

ZBORNIK MEDNARODNEGA SEMINARJA

Mednarodni seminar o požarni varnosti jeklenih konstrukcij
Inženirska zbornica Slovenije – IZS
v sodelovanju z Odborom za jeklene konstrukcije – OJK



TEDEN
POŽARNE
VARNOSTI
KONSTRUKCIJ

23. - 27. oktober 2006 Ljubljana

ZBORNIK MEDNARODNEGA SEMINARJA

Mednarodni seminar o požarni varnosti jeklenih konstrukcij
Inženirska zbornica Slovenije – IZS
v sodelovanju z Odborom za jeklene konstrukcije – OJK





Programsko-organizacijski odbor:

mag. Črtomir Remec
Miloš Ebner, MBA
mag. Bojan Grm
dr. Miroslav Pregl
mag. Janja Petkovšek
mag. Barbara Škraba

Glavni in odgovorni urednik:

mag. Črtomir Remec

Tehnični urednik:

mag. Bojan Grm

AD&D:

Kraft&Werk d.o.o.

Tisk:

Euroadria d.o.o., Ljubljana

Ljubljana, oktober 2006

CIP - Kataložni zapis o publikaciji
Narodna in univerzitetna knjižnica, Ljubljana

624.014.2:614.84(063)(082)

624.042.5(063)(082)

ZBORNIK mednarodnega seminarja / [glavni urednik Črtomir Remec].
- Ljubljana : Inženirska zbornica Slovenije - IZS, 2006

ISBN-10 961-90706-7-4
ISBN-13 978-961-90706-7-3
1. Remec, Črtomir
229425920

KAZALO

- 5 UVODNA BESEDA / INTRODUCTION
mag. Črtomir REMEC, univ. dipl. inž. grad.
- 7 UVODNI NAGOVOR
Miloš EBNER, univ. dipl. inž. arh., MBA
POŽARNA VARNOST JEKLENIH KONSTRUKCIJ IN ESTETIKA
- 9 prof. dr. Darko BEG, univ. dipl. inž. grad.
**SLOVENSKI PREDPISI IN STANDARDI ZA PROJEKTIRANJE POŽARNE
ODPORNOSTI KONSTRUKCIJ**
- 21 prof. ing. František WALD, CSc,
L. Simões DA SILVA,
D.B. MOORE,
T. LENNON
EXPERIMENT WITH STRUCTURE UNDER NATURAL FIRE
- 35 Milan HAJDUKOVIČ, univ. dipl. inž. str.
POŽARNE LASTNOSTI SENDVIČ PLOŠČ
- 39 prof. Eng. J.-B. SCHLEICH
**REMARKABLE NEW STEEL BUILDINGS WITH INTEGRATED FIRE
RESISTANCE**
- 49 PRIMER IZ PRAHSE
mag. Danijel ZUPANČIČ, univ. dipl. inž. str.,
mag. Bojan GRM, univ. dipl. inž. kem. tehnol.
**ALTERNATIVNI NAČIN VAROVANJA PRED POŽAROM V VIŠOKO
REGALNIH SKLADIŠČIH – PRIMER TRIMO D.D.**
- 53 PRIMER IZ PRAHSE
Milivoj KODRIČ, univ. dipl. inž. kem. tehnol.,
Matjaž KUZMA, univ. dipl. inž. str.,
Slavko MODIC, univ. dipl. inž. grad.
**PRIKAZ KONCEPTA POŽARNE ZAŠČITE VEČETAŽNEGA JEKLENEGA
INDUSTRIJSKEGA OBJEKTA NA PRIMERU HAKA SINTEZA 4**
- 59 PRIMER IZ PRAHSE
Vladimir KOŽELJ, univ. dipl. inž. arh.,
Miroslav MOHORKO, dipl. var. inž.
HANGAR SPLOŠNE AVIACIJE NA LETALIŠČU LJUBLJANA NA BRNIKU



UVODNA BESEDA

INTRODUCTION



Prizadevanja Inženirske zbornice Slovenije za dvigovanje gradbene kulture temeljijo na izpolnjevanju bistvenih zahtev za kakovostno in trajnostno gradnjo. Zato smo se tudi odločili za organizacijo Tedna požarne varnosti, ki je namenjen izobraževanju, informiranju in izmenjavi mnenj strokovnjakov, državne administracije in druge zainteresirane javnosti.

Varnost pred požarom mora v skladu z Direktivo o gradbenih proizvodih zagotavljati, da je v primeru požara: konstrukcija nosilna še določen čas; omejeno nastajanje in širjenje ognja in dima znotraj objekta; omejeno širjenje ognja na sosednje objekte; omogočena evakuacija ljudi in zagotovljena varnost reševalcev.

Razvoj je tudi na področju varnosti pred požarom naredil v zadnjem obdobju velik napredek in danes ni več aktualna dilema glede pasivne ali aktivne požarne zaščite. Tako se v zadnjem času vedno bolj uveljavlja globalni koncept požarne varnosti, ki postavlja na prvo mesto varnost ljudi, za kar pa je logično potrebna tudi ustrezna varnost zgradbe.

Glede požarne varnosti so še posebej izpostavljene jeklene konstrukcije, zato smo tej problematiki namenili dodatno pozornost z mednarodnim seminarjem, kjer bodo predstavljeni sodobni pristopi projektiranja, gradnje in upravljanja zgradb z jekleno nosilno konstrukcijo in ognjevarnimi paneli. Prikazani bodo tudi primeri uspešno izvedene požarne zaščite posebnih objektov.

V imenu programsko-organizacijskega odbora se zahvaljujem vsem vabljenim predavateljem in ostalim sodelujočim, ki so kakorkoli prispevali k uspešni izvedbi prve tovrstne prireditve Inženirske zbornice Slovenije. V bodoče nameravamo podobno obravnavati še ostale bistvene zahteve s ciljem bolj kakovostne in trajnostne gradnje.

mag. Črtomir REMEC, univ. dipl. inž. grad.

Predsednik Inženirske zbornice Slovenije

The efforts of the Slovenian Chamber of Engineers to raise the level of building culture are based on meeting the essential requirements for quality and sustainable building. This is also the reason that we have decided to organise a Week on Fire Engineering, designed to offer education, information and an exchange of opinions among experts, the national administration and other interested sections of the public.

In accordance with the EU Construction Products Directive, fire safety must ensure that in case of fire: the load-bearing capacity of the structure can be assumed for a specific period of time; the generation and spread of fire and smoke within the building are limited; the spread of fire to adjacent buildings is limited; occupants can leave the building or be rescued by other means; the safety of rescue teams is taken into consideration.

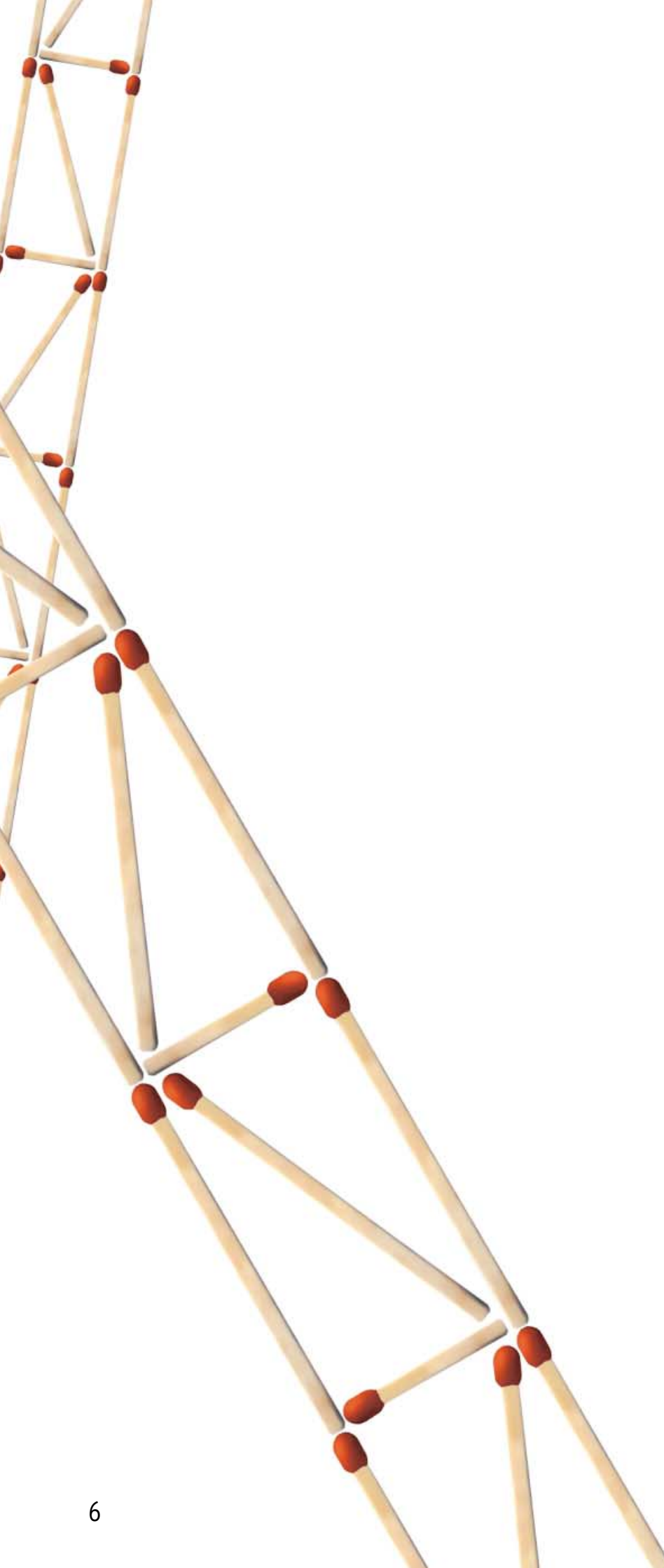
In recent times there has been significant progress in the sphere of fire safety and today there is no longer a dilemma regarding passive or active fire protection. A global concept of fire safety is becoming increasingly established. This is a concept that places human safety in first place, and for which suitable building safety is a logical requirement.

Steel structures are particularly exposed in terms of fire safety and we have therefore devoted additional attention to this issue with an international seminar where modern approaches to the planning, construction and management of buildings with steel supporting structures and fire safety panels will be presented. Examples will also be provided of successful fire protection measures in particular buildings.

In the name of the programme/organising committee, I would like to thank all the invited speakers and other participants who have contributed to the successful running of this event, the first of its kind organised by the Slovenian Chamber of Engineers. In the future we intend to give similar treatment to other essential requirements with the objective of ensuring better quality and more sustainable building.

mag. Črtomir REMEC, univ. dipl. inž. grad.

President of the Slovenian Chamber of Engineers



UVODNI NAGOVOR

POŽARNA VARNOST JEKLENIH KONSTRUKCIJ IN ESTETIKA

Miloš EBNER, univ. dipl. inž. arh., MBA

Predsednik OJK

V arhitekturi je povezava med razumevanjem gradbenih materialov, njihovimi lastnostmi in možnostmi obdelave ter uporabe in estetiko že zdavnaj znana. Arhitekti radi povemo: »Material je treba poznati, občutiti«, še posebej, če želimo v največji možni meri izkoristiti tudi njegove estetske vrednosti. In čeprav vsak dan nastaja dobesedno nekaj deset do nekaj sto novih materialov, si že dolgo ne delamo utvar, da obstaja ali da bo v kratkem obstajal idealen gradbeni material. Tako kot ljudje imajo tudi vsi materiali svoje dobre in svoje slabe lastnosti in so v najboljšem primeru »idealni« samo za določene čisto konkretne in specifične primere in okoliščine uporabe. Naloga projektantov je, marsikdaj prav na osnovi teh zunanjih okoliščin in parametrov, izbrati enega ali skupino najbolj optimalnih materialov in jih v korist projekta in naročnika vgraditi v svoje projektantske koncepte. In vendar ti projektantski parametri niso nujno le tehnični, ampak tudi estetski. Tako kot pri izbiri čevljev ali kravate, kjer nista edino pomembna kriterija za odločitev kakovost in vrsta materiala, ampak tudi njegova obdelava, design in barva oz. vzorec, tako je tudi pri izbiri ustreznih materialov potrebno le-te izbirati glede na konkreten arhitekturni koncept.

