

**PRIROČNIK ZA
POŽARNOVARNO
PROJEKTIRANJE DELNO
ZAŠČITENIH SOVPREŽNIH
STROPOV (FRACOF)**

PREDGOVOR

Požarna analiza delno zaščitenih sovprežnih stropov (FRACOF)

Vsebina

Številka strani

1	PREDSTAVITEV	1
1.1	Angleški nacionalni predpisi	3
1.2	Francoski nacionalni predpisi	3
2	OSNOVE PROJEKTIRANJA	5
2.1	Požarna varnost	5
2.2	Vrste stavb za analizo s poenostavljeno metodo	5
2.2.1	Modeli s členkastimi spoji	5
2.2.2	Medetažne plošče in nosilci	7
2.3	Projektno območje za račun nosilnosti stropov	8
2.4	Obtežne kombinacije	9
2.5	Izpostavljenost požaru	11
2.5.1	Požarna odpornost	11
2.5.2	Naravni požar (parametrična krivulja temperatura-čas)	12
3	PRIPOROČILA ZA NOSILNE ELEMENTE	14
3.1	Projektno območjeji za račun nosilnosti stropov	14
3.2	Medetažna plošča in nosilci	15
3.2.1	Požarno projektiranje medetažne plošče	15
3.2.2	Požarno projektiranje nosilcev na obodu obravnavanega območja	18
3.3	Posebna pravila za armaturo v betonu	18
3.3.1	Posebna pravila za armaturne mreže	19
3.3.2	Posebne zahteve za armiranje robov etaž	20
3.4	Projektiranje robnih nosilcev, ki niso sovprežni	21
3.5	Stebri	22
3.6	Spoji	23
3.6.1	Razvrstitev spojev	23
3.6.2	Členkasti spoji s čelnimi pločevinami	24
3.6.3	Členkasti spoji z veznimi pločevinami	24
3.6.4	Členkasti spoji s kotniki	25
3.6.5	Požarna zaščita	26
3.7	Globalna stabilnost stavb	26
4	RAZDELITEV PO PROJEKTHNIH OBMOČJIH	27
4.1	Nosilci nad požarnoodpornimi stenami	27
4.2	Stabilnost	28
4.3	Celovitost in izolacija	28
5	RAČUNSKI PRIMERI	29
5.1	Projektiranje sovprežne plošče v primeru požara	34
5.1.1	Projektno območje B	35
5.1.2	Projektno območje A	40
5.2	Posebna pravila za armaturo v betonu	43
5.3	Požarnovarno projektiranje obodnih nosilcev	43
5.3.1	Nosilci na obodu projektnega območja	43
5.3.2	Robni nosilci	44
5.4	Požarna zaščita stebrov	44

POVZETEK

Obnašanje sovprežnih jeklenih okvirnih konstrukcij med požarom je veliko boljše kot nam to izkazujejo požarni testi posameznih, izoliranih elementov. To je bilo ugotovljeno in dokazano s številnimi požarnimi testi v različnih državah na konstrukcijah izdelanih v naravni velikosti in na podlagi opazovanj resničnih požarov, ki so se zgodili v stavbah. Iz tega izhaja, da je požarna odpornost jeklenih okvirnih konstrukcij veliko večja, kot bi to lahko sklepali na osnovi standardnih požarnih testov posameznih nosilnih elementov.

V priročniku je predstavljena poenostavljena metoda za požarnovarno projektiranje. Metoda je vgrajena v računalniški program FRACOF, ki je bil narejen na podlagi rezultatov in analiz požarnih testov, narejenih v laboratoriju leta 1995 in 1996 na stavbi Cardington, zgrajeni v naravni velikosti. Priporočila so konservativna in metoda je primerna samo za projektiranje stavb, ki so po zasnovi podobne testirani. Priporočila pomagajo projektantu določiti mesta v konstrukciji, ki jih ni potrebno požarno zaščititi in sicer tako, da s tem požarna varnost objekta ni nič manjša kot če bi jo projektirali v skladu z običajnimi računskimi metodami.

Glede na to, da danes veliko inženirjev pri računu požarne varnosti uporablja koncept z naravnim požarom, je v računalniški program vključen skupaj s standardnim požarnim modelom tudi model z naravnim požarom. Pri tem sta oba modela predstavljena s požarno krivuljo temperatura-čas v skladu z Evrokodom 1.

Poleg predstavljene metode v tem priročniku je v dodatni publikaciji podana podrobnejša teoretična razlaga požarne analize po metodi končnih elementov in natančnejši opis Cardington požarnih testov na osem-etažni stavbi. Podrobnejša razlaga in opisi nam pomagajo pri boljšem razumevanju teoretičnih osnov na katerih temelji pričujoča poenostavljena metoda.

1 PREDSTAVITEV

V priročniku so podana priporočila za požarnovarno projektiranje sovprežnih stropov. Na podlagi resničnih požarov v stavbah in na osnovi požarnih testov^(1,2,3) stavb, zgrajenih v laboratorijih v naravni velikosti, so izdelana navodila za praktično projektiranje. Kljub temu, da so priporočila še zmeraj konservativna, so popolnoma enakovredna najbolj naprednim metodam, ki jih podaja standard Evrokod.

V nacionalnih predpisih najdemo zahteve, ki predpisujejo zahtevano požarno odpornost nosilne konstrukcije večetažnih stavb. Dejanska odpornost se določi s pomočjo standardov SIST EN1991-1-2⁽⁴⁾, SIST EN 1993-1-2⁽⁵⁾ in SIST EN 1994-1-2⁽⁶⁾ in sicer, ali s standardnimi požarnimi testi, ali z računskimi metodami. Izkazalo se je, da v standardnih požarnih testih posamezni nezaščiteni I in H profili zdržijo samo 15 do 20 minut. Zaradi tega je do pred kratkim časom veljalo pravilo, da se nosilce in stebre požarno zaščiti s požarno odpornimi oblogami, z intumescentnimi premazi ali celo z zabetoniranjem jeklenih nosilcev etaž.

Požarni testi⁽⁷⁾ z naravnim požarom v stavbah, zgrajenih v laboratorijih v naravni velikosti, so brez izjeme pokazali, da je požarna odpornost sovprežnih stropov, kjer so uporabljeni nezaščiteni jekleni nosilci, veliko večja kot bi to bilo sklepati iz standardnih požarnih testov posameznih izoliranih elementov. Poleg tega raziskave poškodb resničnih požarov v stavbah dokazujejo, da je bila v preteklosti v nekaterih primerih požarna zaščita jeklenih elementov pretirana. Obnašanje nezaščitenih sovprežnih stropov v požaru je bilo možno najbolje raziskati prav s požarnimi testi stavbe Cardington.

Predstavljena priporočila za projektiranje veljajo za splošen primer požara, ki se lahko razvije v posameznem prostoru. Veljajo tudi za račun nosilnosti sovprežnih stropov, obremenjenih s standardno požarno krivuljo. Metoda temelji na eksperimentalnih rezultatih, narejenih v okviru projekta FRACOF na etažnih ploščah, zgrajenih v naravnem merilu. Metoda omogoča projektantu veliko prednosti pri požarnovarnem projektiranju večetažnih jeklenih stavb.

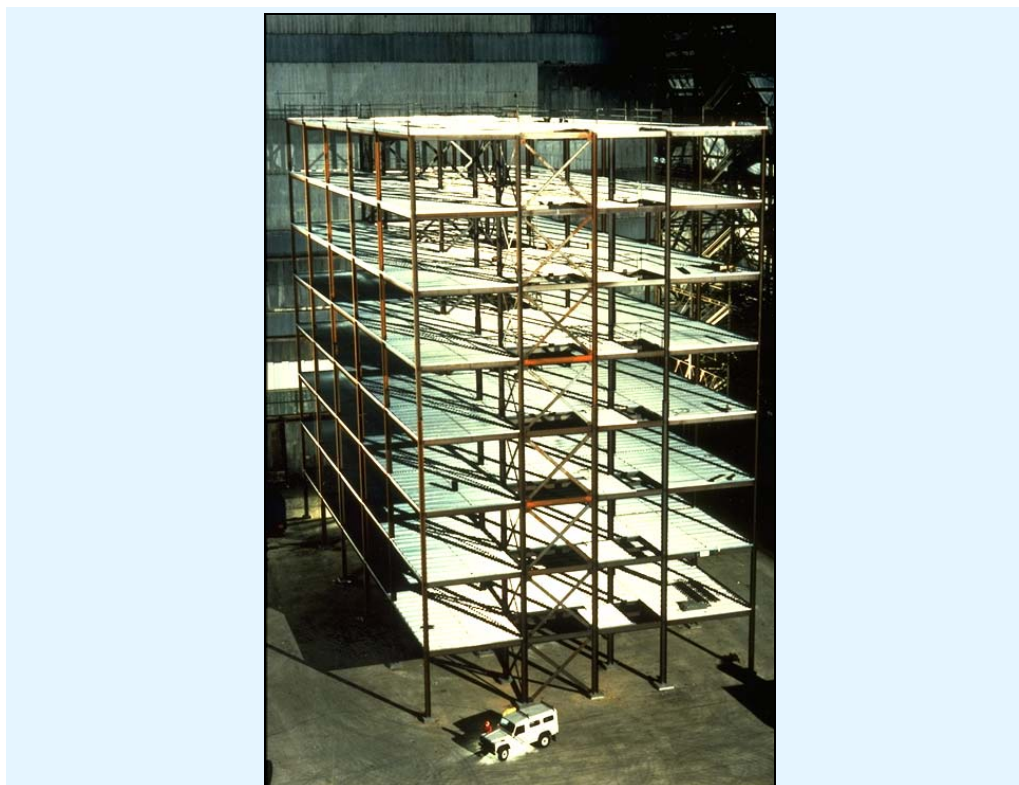
V državah kjer je z nacionalnimi predpisi dovoljena uporaba predstavljene metode, lahko računsko dokažemo požarno odpornost konstrukcij brez požarne zaščite.

Priporočila predstavljajo razširitev inženirskega znanja s področja analize obnašanja konstrukcij in pomenijo pomemben korak v razvoju koncepta požarnovarnega projektiranja. Namen priporočil je zagotavljanje požarne varnosti stavb, kot je to predpisano z nacionalnimi predpisi in hkrati zmanjšanje stroškov gradnje za investitorje.

Poleg računa požarne odpornosti s standardno krivuljo temperatura-čas je mogoča tudi analiza z naravnim požarom. V računalniški program FRACOF se krivulja naravnega požara poda parametrično in skladno s standardom SIST EN1991-1-2. Upoštevana je velikost projektne območja, velikost odprtin v fasadi in količina gorljivih snovi. Program FRACOF poleg tega omogoča

branje datotek formata txt z zapisom krivulj temperature-čas. S tem je vzpostavljena povezava s ostalimi programi za požarno analizo, saj lahko uporabimo v naši analizi krivulje, izračunane z drugimi računalniškimi programi.

Priporočila veljajo za sovprežne okvirne stavbe, ki so po svoji zasnovi podobne osemetažni stavbi Cardington, ki jo vidimo na Sl. 1.1 in Sl. 1.2. Služijo nam kot priročnik za uporabo programa FRACOF, ki je brezplačno dostopen na spletni strani www.arcelormittal.com/sections.



Sl. 1.1 Stavba Cardington pred betoniranjem medetažnih plošč



Sl. 1.2 Nezaščitena jeklena konstrukcija

1.1 Angleški nacionalni predpisi

Leta 1991 so se angleški predpisi za gradnjo objektov spremenili. Iz seznama zavezujočih pravil in zahtev so se spremenili v sodobne predpise, ki temeljijo na računski analizi odziva konstrukcij. Zakonsko določilo pravi: “*Stavbe morajo biti načrtovane in zgrajene tako, da v primeru požara zagotavljajo stabilnost nosilne konstrukcije za predpisani čas*”. Sprejeti dokument B⁽⁸⁾ podaja praktična navodila s katerimi je zadoščeno zakonskim določilom in pravi “Koncept požarnovarnega projektiranja, ki upošteva celovito požarno varnost, je ustrezen način za zagotavljanje požarne varnosti“.

Predpisi na Škotskem in v Severni Irski so bili pred kratkim dopolnjeni in sicer na podoben način kot angleški. So usklajeni s sprejetim dokumentom B in dovoljujejo uporabo požarnovarnega projektiranja.

1.2 Francoski nacionalni predpisi

Francozi so v svoje predpise uvedli računsko analizo odziva konstrukcij leta 2004 kot dopolnilo starim predpisom, ki so bili sestavljeni iz seznama zavezujočih pravil in zahtev. Zakonsko določilo pravi: *Nosilna konstrukcija stavbe mora biti načrtovana in izvedena tako, da je v primeru požara zagotovljena stabilnost za celoten čas trajanja požara ob pogoju, da je v analizi upoštevan realni scenarij*. Odredba ministrstva iz 21. Marca 2004 podaja praktična navodila s katerimi je zadoščeno zakonskim določilom in pravi, da je koncept požarnovarnega projektiranja z naravnim požarom ustrezen za določitev požarne varnosti, če so izpolnjeni sledeči pogoji:

- Potrjeni požarni elaborat s strani pooblašene institucije pristojne za požarno varnost;
- Požarna študija je pregledana s strani pooblaščenega laboratorija;

- Posebna določila in pogoji za uporabo stavbe so zapisana v posebnem dokumentu.

2 OSNOVE PROJEKTIRANJA

V tem poglavju je podan pregled osnovnih principov projektiranja in privzetih predpostavk poenostavljene metode za požarnovarno projektiranje. Podrobnejša razlaga je predstavljena v dodatnem dokumentu ⁽⁷⁾. V nadaljevanju so opredeljeni kriteriji po katerih ugotovimo ali naša stavba spada v skupino, za katero so priporočila narejena.

Priporočila izhajajo iz požarnih testov, iz temperaturnih testov okolice in iz numeričnih analiz.

2.1 Požarna varnost

Z upoštevanjem priporočil poenostavljene metode so izpolnjene temeljne zahteve požarnovarnega projektiranja:

- Ogroženost življenja ljudi in gasilcev v stavbi in v njeni neposredni okolici ni povečana.
- Deformacije v posameznem nadstropju so omejene in preprečena je porušitev ločilnih sten posameznih projektnih območij. Požar je omejen na projektno območje in preprečena je širitev požara tako v vertikalni kot v horizontalni smeri.

2.2 Vrste stavb za analizo s poenostavljeno metodo

Poenostavljena metoda za projektiranje velja samo za jeklene okvirne stavbe s sovprežnimi nosilci in stropovi, ki izpolnjujejo naslednje splošne pogoje:

- Okviri so podprti in nepomični.
- Spoji v okvirih so obravnavani kot členkasti spoji.
- Sovprežni stropovi so narejeni s profilirano pločevino, enojno pozitivno armaturno mrežo, z normalnim ali lahkim betonom. Nosilnost je določena v skladu s SIST EN1994-1-1⁽⁹⁾,
- Notranji nosilci so sovprežni in projektirani skladno s SIST EN 1994-1-1.

Metoda **ne** velja za:

- stropove narejene iz montažnih betonskih stropnih plošč,
- notranje nosilce, ki niso sovprežni (za nosilce na robovih stropne plošče ni nujno, da so sovprežni),
- nosilce z odprtini za inštalacije.

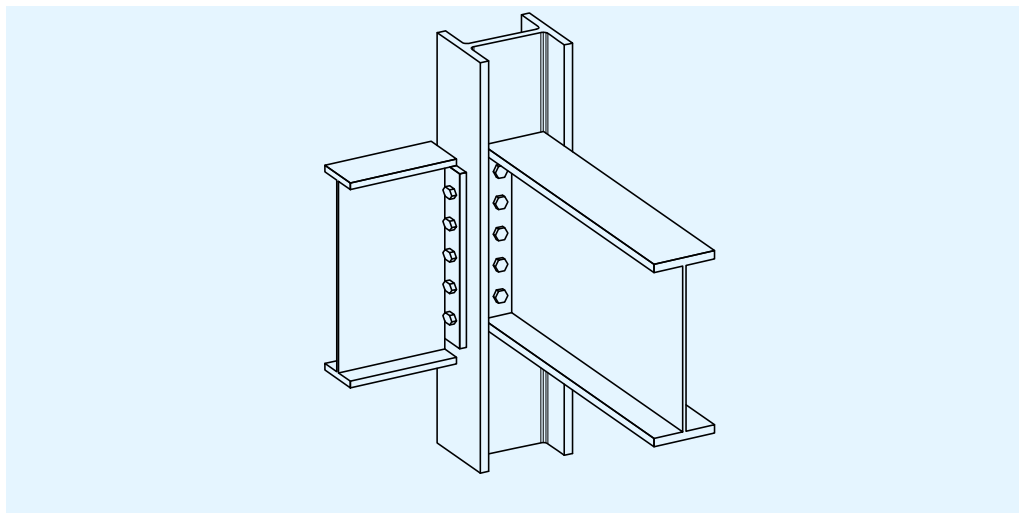
2.2.1 Modeli s členkastimi spoji

Za členkaste spoje je značilno, da prenos momentov skozi spoj ni mogoč.

