:

- poenostavljena metoda za požarnovarno projektiranje daje glede nosilnosti konservativne rezultate v primerjavi z naprednimi računskimi modeli;
- Ob uporabi običajnih kriterijev za pomike, ki se določijo na podlagi obnašanja posameznih upogibnih elementov, je predvideno obnašanje sovprežne etažne plošče med požarom po enostavni metodi načrtovanja na varni strani;
- Kar se tiče raztezka armaturnih palic, ta ostaja večinoma pod 5%, kar ustreza najmanjšemu zahtevanemu raztezk pri f_u v EN 1992-1-2 za vse vrste armaturnega jekla;
- Mehanske povezave med ploščami in stebri niso potrebne. Vendar bi takšen konstrukcijski ukrep lahko v primeru požara zmanjšal upogibke sovprežne etažne plošče.

Rezultati te parametrične študije jasno kažejo, da je poenostavljena metoda za požarnovarno projektiranje v celoti sposobna varno napovedati obnašanje sovprežne etažne plošče iz jekla in betona pri izpostavljenosti ISO požarni obremenitvi, kar lahko vzamemo kot dokaz, da je ta metoda primerna za požarnovarno projektiranje.

9 VIRI

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. and 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 of the 140 William Street Office Building.', BHP/ENG/R/92/043/SG2C, BHP Research, Melbourne Australia, 1992
8. Proe, D. J. and Bennetts, I. D., 'Real Fire Tests in 380 Collins Street Office Enclosure.', BHP/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 AJ. Load tests on a 3-storey reinforced concrete building in Johannesburg. Struct Eng 1955;33(10):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. and 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, pp125-150.
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 pp. 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 pp. 235-240.
18. Sawczuk A. and Winniki L. Plastic behaviour of simply supported reinforced concrete plated are moderately large deflections. Int J. Solids Structures Vol 1 1965 pp. 97 to 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. pp 205-212.
20. Bailey C. G., White D.S. and Moore D.B. The tensile membrane action of unrestrained composite slab under fire conditions, Engineering Structures, vol. 22, no12, pp. 1583-1595
21. Bailey C. G. & Toh, W.S. 'Behaviour of concrete floor slabs at ambient and elevated temperature', Fire Safety Journal, 42, 00425-436, 2007.
22. Hayes B. and Taylor R. Load-Testing RC slabs. The Consulting Engineer. Nov. 1969. pp 46-47
23. Taylor R., Maher D.R.H. and 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. pp 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, pp931-949.
26. Bailey C.G., Membrane action of lightly reinforced concrete slabs at large displacements, Engineering Structures, 23, 2001, pp470-483.
27. Bailey, Colin G. and Toh, Wee Siang. Experimental behaviour of concrete floor slabs at ambient and elevated temperatures. SIF06
28. O'Conner MA, Kirby BR, Martin DM. Behaviour of a multi-storey composite steel framed building in fire. Struct Eng 2003;81(2):27-36.
29. Bailey CG, Lennon T, Moore DB. The behaviour of full-scale steel framed buildings subjected to compartment fires. Struct Eng 1999; 77(8):15-21.
30. Bailey CG, Membrane action of slab/beam composite floor systems in fire. Engineering Structures 26 2004:1691-1703.
31. Wang YC. Tensile membrane action in slabs and its application to the Cardington fire tests. Fire, static and dynamic tests of building structures. Proceeding of the second Cardington conference, England, 12-14 March1996: 55-67
32. EN 1992-1-2, Eurocode 2, Design of concrete structures. Part 1.2: General rules. Structural fire design, CEN
33. EN 1994-1-2, Eurocode 2, Design of composite steel and concrete structures. Part 1.2: General rules. Structural fire design, CEN
34. EN 1994-1-1, Eurocode 4 Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN
35. EN 1993-1-8, Eurocode 3 Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints, CEN
36. EN 1992-1-1, Eurocode 2 Design of Concrete Structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN
37. EN 1991-1-2 - Eurocode 1 " Actions on structures. General actions. " – Part 1-2: Actions on structures exposed to fire, CEN.
38. ARRETE DU 21 AVRIL 1983, Ministère de l'Intérieur Français Détermination des degrés de résistance au feu des éléments de construction.

39. EN 1363-1 - Fire resistance tests – Part 1: General requirements, CEN.(35)