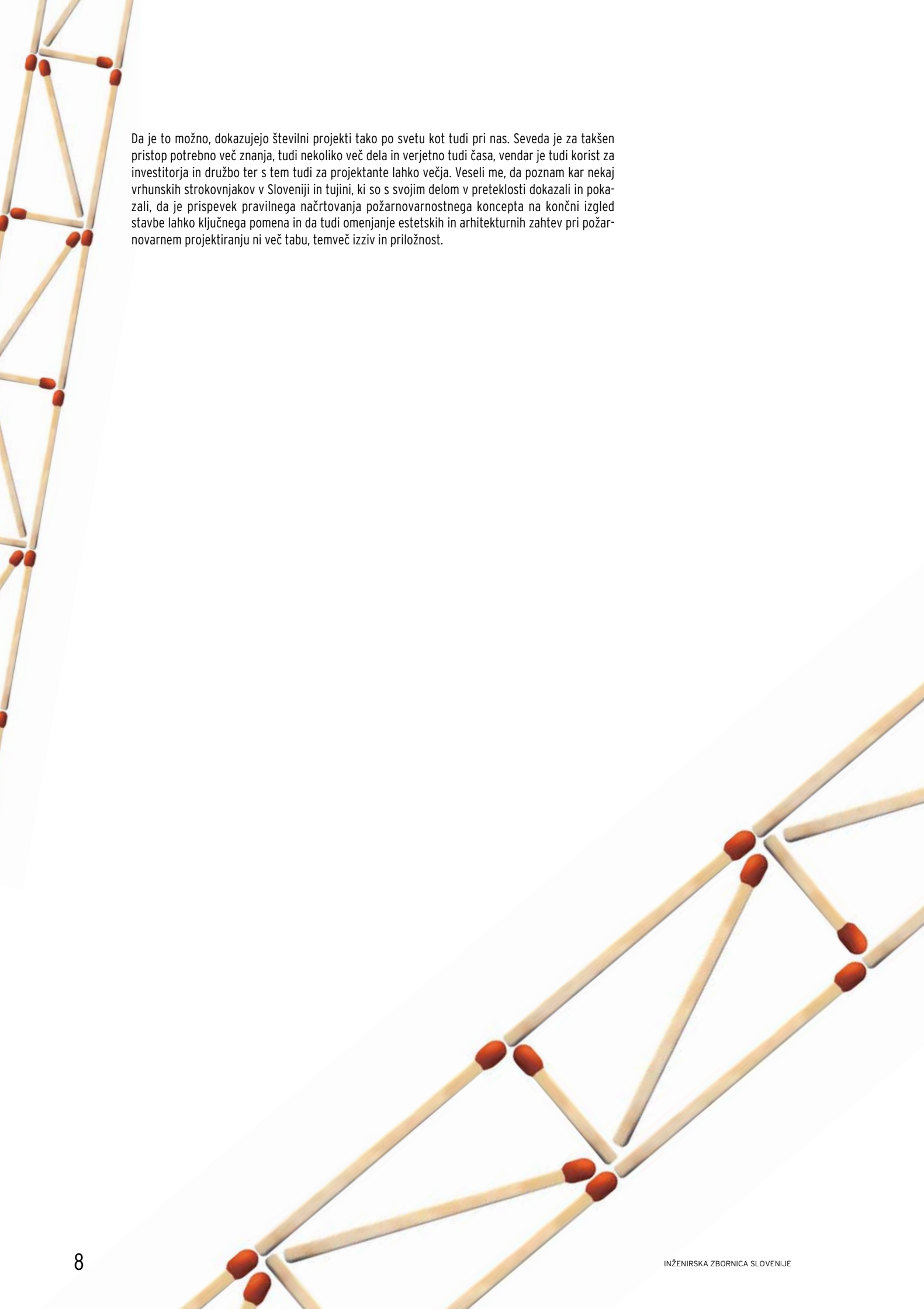
Jeklo in arhitektura

Že vrsto let se jeklo kot pomemben konstrukcijski material pojavlja v številnih arhitekturnih zasnovah od majhnih infrastrukturnih do najbolj prestižnih javnih objektov povsod po svetu. In v skladu s splošnim trendom uporabe materialov v sodobni arhitekturi se ga vedno manj tudi zakriva. Želi se ga prikazati v njegovi osnovni »materialnosti« – obliki, dimenzijah, strukturi, teksturi in celo barvi, ki jo v resnici ima. Arhitekti se marsikdaj odločajo za uporabo vidnega jekla ne samo zaradi njegovih tehničnih lastnosti, kot so npr. premoščanje večjih razponov, hitra montaža, možnost recikliranja, ampak prav zaradi nekaterih njegovih pomembnih estetskih lastnosti kot so vitkost konstrukcije, tehnicističen pridih, možnost oblikovanja tako ortogonalnih kot organskih in amorfni oblik, poudarjanja rastra in ritma stavb, lahkosti izgleda, možnosti tako visokotehnološkega kot minimalističnega oblikovanja spojev itd. Jeklo s svojimi majhnimi dimenzijami in obliko ter čisto, minimalistično strukturo daje videz vitkosti in v kombinaciji z drugimi, predvsem transparentnimi materiali, kot je npr. steklo, omogoča odprtost tlorisov in transparentnost ter za sodobno arhitekturo tako značilno brisanje mej med notranjim in zunanjim prostorom. Zato tudi ne preseneča, da ga prav takšnega, vidnega in celo več, namenoma izpostavljenega očesu obiskovalcev, najdemo skoraj povsod: od Guggenheimovega muzeja v Bilbao, arhitekta Franka Gehryja, znamenitih Calatravinih mostov in železniških postaj (nenazadnje tudi postaje Waterloo v Londonu, arhitekta Nicholasa Grimshawa), do letališč kot je Stuttgartsko, arhitekta Von Gerkana, pa svetovno znanega Letališča Kansai v Osaki, arhitekta Renza Piana in športnih dvoran in štadionov, kot sta Velodrome v Berlinu, arhitekta Dominiquea Peraulta ali prenovljeni berlinski olimpijski štadion. Najdemo ga v objektih izobraževalnih in znanstvenih ustanov, konferenčnih in kulturnih centrih, kot je npr. s svojo več kot 50 metrsko konzolno streho zdaj že kulturni in kongresni center v Luzernu, arhitekta Jean Nouvella in v bankah kot je Commerzbank v Frankfurtu, arhitekta Sir Normana Fosterja. Primerov je nešteto. Tudi v Sloveniji lahko v zadnjih letih najdemo kar nekaj primerov takšnih objektov, od nagrajenih Multikina v Novem Mestu, arhitekta Janeza Koželja, trgovskega centra v Novi Gorici, arhitekturnega biroja Sadar in Vuga do prav tako nagrajenega počitniškega naselja Livek, arhitekta Roka Klanjščka.

Požarna varnost kot »dodana vrednost«

Zakaj vse to omenjam? Ker nam je verjetno vsem jasno, da je v vseh zgoraj omenjenih primerih ter vseh drugih številnih neomenjenih in vendar kvalitetnih projektih poleg vloge arhitekta zelo pomembna tudi vloga drugih projektantov npr. statika ter njuno medsebojno sodelovanje s ciljem zagotoviti poleg tehničnih tudi estetske kriterije. Zdi pa se mi, da je širši javnosti manj znan pomen vloge dobrega načrtovanja požarne varnosti in njenega vpliva ne samo na varnost samo ampak tudi na končni izgled stavbe. Tukaj je strokovnost, poznavanje sodobnih smernic inženirskega načrtovanja ter stanja razvoja tehnike, odprtost za iskanje novih in boljših rešitev ter pravočasno vključevanje strokovnjakov za požarno varnost in njihovo delo z roko v roki z arhitektom in statikom, ključnega pomena, in to ne le pri uporabi jeklenih konstrukcij. Varnost ljudi, sosednjih objektov in preprečevanje gospodarske škode so seveda pogoj, brez katerega pri kvalitetnem načrtovanju požarnovarnostnih konceptov stavb ne gre. In vendar si upam trditi, da to ni dovolj. Predvidevam namreč, da je naš interes, ne samo posameznika ampak tudi celotne družbe, da gradimo vedno boljše, bolj optimalne in nenazadnje tudi lepše in estetsko bolj dovršene stavbe. Menim, da je tudi pri zares popolnem načrtovanju požarne varnosti nujno potrebna »dodana vrednost« – razumevanje estetske komponente, razumevanje materiala in prilagajanje arhitekturnemu konceptu, ne da bi bili ogroženi osnovni parametri varnosti.

Sodobna zakonodaja, evrokodi, tehnične smernice in pravilniki, ki so se in se še sprejemajo tako na evropski kot na slovenski ravni, kljub številnim polemikam in verjetno tudi določenim pomanjkljivostim, prinašajo številne možnosti, da se odmaknemo od že zdavnaj preživelega in, mimogrede, napačnega stereotipa: »beton je za požar dober, jeklo in les pa ne«. Metode požarnega inženirstva, razumevanje globalnega koncepta požarne varnosti, razumevanje koncepta dejanskega požara in požarnega scenarija, uporaba aktivnih in pasivnih sistemov v povezavi s pametnimi in smiselnimi arhitekturnimi koncepti omogočajo, z malce dobre volje in želje, kvalitetne projekte, ki istočasno zagotavljajo varnost ter estetsko bogatijo naše okolje.



Da je to možno, dokazujejo številni projekti tako po svetu kot tudi pri nas. Seveda je za takšen pristop potrebno več znanja, tudi nekoliko več dela in verjetno tudi časa, vendar je tudi korist za investitorja in družbo ter s tem tudi za projektante lahko večja. Veseli me, da poznam kar nekaj vrhunskih strokovnjakov v Sloveniji in tujini, ki so s svojim delom v preteklosti dokazali in pokazali, da je prispevek pravilnega načrtovanja požarnovarnostnega koncepta na končni izgled stavbe lahko ključnega pomena in da tudi omenjanje estetskih in arhitekturnih zahtev pri požarnovarnem projektiranju ni več tabu, temveč izziv in priložnost.

SLOVENSKI PREDPISI IN STANDARDI ZA PROJEKTIRANJE POŽARNE ODPORNOSTI KONSTRUKCIJ

prof. dr. Darko BEG, univ. dipl. inž. grad.

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Ljubljana, Slovenija

POVZETEK

V prispevku je podan pregled slovenskih tehničnih predpisov in standardov s področja požarne varnosti stavb s posebnim poudarkom na določanju požarne odpornosti nosilnih konstrukcij stavb. Obravnavani so predvsem Pravilnik o požarni varnosti stavb, Tehnična smernica TSG-001: 2005 Požarna varnost v stavbah in tisti deli evrokod standardov, ki pokrivajo požarno odporno projektiranje konstrukcij.

ABSTRACT

In the paper an overview of Slovenian technical regulations and standards related to fire safety of buildings with a special regard to the structural fire design is given. The following documents are treated in more detail: Rules for fire safety of buildings, Technical guideline TSG-001: 2005 Fire safety in buildings and those Eurocode standards that cover structural fire design.

1. Uvod

V zadnjih dveh letih smo v Sloveniji dobili komplet sodobnih tehničnih predpisov in standardov s področja požarne varnosti stavb, ki so nadomestili zastarele predpise, katere smo podedovali po bivši državi Jugoslaviji (predvsem Pravilnik o tehničnih normativih za varstvo visokih objektov pred požarom - UL SFRJ 7/87). Nov sistem predpisov in standardov ima jasno strukturo in hierarhijo, manj jasen pa je pri razmejitvi pristojnosti.

Ključni dokumenti v tej strukturi in njihove medsebojne povezave so prikazani na sliki 1.

Direktiva o gradbenih proizvodih opredeljuje šest bistvenih zahtev, ki jih morajo izpolnjevati gradbeni objekti:

- mehanska odpornost in stabilnost,
- varnost pred požarom,
- higienska in zdravstvena zaščita in zaščita okolice,
- varnost pri uporabi,
- zaščita pred hrupom,
- varčevanje energije in ohranjanje toplote.

Z vidika nosilne konstrukcije gradbenih objektov sta pomembni predvsem prvi dve zahtevi.