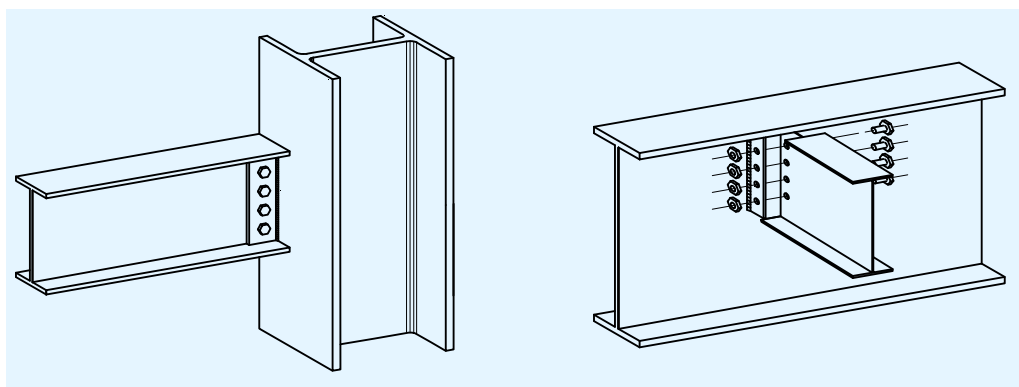
Ločimo tri vrste različnih izvedb členkastih spojev med nosilci in stebri:

- Spoj s podajno čelno pločevino (Sl. 2.1).
- Preklopni spoj z vezno pločevino (Sl. 2.2).
- Spoj s kotniki ob stojini nosilca (Sl. 2.3).

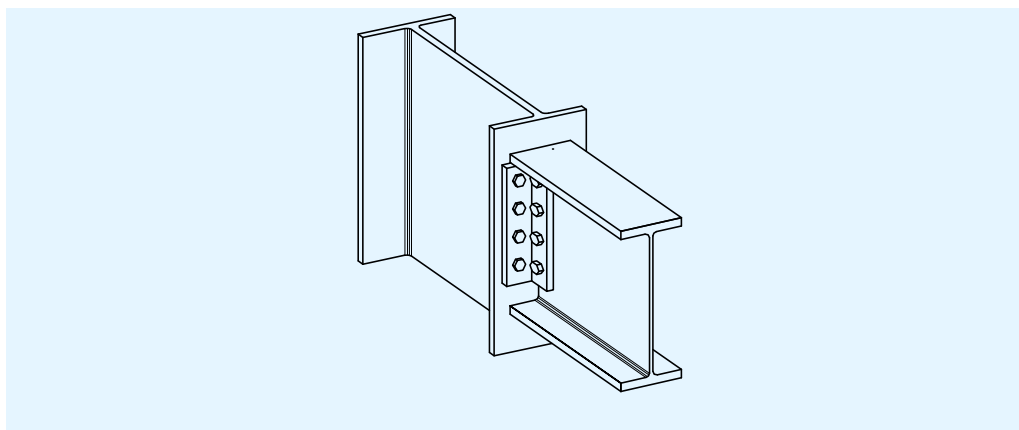
Več informacij o projektiranju členkastih spojev je podanih v poglavju 3.6.



Sl. 2.1 Členkasti spoj s podajno čelno pločevino



Sl. 2.2 Členkasti spoj s preklopno vezno pločevino



Sl. 2.3 Členkasti spoj s kotnikom ob stojini nosilca

2.2.2 Medetažne plošče in nosilci

Priporočila v tem učbeniku veljajo za profilirano pločevino do višine valov 80 milimetrov in z debelino betona nad profilirano pločevino od 60 do 90 milimetrov. Nosilnost profilirane pločevine v požaru se zanemari, vendar se predpostavi, da preprečuje drobljenje betona na spodnji strani plošče. Primer takega stropa je prikazan na Sl. 2.4.

Uporabimo lahko armaturne mreže nosilne v eni ali v obeh smereh. Kvaliteta armature je določena v skladu s SIST EN10080. Ker računsko metoda predpostavlja duktilno armaturno mrežo, ki omogoča velike upogibke etažnih plošč, je zahtevani razred kvalitete armaturnih mrež B ali C. V računalniškem programu FRACOF je zato možna uporaba samo varjenih armaturnih mrež, položenih samo v eni ravnini. Armaturne palice v valovih profilirane pločevine niso potrebne.

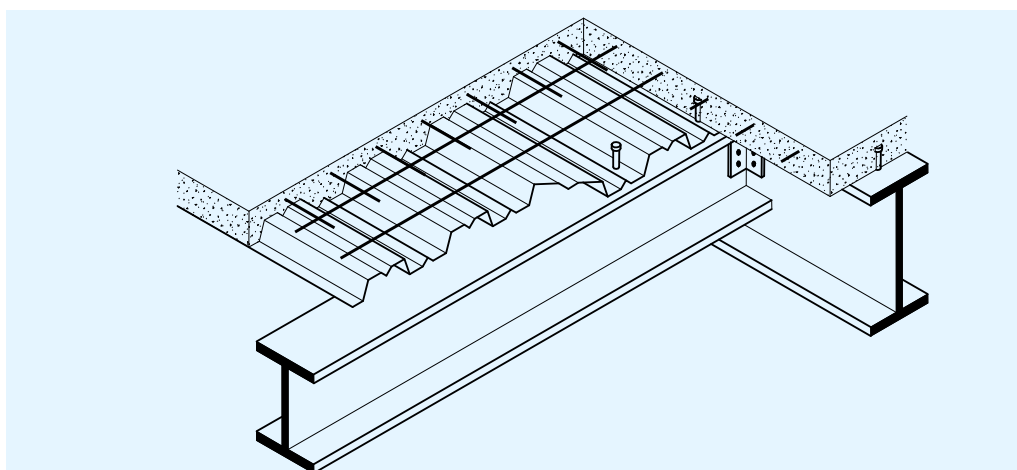
V računalniškem programu imamo na razpolago A in B serijo standardiziranih armaturnih mrež skladno z angleškim nacionalnim standardom^(11,12) (Pr. 2.1) in vrsto armaturnih mrež po francoskih nacionalnih standardih^(13,14) (Pr. 2.2). Poleg tega program FRACOF omogoča izbiro ostalih armaturnih mrež, ki jih lahko vpišemo sami.

Pr. 2.1 Armaturne mreže v skladu s standardom BS 4483⁽¹¹⁾

Oznaka mreže	Velikost mreže (mm)	Teža (kg/m ²)	Vzdolžne palice		Prečne palice	
			Premer (mm)	Površina (mm ² /m)	Premer (mm)	Površina (mm ² /m)
A142	200x200	2.22	6	142	6	142
A193	200x200	3.02	7	193	7	193
A252	200x200	3.95	8	252	8	252
A393	200x200	6.16	10	393	10	393
B196	100x200	3.05	5	196	7	193
B283	100x200	3.73	6	283	7	193
B385	100x200	4.53	7	385	7	193
B503	100x200	5.93	8	503	8	252

Pr. 2.2 Armaturne mreže v Franciji

Oznaka mreže	Velikost mreže (mm)	Teža (kg/m ²)	Vzdolžne palice		Prečne palice	
			Premer (mm)	Površina (mm ² /m)	Premer (mm)	Površina (mm ² /m)
ST 20	150x300	2.487	6	189	7	128
ST 25	150x300	3.020	7	257	7	128
ST 30	100x300	3.226	6	283	7	128
ST 35	100x300	6.16	7	385	7	128
ST 50	100x300	3.05	8	503	8	168
ST 60	100x300	3.73	9	636	9	254
ST 15 C	200x200	2.22	6	142	6	142
ST 25 C	150x150	4.03	7	257	7	257
ST 40 C	100x100	6.04	7	385	7	385
ST 50 C	100x100	7.90	8	503	8	503
ST 60 C	100x100	9.98	9	636	9	636



Sl. 2.4 Izrez značilnega sovprežnega stropa

Za račun nosilnosti etažne plošče v požaru je seveda pomembna velikosti izbranih profilov nosilcev, ki nosijo etažno ploščo. Projektant potrebuje podatke o izbranih profilih, kvaliteti jekla in podatke o nosilnosti strižnih čepov, ki povezujejo nosilce s sovprežno ploščo. V programu FRACOF imamo na razpolago knjižnico standardnih I in H profilov, ki se uporabljajo v Angliji, Evropi in v Ameriki.

2.3 Projektno območje za račun nosilnosti stropov

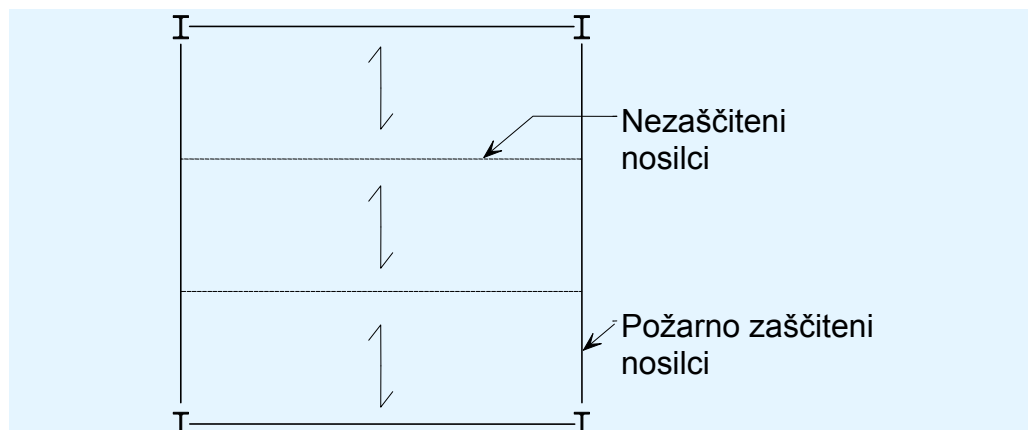
Računska metoda zahteva od projektanta, da razdeli etažno ploščo na več projektnih območij, kot je to prikazano na Sl. 2.5. Nosilci na robovih teh manjših delov oz. območij morajo imeti zadostno nosilnost za predpisano požarno obremenitev etaže in so zato običajno protipožarno zaščiteni.

Obravnavana območja morajo zadoščati sledečim pogojem:

- Vsako območje mora biti pravokotne oblike.
- Vsako območje mora biti podprto z nosilci na vseh straneh.
- Nosilci znotraj obravnavanega območja lahko ležijo samo v eni smeri.
- Znotraj obravnavanega območja ne sme biti stebrov; lahko so samo na robu območja.
- Za požarno obremenitev 60 minut ali v primeru uporabe parametrične krivulje temperatura-čas, morajo biti vsi stebri podprti vsaj z enim nosilcem v eni in v drugi pravokotni smeri, ki je protipožarno zaščiten.

Če s programom FRACOF računsko dokažemo zadostno nosilnost plošče posameznega območja, so lahko vsi notranji nosilci obravnavanega območja brez protipožarne zaščite. Pri čemer sama velikost profilov in medosna razdalja nezaščitenih nosilcev ne igra odločilne vloge za račun nosilnosti stropne plošče.

Primer plošče obravnavanega območja je prikazan na Sl. 2.5.



Sl. 2.5 Plošča obravnavanega območja

2.4 Obtežne kombinacije

Za kontrolo nosilnosti v mejnem stanju zaradi požarne obremenitve veljajo obtežne kombinacije za nezgodni slučaj, podane v 6.4.3.3 in Pr. A1.3 standarda SIST EN 1990⁽¹⁵⁾. V obtežnih kombinacijah se za stalno obtežbo upošteva samo neugodni vpliv, obtežba prednapetja se ne upošteva.

$$\sum G_{k,j,\text{sup}} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ or } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Kjer je:

$G_{k,j,\text{sup}}$	stalna obtežba, neugodni vpliv
A_d	nezgodna obtežba (požar)
$Q_{k,1}$ and $Q_{k,i}$	Spremenljive obtežbe, vodilna in ostale
$\psi_{1,1}$	kombinacijski faktor vodilne, pogoste spremenljive obtežbe

$\psi_{2,i}$ kombinacijski faktor i -te, kvazi-stalne spremenljive obtežbe

Nacionalni dodatki posameznih držav predpisujejo ali se uporablja vrednost $\psi_{1,1}$ ali $\psi_{2,1}$ v kombinaciji z $Q_{k,1}$. Odvisno od države v kateri bo objekt zgrajen se izbere ustrezeni kombinacijski faktor.

Izbira faktorjev ψ je odvisna od kategorije spremenljivih obtežb. Evrokod podaja priporočene vrednosti v Pr. A1.1 v standardu SIST EN 1990; v nacionalnih dodatkih je predpisano ali so priporočene vrednosti privzete ali so spremenjene. Faktorji ψ za Anglijo in Francijo so podani v Pr. 2.3. Za predelne stene se lahko uporabi nadomestna površinska obtežba, določena v 6.3.1.2(8) standarda SIST EN 1991-1-1⁽¹⁶⁾:

- Predelne stene z lastno težo $\leq 1,0$ kN/m na dolžino stene: $q_k = 0,5$ kN/m²
- Predelne stene z lastno težo $\leq 2,0$ kN/m na dolžino stene: $q_k = 0,8$ kN/m²
- Predelne stene z lastno težo $\leq 3,0$ kN/m na dolžino stene: $q_k = 1,2$ kN/m².

Za predelne stene, ki so težje od 3.0 kN/m na dolžino, pretvorba v površinsko obtežbo ni dovoljena ampak je potrebno upoštevati dejansko lego stene.

Priporočene vrednosti za spremenljivo obtežbo, ki jih podaja Evrokod, so zbrane v Pr. 6.2 SIST EN 1991-1-1; njihove vrednosti so lahko tudi spremenjene in jih najdemo v nacionalnih dodatkih standardov. V Pr. 2.4 so podane priporočene vrednosti koristnih obtežb za pisarne iz Evrokoda ter vrednosti iz angleških in iz francoskih nacionalnih dodatkov.

Pr. 2.3 Kombinacijski faktorji ψ

Obtežba	Priporočila po Evrokodu		Angleški nacionalni dodatek		Francoski nacionalni dodatek	
	ψ_1	ψ_2	ψ_1	ψ_2	ψ_1	ψ_2
Bivalni prostori, pisarne in prometne površine, kjer je: $30 \text{ kN} < \text{skupna teža vozil} \leq 160 \text{ kN}$	0.5	0.3	0.5	0.3	0.5	0.3
Skladišča	0.9	0.8	0.9	0.8	0.9	0.8
Ostalo*	0.7	0.6	0.7	0.6	0.7	0.6

* Klimatske obtežbe niso vključene

Pr. 2.4 Koristna obtežba za pisarne

Kategorija	Priporočila po Evrokodu		Angleški nacionalni dodatek		Francoski nacionalni dodatek	
	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)
B – Pisarne	3.0	4.5	2.5* ali 3.0**	2.7	3.5 – 5.0	15.0

* V nadstropjih

**V pritličju ali kleti

2.5 Izpostavljenost požaru

Poenostavljena računsko metoda velja za stavbe, kjer so nosilni elementi izpostavljeni požaru, določenim v skladu s standardom SIST EN 1991-1-2 s standardno krivuljo temperatura-čas ali s parametrično krivuljo temperatura-čas. Poleg tega imamo na razpolago napredni model z naravnim požarom. Krivuljo temperatura-čas lahko v program FRACOF uvozimo v formatu txt.

V vseh primerih je potrebno zagotoviti evakuacijske poti, kot to določajo nacionalni predpisi.

2.5.1 Požarna odpornost

Požarni testi stavbe Cardington so bili narejeni z realnimi ('naravnimi') požari kot tudi z nestandardnimi požari. Ker testi niso bili narejeni s standardnimi krivuljami temperatura-čas, so bile izmerjene temperature interpretirane v smislu standardne požarne krivulje.

Priporočeni časi požarne odpornosti nosilnih elementov za različne vrste stavb, ki so podane v nacionalnih predpisih, so zbrani v Pr. 2.5 in Pr. 2.6. 30 minutna odpornost je potrebna za stavbe z največ dvema etažama, medtem ko je za tri do pet nadstropne stavbe največkrat zahtevana 60 minutna požarna odpornost.

Ta priporočila veljajo za stavbe, za katere je zahtevana požarna odpornost do 120 minut. Če so ta priporočila izpolnjena, bodo jeklene okvirne konstrukcije s sovprežnimi stropovi zadržale svojo stabilnost za zahtevani čas požarne odpornosti, ko bo katerikoli projektno območje izpostavljen požarni obremenitvi po standardni požarni krivulji⁽¹⁾.

Za sovprežne jeklene okvire splošno velja, da so sovprežni stropovi sposobni prevzeti 15 minutno požarno obremenitev brez protipožarne zaščite. Zato tudi ni posebnih priporočil za tak primer.