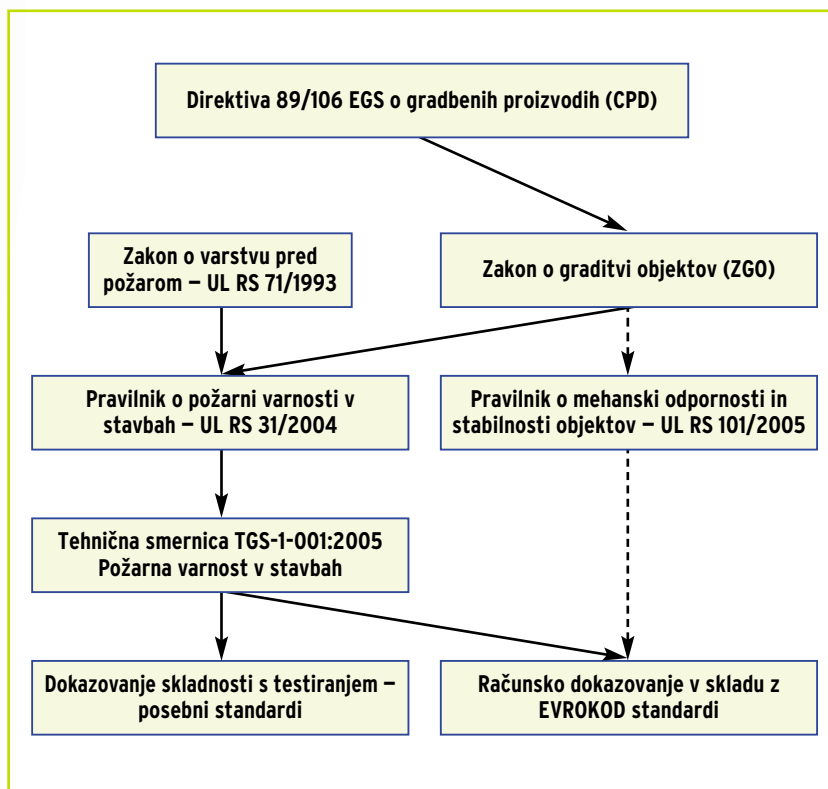
Zakon o graditvi objektov (ZGO, UL RS 102/04) podaja okvirne pogoje in pristojnosti v zvezi s projektiranjem in gradnjo objektov, in prepušča tehnične podrobnosti projektiranja tehničnim predpisom ter tehničnim smernicam in standardom, ki jih ti tehnični predpisi navajajo.

Za izpolnjevanje 1. bistvene zahteve je Ministrstvo za okolje in prostor (MOP) izdalo Pravilnik o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov (UL RS 101/05), ki kot osnovni način projektiranja vpeljuje računsko dokazovanje nosilnosti in stabilnosti v skladu z evrokod standardi. Za izpolnjevanje 2. bistvene zahteve je MOP izdal Pravilnik o požarni varnosti stavb (UL RS 31/2004), ki v načelu omogoča dva osnovna načina dokazovanja požarne varnosti stavb:

- z uporabo tehnične smernice TSG-1-001: 2005 Požarna varnost v stavbah,
- z uporabo drugih ukrepov (standardizirani požarni testi ...).

Tehnična smernica Požarna varnost v stavbah daje napotke glede širjenja požara na sosednje objekte, požarne varnosti nosilnih konstrukcij (evrokod standardi), požarnih in dimnih sektorjev, evakuacijskih poti in sistemov za javljanje in alarmiranje ter glede naprav za gašenje in dostop gasilcev.

V članku bo prikazana in komentirana vsebina Pravilnika o požarni varnosti v stavbah, tehnične smernice Požarna varnost v stavbah in relevantnih evrokod standardov, ki pokrivajo nosilne konstrukcije v požarnem projektnem stanju. Opredeljena bo tudi vloga gradbenega inženirja - projektanta nosilne konstrukcije, ki do sedaj v zvezi s požarno varnostjo konstrukcij ni bila povsem jasna in se je največkrat omejevala na prepisovanje zahtev iz požarnega elaborata (npr. vrsta in debelina izolacije za nosilne elemente).



SLIKA 1
Struktura in hierarhija dokumentov, ki opredeljujejo požarno varnost stavb

2. Pravilnik o požarni varnosti v stavbah

Pravilnik je MOP izdal leta 2004 (UL RS 31/2004), dva manjša popravka pa sta sledila v letu 2005 (UL RS 10/2005 in UL RS 83/2005). Območje uporabe pravilnika je definirano v 1. členu:

- (1) Ta pravilnik določa ukrepe, ki jih je treba izvesti, da bi stavbe izpolnjevale gradbene zahteve za zagotovitev požarne varnosti, in katerih cilj je omejiti ogrožanje ljudi, živali in premoženja v stavbah ter uporabnikov sosednjih objektov in posameznikov, ki se v času požara nahajajo v neposredni bližini stavb, omejiti ogrožanje okolja ter omogočiti učinkovito ukrepanje gasilskih ekip, ki sodelujejo pri omejitvi posledic požara, ne da bi bili po nepotrebnem ogroženi življenje in zdravje njihovih članov.
- (2) Ta pravilnik se uporablja za **gradnjo novih stavb, rekonstrukcije stavb ter nadomestne gradnje**. Za rekonstrukcije se uporablja, kadar so dane tehnične možnosti za doseg njegovih zahtev in upoštevani pogoji varstva kulturne dediščine.
- (3) Če so posamezne zahteve glede požarne varnosti za katero od vrst stavb določene z drugim predpisom, veljajo zanje tiste zahteve tega pravilnika, ki niso urejene s takim predpisom.

Pravilnik podaja **štiri ključne zahteve** za varnost pred požarom:

Širjenje požara na sosednje objekte (3. člen):

- (1) Zunanje stene in strehe stavb morajo biti projektirane in grajene tako, da je z upoštevanjem njihovega odmika od meje parcele omejeno širjenje požara na sosednje objekte.
- (2) Ločilne stene, skupaj z vrati, okni in drugimi preboji, med posameznimi stavbami morajo biti projektirane in grajene tako, da je omejeno širjenje požara na sosednje objekte. Med posamezne stavbe se štejejo tudi dvostanovanjske stavbe in vrstne hiše.

Nosilnost konstrukcij ter širjenje požara po stavbah (4. člen):

- (1) Stavbe morajo biti projektirane in grajene tako, da njihova nosilna konstrukcija ob požaru določen čas ohrani potrebno nosilnost.
- (2) Stavbe morajo biti razdeljene v požarne sektorje, če je to nujno za omejitev hitrega širjenja požara v njih. Projektirati in graditi jih je treba tako, da se v največji možni meri omeji hitro širjenje požara po navpičnih oziroma vodoravnih povezavah. Razdelitev v požarne sektorje in njihova velikost sta odvisni od:
 - namembnosti stavbe,
 - velikosti in drugih arhitekturnih lastnosti posamezne stavbe,
 - proizvodnega procesa, ki poteka v stavbi, ter od vrste in količine gorljivih snovi, ki se nahajajo v stavbi,
 - vgrajenih oziroma postavljenih sistemov za gašenje in
 - drugih izvedenih požarnovarnostnih ukrepov.
- (3) Za omejitev hitrega širjenja požara po stavbi morajo biti uporabljeni taki gradbeni materiali oziroma gradbeni proizvodi, ki:
 - se težko vžgejo,
 - v primeru vžiga oddajajo nizke količine toplote in dima in
 - omejujejo hitro širjenje požara po površini.

Evakuacijske poti in sistemi za javljanje ter alarmiranje (5. člen)

- (1) Stavbe morajo biti projektirane in grajene tako, da je ob požaru na voljo zadostno število ustrezno izvedenih evakuacijskih poti in izhodov na ustreznih lokacijah, ki omogočajo uporabnikom hitro in varno zapustitev stavbe.
- (2) Če je glede na zasnovo, lokacijo, namembnost in velikost stavbe to nujno, morajo biti za zagotovitev hitre in varne evakuacije uporabnikov stavbe ter hitrega posredovanja gasilcev v stavbi vgrajeni sistemi za požarno javljanje in alarmiranje.

Naprave za gašenje in dostop gasilcev (6. člen)

- (1) Stavbe morajo biti projektirane in grajene tako, da so glede na zasnovo, lokacijo, namembnost in velikost stavbe ob požaru:
 - zagotovljene naprave in oprema za gašenje začetih požarov, ki jih lahko uporabijo vsi uporabniki,
 - zagotovljene naprave in oprema za gašenje, ki jih lahko uporabijo usposobljeni uporabniki in gasilci,
 - vgrajeni ustrezni sistemi za gašenje požara.
- (2) Zagotovljen mora biti neoviran in varen dostop za gašenje in reševanje v stavbi.

Za izpolnjevanje postavljenih zahtev sta v pravilniku navedena dva osnovna načina:

- pri uporabi tehnične smernice Požarna varnost v stavbah velja domneva skladnosti z zahtevami iz 3. do 6. člena pravilnika (7. člen)
- uporaba drugih ukrepov (8. člen)
 - ukrepi iz drugih standardov, tehničnih smernic, tehničnih specifikacij, kodeksov uveljavljenega ravnanja ali drugih dokumentov, ki določajo požarnovarnostne ukrepe v smislu tega pravilnika ali
 - ukrepi, ki temeljijo na izračunih v okviru metod požarnega inženirstva,

vendar je v tem primeru tudi za manj zahtevne objekte potrebno opraviti revizijo projekta.

Pravilnik uvaja naslednjo projektno dokumentacijo (11. člen):

- **študija požarne varnosti**, ki je sestavni del projekta za pridobitev gradbenega dovoljenja in ki jo lahko izdelata pooblaščen inženir s področja požarne varnosti,
- **posamezni načrti** za požarno manj zahtevne objekte, ki jih lahko izdelajo tudi pooblaščen inženirji za arhitektonsko ali tehnično projektiranje,
- **izkaz požarne varnosti** je povzetek vsebine študije požarne varnosti. Obrazec za izdelavo izkaza je podan v prilogi 3 Pravilnika o požarni varnosti. Prvi del obrazca, ki vsebuje opis načrtovanih ukrepov, je obvezni del projektna dokumentacije za pridobitev gradbenega dovoljenja, drugi del, ki vsebuje opis izvedenih ukrepov, pa izpolni projektant ob zaključku gradnje. Izkaz je obvezna priloga dokazila o zanesljivosti objekta (glej ZGO).

12. člen pravilnika, ki govori o pristojnostih projektantov posameznih strok, navaja le požarne inženirje za izdelavo požarnega elaborata in inženirje ostalih strok, v povezavi s požarno enostavnimi objekti. Manjkajo jasno opredeljene pristojnosti projektantov gradbenih konstrukcij, ki so edini pristojni za dokazovanje nosilnosti konstrukcij z metodami gradbene mehanike. To se nanaša na dokazovanje požarne odpornosti z evrokod standardi ali pa na osnovi metod, ki predstavljajo zadnje stanje tehnike.

Dosedanja praksa je pri jeklenih konstrukcijah večinoma temeljila na zelo konservativnem pristopu (izbira vrste in debeline izolacije za zahtevano požarno odpornost konstrukcije na osnovi tabel), pri betonskih konstrukcijah pa se največkrat nihče sploh ni spraševal o požarni varnosti, ker naj bi po definiciji (seveda zmotno) veljale za požarno odporne. Pri takem načinu dela je bila vloga projektanta - statika zelo šibka ali pa je sploh ni bilo. Z uvajanjem eksplicitnih metod projektiranja gradbenih konstrukcij v postopke dokazovanja požarne odpornosti konstrukcij se je vloga projektantov - statikov močno povečala (vendar se to dejstvo v pravilniku ne odraža).

To potrjujejo tudi moje izkušnje. Večkrat so me že povabili k sodelovanju pri presoji požarne odpornosti konstrukcij in vedno je bilo sodelovanje s požarnim inženirjem korektno in so bile razmejitve pristojnosti obema jasne - požarni inženir je določil požarne sektorje, zahteve glede požarne odpornosti konstrukcije in druge protipožarne ukrepe, sam pa sem dokazal zadostno požarno odpornost konstrukcije.

V 14. členu pravilnik zahteva obvezno revizijo za projektno dokumentacijo požarno zelo zahtevnih stavb.

Razvrstitev stavb glede na požarno zahtevnost je podana v prilogi 1, Obrazec za izkaz požarne varnosti stavbe v prilogi 3, požarna klasifikacija stavb in delov stavb pa v prilogi 2. Ta klasifikacija loči med tremi vrstami odpornosti:

- nosilnost (R), ki v minutah označuje odpornost nosilnega dela stavbe proti zrušitvi (npr. R30 za polurno odpornost),
- celovitost (E), ki v minutah označuje odpornost dela stavbe s funkcijo požarnega ločevanja proti vdoru ognja, dima in vročih plinov (npr. E30 za polurno odpornost),
- izolativnost (I), ki v minutah označuje odpornost dela stavbe s funkcijo požarnega ločevanja proti prenosu prekomerne vročine (npr. I30 za polurno odpornost).

3. Tehnična smernica TSG - 1-001:2005 - Požarna varnost v stavbah

V tehnični smernici (TSG) so podani ukrepi, ki jih je potrebno upoštevati, da velja domneva o skladnosti s štirimi zahtevami iz 3. do 6. člena Pravilnika o požarni varnosti v stavbah:

- širjenje požara na sosednje objekte (predvsem najmanjše dovoljene razdalje med sosednjimi stavbami),
- nosilnost konstrukcije ter širjenje požara po stavbah (dokazovanje odpornosti nosilne konstrukcije, projektiranje požarnih in dimnih sektorjev),

- evakuacijske poti in sistemi za javljanje ter alarmiranje,
- naprave za gašenje in dostop gasilcev.

V nadaljevanju se bomo omejili le na dokazovanje požarne odpornosti nosilne konstrukcije.