Pr. 2.5 Zahtevane požarne odpornosti v zavezujočem dokumentu B za Anglijo in Wales

Požarna odpornost (minute)					Za višinsko koto vrhnje etaže (metri)	<p>Pri višini vrhnjega nadstropja ne upoštevamo rastlin na strehi.</p> <p>Višina zgornje etaže se meri od najnižje točke terena do zgornje površine vrhnje etažne plošče.</p>
<5	≤18	≤30	>30			
Bivalni prostori	30	60	90	120		
Pisarne	30	60	90	120*		
Trgovine, trgovski centri, zbirališča in rekreacija	30	60	90	120*		
Zaprta parkirišča	30	60	90	120*		
Odperta parkirišča	15	15	15	60		

V primeru sprinklerjev, sprejeti dokument B dovoljuje zmanjšanje požarnih časov iz 60 na 30 minut ali iz 90 na 60 minut, za večino stavb.

* Sprinklerji so obvezni, vendar je lahko požarna odpornost etaže zmanjšana na 90 minut.

Pr. 2.6 Zahtevane požarne odpornosti v Francoskih nacionalnih predpisih

		< 2 etaži	2 etaži < ... ≤ 4 etaže	4 etaže < ... ≤ 28 m	28 m < H < 50 m	> 50 m
Bivalni prostori		R15	R30	R60	R90	R 120
		Pritličje		Višinska kota vrhnje etaže ≤ 8 m	Višinska kota vrhnje etaže > 8 m	Višinska kota vrhnje etaže > 28 m
Pisarne ¹		0			R60	R 120
Trgovine, trgovski centri, zbirališča, rekreacija	< 100 oseb	0			R60	R120
	< 1500 oseb	R30			R60	
	> 1500 oseb	R30	R60	R90		
		Pritličje	> 2 etaži	Višinska kota vrhnje etaže > 28 m		
Zaprta parkirišča		R30	R60	R90		
Odperta parkirišča						

Note: 1. Pisarne, ki niso namenjene javnosti
H višinska kota vrhnje etaže

2.5.2 Naravni požar (parametrična krivulja temperatura-čas)

Z računalniškim programom FRACOF lahko izvršimo požarno analizo stropov z naravnim požarom in sicer z uporabo parametričnih krivulj temperatura-čas, ki so določene v skladu s SIST EN1991-1-2, dodatek A^[1]. Povedati je potrebno, da je ta dodatek informativne narave in njegova uporaba je lahko v

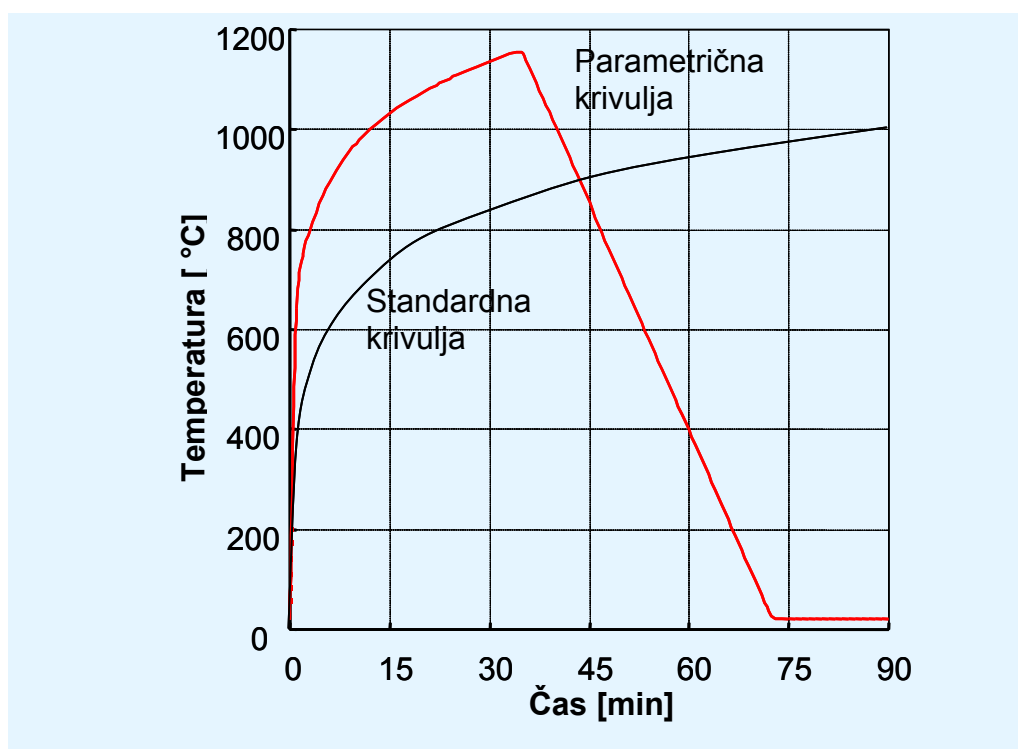
nekaterih državah prepovedana, kot je to primer v Franciji. V takih primerih mora projektant slediti navodilom iz Nacionalnih dodatkov.

Z uporabo parametrične krivulje, računalniški program izračuna temperaturo v projektne območju, kjer je upoštevana:

- Velikost projektne območja:
 - Dolžina
 - Širina
 - Višina
- Višina in velikost oken:
 - Višina oken
 - Dolžina oken
 - Delež odprtih oken
- Količina gorljivih snovi in njihova razporeditev po projektne območju
 - Požarna obtežba
 - Faktor gorljivosti
 - Hitrost izgorovanja
- Toplotne lastnosti ovoja projektne območja

Temperatura parametričnega požara velikokrat v prvem delu hitreje narašča kot standardni požar, vendar z izgorovanjem gorljivih snovi temperatura hitro pada. Temperatura standardnega požara narašča zvezno ves čas.

Na Sl. 2.6 vidimo standardno krivuljo temperatura-čas in značilno parametrično krivuljo temperatura-čas.



Sl. 2.6 Primerjava med značilno parametrično in standardno krivuljo temperatura-čas

3 PRIPOROČILA ZA NOSILNE ELEMENTE

3.1 Projektno območjeji za račun nosilnosti stropov

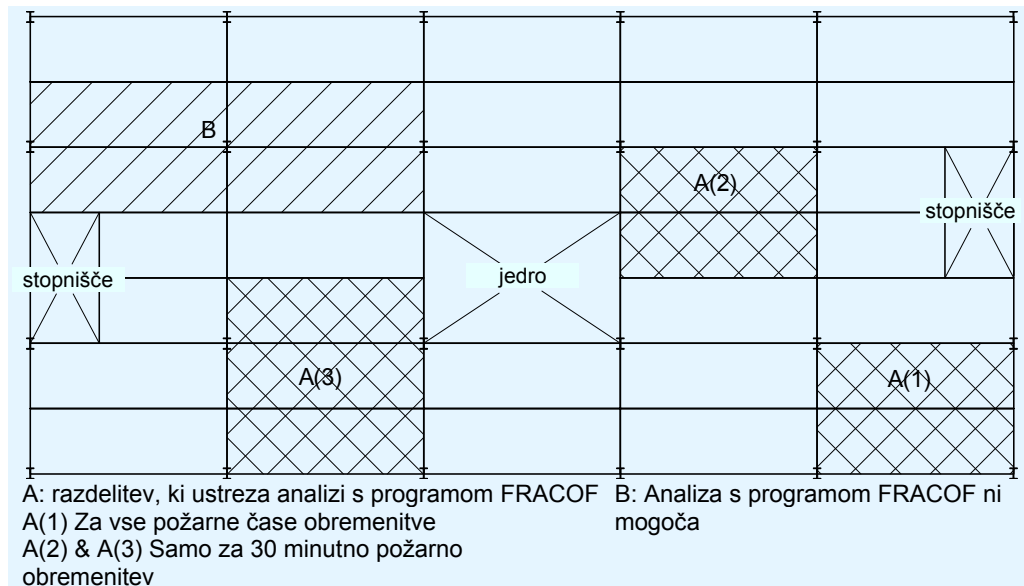
Vsaka etaža se razdeli na manjša projektna območja v skladu s pravili, ki so zapisana v razdelku 2.3.

Razdelitev etaže na posamezna projektna območja za račun nosilnosti sovprežne plošče je prikazana na Sl. 3.1. S programom FRACOF lahko izračunamo nosilnost za plošče tipa 'A', medtem ko analiza plošč tipa 'B' ni mogoča in sicer zaradi pozicije stebrov in nosilcev.

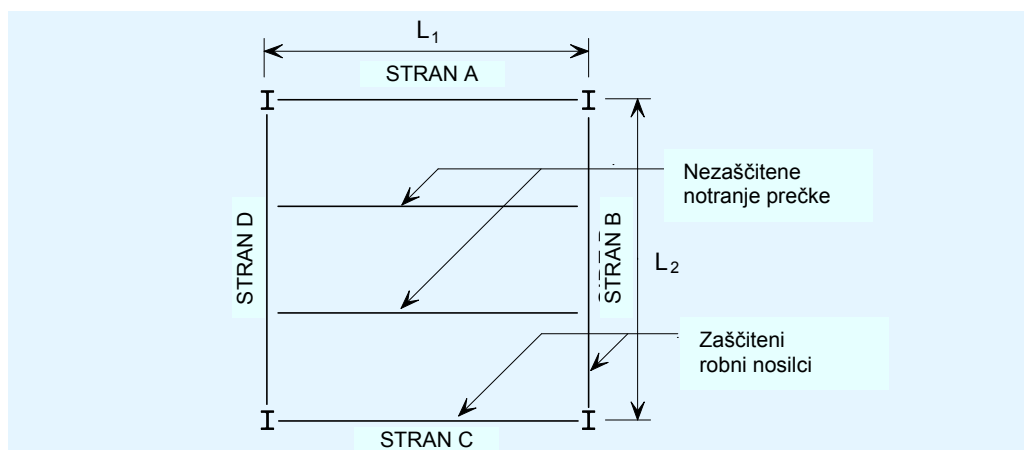
Na Sl. 3.2 je prikazano projektno območje za analizo s programom FRACOF. Predpostavljeno je, da se obtežba etaže prenaša preko sekundarnih nosilcev na primarne nosilce.

Računska metoda predpostavlja v primeru požara veliko zmanjšanje nosilnosti nezaščitenih notranjih nosilcev. Sovprežni strop se obnaša kot nosilen v obeh glavnih smereh ki je na zunanjih robovih členkasto priključen. Da bi zagotovili razvoj membranskega napetostnega stanja v sovprežni plošči, program FRACOF najprej izračuna upogibni moment na obodnih nosilcih posameznega obravnavanega območja iz obtežb v območju. Sledi račun kritične temperature v obodnih nosilcih. Protipožarna zaščita obodnih nosilcev se določi glede na izračunano kritično temperaturo in glede na zahtevani čas požarne obremenitve za projektno območje, določen v skladu z nacionalnimi predpisi. Kritična temperatura obodnih nosilcev je izračunana za vsak rob posebej, kot je to razvidno iz Sl. 3.2.

V razdelku 2.2.2 je rečeno, da morajo biti za primer 60 minutne ali večje požarne odpornosti izpolnjeni določeni pogoji; obodni nosilci požarnega področja morajo biti protipožarno zaščiteni in podprti s stebri. Za 30 minutno požarno obremenitev omejitev ne velja in obodni nosilci so lahko brez zaščite in niso nujno podprti s stebri. Coni A2 in A3 (glej Sl. 3.1) imata stebre samo na dveh vogalih in zato taka področja niso primerna za račun s programom FRACOF za požarno obremenitev večjo od 30 minut.



SI. 3.1 Različne možnosti razdelitve etaže v projektna območja



SI. 3.2 Definicija razpona 1 (L_1) in razpona 2 (L_2) in razporeditev nosilcev za projektno območje etaže, kjer je zahtevana požarna odpornost 60 minut ali več.

3.2 Medetažna plošča in nosilci

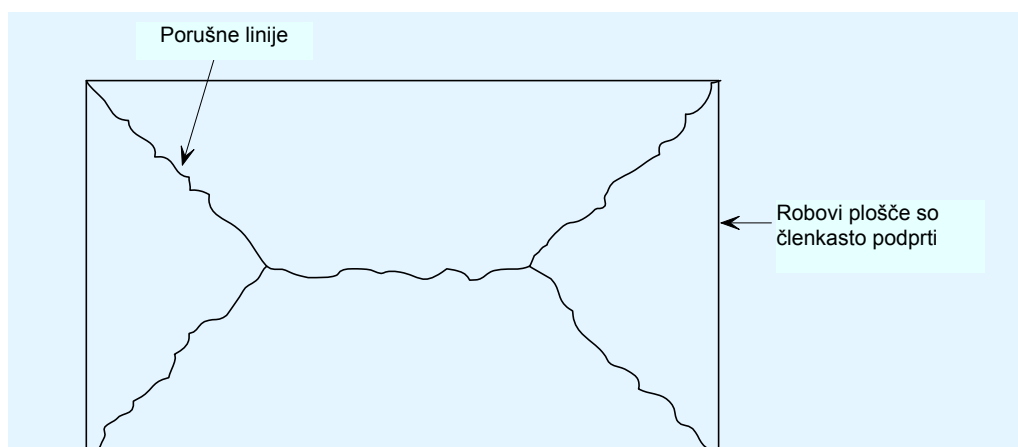
S programom FRACOF izračunamo nosilnost plošče in nosilnost nezaščitenih nosilcev. Predpostavka metode je, da so robovi obravnavanega območja podprti. V praksi to dosežemo s protipožarno zaščito obodnih nosilcev požarnega področja. Za določitev ustrezne protipožarne zaščite, program izračuna kritično temperaturo v obodnih nosilcih, ki je odvisna od obtežbe s katero je obremenjeno projektno območje etaže.

3.2.1 Požarno projektiranje medetažne plošče

Račun nosilnosti sovprežnega stropu

Za račun nosilnosti sovprežne plošče najprej ločeno izračunamo nosilnost sovprežne plošče in nosilnost nezaščitenih jeklenih nosilcev. Za ploščo je

predpostavljeno, da ni zagotovljena kontinuirnost po obodu projektnega območja. Obtežbo prevzame podajni sovprežni strop znotraj obravnavanega območja in nosilnost je določena po porušnem mehanizmu, ki je prikazan na Sl. 3.3.



Sl. 3.3 Porušni mehanizem za določitev nosilnosti sovprežnega stropa

Zaradi ugodnega vpliva nateznih membranskih sil se nosilnost plošče poveča. Z večanjem upogibka plošče, se ta ugodni vpliv še poveča. Porušitev nastopi v armaturi v smeri daljšega razpona ali pa pride do tlačne porušitve betonske plošče v vogalih stropa, kot je to prikazano na Sl. 3.4. Ker z računsko metodo ne moremo predvideti točke porušitve, je za izračun upogibka vzeta konservativna enačba, kjer je upoštevana zveza med upogibno deformacijo plošče zaradi povišane temperature in nateznimi deformacijami v armaturi. Enačba se glasi:

$$w = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{19.2h} + \sqrt{\left(\frac{0.5f_y}{E_a}\right) \frac{3L^2}{8}}$$

Upogibek plošče zaradi raztezkov v armaturi je omejen z izrazom:

$$w \leq \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{19.2h} + \frac{l}{30},$$

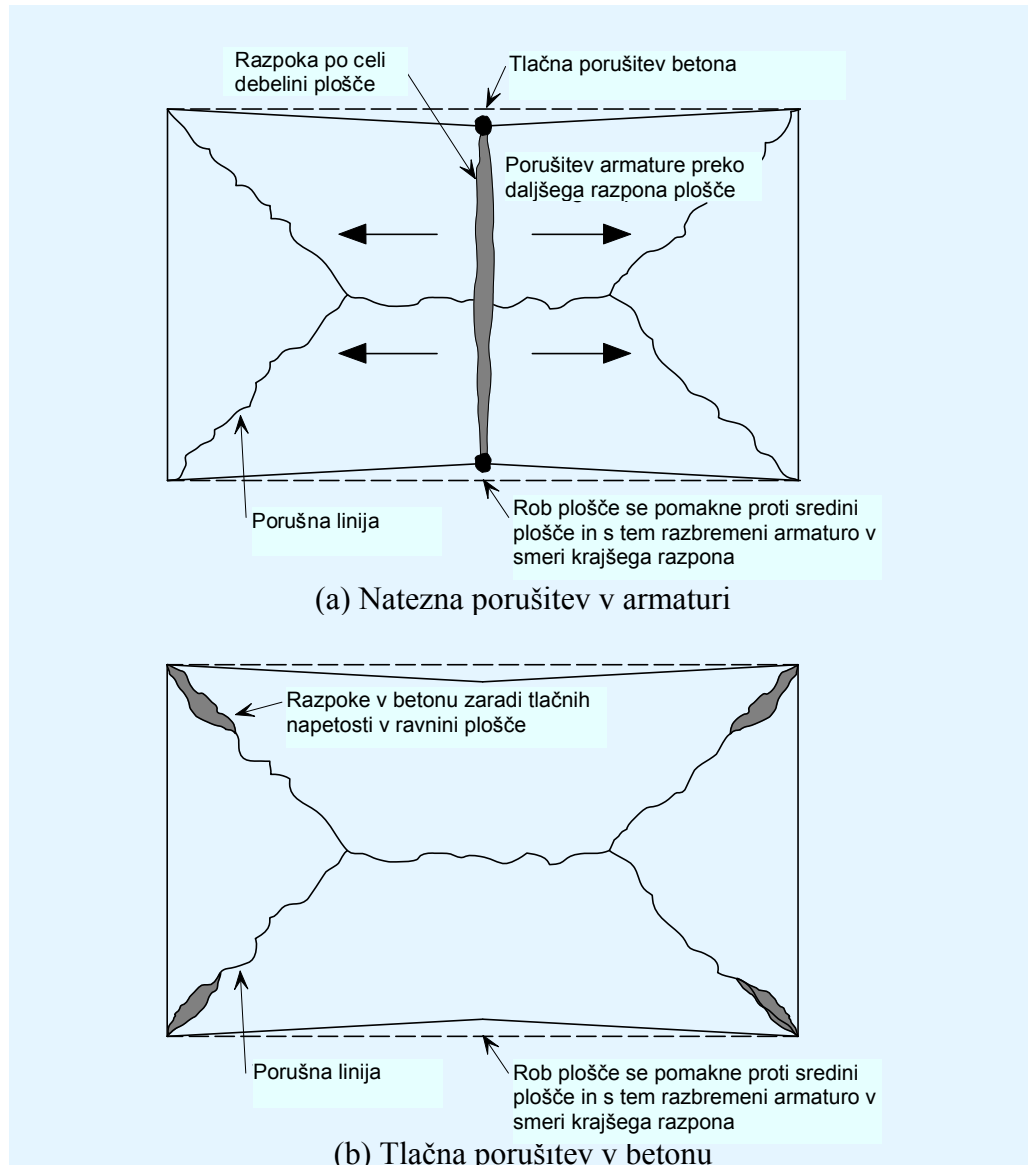
kjer je

- $(T_2 - T_1)$ temperaturna razlika na zgornji in na spodnji površini stropa
- L daljša dimenzija obravnavanega območja stropa
- l krajša dimenzija obravnavanega območja stropa
- f_y napetost tečenja armaturne mreže
- E elastični modul jekla
- h celotna debelina sovprežnega stropa
- α koeficient toplotnega razteзка za beton

Eksperimentalni testi so pokazali, da je ta upogibek dosežen pred porušitvijo plošče. Iz tega lahko sklepamo, da je računsko metoda konservativna v primerjavi z dejanskim obnašanjem plošče v požaru.

Celoten upogibek plošče je dodatno omejen še s spodnjim izrazom.

$$w \leq \frac{L+l}{30}$$



Sl. 3.4 Porušne oblike zaradi pretrganja armature

Dodatna upogibna nosilnost nezaščitenih nosilcev se prišteje k nosilnosti plošče in s tem je izračunana nosilnost celotnega sistema.

Celovitost in izolacijska funkcija sovprežnega stropa

Prgram FRACOF ne preveri, kako se sovprežni strop obnaša glede celovitosti in izolativne funkcije. To je naloga projektanta, zagotoviti zahtevane izolacijske lastnosti stropa v skladu z EN 1994-1-2.

Posebno pozornost pri izdelavi sovprežnega stropa je potrebno posvetiti polaganju armaturene mreže. Samo s pravilnim prekrivanjem armaturnih mrež je zagotovljena celovitost stropa med požarom in razvoj membranskega napetostnega stanja. To je še posebej pomembno v območju nezaščitenih nosilcev in nezaščitenih stebrov. Podrobnejše informacije o pravilnem polaganju in prekrivanju armaturnih mrež so podane v razdelku 3.3.

3.2.2 Požarno projektiranje nosilcev na obodu obravnavanega območja

Nosilci na obodu projektnega območja, ki so na Sl. 3.2 označeni z oznakami A do D, morajo imeti enako požarno odpornost kot je zahtevana za stropno ploščo. S tem je zagotovljeno vertikalno podpiranje projektnega območja. Največkrat to pomeni, da je obodne nosilce potrebno protipožarno zaščititi s primernimi oblogami ali obrizgi.

Program FRACOF izračuna notranje sile, ki jih morajo prevzeti obodni nosilci in izračuna upogibno nosilnost obodnih nosilcev pri sobni temperaturi. Iz tega program izračuna koeficient izkoriščenosti obodnih nosilcev v skladu s priporočili iz SIST EN 1993-1-2, poglavje 4.2.4 po spodnji enačbi.

$$\mu_0 = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}},$$

kjer je

$E_{fi,d}$ obremenitev v nosilcu za požarno obtežno kombinacijo

$R_{fi,d,0}$ računska nosilnost nosilca v času $t = 0$

Iz koeficienta izkoriščenosti program izračuna kritično temperaturo spodnje pasnice obodnega nosilca. Metoda je podrobneje predstavljena v dodatni dokumentaciji FRACOF⁽⁷⁾.

Za račun protipožarne zaščite obodnih nosilcev, ki razmejujejo sosednja projektna območja, se upošteva najnižja vrednost kritične temperature, izračunana v obeh območjih. Računski primer za tak slučaj je prikazan v razdelku 5.3.1.

Za izbiro ustrezne debeline protipožarne zaščite obodnih nosilcev mora projektant od proizvajalca pridobiti podatke o faktorju površine prereza, o času požarne odpornosti in kritično temperaturo protipožarne zaščite. Boljši izdelovalci protipožarne zaščite imajo za svoje proizvode izdelane izračune pri različnih temperaturah v skladu z EN 13381-4⁽¹⁷⁾ za nereaktivne materiale ali v skladu z EN 13381-8⁽¹⁸⁾ za reaktivne materiale. Preglednice za izračun protipožarne zaščite povezujejo faktor površine prereza z debelino zaščite pri določeni temperaturi. Ta temperatura mora biti manjša ali enaka izračunani kritični temperaturi nosilca.

3.3 Posebna pravila za armaturo v betonu

Meja tečenja in duktilnost armature mora biti določena v skladu z določili SIST EN 10080. Karakteristična vrednost meje tečenja armature v skladu s SIST EN 10080 je med 400 MPa in 600 MPa, odvisno od posamezne države. Za razvoj membranskih nateznih sil mora imeti armatura dovolj veliko duktilnost. Zato mora biti armatura kvalitete B ali C.

V večini držav še zmeraj obstajajo nacionalni standardi za določitev kvalitete armature, ki sicer niso v nasprotju z evrokodi, vendar z njimi še niso usklajeni.

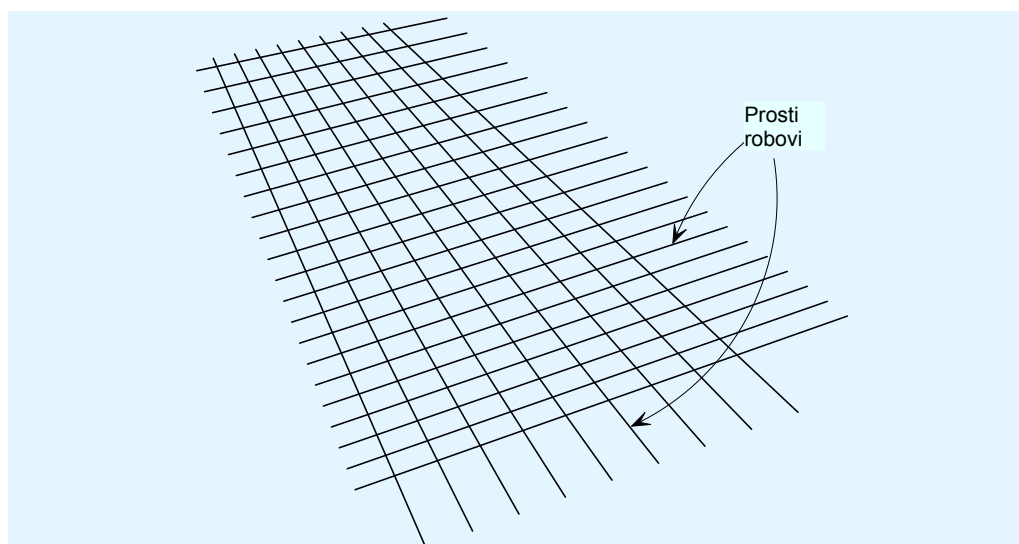
Glavna funkcija armaturne mreže v sovprežnih stropovih je kontrola razvoja razpok v betonu. Zato se armaturna mreža položi čim bližje površine betonske

plošče, vendar še zmeraj tako, da je zagotovljena minimalna zaščitna debelina betona, ki je določena v SIST EN 1992-1-1^[19]. Temperatura v armaturni mreži med požarom je močno odvisna od debeline zaščitnega sloja betona, kar ima vpliv na upogibno nosilnosti betonskega prereza. Običajno zadostuje za učinkovito požarno zaščito debelina zaščitnega sloja med 15 in 45 milimetri.

Splošne zahteve za armiranje so podane v razdelku 3.3.1. Bolj natančna navodila za armiranje so v SIST EN 1994-1-1⁽⁹⁾ in EN 1994-1-2^[6] ali v nacionalnih predpisih, ki so naštet v virih⁽²⁰⁾ na koncu priročnika.

3.3.1 Posebna pravila za armaturne mreže

Običajna dimenzija armaturnih mrež je 4.8 metra krat 2.4 metra. Na stikovanju mrež je potrebno zagotoviti ustrezno prekrivanje armaturnih mrež. Prekrivanje mrež je posebej predpisano in v fazi gradnje mora biti zagotovljen poseben nadzor nad dejanskim polaganjem armaturnih mrež. Priporočene dolžine prekrivanja armaturnih mrež so podane v točki 8.7.5 standarda SIST EN1992-1-1^[19] in tudi v Pr. 3.1. Najmanjša dolžina prekrivanja armaturnih mrež znaša 250 milimetrov. Idealno je, da ima armaturna mreža 'proste robove', kot je to prikazano na Sl. 3.5. Iz ekonomskih razlogov, da zmanjšamo porabo armature, je večkrat smiselno naročiti 'mreže po meri'.



Sl. 3.5 Mreža s prostim robom

Pr. 3.1 Priporočene dolžine prekrivanja in sidrne dolžine za varjene armaturne mreže

Tip armaturne mreže	Tip palice	Kvaliteta betona					
		LC 25/28	NC 25/30	LC 28/31	NC 28/35	LC 32/35	NC 32/40
S 500 palica, premera d	rebrasta	50d	40d	47d	38d	44d	35d
6 mm palica	rebrasta	300	250	300	250	275	250
7 mm palica	rebrasta	350	300	350	275	325	250
8 mm palica	rebrasta	400	325	400	325	350	300
10 mm palica	rebrasta	500	400	475	400	450	350

Opombe:

Priporočila lahko konservativno uporabimo za račun v skladu s SIST EN 1992-1-1.

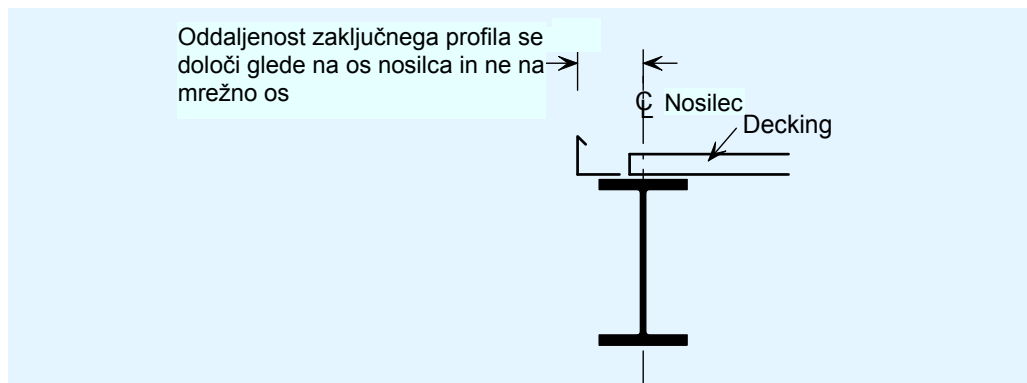
V primeru prekrivanja na zgornjem delu prereza kjer je zaščitni sloj betona manjši od dvakratnega premera prekrite armature, se dolžina prekrivanja poveča s faktorjem 1.4.

Rebraste palice/mreže so določene v SIST EN 10080

Minimalno prekrivanje/sidrne dolžine palic znaša 300 mm in 250 mm.

3.3.2 Posebne zahteve za armiranje robov etaž

Nosilnost robnih nosilcev in nosilnost stropa v požaru je v veliki meri odvisna od pravilnega polaganja armature. Pravila temeljijo na priporočilih iz prakse za izdelavo sovprežnih stropov pri sobni temperaturi. Računska metoda predpostavlja, da je sovprežni strop izdelan v skladu s temi pravili.

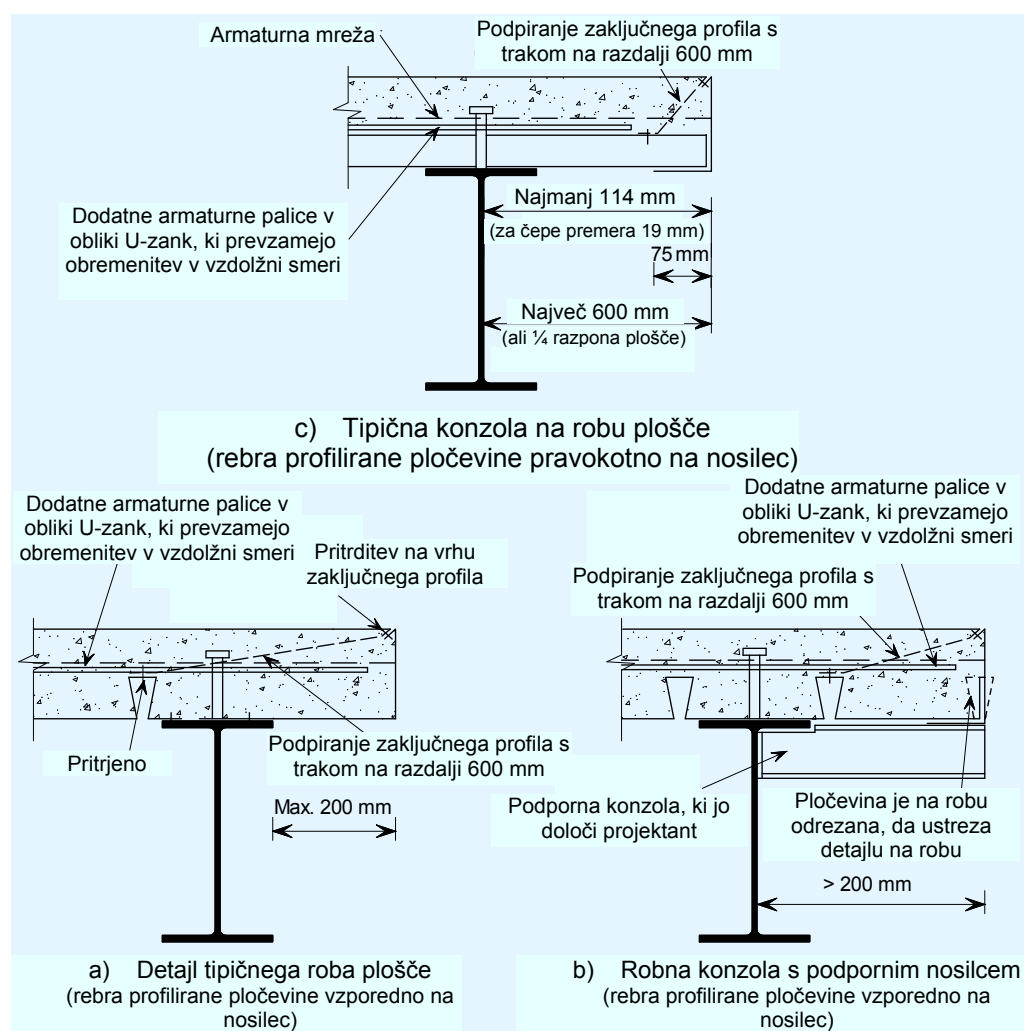


Sl. 3.6 Postavitev zaključnega profila

Rob etaže se največkrat izvede z ‘zaključnim profilom’, ki je izdelan iz tanke galvanizirane pločevine in pritrjen na jekleni robni nosilec na enak način kot profilirana pločevina (glej Sl. 3.6). V primeru, da je potrebno zagotoviti sovprežnost med robnim nosilcem in betonsko ploščo se vgradijo armaturne palice v obliki črke U, ki preprečujejo vzdolžni zdrs betonske plošče. Poleg tega s temi armaturnimi palicami dosežemo sidranje betonske plošče v nosilec, kar je tudi konstrukcijski pogoj za uporabo predstavljene enostavne računske metode.

Na Sl. 3.7 so prikazani detajli izvedbe zaključka sovprežnega stropa za primer, kjer je profilirana pločevina položena pravokotno na robni nosilec in za primer profilirane pločevine položene vzporedno z robnim nosilcem. V primeru profilirane pločevine, položene pravokotno na robni nosilec se zaključni profil vgradi v previsnem delu betonske plošče po detajlu prikazanem na Sl. 3.7 a. Pri čemer previsni del betonske plošče ne sme biti daljši od 600 mm, odvisno od debeline plošče in od vrste profilirane pločevine.