Število etaž (1)	Vrsta stavb	(P+1)	(P+1)	(P+2)	(P+3)	(P+4)	(P+6)	Do dve kletni etaži	Več kot do dve kletni etaži
		do 600 m ² bruto tlorisne površine	nad 600 m ² bruto tlorisne površine			(P+5) (2)	(P+7) (2)		
- Stanovanjske stavbe - Upravne in pisarniške stavbe - Šolske stavbe	A	R 30 (5)	R 30 (5)	R 30	R 60	R 60	R 60	R 60	R 90
	B	(5)	R 30 (5)			R 60 (5)	R 60	R 60	R 90
- Posebne nastanitvene stavbe (6) npr. bolnišnica	A	R 60	R 90	R 90	R 90	R 90	R 90	R 90	R 90
	B	R 60	R 60	R 60	R 60	R 60	R 60	R 60	R 90
- Hotelske in posebne stavbe (7)	A	R 60	R 60	R 60	R 60	R 60	R 60	R 60	R 90
	B	R 30 (5)	R 30 (5)	R 30 (5)	R 60	R 60	R 60	R 60	R 90
- Stavbe s prostori z veliko ljudmi - Trgovine in prodajalne	A	R 30 (5)	R 30 (5)	R 60	R 60	R 60	R 60	R 90	R 90
	B	(5)	R 30 (5)	R 30 (5)	R 60	R 60	R 60	R 60	R 90
- Industrijske stavbe do 1000 MJ/m ²	A	R 30 (5)	R 30 (5)	R 30 (5)	R 60 (5)	R 60	R 60	R 60	R 90
	B	(5)	R 30 (5)	R 30 (5)	R 30 (5)	R 60 (5)	R 60	R 60	R 90
- Industrijske stavbe nad 1000 MJ/m ² - Stavbe, ki ne sodijo drugam	A	(5)	R 60	R 60	R 90	R 90	R 90	R 90	R 90
	B	(5)	R 30 (5)	R 30 (5)	R 60	R 60	R 60	R 60	R 90
- Garažne stavbe (8) - Prostori, kjer so vozila (8)	A	R 30 (5)	R 30	R 30	R 60	R 60	R 60	R 60	R 90
	B	(5)	(5)	R 30 (5)	R 30 (5)	R 30	R 60	R 60	R 90

TABELA 1: Zahtevana požarna nosilnost konstrukcij stavb

- (1) Podesti/galerije, s površino do 40 % bruto etažne površine etaže, ne štejejo kot etaže
- (2) Če ne gre za visoko stavbo
- (3) Zahteva se nanaša samo na nosilno konstrukcijo kletnih etaž
- (4) A - Nosilnost konstrukcije R - če v stavbi ni vgrajen sprinklerski sistem
B - Nosilnost konstrukcije R - če je v stavbi vgrajen sprinklerski sistem
- (5) Dovoljena lesena nosilna konstrukcija
- (6) Posebne nastanitvene stavbe v katerih so uporabniki odvisni od tuje pomoči oziroma so pod nadzorom, kot so npr. bolnišnice, stanovanjske stavbe za posebne namene, zapori, prevzgojni domovi
- (7) Hotelske in podobne stavbe za kratkotrajno nastanitev ter druge gostinske stavbe za kratkotrajno nastanitev
- (8) Zahteve za odprte garažne hiše glej v NFPA 88A

TSG zahteva, da mora biti projektna nosilnost konstrukcije stavbe pri požarni obremenitvi večja ali enaka zahtevani nosilnosti (R). Nosilnost R je odvisna od števila etaž, specifične požarne obremenitve, namembnosti oziroma nevarnosti za požar, velikost stavb in vgrajenih sistemov za gašenje. Zahtevane nosilnosti (R) so podane v tabeli 1.

Uporabljeni konstrukcijski materiali ne smejo biti gorljivi (odziv na ogenj razreda A1 ali A2), razen v primerih, ko je eksplicitno dovoljena uporaba lesene nosilne konstrukcije.

Dodatno veljajo naslednje izjeme:

- požarne odpornosti ni potrebno zagotavljati za enoetažne objekte in zadnje etaže ali mansarde večetažnih stavb (seveda pa jo lahko zahteva investitor),
- za stavbe s pritličjem in več kot sedmimi nadstropji (visoke stavbe) je zahtevana nosilnost R90 in gradbeni materiali razreda A1 ali A2.

TSG ne podaja podrobnih navodil za določanje požarne odpornosti konstrukcij, pač pa navaja evrokod standarde in Pravilnik o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov kot orodje za dokazovanje požarne odpornosti konstrukcij. V skladu s 7. členom Pravilnika o požarni varnosti v stavbah je z uporabo evrokodov izpolnjena domneva o skladnosti z delom druge zahteve (4. člen pravilnika) - nosilnost konstrukcije.

Pravilnik o požarni varnosti v stavbah in TSG omenjata tudi uporabo drugih ukrepov za dokazovanje požarne odpornosti nosilnih konstrukcij, ki se v praksi nanašata predvsem na:

- določanje odpornosti na osnovi standardiziranih testov in na osnovi testov izdelanih priročnih tabel (delno tudi v evrokodih),
- napredne numerične simulacije obnašanja konstrukcij v požaru (zadnje stanje gradbene tehnike), ki pa so obravnavane tudi v evrokodih.

4. Evrokod standardi in določanje požarne odpornosti stavb

Evrokod standardi so velika skupina evropskih standardov, ki na celovit način pokrivajo vse vidike projektiranja gradbenih konstrukcij:

Evrokod 1990: Osnovni principi

Evrokod 1991: Obtežbe

Evrokodi 1992-1996: Projektiranje gradbenih konstrukcij glede na uporabljeni gradbeni material (beton, jeklo, sovprežne jeklene - betonske konstrukcije, les, zidane konstrukcije)

Evrokod 1997: Geotehnični vidik projektiranja

Evrokod 1998: Potresno odporne konstrukcije

Evrokod 1999: Aluminijske konstrukcije

Požarna odpornost konstrukcij je obravnavana v delih 1.2 evrokodov 1991 do 1996:

EN 1991-1-2: Vplivi požara na konstrukcije

EN 1992-1-2: Požarnoodporno projektiranje betonskih konstrukcij

EN 1993-1-2: Požarnoodporno projektiranje jeklenih konstrukcij

EN 1994-1-2: Požarnoodporno projektiranje sovprežnih konstrukcij

EN 1995-1-2: Požarnoodporno projektiranje lesenih konstrukcij

EN 1996-1-2: Požarnoodporno projektiranje zidanih konstrukcij

V teh standardih so podane zelo različne metode, ki se razlikujejo tako glede načina upoštevanja toplotnih vplivov

- nominalni požar, ki temelji na standardizirani krivulji temperatura-čas v skladu z ISO 384 standardom,
- naravni požar, ki upošteva realne pogoje razvoja požara

kot glede natančnosti izračuna mehanskega odziva konstrukcije ali konstrukcijskega elementa na požar:

- izračun nosilnosti prereza ali elementa s pomočjo priročne tabele,
- poenostavljen izračun nosilnosti elementov oziroma konstrukcij,
- napredne numerične simulacije obnašanja konstrukcij med požarom.

Najbolj elaborirane metode za določanje požarne odpornosti konstrukcij vsebuje EN 1993-1-2, ki pokriva jeklene konstrukcije. To je razumljivo, saj je klasična zaščita jeklenih konstrukcij pred požarom draga in se da z natančnejšimi izračuni mnogo prihraniti. V ostalih evrokodih prevladujejo tabele ali enostavni izračuni. Vendar je potrebno poudariti, da obsega npr. EN 1992-1-2, ki pokriva betonske konstrukcije, 97 strani in da je tudi betonskim konstrukcijam potrebno zagotoviti ustrezno požarno odpornost. Dejstvo je, da je relativno zmanjšanje trdnosti zaradi povišane temperature pri jeklu (f_y) in betonu (f_{ck}) zelo podobno (glej sliko 2). Jeklo ima nekoliko boljše lastnosti pri nižjih temperaturah, beton pa pri višjih, vendar je obnašanje zelo podobno. Ključna razlika med jeklom in betonom je v 30 do 40-krat manjši toplotni prevodnosti betona in znatno masivnejših betonskih elementih, zato se, pri istih pogojih požara, tanki jekleni elementi segrevajo precej hitreje. Kljub temu je tudi betonske nosilne elemente potrebno preveriti glede požarne odpornosti. Najenostavnejši in najcenejši ukrep je povečanje dimenzij prečnega prereza (izolacija nosilnega jedra) in zagotavljanje ustrezne debeline zaščitne plasti za armaturo (ključno predvsem pri tanjših elementih).

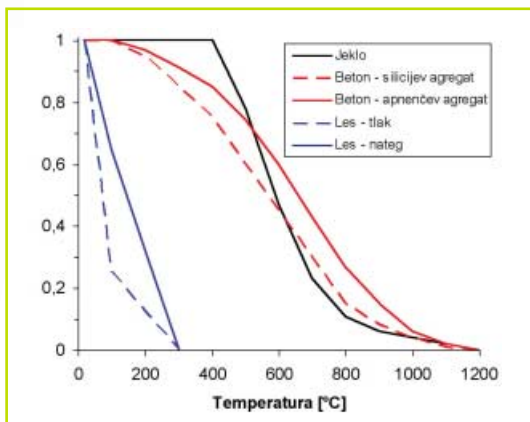
V nadaljevanju je podan kratek pregled vsebine relevantnih evrokodov.

SIST EN 1991-1-2 - Vplivi požara na konstrukcije

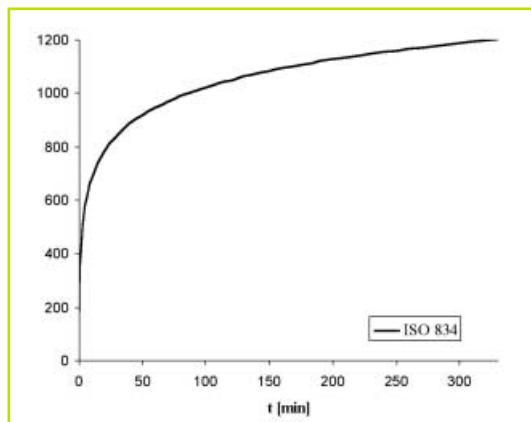
- splošno
 - požar je nezgodno projektno stanje

$$"G_k" + "A_d" + "Ψ_{1,i} Q_{u,i}" + "Ψ_{2,i} Q_{k,i}"$$

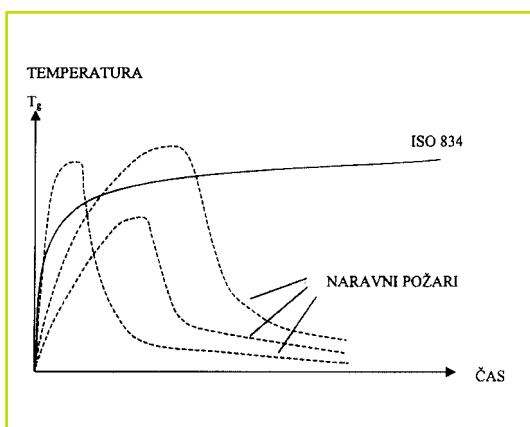
G_k - karakteristična vrednost stalnih vplivov
 A_d - projektna vrednost nezgodnega vpliva
 $Q_{u,i}$ - karakteristična vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva (v stavbah običajno koristna obtežba)
 $Q_{k,i}$ - karakteristična vrednost ostalih spremenljivih vplivov (veter in sneg se ponavadi ne upoštevata)
 $Ψ_{1,i}, Ψ_{2,i}$ - kombinacijski koeficienti (EN 1990)
 - upoštevati je potrebno požar v enem sektorju (seveda v katerem koli)



SLIKA 2
Primerjava relativne požarne odpornosti posameznih materialov



SLIKA 3
Standardna požarna krivulja



SLIKA 4
Tipične parametrične požarne krivulje



SLIKA 5: Zunanji nosilni elementi



- določanje temperature v požaru
 - nominalni požar - standardna požarna krivulja (ISO 834) - sl. 3
 - naravni požar
 - parametrični požar (sl. 4), odvisen od:
 - projektne vrednosti gostote požarne obtežbe (količina, razpored in kalorična vrednost gorljivega materiala)
 - pogojev prezračevanja
 - toplotnih lastnosti oboda

Obravnavani so trije različni požari

- požar v požarnem sektorju (za požarne sektorje do 500 m² tlorisne površine)
- vpliv požara iz požarnega sektorja na zunanje elemente
- lokalizirani požar (predvsem za velike požarne sektorje, kjer je razvoj polnega požara malo verjeten)
- napredni model požara, ki upošteva lastnosti plinov, izmenjavo mas in izmenjavo energije:
 - model z eno cono
 - model z dvema conama
 - kompletni numerični model na osnovi dinamike fluidov (običajno MKE analiza - ABAQUS, ANSYS...)