Težja izvedba zaključka sovprežne plošče je v primeru ko je profilirana pločevina položena vzporedno z robnim nosilcem. V tem primeru je previsni del plošče nepodprt (glej Sl. 3.7 b). Če je previsni del daljši od 200 mm, je potrebno dodatno podpiranje z jeklenim konzolnim nosilcem na katerega je pritrjen robni profil, kot je to prikazano na Sl. 3.7 c. Konzolni nosilci so običajno na medosni razdalji, ki ni večja od treh metrov in so izračunani kot del nosilne jeklene konstrukcije.



Sl. 3.7 Izvedba zaključka sovprežne plošče

3.4 Projektiranje robnih nosilcev, ki niso sovprežni

Običajna praksa je, da se robni nosilci projektirajo brez sovprežnosti z betonsko ploščo. Stroški armiranja zaradi zahtevane prečne strižne armature namreč presegajo razliko v ceni, če uporabimo za robni nosilec nekoliko večji

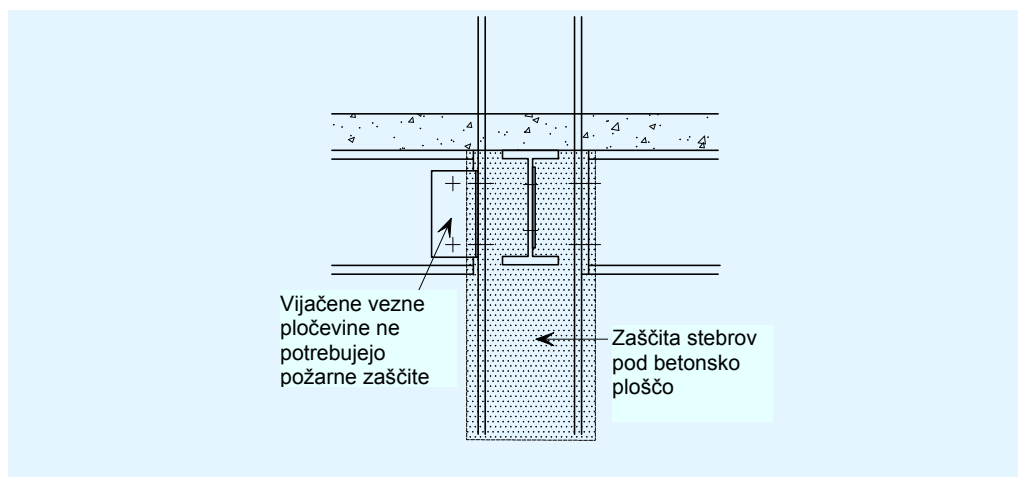
profil. Za požarnovarno projektiranje je pomembno ustrezno sidranje stropne plošče v obodne nosilce, ki ležijo na robu projektnega območja. Kljub temu, da splošna pravila projektiranja pri sobni temperaturi ne zahtevajo sovprežnih nosilcev po obodu, se priporoča vgradnja strižnih čepov in sicer na medosni razdalji, ki ni večja od 300 mm in armaturnih palic v obliki črke U položenih okoli strižnih čepov kot je to opisano v razdelku 3.3.2.

Robni nosilci imajo velikokrat dvojno funkcijo in sicer podpirajo etažo in fasado. Pomembno je, da so deformacije robnih nosilcev omejene tako da ni ogrožena stabilnost fasade in s tem morebitno povečanje ogroženosti gasilcev in ostalih v bližini. (To ne velja za razbitje stekla fasade zaradi toplotnega udarca, ki se mu sicer lahko izognemo samo s posebnim materialom in s šprinklerji). Prekomerno deformiranje fasade lahko poveča nevarnost porušitve, še posebej visokih stavb z opečno fasado, kjer lahko pride do ločevanja in izpadanja zidakov.

3.5 Stebri

Glavni namen priporočil je omejitev konstrukcijskih poškodb in s tem preprečitev širjenja požara izven projektnega območja. Da bi to dosegli, morajo biti stebri (razen tistih na vrhu stavbe) projektirani tako, da izkazujejo zadostno požarno odpornost za zahtevan čas požarne obremenitve ali pa računani tako, da zdržijo obremenitev z naravnim (parametričnim) požarom.

Kakršnakoli požarna zaščita mora prekrivati stebre po celotni višini, vključno s spoji (glej Sl. 3.8). S tem je preprečena možnost lokalne porušitve stebrov in konstrukcijske poškodbe bodo omejene le na stropno ploščo.



Sl. 3.8 Območje protipožarne zaščite stebrov

V Cardington požarnem testu je bilo obnašanje zaščitnih stebrov dobro, brez vidnih poškodb. Kljub temu so rezultati numerične analize pokazali, da lahko pod določenimi pogoji pride do prezgodnje porušitve stebrov. Ugotovljena je bila vrsta porušitve⁽²²⁾, kjer pride zaradi raztezanja stropne plošče do povečanja momentne obremenitve stebrov. Zaradi tega lahko pride do porušitve stebrov pri nižjih temperaturah.

Kot konservativni ukrep je priporočeno povečanje debeline protipožarne zaščite stebrov, ki stojijo po obodu etažne plošče stavb, ki imajo več kot dve etaži. Pri čemer se debelina zaščite določi za manjšo od vrednosti; kritične temperature 500°C ali 80°C manj od kritične temperature določene v SIST EN 1993-1-2.

3.6 Spoji

Kot je že povedano v razdelku 2.2.1, priporočila veljajo za členkaste spoje, ki so narejeni s podajnimi čelnimi pločevinami, s preklopnimi veznimi pločevinami ali s kotniki v stojini nosilca.

Spoji jeklene konstrukcije Cardington so bili narejeni s podajnimi čelnimi pločevinami in s preklopnimi veznimi pločevinami. V požarnem testu Cardington so se v fazi ohlajanja pojavile delne ali polne porušitve nekaterih spojev. V nobenem primeru poškodbe spojev niso bile tako resne, da bi prišlo zaradi tega do porušitve konstrukcije.

V primeru pretrganja pločevine v spoju do porušitve konstrukcije ni prišlo in sicer zaradi prenosa strižne obtežbe na sosednje nosilne elemente. To nam kaže na pomembno vlogo sovprežnih stropov pri čemer pa mora biti zagotovljeno ustrezno prekrivanje armaturnih mrež

Nosilnost členkastih spojev se izračuna v skladu s pravili, podanimi v SIST EN 1993-1-8⁽²³⁾.

3.6.1 Razvrstitev spojev

Spoji morajo biti izdelani tako, da so izpolnjeni vsi pogoji in predpostavke računskega modela. Razvrstitev spojev je podana v SIST EN 1993-1-8:

- Členkasti spoji
 - Spoji, ki prenašajo samo prečno silo.
- Delno togi
 - Spoji, ki ne izpolnjujejo kriterijev za členkaste in ne za toge spoje.
- Togi
 - Spoji, ki prenašajo tako prečno silo kot tudi moment.

V SIST EN 1993-1-8, točka 5.2 so podani kriteriji za razvrstitev spojev po njihovi nosilnosti in togosti; upoštevati je potrebno tudi rotacijsko kapaciteto (duktilnost).

Pravila, ki veljajo za enostavno računsko metodo, predpostavljajo izbiro členkastih spojev med nosilci in stebri. Zagotoviti je potrebno, da so členkasti spoji izdelani tako, da imajo zadovoljivo duktilnost, ki omogoča rotacijo in preprečuje prenos upogibnega momenta. To dosežemo s pravilnim oblikovanjem detajla spoja, pri čemer upoštevamo ustrezne geometrijske pogoje za razvoj rotacij. V dokumentih Access-steel⁽²⁵⁾ najdemo navodila o geometrijskih pogojih in o izbiri ustreznih dimenzij elementov spoja.

3.6.2 Členkasti spoji s čelnimi pločevinami

Razlikujemo dve različni vrsti členkastih spojev s čelno pločevino: z delno višino čelne pločevine in s polno višino. SN013 priporoča uporabo:

- delna višina čelne pločevine; $V_{Ed} \leq 0.75 V_{c,Rd}$
- polna višina čelne pločevine; $0.75 V_{c,Rd} < V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$,

kjer je :

- V_{Ed} strižna obremenitev spoja,
- $V_{c,Rd}$ strižna nosilnost stikovanega nosilca.

Nosilnost posameznih komponent spoja se izračuna v skladu s pravili v SIST EN 1993-1-8. V mejnem stanju nosilnosti pri sobni temperaturi so potrebne sledeče kontrole nosilnosti:

- Nosilnost vijakov*
- Kontrola bočnih pritiskov
- Kontrola čelne pločevine v strigu (bruto prerez)
- Kontrola čelne pločevine v strigu (neto prerez)
- Strižni iztrg čelne pločevine
- Upogib čelne pločevine
- Stojina nosilca v strigu*

Narediti je potrebno vse zgornje kontrole nosilnosti. Vendar se v praksi največkrat naredijo samo označene* kontrole, ki so najbolj kritične. Navodila za izpolnitev zahtev iz SIST EN 1993-1-8 so podana v dokumentih Access-steel⁽²⁶⁾.

SIST EN 1993-1-8 ne podaja navodil za nosilnost veznih čelnih pločevin. Navodila za določitev nosilnosti veznih čelnih pločevin so podana v SN015^[26].

3.6.3 Členkasti spoji z veznimi pločevinami

V veznih pločevinah imamo lahko eno ali dve vrsti vijakov. SN014⁽²⁶⁾ priporoča uporabo:

- Enojno vrsto vijakov, kadar je; $V_{Ed} \leq 0.50 V_{c,Rd}$
- Dve vrsti vijakov, kadar je; $0.50 V_{c,Rd} < V_{Ed} \leq 0.75 V_{c,Rd}$
- Uporabo čelne pločevine v primeru; $0.75 V_{c,Rd} < V_{Ed}$,

kjer je :

V_{Ed}	strižna obremenitev spoja,
$V_{c,Rd}$	strižna nosilnost stikovanega nosilca.

V mejnem stanju nosilnosti pri sobni temperaturi so potrebne sledeče kontrole nosilnosti:

- Strižna nosilnost vijakov*
- Kontrola bočnih pritiskov vezne pločevine*
- Kontrola vezne pločevine v strigu (bruto prerez)
- Kontrola vezne pločevine v strigu (neto prerez)
- Strižni iztrg vezne pločevine
- Upogibna nosilnost vezne pločevine
- Bočna zvrnitev vezne pločevine
- Kontrola bočnih pritiskov v stojini nosilca*
- Kontrola stojine nosilca v strigu (bruto prerez)
- Kontrola stojine nosilca v strigu (neto prerez)
- Strižni iztrg stojine nosilca
- Kontrola podpornih elementov na preboj (ta kontrola ni primerna za vezne pločevine priključene na pasnice stebra)

Narediti je potrebno vse zgornje kontrole nosilnosti. Vendar se v praksi največkrat naredijo samo označene* kontrole, ki so najbolj kritične. Navodila za izpolnitev zahtev iz SIST EN 1993-1-8 so podana v dokumentih Access-steel^[27].

SIST EN 1993-1-8 ne podaja navodil za nosilnost veznih pločevin. Navodila za določitev nosilnosti veznih pločevin so podana v SN018^[27].

3.6.4 Členkasti spoji s kotniki

Kljub temu, da na stavbi Cardington spoji s kotniki niso bili uporabljeni, je SCI naredila vrsto požarnih testov na spojih s kotniki v sovprežni in navadni izvedbi⁽²⁸⁾. Spoj je sestavljen iz dveh kotnikov, ki sta privijačena z dvema vijakoma iz obeh strani na stojino nosilca in na pasnico stebra. Spoji so se med požarom izkazali za duktilne z veliko rotacijsko kapaciteto. Duktilnost je posledica formiranja plastičnega členka v kotniku in sicer v kraku ob pasnici stebra. Med požarom so ostali vijaki nepoškodovani. Sovprežni spoji s kotniki imajo v požaru večjo nosilnost kot navadni spoji.

Za navadne spoje s kotniki je priporočeno, da se enojna kolona vijakov uporabi samo v primeru, če je izpolnjen pogoj:

$$V_{Ed} \leq 0.50 V_{c,Rd}$$

Nosilnost spojev s kotniki se določi s pravili v poglavju 3 standarda SIST EN 1993-1-8. V Pr. 3.3, standarda SIST EN 1993-1-8, so podane največje in

najmanjše dovoljene dimenzije posameznih krakov kotnikov ter razdalje med vijaki.

3.6.5 Požarna zaščita

V primeru, da morata biti protipožarno zaščiteni oba stikovana elementa, je zaščita obvezna tudi za vezne pločevine ali kotnike spoja. Če mora biti zaščiten samo en element, vezne pločevine ali kotniki spoja z nezaščitenim elementom ne potrebujejo protipožarne zaščite.

3.7 Globalna stabilnost stavb

Stavba mora biti podprta tako, da je preprečena globalna izguba stabilnosti. V ta namen so vgrajene strižne stene ali vertikalna povezja, pri čemer morajo imeti zidane ali betonske strižne stene ustrezno požarno odpornost.

Če igra podporni sistem odločilno vlogo pri zagotavljanju globalne stabilnosti stavbe, mora biti varovan v skladu z ustreznimi standardi.

Za dvoetažno stavbo je mogoče zagotoviti globalno stabilnost brez posebnih zahtev o požarni odpornosti celotnega podpornega sistema. Za višje stavbe je zahtevana požarna zaščita celotnega podpornega sistema.

Način, kako doseči požarno odpornost brez uporabe proti požarne zaščite je ta, da vertikalno povezje umaknemo v zaščiteni del objekta kot je to jašek stopnišč, dvigalni jašek ali servisni jašek. Pri tem je pomembno, da imajo vse stene, ki tvorijo zaščiteni del objekta ustrezno požarno odpornost s katero preprečimo širjenje požara. Jekleni nosilci, stebri in vertikalna povezja v zaščitenem jašku so lahko v celoti brez zaščite. Medtem ko morajo imeti ostali jekleni deli konstrukcije, ki podpirajo stene zaščitnih jaškov, ustrezno požarno zaščito.

4 RAZDELITEV PO PROJEKTHNIH OBMOČJIH

Nacionalni predpisi zahtevajo stabilnost, celovitost in izolativnost sten, ki razmejujejo posamezne projektne območja v stavbi za celoten čas požarne obremenitve.

Stabilnost zagotavlja varnost sten pred njihovo porušitvijo. Nosilne stene morajo izkazovati zadostno nosilnost za celoten čas požarne obremenitve.

Celovitost pomeni, da je preprečeno prodiranje plamenov in plinov v notranjost sten.

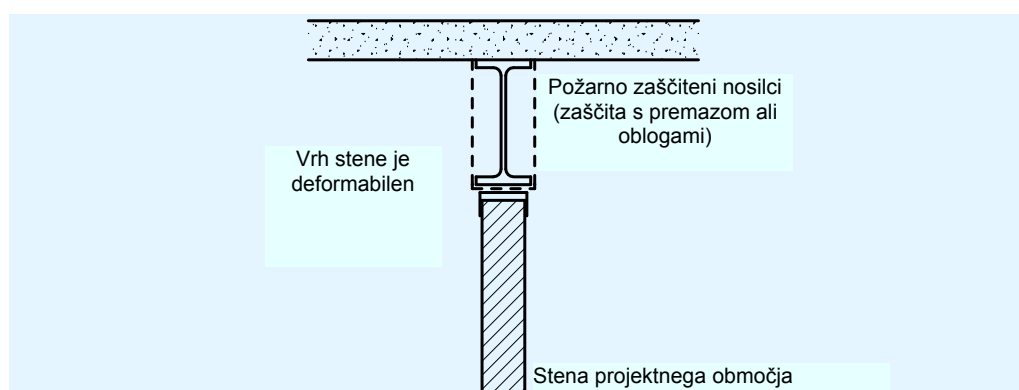
Izolativnost sten preprečuje prekomerno segrevanje in širjenje toplote iz strani, kjer je požar na stran, kjer ga ni.

4.1 Nosilci nad požarnoodpornimi stenami

V primeru, ko je nosilec del požarnoodporne stene mora tudi detajl, ki povezuje steno in nosilec izkazovati zadostno izolativnost, celovitost in stabilnost. Za optimalno požarno varnost se priporoča, da so požarnoodporne stene postavljene v linijo nosilcev in sicer tako, da se zaključijo tik pod nosilci.

Nosilci v ravnini stene

Požarni testi stavbe Cardington so pokazali, da nezaščiteni nosilci ki ležijo nad in v ravnini razmejitvenih sten (glej Sl. 4.1) in so greti samo iz ene strani, v požaru niso tako poškodovani, da bi njihova deformacija ogrozila celovitost in varnost projektne območja. Zagotovljena mora biti izolativnost in 30 ali 60 minutna požarna zaščita; vse praznine in preboji zaradi inštalacij morajo biti protipožarno zaprti. Nosilci, zaščiteni s intumescentnim premazom, morajo biti dodatno izolirani zaradi nevarnosti prekoračitve kritične temperature, določene s standardnimi požarnimi testi^[29,30] in sicer na strani nosilca kjer ni požara.

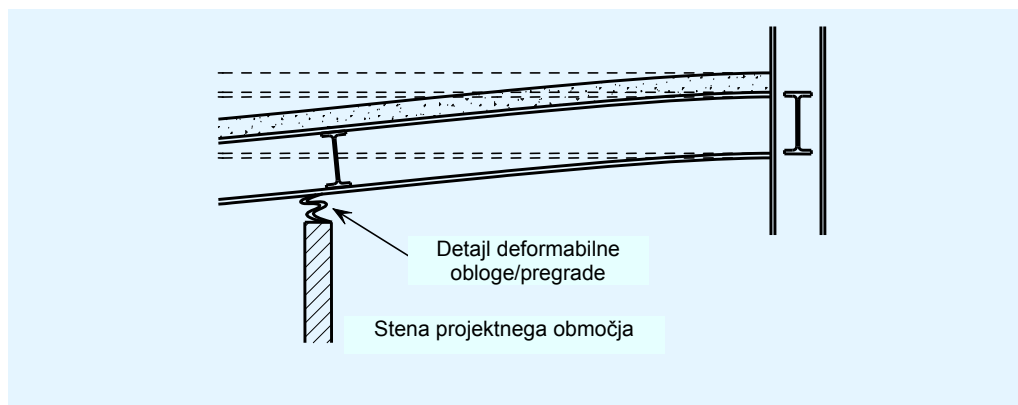


Sl. 4.1 Nosilci nad in v liniji s stenami

Nosilci pravokotno na ravnino stene

Požarni testi na stavbi Cardington so pokazali, da stabilnost etaž ni ogrožena tudi v primeru velikih deformacij nezaščitenih nosilcev. Vendar, v primeru ko ležijo nosilci izven ravnine sten, lahko velike deformacije nezaščitenih nosilcev poškodujejo stene, skozi katere potekajo pravokotno. V teh primerih morajo

biti nosilci zaščiteni ali imeti dovolj prostora za neovirano deformacijo. Priporoča se prosti upogibek $L/30$ na polovici razpona L nezaščitenega nosilca, če stene potekajo pravokotno na nosilec. Za stene, ki ležijo bližje podporam oziroma stebrom, se priporočene vrednosti upogibkov lahko linearno zmanjšajo (glej Sl. 4.2). Stene obravnavanega območja morajo neprekinjeno segati v spodnjo etažo.



Sl. 4.2 Deformacija nosilca nad steno

4.2 Stabilnost

Stene, ki ločujejo etažo v več projektih območjih morajo biti projektirane tako, da omogočajo razvoj pričakovanih pomikov brez izgube stabilnosti oziroma porušitve. Deformacije nezaščitenih nosilcev nad stenami in v ravnini sten morajo ostati majhne in v mejah prepisanih pri sobni temperaturi. V primeru kjer so nosilci izven ravnine sten, so deformacije stropne plošče lahko tako velike, da so stene pod njimi ogrožene. Zato je priporočeno da se, kjer je to le mogoče, stene vgradijo pod nosilci.

V nekaterih primerih lahko velike neovirane upogibke zagotovimo v obliki drsnih podpor. V primeru zelo velikih deformacij pa je potrebno uporabiti deformabilne obloge ali pregrade kot je to prikazano na Sl. 4.2.

Za ohranitev celovitosti projektih območij je potrebno pogledati v nacionalna priporočila, ki govorijo o sprejemljivih deformacijah konstrukcije.

4.3 Celovitost in izolacija

Jekleni nosilci nad stenami obravnavanega območja imajo enako funkcijo ločevanja kot stene. Celovitost jeklenih nosilcev preprečuje prodiranja ognja in plinov. Vsaka odprtina nad sovprežnimi nosilci ali preboj zaradi inštalacij mora biti zaprt.

Za obodne jeklene nosilce, položene v ravnini sten, ki razmejujejo posamezne projektna območja, se priporoča protipožarna zaščita kot je to prikazano na Sl. 4.1, čeprav za funkcijo nosilnosti zaščita ne bi bila potrebna.

5 RAČUNSKI PRIMERI

Računski primer je narejen za sovprežno ploščo in predstavlja rezultate analize, dobljene s programom FRACOF.

Poslovna stavba je štirietažna. V skladu z nacionalnimi gradbenimi predpisi je zahtevana 60 minutna požarna odpornost.

Medetažna konstrukcija je sovprežni strop s profilirano pločevino Cofraplus 60. Uporabljen je normalni beton in enojna mrežna armatura. Plošča poteka kontinuirno preko sekundarnih sovprežnih nosilcev dolžine 9 metrov. Sekundarni nosilci so pritrjeni na primarne sovprežne nosilce dolžine 9 in 12 metrov. Obodni nosilci so računani kot navadni, brez sovprežnosti v skladu s SIST EN1993-1-1.

Načrt medetažne konstrukcije je prikazan na Sl. 5.1 do Sl. 5.4.

Na Sl. 5.1 vidimo zasnovano etažne konstrukcije po celotni širini stavbe in dveh polj v vzdolžni smeri. Predpostavljeno je, da se zasnova po dolžini stavbe v nadaljnjih poljih ponavlja. Stebri so iz profilov HD 320 x 158, računani v skladu s SIST EN 1993-1-1.

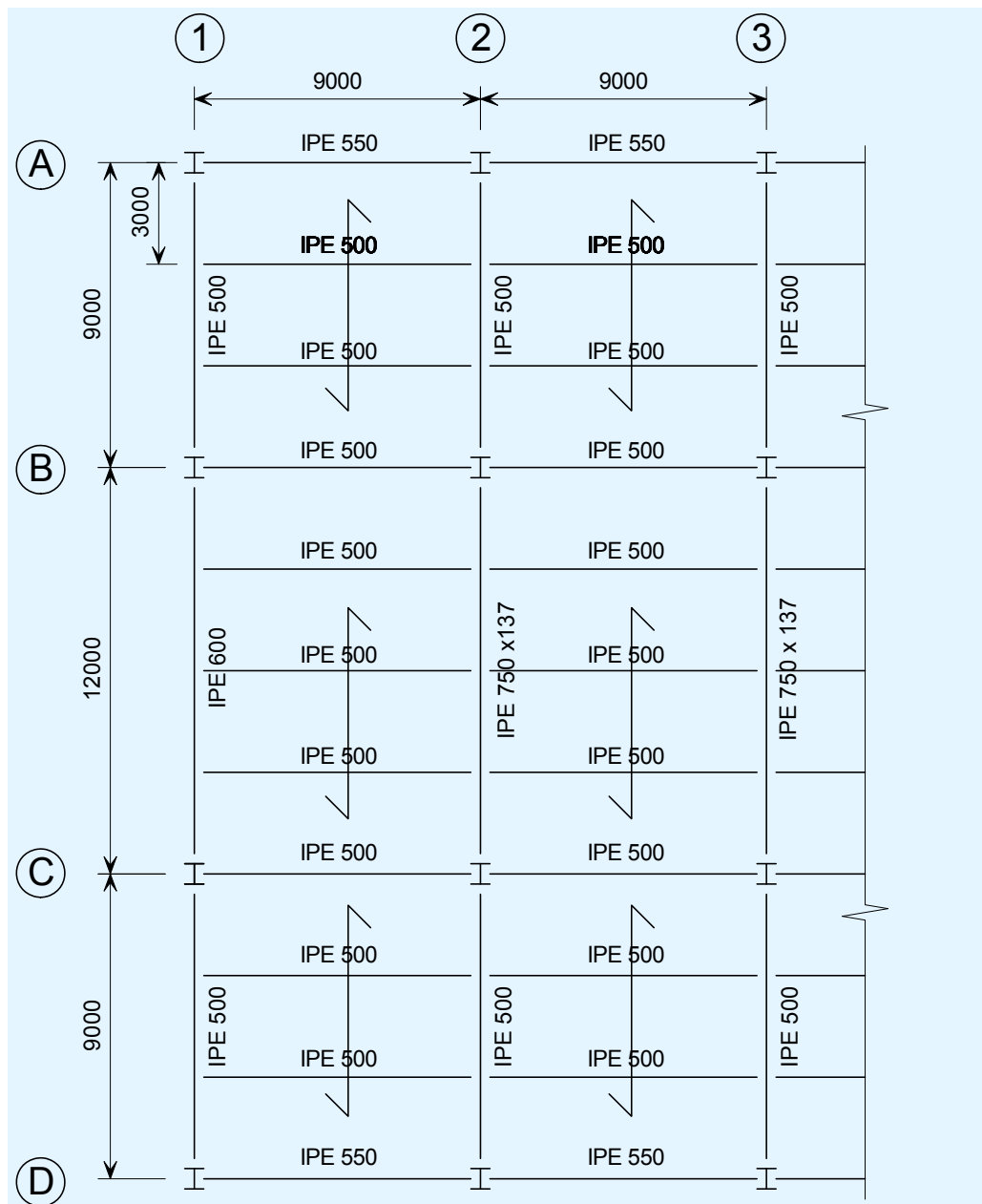
Upoštevana je bila obtežba

- Spremenljiva obtežba zaradi zasedenosti prostorov: 4 kN/m^2
- Spremenljiva obtežba lahkih predelnih sten: 1 kN/m^2
- Stalna obtežba spuščenega stropa in inštalacij: 0.7 kN/m^2
- Lastna teža nosilcev: 0.5 kN/m^2

Na obodnih nosilcih je upoštevana dodatna obtežba fasade 2 kN/m .

Nosilci so dimenzionirani na statično obtežbo v mejnem stanju nosilnosti in uporabnosti in so prikazani na Sl. 5.1. Notranji nosilci so sovprežni, stopnja strižne povezave za vsak nosilec posebej je podana v Pr. 5.1.

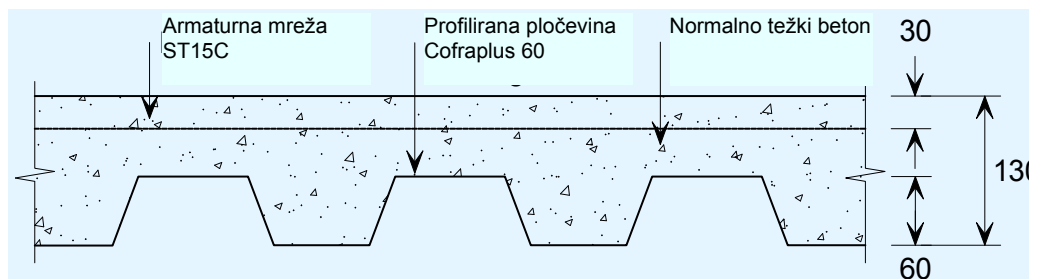
Na Sl. 5.2 vidimo prečni prerez sovprežne plošče. Plošča je narejena iz betona C25/30, skupne debeline 130 mm. Armatura mreža je kvalitete ST 15C z napetostjo na meji tečenja 500 MPa. Armatura, določena za obtežbo pri sobni temperaturi, se lahko izkaže za nezadostno pri požarni obremenitvi. Zato se lahko zgodi, da bo potrebno povečati armaturo.



Sl. 5.1 Zasnova jeklene konstrukcije etaže

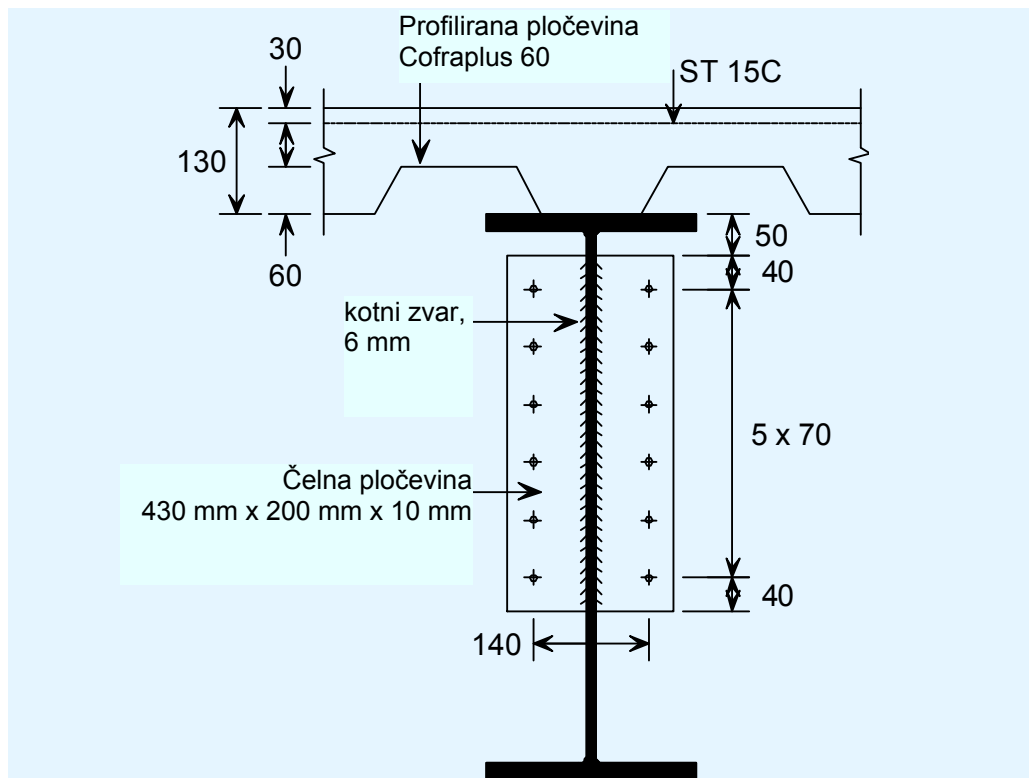
Pr. 5.1 Podatki o nosilcih

Profil nosilca (S355)	Lokacija nosilca	Konstruktivski tip	Delež strižne povezave (%)	Število čepov na pasnici in medsebojni razmaki
IPE 500	Sekundarni notranji nosilec	Sovprežni	51	1 @ 207mm
IPE 550	Sekundarni robni nosilec	Brez sovprežnosti	N/A	
IPE 500	Primarni notranji nosilec	Sovprežni	72	2 @ 207mm
IPE 500	Primarni robni nosilec	Brez sovprežnosti	N/A	
IPE 750 × 137	Primarni notranji nosilec	Sovprežni	71	2 @ 207 mm
IPE 600	Primarni robni nosilec	Brez sovprežnosti	N/A	

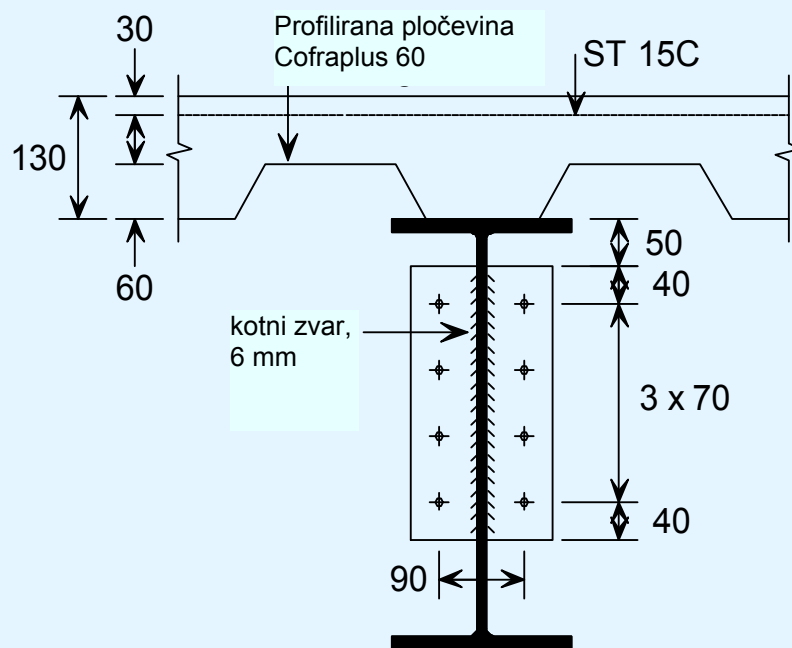


Sl. 5.2 Prerez sovprežne plošče

Vsi spoji med jeklenimi elementi so členkasti s podajno čelno vezno pločevino in izračunani v skladu s SIST EN1993-1-8. Na Sl. 5.3a je narisana spoj med primarnim nosilcem in stebrom. Spoji med sekundarnimi nosilci in stebri so prikazani na Sl. 5.3b. Na Sl. 5.4 je narisana spoj med sekundarnim in primarnim nosilcem.