- Projektna gostota požarne obtežbe $q_{f,d}$

$$q_{f,d} = q_{f,k} \cdot m \cdot \sigma_{qz} \cdot \sigma_{qn} \quad (\text{MJ/m}^2)$$

$q_{f,k}$ - karakteristična vrednost gostote požarne obtežbe (glej tabelo 2)

Zasedenost	Povprečje	80 % fraktila
Stanovanjski prostori	780	948
Bolnišnica (soba)	230	280
Hotel (soba)	310	377
Knjižnica	1500	1824
Pisarna	420	511
Šolski razred	285	347
Nakupovalni center	600	730
Gledališče (kino dvorane)	300	365
Transport (javni prostor)	100	122

Opomba: Za 80 % fraktila je privzeta Gumbelova distribucija

TABELA 2

Karakteristične vrednosti gostote požarne obtežbe (MJ/m²)

m = faktor stopnje izgoravanja (običajno 0.8)

δ_{qn} = faktor, ki upošteva stopnjo nevarnosti aktiviranja požara glede na velikost požarnega sektorja (1.1-2.13)

δ_{qz} = faktor, ki upošteva stopnjo nevarnosti aktiviranja požara glede na namembnost požarnega sektorja (0.78-1.66)

δ_n = produkt osmih faktorjev, ki zajemajo uporabo aktivnih protipožarnih ukrepov (avtomatska detekcija požara, pršilci vode...) in katerih vrednost se giblje med 0.61 - 1.5).

V nacionalnem dodatku so privzete priporočene vrednosti, razen v primeru prevladujočega spremenjenega vpliva Q1 v požarnem projektne stanju, ki je upoštevan z bolj strogim kombinacijskim koeficientom Y1,1 in ne z Y2,1.

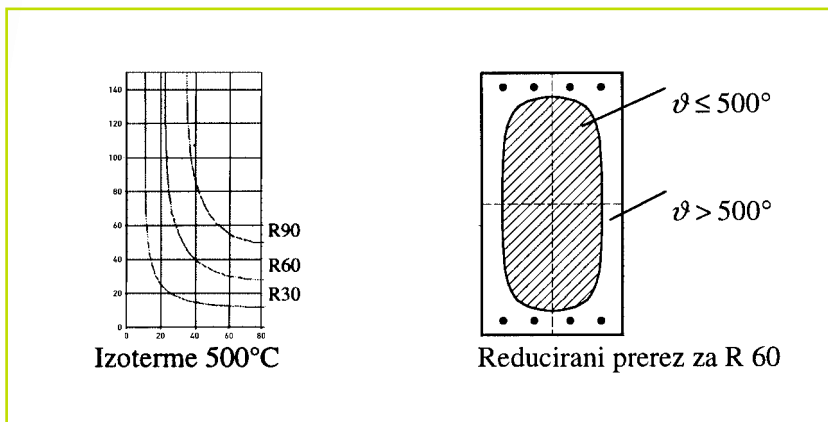
SIST EN 1992-1-2 - Požarnoodporno projektiranje betonskih konstrukcij

- metode projektiranja požarnoodpornih betonskih konstrukcij
 - uporaba tabel za različne elemente (stebri, stene, nosilci, plošče, elementi iz betona visoke trdnosti). V odvisnosti od zahtevane požarne nosilnosti (R) so podane minimalne dimenzije prečnega prereza in minimalne dovoljene osne razdalje armature od zunanje površine. Pri stebrih sta parametra tudi nivo osne sile in stopnja armiranja.
 - poenostavljena računska metoda za elemente (nominalni in naravni požar), ki temelji na dveh temperaturnih conah (slika 6)
 - zunanja ($\theta \geq 500$ °C) - beton ne nosi nič
 - notranja ($\theta \leq 500$ °C) - beton nosi polno

V pomoč so grafi s tipičnimi temperaturnimi profili (za nominalni požar).

- Napredne numerične simulacije (podani samo osnovni principi in podatki za mehanske lastnosti betona pri povišani temperaturi).

- Luščenje betona zaradi nastanka pare v betonu med požarom (spalling). Pri običajnem betonu se luščenje pojavi pri več kot 3 % vlagi betona (dodatna kontrola ob upoštevanju reduciranega prereza - luščenje betona). Pri razdaljah armature od površine elementa, večjih od 7 cm, je potrebno vgraditi dodatno površinsko armaturno mrežo. Pri betonih visoke trdnosti so za preprečevanje luščenja betona predpisani posebni ukrepi.



SLIKA 6
Temperaturni profil in reducirani betonski prečni presez

SIST EN 1993-1-2 - Protipožarno projektiranje jeklenih konstrukcij

- metoda projektiranja
 - poenostavljena računska metoda za elemente in nepomične okvire (za nominalni požar)
 - vplivi - požarno projektno stanje
 - račun notranjih sil in pomikov pri sobni temperaturi
 - dimenzioniranje ob upoštevanju
 - reduciranih vplivov $E_{fi,d}$ (nezgodno projektno stanje)
 - reducirane nosilnosti jekla $R_{fi,d,t}$ pri povišani temperaturi v požaru

$$E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t}$$

za natezno palico je na primer

$$R_{fi,d,t} = N_{fi, \theta, Rd} = k_{y, \theta} \cdot A \cdot f_{y, \theta} \cdot \gamma_{M0} / \gamma_{Mfi}$$

$$k_{y, \theta} = f_{y, \theta} / f_{y, 20}$$

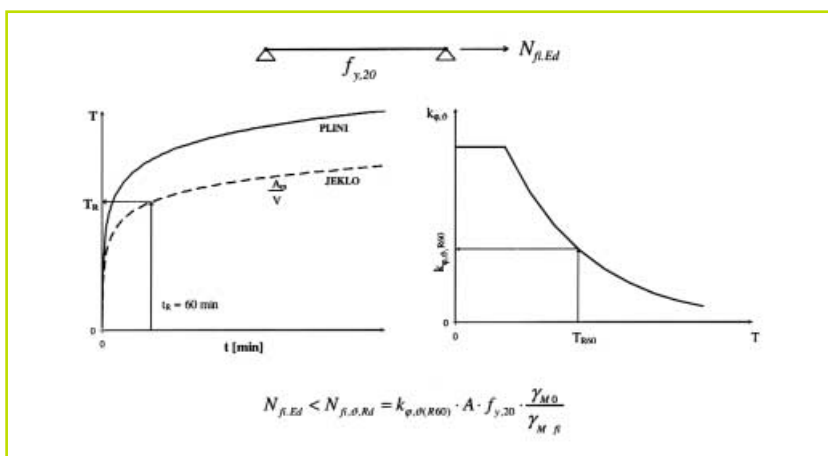
$f_{y, \theta}$ = zvišana napetost tečenja pri temperaturi θ °C

$f_{y, 20}$ = napetost tečenja pri sobni temperaturi

A prečni presez natezne palice

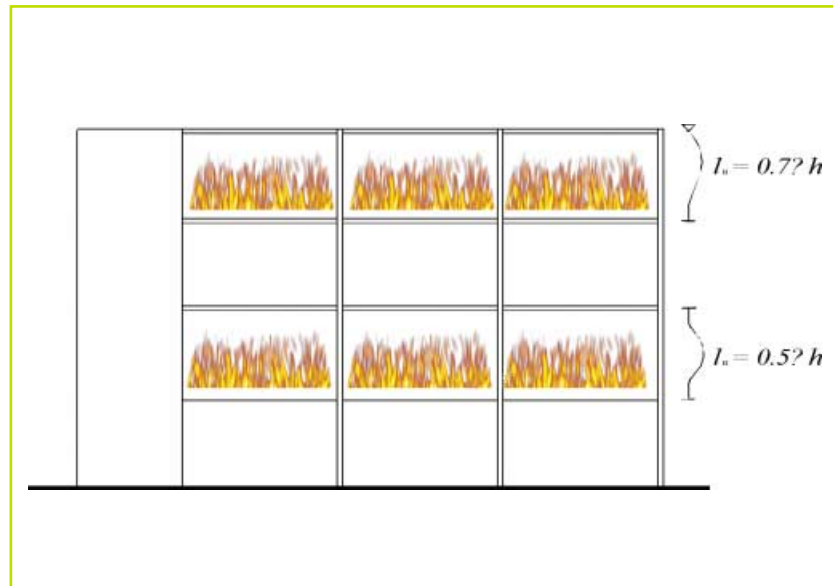
$\gamma_{M0} = \gamma_{Mfi}$ (=1.0) delna faktorja odpornosti za običajno in požarno projektno stanje

Na podoben način so podane nosilnosti za tlačne palice (uklon), upognjene palice (bočna zvrnitev) in tlačno-upogibno obremenjene palice. Postopek kontrole nosilnosti natezne palice je prikazan na sliki 7.



SLIKA 7
Kontrola nosilnosti pri poenostavljeni računski metodi

- pri analizi nepomičnih okvirov s požarnimi sektorji v posameznih etažah je dovoljeno upoštevanje vpetosti stebrov v "hladne etaže" (slika 8)
- posebej so podani podatki za račun temperatur v zunanjih elementih, na katere vpliva požar iz notranjosti požarnega sektorja. Izračun je zelo zapleten in primeren le, če je podprt z računalniškim programom.



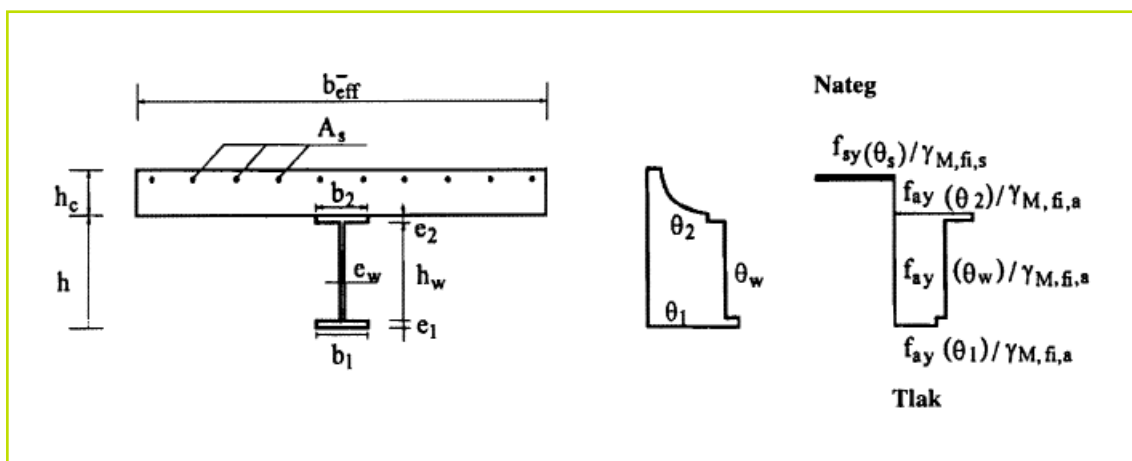
SLIKA 8

Uklonske dolžine v nepomičnih okvirih

- navodila za projektiranje spojev
- napredne numerične simulacije - podani so samo osnovni principi. Metoda se v Evropi uspešno uporablja za racionalno projektiranje jeklenih konstrukcij.

SIST EN 1994-1-2 - Požarnoodporno projektiranje sovprežnih konstrukcij

- metode projektiranja požarnoodpornih sovprežnih konstrukcij
 - uporaba tabel za dimenzioniranje različnih elementov (sovprežni nosilci, sovprežni stebri). V odvisnosti od zahtevane požarne odpornosti (R) so podane minimalne dimenzije prečnega prereza in nekatere druge zahteve (površina dodatne armature, najmanjša oddaljenost armature od zunanje površine prereza).
 - poenostavljena računska metoda za sovprežne stropove, sovprežne stropove na profiliranih pločevinah, sovprežne nosilce in sovprežne stebre. Metoda je podobna poenostavljeni računski metodi za jeklene elemente (sl. 7). Na sliki 9 je prikazan značilni raspored temperatur in napetosti v sovprežnem nosilcu pri požarnem projektnejm stanju
 - napredne numerične simulacije - podani so samo osnovni principi in podatki za mehanske lastnosti jekla in betona pri zvišani temperaturi.