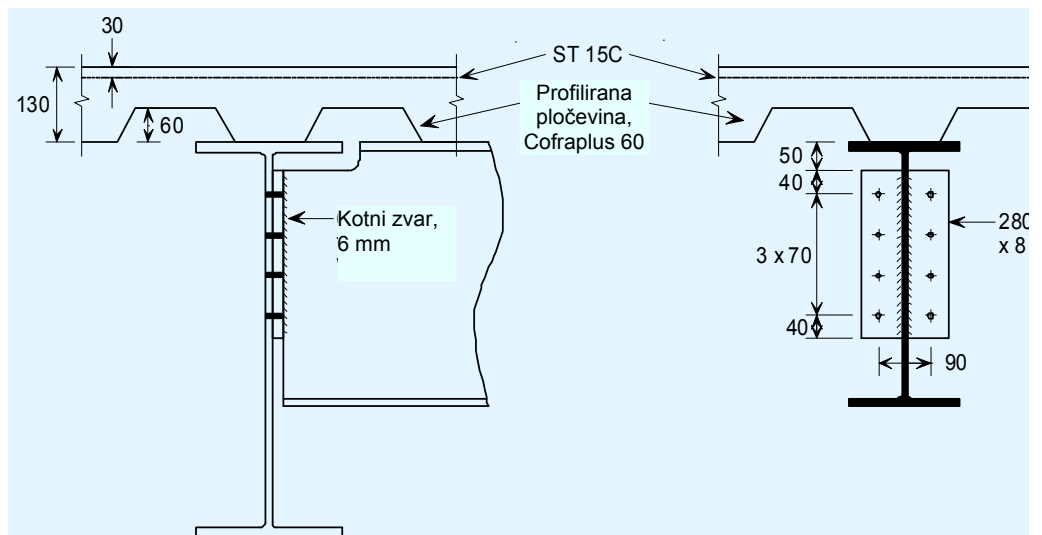


(a) Spoj primarnega nosilca s stebrom



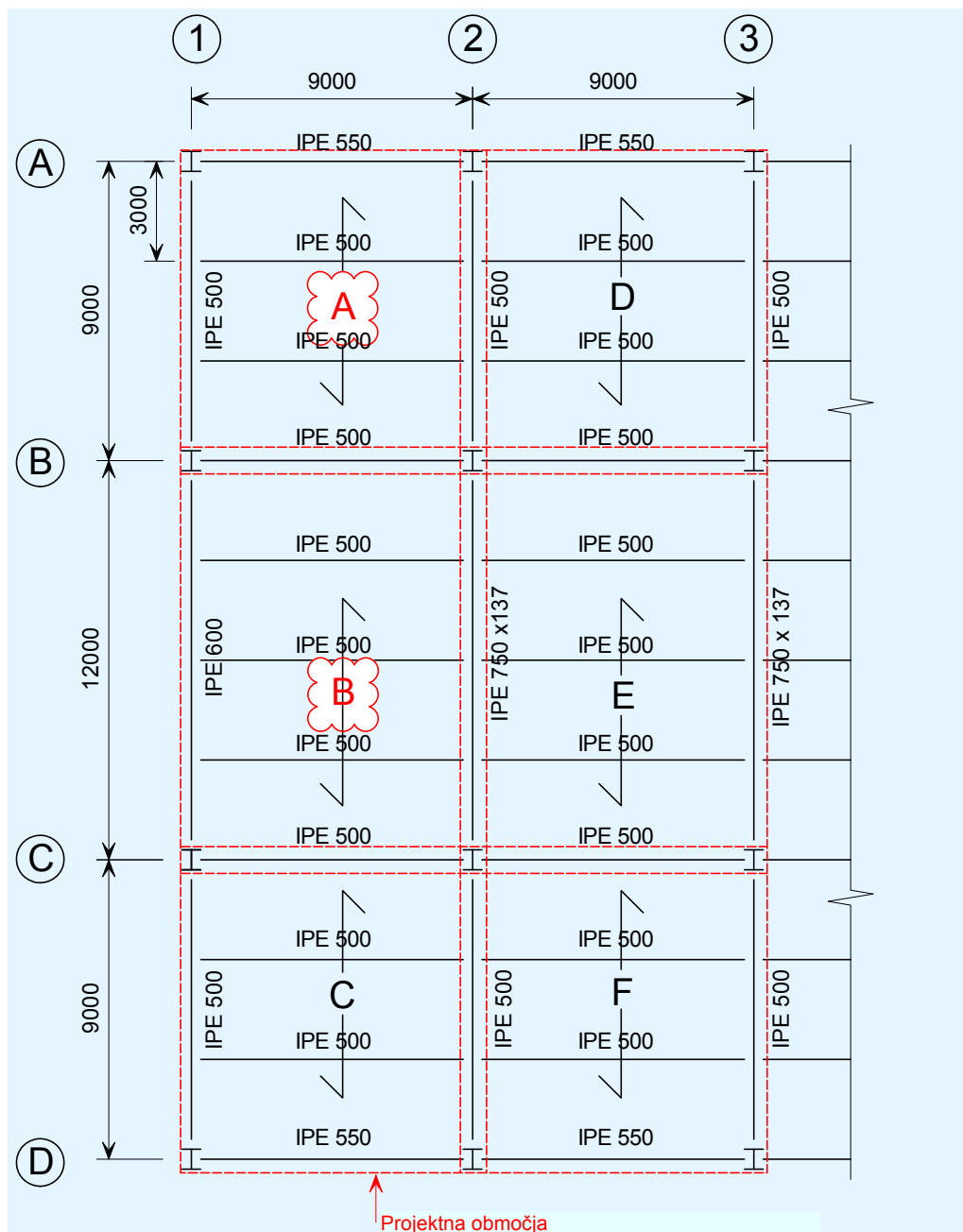
(b) Spoj sekundarnega nosilca s stebrom

SI. 5.3 Spoj med nosilcem in stebrom



Sl. 5.4 Spoj med sekundarnim in primarnim nosilcem

Na Sl. 5.5 vidimo etažo, razdeljeno na projektna območja. Pričakovati je, da sta projektni območji A in B merodajni za požarno analizo in jih zato upoštevamo v nadaljnjem računu.



Sl. 5.5 Projektna območja (A – F)

5.1 Projektiranje sovprežne plošče v primeru požara

V prvem koraku se sovprežna plošča posameznega obravnavanega območja dimenzionira na obremenitve pri sobni temperaturi. Če se izkaže, da sovprežna plošča pri požarni obremenitvi ni dovolj nosilna, povečamo armaturo in/ali skupno debelino sovprežne plošče. Ker so v projektnejem območju B zaradi večjih razponov obremenitve največje, poženemo program najprej za območje B.

5.1.1 Projektno območje B

Na Sl. 5.6 do Sl. 5.8 so prikazani vhodni podatki in rezultati požarne analize s programom FRACOF za projektno območje B, velikosti 9 m krat 12 m z armaturno mrežo ST 15C. Znotraj območja so trije nazaščiteni sovprežni nosilci.

Iz rezultatov vidimo, da je upogibna nosilnost plošče 0.46 kN/m^2 . Nosilnost je povečana zaradi membranskega učinka, ki po 60 minutah požara poveča plošči nosilnost na 2.83 kN/m^2 . Faktor povečanja nosilnosti po 60 minutah požarne obremenitve je izračunan pri upogibku plošče 629 milimetrov.

Celotno nosilnost izračunamo tako, da nosilnost sovprežnih nosilcev prištejemo k nosilnosti plošče. Nosilnost nosilca se izračuna v odvisnosti od temperature nezaščitenega profila v vsakem časovnem koraku. Upogibna nosilnost treh nezaščitenih nosilcev po 60 minutah znaša 2.56 kN/m^2 . Tako je celotna nosilnost sovprežnega stropa $2.83 + 2.56 = 5.39 \text{ kN/m}^2$, kar pa je manj kot obremenitev. Zaradi prekoračitve nosilnost plošče pri požarni obremenitvi je potrebno povečati armaturo.

• Spans			
Span 1: 9 m			
Span 2: 12 m			
• Unprotected Beams			
Number of internal unprotected beams: 3			
3. Deck Details			
• Deck Properties			
Deck:	COFRAPLUS 60	Type:	Trapezoidal
Depth:	58 mm	Top flange:	106 mm
Pitch:	207 mm	Bottom flange:	62 mm
Stiffener height:	0 mm		
4. Slab Details			
• Concrete			
Concrete type:	Normal	Slab depth:	130 mm
		Cylinder compressive strength of concrete (f_{ck}):	25 N/mm ²
• Mesh			
Mesh type:	ST 15 C		
Transverse mesh area:	142 mm ² /m	Bar size:	6 mm
Longitudinal mesh area:	142 mm ² /m	Bar size:	6 mm
Average mesh axis distance:	30 mm	Mesh yield stress:	500 N/mm ²
5. Beams Details			
• Unprotected Beams			
Section family:	European sections	Steel grade:	S355
Section size:	IPE 500 +	Degree of shear connection:	51 %
Details:	h = 500 mm, b = 200 mm, $t_w = 10.2 \text{ mm}$, $t_f = 16 \text{ mm}$		

Sl. 5.6 **Vhodni podatki obravnavanega območja B za račun s programom FRACOF.**

• Side A Perimeter Beam			
Section family:	European sections	Steel grade:	S355
Section size:	IPE 500 +		
Details:	h = 500 mm, b = 200 mm, $t_w = 10.2$ mm, $t_f = 16$ mm		
Beam Location:	Edge Beam	Construction type:	Non Composite
• Side B Perimeter Beam			
Section family:	European sections	Steel grade:	S355
Section size:	IPE 750x137 +		
Details:	h = 753 mm, b = 263 mm, $t_w = 11.5$ mm, $t_f = 17$ mm		
Beam Location:	Internal Beam	Construction type:	Composite
		Degree of shear connection:	71 %
• Side C Perimeter Beam			
Section family:	European sections	Steel grade:	S355
Section size:	IPE 500 +		
Details:	h = 500 mm, b = 200 mm, $t_w = 10.2$ mm, $t_f = 16$ mm		
Beam Location:	Internal Beam	Construction type:	Composite
		Degree of shear connection:	51 %
• Side D Perimeter Beam			
Section family:	European sections	Steel grade:	S355
Section size:	IPE 600 *		
Details:	h = 600 mm, b = 220 mm, $t_w = 12$ mm, $t_f = 19$ mm		
Beam Location:	Edge Beam	Construction type:	Non Composite
Note(s):			
+ Minimum order: 40t per section and grade or upon agreement			
* Minimum tonnage and delivery conditions upon agreement			
6. Loading Details			
• Normal (Cold)			
Leading variable action:	5 kN/m ²		
Accompanying variable action:	0 kN/m ²		
Dead load including beam, excluding slab:	1.2 kN/m ²		
Calculated slab weight including mesh:	2.65 kN/m ²		
• Fire (Hot)			
Combination factor for leading variable action:	0.5		
Combination factor for other variable action:	0.3		

SI. 5.7 Vhodni podatki obravnavanega območja B za račun s programom FRACOF.

Factored load in fire: 6.35 kN/m ²												
• Tabular Results												
Time	Beam	Mesh	Slab top	Slab bottom	Beam capacity	Displacement	Slab yield	Enhancement	Slab capacity	Total capacity	Unity factor	
mins	°C	°C	°C	°C	kN/m ²	mm	kN/m ²		kN/m ²	kN/m ²		
0	20	20	20	20	38.54	254	0.46	3.05	1.40	39.94	0.16	
5	180	24	20	143	38.54	315	0.46	3.56	1.64	40.18	0.16	
10	423	37	22	343	36.90	414	0.46	4.37	2.01	38.92	0.16	
15	621	53	28	485	19.77	482	0.46	4.94	2.27	22.04	0.29	
20	732	74	36	586	9.25	529	0.46	5.32	2.45	11.70	0.54	
25	790	102	48	657	5.95	559	0.46	5.57	2.56	8.51	0.75	
30	826	120	62	711	4.75	579	0.46	5.73	2.64	7.39	0.86	
35	853	125	71	753	4.10	595	0.46	5.87	2.70	6.80	0.93	
40	875	163	83	787	3.56	606	0.46	5.96	2.74	6.30	1.01	
45	894	190	89	815	3.09	618	0.46	6.05	2.79	5.88	1.08	
50	911	214	103	840	2.84	623	0.46	6.09	2.81	5.65	1.12	
55	926	238	119	861	2.69	625	0.46	6.12	2.82	5.51	1.15	
60	940	263	131	880	2.56	629	0.46	6.15	2.83	5.39	1.18	

Maximum unity factor: 1.18 **Floor slab fails**

Sl. 5.8 Rezultati računa nosilnosti plošče v projektne območju B s programom FRACOF.

Na Sl. 5.9 do Sl. 5.11 so prikazani vhodni podatki in rezultati računa nosilnosti plošče z armaturno mrežo ST 25C za projektne območje B.

Iz rezultatov na Sl. 5.11 vidimo da se je nosilnost plošče zaradi močnejše armature povečala na 0.79 kN/m². Zaradi membranskega vpliva se nosilnost pri 60 minutah poveča na 5.07 kN/m². Faktor povečanja pri 60 minutah je izračunan pri upogibku plošče 629 mm.

Prišteta je še nosilnost sovprežnih nosilcev in dobimo celotno nosilnost. Pri tem se v vsakem časovnem koraku upošteva nosilnost nezaščitenega sovprežnega nosilca. Po 60 minutah je upogibna nosilnost treh nezaščitenih nosilcev 2.56 kN/m². Tako dobimo celotno nosilnost plošče, ki znaša 5.07 + 2.56 = 7.63 kN/m². Nosilnost je večja od obremenitev, kar pomeni da ima plošča zadostno nosilnost.

2. General Arrangement			
• Spans			
Span 1:	9 m		
Span 2:	12 m		
• Unprotected Beams			
Number of internal unprotected beams:	3		
3. Deck Details			
• Deck Properties			
Deck:	COFRAPLUS 60	Type:	Trapezoidal
Depth:	58 mm	Top flange:	106 mm
Pitch:	207 mm	Bottom flange:	62 mm
Stiffener height:	0 mm		
4. Slab Details			
• Concrete			
Concrete type:	Normal	Slab depth:	130 mm
		Cylinder compressive strength of concrete (f_{ck}):	25 N/mm ²
• Mesh			
Mesh type:	ST 25 C		
Transverse mesh area:	257 mm ² /m	Bar size:	7 mm
Longitudinal mesh area:	257 mm ² /m	Bar size:	7 mm
Average mesh axis distance:	30 mm	Mesh yield stress:	500 N/mm ²
5. Beams Details			
• Unprotected Beams			
Section family:	European sections	Steel grade:	S355
Section size:	IPE 500 +	Degree of shear connection:	51 %
Details:	h = 500 mm, b = 200 mm, $t_w = 10.2$ mm, $t_f = 16$ mm		
• Side A Perimeter Beam			
Section family:	European sections	Steel grade:	S355
Section size:	IPE 500 +		
Details:	h = 500 mm, b = 200 mm, $t_w = 10.2$ mm, $t_f = 16$ mm		
Beam Location:	Edge Beam	Construction type:	Non Composite
• Side B Perimeter Beam			
Section family:	European sections	Steel grade:	S355
Section size:	IPE 750x137 +		
Details:	h = 753 mm, b = 263 mm, $t_w = 11.5$ mm, $t_f = 17$ mm		
Beam Location:	Internal Beam	Construction type:	Composite
		Degree of shear connection:	71 %

Sl. 5.9 Vhodni podatki za račun nosilnosti plošče obravnavanega območja B s programom FRACOF.

• Side C Perimeter Beam			
Section family:	European sections	Steel grade:	S355
Section size:	IPE 500 +		
Details:	h = 500 mm, b = 200 mm, $t_w = 10.2$ mm, $t_f = 16$ mm		
Beam Location:	Internal Beam	Construction type:	Composite
		Degree of shear connection:	51 %
• Side D Perimeter Beam			
Section family:	European sections	Steel grade:	S355
Section size:	IPE 600 *		
Details:	h = 600 mm, b = 220 mm, $t_w = 12$ mm, $t_f = 19$ mm		
Beam Location:	Edge Beam	Construction type:	Non Composite
Note(s):			
+ Minimum order: 40t per section and grade or upon agreement			
* Minimum tonnage and delivery conditions upon agreement			
6. Loading Details			
• Normal (Cold)			
Leading variable action:	5 kN/m ²		
Accompanying variable action:	0 kN/m ²		
Dead load including beam, excluding slab:	1.2 kN/m ²		
Calculated slab weight including mesh:	2.65 kN/m ²		
• Fire (Hot)			
Combination factor for leading variable action:	0.5		
Combination factor for other variable action:	0.3		
7. Fire & Analysis			
• Standard Temperature-time Curve			
Fire resistance period:	60 min		

Sl. 5.10 Vhodni podatki za račun nosilnosti plošče obravnavanega območja B s programom FRACOF.

Factored load in fire: 6.35 kN/m ²												
• Tabular Results												
Time	Beam	Mesh	Slab top	Slab bottom	Beam capacity	Displacement	Slab yield	Enhancement	Slab capacity	Total capacity	Unity factor	
mins	°C	°C	°C	°C	kN/m ²	mm	kN/m ²		kN/m ²	kN/m ²		
0	20	20	20	20	38.54	254	0.79	3.13	2.49	41.03	0.15	
5	180	24	20	143	38.54	315	0.79	3.67	2.91	41.45	0.15	
10	423	37	22	343	36.90	414	0.79	4.52	3.59	40.49	0.16	
15	621	53	28	485	19.77	482	0.79	5.11	4.06	23.83	0.27	
20	732	74	36	586	9.25	529	0.79	5.52	4.38	13.63	0.47	
25	790	102	48	657	5.95	559	0.79	5.77	4.58	10.53	0.60	
30	826	120	62	711	4.75	579	0.79	5.95	4.72	9.47	0.67	
35	853	125	71	753	4.10	595	0.79	6.09	4.84	8.93	0.71	
40	875	163	83	787	3.56	606	0.79	6.18	4.91	8.47	0.75	
45	894	190	89	815	3.09	618	0.79	6.28	4.99	8.08	0.79	
50	911	214	103	840	2.84	623	0.79	6.33	5.02	7.87	0.81	
55	926	238	119	861	2.69	625	0.79	6.35	5.04	7.74	0.82	
60	940	263	131	880	2.56	629	0.79	6.38	5.07	7.63	0.83	
Maximum unity factor:			0.83		Floor slab adequate							

Sl. 5.11 Rezultati programa FRACOF za nosilnost plošče obravnavanega območja B.