SLIKA 9: Določanje upogibne nosilnosti sovprežnega nosilca

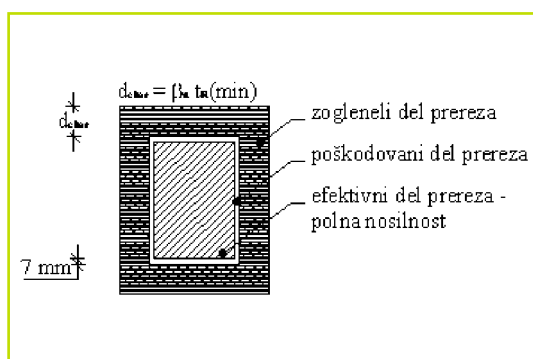
SIST EN 1995-1-2 - Požarnoodporno projektiranje jeklenih konstrukcij

- metode projektiranja požarnoodpornih lesenih konstrukcij
 - poenostavljen račun nosilnosti prečnega prereza na osnovi globine zoglenelosti (tabela 3, slika 10)
 - napredne numerične simulacije - podani so samo osnovni principi in podatki za mehanske lastnosti lesa pri zvišani temperaturi
- podani napotki za izračun in konstruiranje stropov, sten in spojev

	β_0 mm/min	β_n mm/min
a) Mehak les in bukev lepljen laminiran les s karakteristično gostoto $\geq 290 \text{ kg/m}^3$ masiven les s karakteristično gostoto $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65 0,65	0,70 0,80
b) Trd les masiven ali lepljen laminiran les s karakteristično gostoto $\geq 290 \text{ kg/m}^3$ masiven ali lepljen laminiran les s karakteristično gostoto $\geq 450 \text{ kg/m}^3$	0,65 0,50	0,70 0,55
c) Paneli lesene oplate vezane plošče ostali leseni paneli razen vezanih plošč	0,9° 1,0 0,9°	- - -

Vrednosti veljajo za karakteristično gostoto 450 kg/m^3 in za panele z debelino 20 mm (ostale gostote in debeline glej 3.4.2(9) v SIST EN 1995-1-2

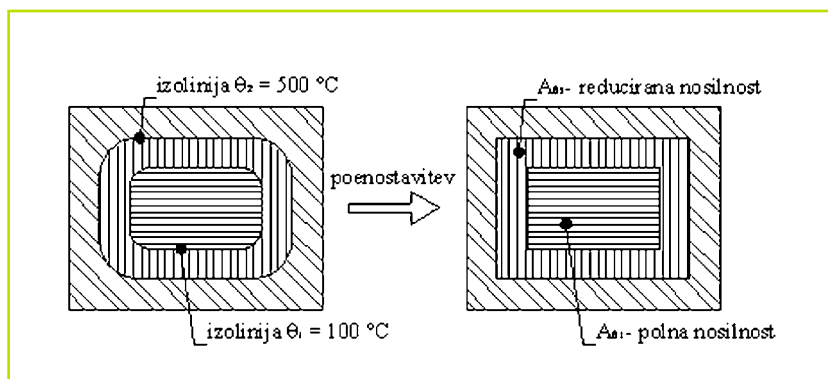
TABELA 3: Hitrost naraščanja globine zoglenelosti



SLIKA 10
Določanje efektivnega prereza za lesene elemente

SIST EN 1996-1-2

- metode projektiranja požarnoodpornih zidanih konstrukcij
 - uporaba tabel za zidove (običajni način projektiranja). V odvisnosti od vrste zidakov in malte ter od načina zidave in nivoja obtežbe so podane najmanjše debeline zidov
 - poenostavljena računaska analiza nosilnosti prečnih prerezov na osnovi izolinije $100 \text{ }^\circ\text{C}$ in izolinije $500 \text{ }^\circ\text{C}$ (slika 11)
 - napredne numerične simulacije - podani so samo osnovni principi in podatki za mehanske lastnosti zidov pri zvišani temperatur



SLIKA 11
Nosilnost prečnega prereza opečnega slopa

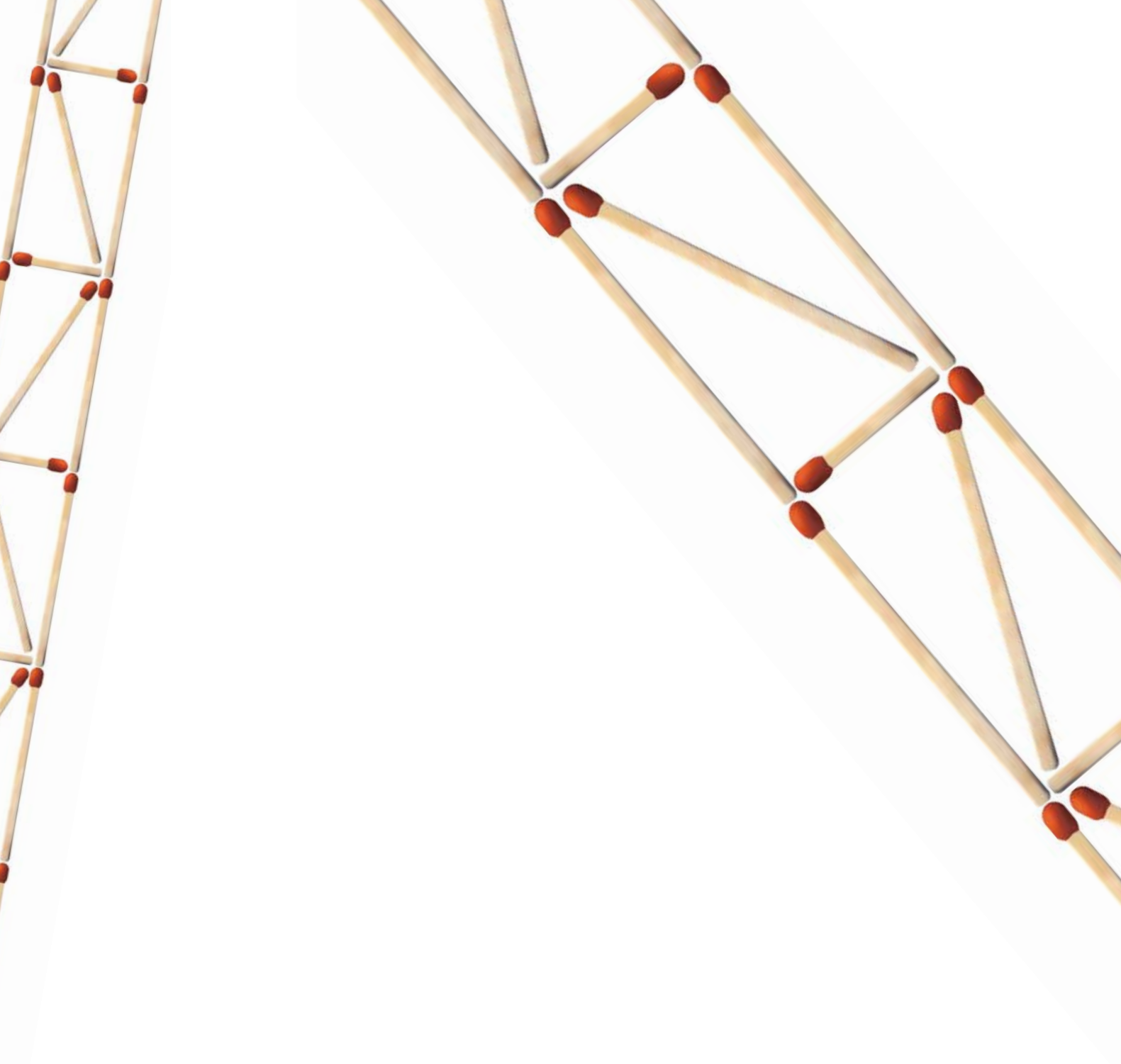
5. Sklep

Iz prispevka je razvidno, da komplet novih tehničnih predpisov in standardov daje na voljo primerne napotke za zagotavljanje požarne varnosti stavb. Požarna odpornost nosilnih konstrukcij se določa predvsem po ustreznih evrokod standardih, ki omogočajo različne vrste postopkov, od najenostavnejšega dimenzioniranja z uporabo tabel do poenostavljenih računskih metod in naprednih numeričnih simulacij.

Primerno metodo je potrebno izbrati glede na zahtevnost in pomembnost objekta, pa tudi z vidika kontrole stroškov, potrebnih za izvedbo protipožarnih ukrepov. V splošnem velja pravilo, da zahtevnejši izračuni omogočajo zniževanje stroškov, hitro dimenzioniranje s tabelami pa stroške požarne varnosti zvišuje. Na ta način postaja tudi pri zagotavljanju požarne varnosti stavb vloga gradbenih inženirjev - statikov vedno pomembnejša. Seveda pa bodo svojo vlogo lahko uspešno opravili le, če bodo pridobili tudi širša znanja s področja požarne varnosti, ki jim bodo omogočala uspešno sodelovanje s požarnimi inženirji.

Viri

1. Ministrstvo za okolje in prostor RS, 2005, Tehnična smernica TGS-1-001, Požarna varnost v stavbah
2. Direktiva 89/106/EGS o gradbenih proizvodih
3. Zakon o graditvi objektov, UL RS št. 102/2004
4. Zakon o varstvu pred požarom, UL RS št. 71/1993
5. Pravilnik o požarni varnosti v stavbah, UL RS št. 31/2004
6. Pravilnik o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov, UL RS št. 101/2005
7. CEN 2004a, Eurocode 1: Vplivi na konstrukcije. Del 1-2: Vpliv požara na konstrukcije. SIST EN 1991-1-2
8. CEN 2004b, Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-2: General rules - Structural fire design. EN 1992-1-2
9. CEN 2005a, Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-2: General rules - Structural fire design. EN 1993-1-2
10. CEN 2005b, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-2: General rules - Structural fire design. EN 1994-1-2
11. CEN 2005c, Evrokod 5: Projektiranje lesenih konstrukcij. Part 1-2: Splošna pravila - Projektiranje požarnovarnih konstrukcij. SIST EN 1995-1-2
12. CEN 2005d, Eurocode 6: Design of masonry structures. Part 1-2: General rules - Structural fire design. EN 1996-1-2





ZBORNIK

EXPERIMENT WITH STRUCTURE UNDER NATURAL FIRE

prof. ing. František WALD, csc

Czech Technical University in Prague, Department of Steel Structures, Czech Republic

L. Simões DA SILVA

University of Coimbra, Department of Civil Engineering, 3030-290 Coimbra Portugal

D.B. MOORE

British Constructional Steelwork Association, United Kingdom

T. LENNON

Building Research Establishment, United Kingdom

ABSTRACT

Current design codes for fire resistance are based on isolated member tests subjected to standard fire conditions. Such tests do not reflect the behaviour of a complete building under either normal or fire conditions. Many aspects of behaviour occur due to the interaction between members and cannot be predicted or observed in isolated tests. Performance of real structures subject to real fires is often much better than that predicted from standard tests due to structural continuity and the provision of alternative load paths.

This paper reports the results from a collaborative research project (Tensile membrane action and robustness of structural steel joints under natural fire European Community FP5

project HPRI – CV 5535) involving the following institutions: Czech Technical University (Czech Republic), Coimbra University (Portugal), Slovak Technical University (Slovak Republic) and Building Research Establishment (United Kingdom). It consists of an experimental programme to investigate the global structural behaviour of a compartment on the 8-storey steel and concrete composite frame building at Cardington laboratory during a BRE large-scale fire test. The major objectives of the test were to determine: the temperature distribution through the connections; the internal forces in the connections and the behaviour of the composite slab.

Key words: Structural Engineering, Steel and Composite Structures, Full-scale Tests, Fire Design, Structural Integrity.

1. INTRODUCTION

The failure of the World Trade Centre on 11th September 2001, in particular the building WTC 7, alerted the engineering profession to the possibility of connection failure under fire conditions. Significant developments have been made in analyzing the behaviour of steel framed structures under fire conditions in the last ten years. Due to the high cost of full-scale fire tests and the size limitations of existing furnaces, these studies are based on observation of real fires and on tests performed on isolated elements subjected to standard fire regimes, which serve as reference heating, but do not model the natural fire nor do they reflect the behaviour of a complete building. Many aspects of behaviour occur due to the interaction between members and cannot be predicted or observed from isolated tests. Unlike the standard fire curve a natural fire is characterised by three phases: a growth phase, a fully developed phase and a decay phase. It is necessary to evaluate not only the effect on the structural resistance during the heating phase, but also the high cooling strains in the joint induced by distortional deformation of the heated elements during the decay phase. Standard tests cannot predict global or local failure mechanisms that are a function of deformations and stresses caused by restraint to thermal expansion provided by the unheated portion of the building. Similarly standard tests cannot demonstrate alternative load paths mobilised through a redistribution of forces from heated to unheated parts of the structure.

2. EXPERIMENTAL RESEARCH ON THE FIRE PERFORMANCE OF STRUCTURES

2.1 Full-Scale Fire Tests

Over the years many isolated member tests have been carried out. However, investigations involving full-scale tests under natural fire are limited. The development of the Large Building Test Facility within the Cardington Laboratory of the Building Research Establishment (BRE) has provided the opportunity to researchers to carry out several well defined full-scale fire tests. A complete description of the state-of-art of the experimental observations can be found by Wang [1].