S programom FRACOF lahko izračunamo tudi kritično temperaturo za vsak nosilec na obodu obravnavanega območja (glej Sl. 5.12). Požarna zaščita mora

preprečiti naraščanje temperature preko kritične za predpisani čas požarne obremenitve. Izkoriščenost posameznega nosilca je določena kot razmerje med upogibno obremenitvijo pri požaru in upogibno nosilnostjo pred požarom.

• Perimeter Beam Check			
Side A	Section Size:	IPE 500	Non Composite Edge Beam
	Degree of Utilization:	0.58	
	Critical Temperature:	563 °C	
Side B	Section Size:	IPE 750x137	Composite Internal Beam
	Shear Connection:	71 %	
	Degree of Utilization:	0.31	
Side C	Section Size:	IPE 500	Composite Internal Beam
	Shear Connection:	51 %	
	Degree of Utilization:	0.37	
Side D	Section Size:	IPE 600	Non Composite Edge Beam
	Degree of Utilization:	0.67	
	Critical Temperature:	534 °C	

Sl. 5.12 Zahteve za nosilnost robnih nosilcev obravnavanega območja B, določene s programom FRACOF.

5.1.2 Projektno območje A

Na Sl. 5.13 do Sl. 5.15 so prikazani vhodni podatki in rezultati požarne analize s programom FRACOF za projektno območje A, velikosti 9 metrov krat 9 metrov. Zaradi lažje izvedbe je za celotno območje A izbrana ista armaturna mreža ST 25C. Znotraj območja sta dva nezaščiteni nosilca.

Nosilnost stropa je 1.03 kN/m^2 . Zaradi membranskega vpliva je nosilnost povečana na 5.39 kN/m^2 pri 60 minutah. Faktor povečanja pri 60 minutah je izračunan pri upogibku plošče 566 mm.

Prištejemo nosilnost sovprežnega nosilca in dobimo celotno nosilnost plošče. Nosilnost nosilca je izračunana za nezaščiteni profil in sicer za vsak časovni korak. Pri 60 minutah je upogibna nosilnost dveh nezaščitenih nosilcev 2.56 kN/m^2 . Tako znaša celotna nosilnost plošče $2.56 + 5.39 = 7.95 \text{ kN/m}^2$, ki je večja od obremenitve. Plošča ima zadostno nosilnost za 60 minutno požarno obremenitev.

2. General Arrangement			
• Spans			
Span 1:	9 m		
Span 2:	9 m		
• Unprotected Beams			
Number of internal unprotected beams:	2		
3. Deck Details			
• Deck Properties			
Deck:	COFRAPLUS 60	Type:	Trapezoidal
Depth:	58 mm	Top flange:	106 mm
Pitch:	207 mm	Bottom flange:	62 mm
Stiffener height:	0 mm		
4. Slab Details			
• Concrete			
Concrete type:	Normal	Slab depth:	130 mm
		Cylinder compressive strength of concrete (f_{ck}):	25 N/mm ²
• Mesh			
Mesh type:	ST 25 C		
Transverse mesh area:	257 mm ² /m	Bar size:	7 mm
Longitudinal mesh area:	257 mm ² /m	Bar size:	7 mm
Average mesh axis distance:	30 mm	Mesh yield stress:	500 N/mm ²
5. Beams Details			
• Unprotected Beams			
Section family:	European sections	Steel grade:	S355
Section size:	IPE 500 +	Degree of shear connection:	51 %
Details:	h = 500 mm, b = 200 mm, $t_w = 10.2$ mm, $t_f = 16$ mm		
• Side A Perimeter Beam			
Section family:	European sections	Steel grade:	S355
Section size:	IPE 550 *		
Details:	h = 550 mm, b = 210 mm, $t_w = 11.1$ mm, $t_f = 17.2$ mm		
Beam Location:	Edge Beam	Construction type:	Non Composite
• Side B Perimeter Beam			
Section family:	European sections	Steel grade:	S355
Section size:	IPE 500 +		
Details:	h = 500 mm, b = 200 mm, $t_w = 10.2$ mm, $t_f = 16$ mm		
Beam Location:	Internal Beam	Construction type:	Composite
		Degree of shear connection:	72 %

SI. 5.13 Vhodni podatki za račun s programom FRACOF, projektno območje A.

• Side C Perimeter Beam			
Section family:	European sections	Steel grade:	S355
Section size:	IPE 500 +		
Details:	h = 500 mm, b = 200 mm, $t_w = 10.2$ mm, $t_f = 16$ mm		
Beam Location:	Internal Beam	Construction type:	Composite
		Degree of shear connection:	51 %
• Side D Perimeter Beam			
Section family:	European sections	Steel grade:	S355
Section size:	IPE 500 +		
Details:	h = 500 mm, b = 200 mm, $t_w = 10.2$ mm, $t_f = 16$ mm		
Beam Location:	Edge Beam	Construction type:	Non Composite
Note(s):			
+	Minimum order: 40t per section and grade or upon agreement		
*	Minimum tonnage and delivery conditions upon agreement		
6. Loading Details			
• Normal (Cold)			
Leading variable action:	5 kN/m ²		
Accompanying variable action:	0 kN/m ²		
Dead load including beam, excluding slab:	1.2 kN/m ²		
Calculated slab weight including mesh:	2.65 kN/m ²		
• Fire (Hot)			
Combination factor for leading variable action:	0.5		
Combination factor for other variable action:	0.3		
7. Fire & Analysis			
• Standard Temperature-time Curve			
Fire resistance period:	60 min		

Sl. 5.14 **Vhodni podatki za račun s programom FRACOF, projektno območje A.**

Factored load in fire:		6.35 kN/m ²										
• Tabular Results												
Time	Beam	Mesh	Slab top	Slab bottom	Beam capacity	Displacement	Slab yield	Enhancement	Slab capacity	Total capacity	Unity factor	
mins	°C	°C	°C	°C	kN/m ²	mm	kN/m ²		kN/m ²	kN/m ²		
0	20	20	20	20	38.54	190	1.03	2.39	2.46	41.00	0.15	
5	180	24	20	143	38.54	252	1.03	2.86	2.94	41.48	0.15	
10	423	37	22	343	36.90	351	1.03	3.61	3.71	40.61	0.16	
15	621	53	28	485	19.77	419	1.03	4.13	4.25	24.02	0.26	
20	732	74	36	586	9.25	465	1.03	4.49	4.61	13.86	0.46	
25	790	102	48	657	5.95	495	1.03	4.72	4.84	10.79	0.59	
30	826	120	62	711	4.75	516	1.03	4.87	5.00	9.75	0.65	
35	853	125	71	753	4.10	532	1.03	4.99	5.13	9.23	0.69	
40	875	163	83	787	3.56	543	1.03	5.08	5.21	8.77	0.72	
45	894	190	89	815	3.09	554	1.03	5.16	5.30	8.39	0.76	
50	911	214	103	840	2.84	559	1.03	5.20	5.34	8.19	0.78	
55	926	238	119	861	2.69	562	1.03	5.22	5.36	8.06	0.79	
60	940	263	131	880	2.56	566	1.03	5.25	5.39	7.95	0.80	
Maximum unity factor:		0.8 Floor slab adequate										

Sl. 5.15 **Izračunana nosilnost s programom FRACOF, projektno območje A.**

Kritična temperatura obodnih nosilcev je prikazana na Sl. 5.16. Požarna zaščita mora preprečiti naraščanje temperature preko kritične za predpisani čas

požarne obremenitve. Izkoriščenost posameznega nosilca je določena kot razmerje med upogibno obremenitvijo pri požaru in upogibno nosilnostjo pred požarom.

• Perimeter Beam Check			
Side A	Section Size:	IPE 550	Non Composite Edge Beam
	Degree of Utilization:	0.38	
	Critical Temperature:	636 °C	
Side B	Section Size:	IPE 500	Composite Internal Beam
	Shear Connection:	72 %	
	Degree of Utilization:	0.37	
Side C	Section Size:	IPE 500	Composite Internal Beam
	Shear Connection:	51 %	
	Degree of Utilization:	0.31	
Side D	Section Size:	IPE 500	Non Composite Edge Beam
	Degree of Utilization:	0.62	
	Critical Temperature:	552 °C	

Sl. 5.16 Zahtevana nosilnost obodnih nosilcev izračunana s programom FRACOF, projektno območje A.

5.2 Posebna pravila za armaturo v betonu

Analiza je pokazala, da je nosilnost plošče z armaturno mrežo ST 25C v projektnem območju A in B ustrezna.

Armaturna mreža je nosilna v obeh straneh ima površino 257 mm²/m, debelina palic je 7 milimetrov, ki so na medosni razdalji 150 milimetrov.

Napetost na meji tečenja armaturne palice znaša 500 N/mm². Da zagotovimo ustrezno duktilnost armature, mora biti v skladu s SIST EN 10080, za požarno analizo izbran razred armature B ali C.

Da omogočimo razvoj nateznega membranskega stanja v plošči med požarom, je potrebno na stikovanju posameznih mrež imeti dovolj veliko prekrivanje. Za 7 milimeterske palice armaturne mreže ST 25C je minimalna dolžina prekrivanja 300 milimetrov, kot je to razvidno v Pr. 3.1. Dodatnim palicam na stikovanju mrež se izognemo tako, da uporabimo mreže s prostimi robovi, kot je to prikazano na Sl. 3.5.

Da zagotovimo ustrezno povezavo med robnimi jeklenimi nosilci in sovprežno ploščo, po robovih vgradimo armaturo v obliki črke U.

5.3 Požarnovarno projektiranje obodnih nosilcev

5.3.1 Nosilci na obodu projektnega območja

Obodni nosilci posameznega obravnavanega območja so del širšega območja etaže. Na primer, nosilec v osi B med osema 1 in 2 na Sl. 5.5 je obodni nosilec obravnavanega območja A in hkrati obodni nosilec obravnavanega območja B. Za določitev požarne zaščite je merodajna najmanjša kritična temperatura, ki jo

izračunamo za obodni nosilec v enem ali v drugem območju. Iz rezultatov s programom FRACOF za projektno območje B na Sl. 5.12 vidimo, da je kritična temperatura nosilca 670°C in za projektno območje A 693°C (glej Sl. 5.16). Iz tega sledi, da je za določitev debeline požarne zaščite, merodajna nižja izračunana kritična temperatura od obeh projektnih območij.

Spodaj so zbrane informacije (vzete iz seznama na Sl. 5.12), ki jih potrebuje proizvajalec požarne zaščite, da lahko določi ustrezno debelino požarne zaščite.

Čas požarne odpornosti 60 minut

Velikost profila IPE 500

Kritična temperatura 670°C

Iz velikosti profila izračunamo faktor površine v skladu s SIST EN 1993-1-2:

Faktor površine prereza 104 m⁻¹ za zaščito v obliki škatle in izpostavljeno požaru iz treh strani

134 m⁻¹ za zaščito po obodu I profila in izpostavljeno požaru iz treh strani

5.3.2 Robni nosilci

V našem primeru so robni nosilci dimenzionirani brez sovprežnosti med betonom in nosilcem. Kljub temu pravila požarnega projektiranja zahtevajo ustrezno sidranje obodnih nosilcev s sovprežno ploščo. To dosežemo z armaturnimi palicami v obliki črke U (glej razdelek 3.3.2 in 3.4) in s strižnimi čepi, privarjenimi na nosilce. Čepi morajo biti na medosni razdalji, ki ni manjša od 300 milimetrov v primeru, da profilirana pločevina poteka vzporedno z nosilci in v vsakem valu, če profilirana pločevina poteka pravokotno na smer nosilca (v skladu s priporočili v razdelku 3.4).

Podobno kot za nosilce po obodu posameznega obravnavanega območjase izračuna tudi požarna zaščita robnih nosilcev.

5.4 Požarna zaščita stebrov

Za naš primer je potrebno določiti tudi požarno zaščito vseh stebrov. V ta namen potrebujemo sledeče podatke:

Požarna odpornost 60 minut

Velikost prereza HD 320 x 158

Faktor površine prereza 63 m⁻¹ zaščita v obliki škatle, izpostavljeno požaru na štirih straneh

89 m⁻¹ zaščita po obodu profila, izpostavljeno požaru na štirih straneh

Projektna kritična temperatura znaša 500°C ali 80°C manj od najnižje kritične temperature, ki jo dobimo z izračunom po pravilih iz standarda SIST EN 1993-1-2 (velja nižja vrednost).

Požarna zaščita mora biti izvedena po celotni višini stebrov, vse do spodnjega roba sovprežne plošče.

VIRI

1. BAILEY, C. G. and MOORE, D. B.
The structural behaviour of steel frames with composite floor slabs subject to fire, Part 1: Theory
The Structural Engineer, June 2000
2. BAILEY, C. G. and MOORE, D. B.
The structural behaviour of steel frames with composite floor slabs subject to fire, Part 2: Design
The Structural Engineer, June 2000
3. BAILEY, C. G.
Membrane action of slab/beam composite floor systems in fire
Engineering Structures 26
4. EN 1991-1-2:2002 Eurocode 1: Actions on structures – Part 1 2: General actions. Actions on structures exposed to fire
CEN
5. EN 1993-1-2:2005 Eurocode 3. Design of steel structures. General rules. Structural fire design
CEN
6. EN 1994-1-2:2005 Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures. Structural fire design
CEN
7. Fire Resistance Assessment of Partially Protected Composite Floors (FRACOF) Engineering Background, SCI P389, The Steel Construction Institute, 2009.
8. The Building Regulations 2000, Approved Document B (Fire safety) 2006 Edition: Volume 2: Buildings other than dwellinghouses, Department of Communities and Local Government, UK, 2006.
9. EN 1994-1-1:2004 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1 1: General rules and rules for buildings
CEN
10. EN 10080:2005 Steel for the reinforcement of concrete - Weldable reinforcing steel – General, CEN.
11. BS 4483:2005 Steel fabric for the reinforcement of concrete. Specification.
BSI
12. BS 4449:1:2005 Steel for the reinforcement of concrete. Weldable reinforcing steel. Bar, coil and decoiled product. Specification
BSI
13. NF A 35-016-2 : Aciers pour béton armé – Aciers soudables à verrous – Partie 2 : Treillis soudés (novembre 2007) (AFNOR)
14. NF A 35-019-2 : Aciers pour béton armé – Aciers soudables à empreintes – Partie 2 : Treillis soudés (novembre 2007) (AFNOR)
15. EN 1990:2002 Eurocode – Basis of structural design
CEN

16. EN 1991-1-1:2003 Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-1: General actions – Densities, self-weight, imposed loads for buildings
CEN
17. EN13381-4 Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members. Applied passive protection to steel members, CEN, (To be published 2009)
18. EN13381-8 Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members. Applied reactive protection to steel members, CEN, (To be published 2009)
19. EN 1992-1-1 Design of concrete structures – Part 1 1: General rules and rule for buildings
BSI
20. COUCHMAN, G. H , HICKS, S. J and RACKHAM, J, W
Composite Slabs and Beams Using Steel Decking: Best Practice for Design & Construction (2nd edition)
SCI P300, The Steel Construction Institute, 2008
21. BS 8110-1 Structural use of concrete. Code of practice for design and construction, BSI, London, 1997.
22. BAILEY, C. G.
The influence of thermal expansion of beams on the structural behaviour of columns in steel framed buildings during a fire
Engineering Structures Vol. 22, July 2000, pp 755 768
23. EN 1993-1-8:2005 Eurocode 3: Design of steel structures – Design of joints
BSI
24. Brown, D.G. Steel building design: Simple connections. SCI P358, The Steel Construction Institute, (To be published 2009)
25. Initial sizing of simple end plate connections
Access-steel document SN013a
Initial sizing of fin plate connections
Access-steel document SN016a
www.access-steel.com
26. Shear resistance of a simple end plate connection
Access-steel document SN014a and SN015a
Tying resistance of a simple end plate connection
Access-steel document SN015a
www.access-steel.com
27. Shear resistance of a fin plate connection
Access-steel document SN017a
Tying resistance of a fin plate connection
Access-steel document SN018a
www.access-steel.com
28. LAWSON, R. M.
Enhancement of fire resistance of beams by beam to column connections
The Steel Construction Institute, 1990
29. EN 1363-1:1999 Fire resistance tests. General requirements
CEN

- 30. EN 1365 Fire resistance tests for loadbearing elements.
 - EN 1365-1:1999 Walls
 - EN 1365-2:2000 Floors and roofs
 - EN 1365-3:2000 Beams
 - EN 1365-4:1999 Columns
- CEN