2.2 The Cardington Laboratory

The Cardington Laboratory is a unique worldwide facility for the advancement of the understanding of whole-building performance. Most aspects of a building's lifecycle, from fabrication to fire resistance and explosions through to demolition, can be investigated on real buildings. This facility is located at Cardington, Bedfordshire, UK and consists of a former airship hangar 48 m x 65 m x

Authors	Year	Study
Pettersson et al. [2]	1976	Gas time-temperature in different fire compartments. Data in a form readily accessible to the practising engineer.
Latham et al. [3]	1985	Steel time-temperature curves for unprotected structural steelwork for several sections exposed to a large compartment fire varying the fire load, the ventilation conditions and the thermal properties of the enclosing surfaces.
Witteveen et al. [4]	1977	The first reported test to assess structural behaviour under fire conditions. The stability of braced and unbraced frame at elevated temperature was studied.
Kruppa [5]	1981	Behaviour of external steel columns in a compartment fire.
Rubert and Schaumann [6]	1986	Tested a series of quarter-to-half scale fire tests on steel sub-assemblies in order to obtain the failure temperature of the heated steel members.
Cooke and Latham [7]	1987	First test on a full-size loaded steel frame subjected to a natural fire using wooden cribs. This test showed that the performance of the frame was better than that of the individual elements as a result of the connection continuity that may be exploited to provide increased fire resistance to the beam.
Genes [8]	1982	Large-scale fire test on a compartment designed to simulate two floors of a twenty-storey building, in order to assess the ability of protected beams.
Thomas et al. [9]	1992	Performance of light hazard sprinkler systems in real compartments. Structural behaviour of an unprotected composite structure.
Anon [10]	1986	Fire behaviour of steel and composite construction
Cardington Laboratory	1993–2003	See §2.2 of this paper

TAB. 1: Summary of full-scale fire tests

250 m. It is used by industrial organizations, universities and research institutes, government departments and agencies. The BRE's Cardington Laboratory contains three experimental buildings: a six storey timber structure, a seven storey concrete structure and an eight storey steel building.

The test structure was built in 1993. It is a steel framed construction using concrete slabs supported by a steel decking in composite action with the steel beams. It has eight storeys (33 m) and is five bays (5 x 9 m = 45 m) by three bays (6 + 9 + 6 = 21 m) in plan, see Fig. 1. The structure was built as non-sway with a central lift shaft and two end staircases providing the necessary resistance to lateral wind loads. The main steel frame was designed for gravity loads and the connections, which consist of flexible end plates for beam-column connections and fin plates for beam-beam connections were designed to transmit vertical shear loads. The building simulates a real commercial office in the Bedford area and all the elements were verified according to British Standards and checked for compliance with the provisions of the Eurocodes.

The building was designed for a dead load of 3,65 kN/m² and an imposed load of 3,5 kN/m², see [11]. The floor construction is of steel deck and light-weight in-situ concrete composite floor, incorporating an anti-crack mesh of 142 mm²/m in both directions. The floor slab has an overall depth of 130 mm and the steel decking has a trough depth of 60 mm.

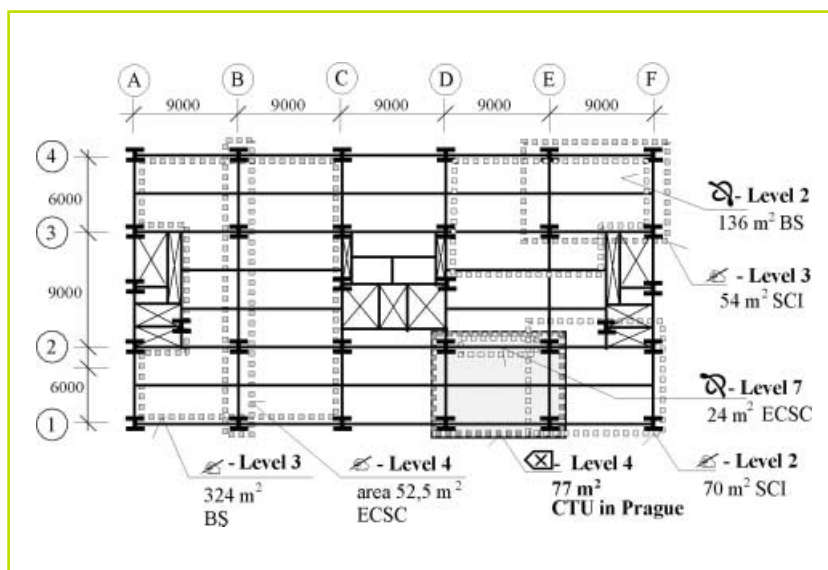


FIGURE 1
The Cardington fire tests on steel structure

2.3 Fire Tests at Cardington Laboratory

Seven large-scale fire tests at various positions within the experimental building were conducted; see Fig. 1 and Tab. 1 [12]. The main aim of the compartment fire tests was to assess the behaviour of structural elements with real restraint under a natural fire.

The restrained beam test involved a single 305x165xUB40 composite beam section supporting the seventh floor of the building [13]. A gas-fired furnace was used to heat the beam to approximately 900 °C. The plane frame test involved heating a series of beams and columns across the full width of the building. Again, a gas-fired furnace was used to heat the steelwork to approximately 800 °C. The BS corner compartment test was the first natural fire carried out in Cardington Laboratory (the timber cribs were used to provide a fire load of 45 kg/m²). In this test, both the perimeter beams and the columns were fire protected with the internal beam unprotected. Loadbearing concrete blocks were used for the compartment walls. The fourth test, the BRE corner compartment represented a typical office fire. It used 40 kg/m² of timber cribs. The compartment walls were constructed using fire resistant board and the northern boundary was formed by constructing double glazed aluminium screens. All columns were protected up to and including the connections. It was observed that the fire development was largely influenced by the lack of oxygen in the compartment [14]. The fifth test was the largest compartment test in the world. The compartment was designed to represent a modern open-plan office (18 m x 21 m). The compartment was bounded by fire resistant walls. The main aim of this test was to investigate the ability of a large area of composite slab to support the applied load once the main beams have failed. Thus all the beams have no fire protection and all columns are fire protected. Again, the ventilation conditions governed the fire severity. In the demonstration test, unlike the previous tests, real furniture (desks, chairs, filing cabinets, computer terminals, etc. ...) were used to provide the fire load. The ventilation was provided by windows and blank openings. The beams were unprotected while the columns were protected. This test was characterized by a rapid rise in temperature representing a severe fire scenario. The principal results of these tests are summarized in Tab. 2 [16].

No. Test	Fire compartment		Load	
	size, m	area m	Fire	Mechanical
1 One beam heated by gas	8 x 3	24	Gas	30 %
2 One frame heated by gas	21 x 2,5	53	Gas	30 %
3 Corner compartment	10 x 7	70	45 kg/m ²	30 %
4 Corner compartment	9x 6	54	45 kg/m ²	30 %
5 Large compartment	21 x 18	342	40 kg/m ²	30 %
6 Office - Demonstration	18 x 9	136	46 kg/m ²	30 %
7 Structural integrity	11 x7	77	40 kg/m ²	56 %

TAB. 2: Fire test on steel structure in Cardington laboratory [15]

No. Org.	Level	Time, min to max. temp.	Reached temperature °C		Measured deformations	
			gas	steel	maximal	rezidual
1 BS*	7	170	913	875	232	113
2 BS	4	125	820	800	445	265
3 BS	2	75	1020	950	325	425
4 BRE**	3	114	1000	903	269	160
5 BRE	3	70	-	691	557	481
6 BS	2	40	1150	1060	610	-
7 ČVUT***	4	55	1108	1088	> 1000	925

*BS - British Steel (now Corus); **SCI - Steel Construction Institute; ***ČVUT - collaborative research proposed by Czech Technical University

TAB. 3: Summary of results from major fire tests in Cardington laboratory [16]

3. STRUCTURAL INTEGRITY TEST PROGRAM

3.1 Fire compartment

The fire test was carried out in a centrally located compartment of the building, enclosing a plan area of 11 m by 7 m on the 4th floor [16] after four months of preparation. The identification of the compartment is illustrated in Fig. 3.

The mechanical load was simulated using sandbags, each one of 1100 kg applied over an area of 18 m by 10,5 m on the 5th floor, see Fig. 2. Sand bags represent the mechanical loadings; 100 % of permanent actions, 100 % of variable permanent actions and 56 % of live actions. The mechanical load was design to reach the local collapse of the floor, based on analytical and FE simulations [17].

The fire load was provided with 40 kg/m² of wooden cribs (moisture content < 14 %) of the floor area. The fire compartment was bounded with three layers of plasterboard (15 mm + 12,5 mm + 15 mm) with a thermal conductivity around 0,19-0,24 W/mK. In the external wall (gridline 1) the plasterboard is fixed to a 1,5 m high brick wall. The opening of 1,27 m high and 9 m length simulated an open window to ventilate the compartment and allow for observation of the element behaviour. The ventilation condition was chosen to result in a fire of the required severity in terms of maximum temperature and overall duration [16].

The columns, external joints and connected beam (1,0 m from the joints) were fire protected to prevent global structural instability. The material protection used was 15 mm of Cafco300 vermiculite-cement spray, with a thermal conductivity of 0,078W/mK.



FIGURE 2: Sandbags on the 5th floor

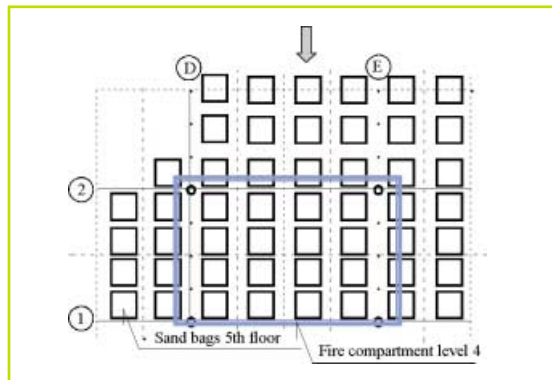


FIGURE 3: Compartment; a) walls and b) fire loading

3.2 Structural arrangement

The steel structure exposed to fire consists of two beam sections (356x171x51UB for the edge beams and the 6 m primary beams and 305x165x40UB for the interior secondary beams) and two column sections (305x305x198UC and 305x305x137UC) as shown in Fig. 4. The joints were a cruciform arrangement of a single column with three or four beams connected to the column flange and web. The composite behaviour was achieved by a concrete slab over the beams cast on shear studs. The measured sections geometry is presented in Fig. 4 and Tab. 4.

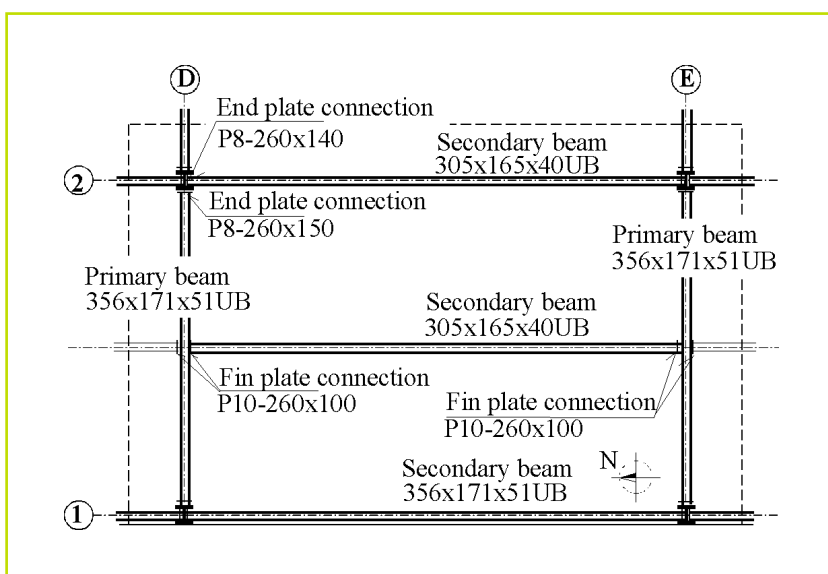


FIGURE 4
Arrangement of members in selected fire compartment

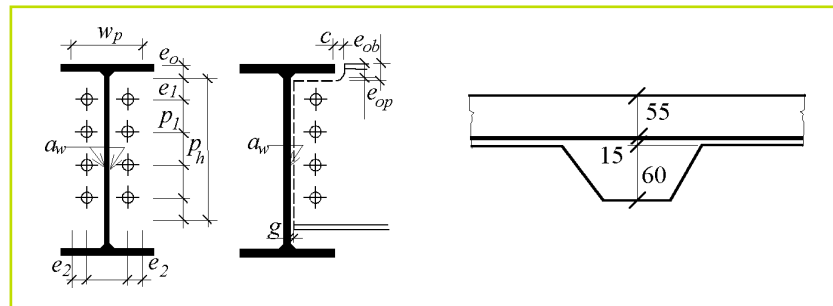


FIGURE 5: Connection and slab geometry

Connection	ID	h_p mm	w_p mm	t_p mm	e_0 mm	e_1 mm	p_l mm	e_2 mm	g mm	c mm	a_w mm
Fin plate	D1.5	259	100	10	2 2	40	60	50	10	20	6
	E1.5	260	100	10	2 2	40	60	50	9	20	7
End plate	D2 maj.	260	150	8	20	40	60	30	-	-	6
	D2 min.	262	140	8	25	40	60	30	-	-	6
	E2 maj.	259	150	8	22	40	60	30	-	-	6
	E2 min.	259	140	8	25	40	60	30	-	-	6
Bolts	M20										

TAB. 4: Connections measured geometry

3.3 Laboratory equipment and instrumentation

The principal requirements of the instrumentation were to measure the temperature distribution and mechanical response of the structural members, the deflected shape of the floor and the strain in the main structural elements. The instrumentation used included thermocouples, strain gauges and displacement transducers. A total of 133 thermocouples were used to monitor the temperature of the connections and beams within the compartment, the temperature distribution through the slab and the atmosphere temperature within the compartment. An additional 14 thermocouples were used to monitor the temperature of the protected columns. In order to measure the strain in the elements two different types of gauge were used: high temperature and ambient temperature. In the exposed and un-protected elements high temperature strain gauges were used. The number of these instruments (9) was limited due to economic reasons, so these strain gauges were attached in the connection (fin plate and end plate – minor axis) only. In the protected columns and un-exposed elements were installed a total of 47 ambient strain gauges. 25

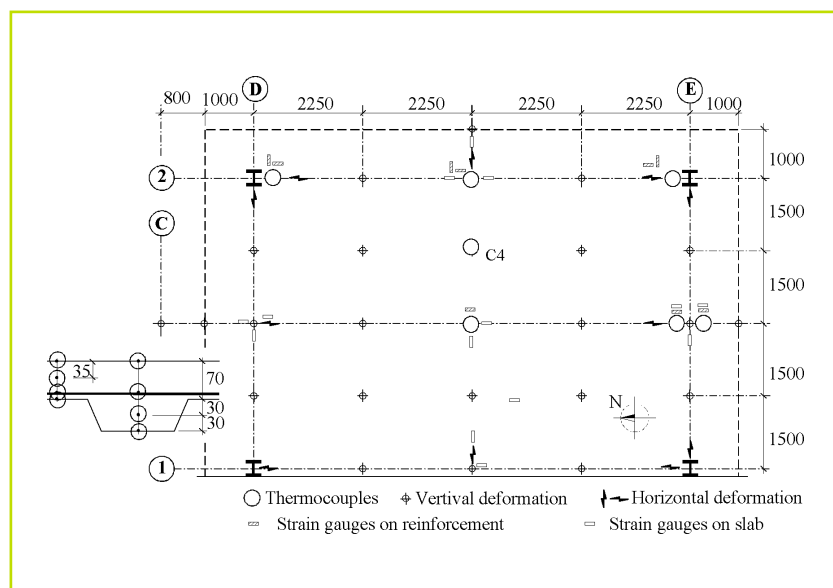


FIGURE 6:
Location of measurements in the slab, at 5th floor

vertical displacement transducers were attached along the 5th floor to measure the deformation of the concrete slab, see Fig. 6. An additional 12 transducers were used to measure the horizontal movement of the columns and the slab. 10 video cameras and two thermo imaging cameras recorded the fire and smoke development, the deformations and temperature distribution in time.

3.4 Mechanical properties of structure

Table 5 reproduces the material properties at ambient temperature for the steel and concrete [11]. The measured concrete strength was obtained during the experimental preparation of the integrity test [16] while the measured steel resistance was obtained during the building construction.

Material		Ultimate Stress (MPa)		Yield Stress (MPa)		Compressive Strength (MPa)		Tensile Strength (MPa)	
		nominal	measur	nominal	measur	nominal	measur	nominal	measur
Steel:	S275	430	469	275	303	-----		-----	
	S355	510	544	355	396	-----		-----	
Plate	Grade 43	430	-----	275	-----	-----		-----	
Bolts	8.8	800	869	640	-----	-----		-----	
Concrete	LW 35/38	-----		-----		35	39,39 ±0,48	3,2	----
Reinforc.	A142 mesh: T6@200mm		----		----	-----		-----	

TAB. 5: Material properties of tested elements, [11] and [16]

4. EXPERIMENTAL OBSERVATIONS

4.1 Fire development and compartment temperature

During the test the predicted local collapse of the structure was not reached, see Fig 7. Fig. 8 compares the temperatures recorded in the compartment with the parametric curve presented in Eurocode 1, Annex A, eq (A.1) [19]. The quantity of thermal load and the dimensions of the opening on the facade wall were designed to achieve a representative fire in the office building. The maximum recorded compartment temperature near the wall (2 250 mm from D2) was 1107,79 °C after 54 minutes. Predicted was 1078 °C in 53 min, see [16].



FIGURE 7: Compartment after fire, residual deformation 925 mm, no local collapse of structure

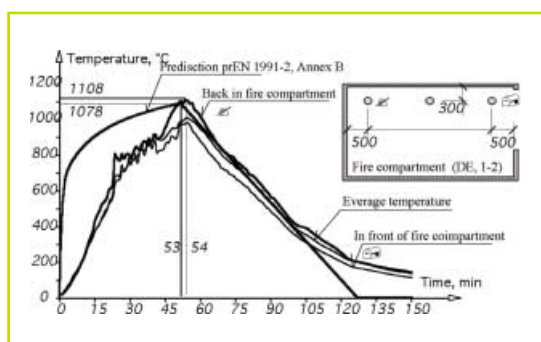
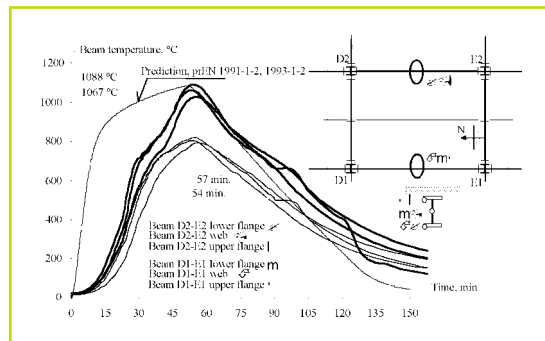


FIGURE 8
Compartment temperature

4.2 Temperature variation in structure

Measurements of the temperature in the mid-span beams were taken in the bottom flanges, in the web and in the upper flange. A summary of the temperatures recorded in the beams is presented in Fig. 9. The maximum recorded steel temperature of 1087,5 °C occurred after 57 minutes of fire on the bottom flange of the beam DE2 in the middle of the section. By calculation using an interactive procedure of the transfer of heat into the unprotected steel structure, see eq.4.24 [20], predicted 1067 °C in 54 min.

FIGURE 9
Differential relative temperature variation within the beams D1-E1; D2-E2



Measurements of the temperature in the connections were taken in the beam adjacent to the connection, in the plate and in bolts. A summary of the temperatures recorded in the connections is presented in Fig. 10.

FIGURE 10
Differential relative temperature variation within the beam-to-beam fin plate connection D1/2-E1/2

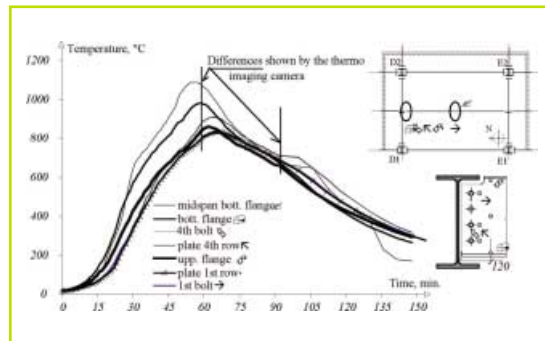


FIGURE 11
Differential relative temperature variation within the beam-to-column minor axes end plate connection D2-E2

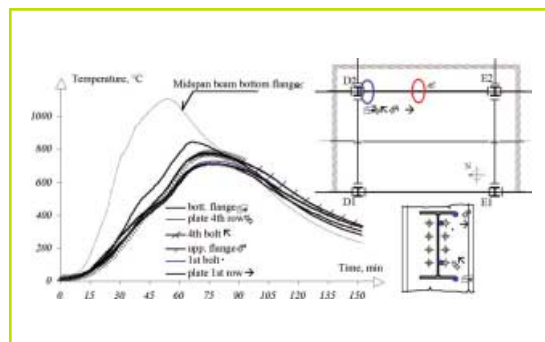
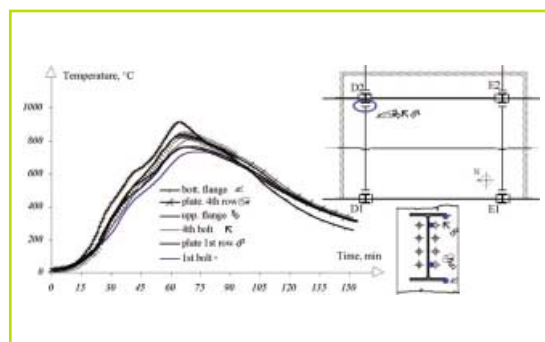


FIGURE 12
Differential relative temperature variation within the beam-to-column major axes end plate connection D2-E1



In the heating phase, the joint temperature is significantly lower than the remote bottom flange, which is usually the critical element as regards the designation of the limiting temperature of the beam; however cooling down in the joints takes place more slowly. Using the thermal cameras it is possible to observe this effect, see Fig. 12.

At the maximum temperature, the joint temperature was around 200 °C lower than the limiting temperature of the beam. The first bolt, from the top, row was significantly cooler than the lower bolts, because of shielding by the adjacent slab and column. The end-plate was hotter than the bolts at the same level due to the ratio of the bolt diameter to the end-plate thickness (20 mm).

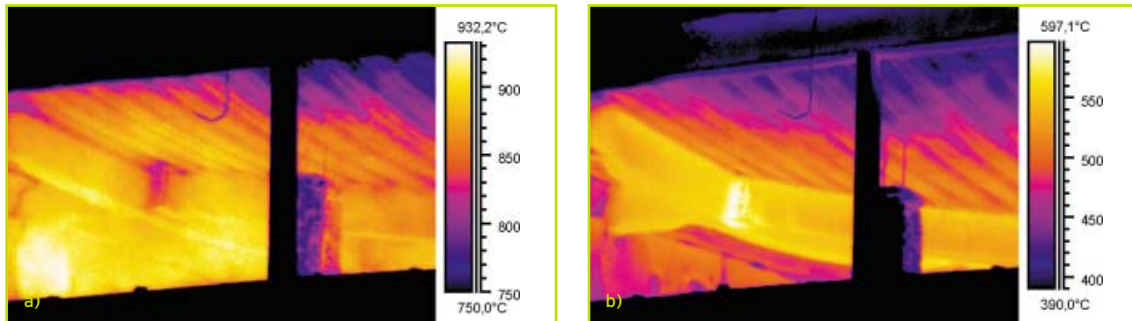


FIGURE 13: Fin plate connection D1-2 recorded by thermo imaging camera a) during heating in 58 min. of fire; b) during cooling in 92 min.

A summary of the temperatures recorded in the slab is presented in Fig. 13 for temperatures in the reinforcement over the rib.

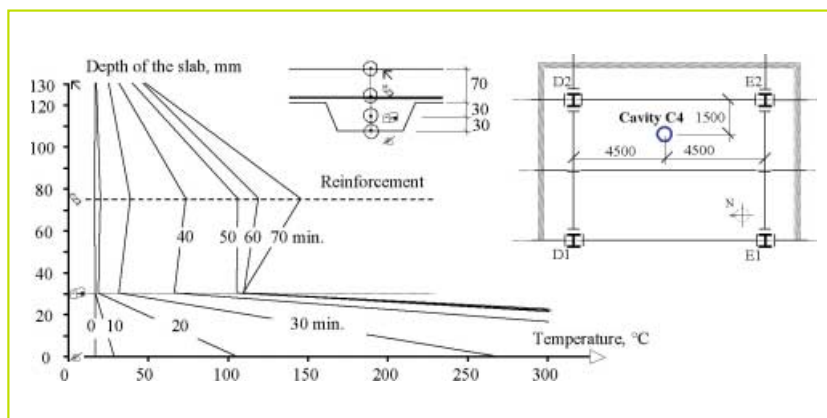


FIGURE 14
Differential relative temperature variation within slab over the rib, cavity C4

4.3 Element's Behaviour

The maximum deflections were not recorded by the displacement transducers as their range was limited to 1000 mm minus the initial offset. From the video cameras on the 5th floor it is possible to recalculate a maximum deformation of approximately 1 200 mm about. Fig. 15 shows the vertical displacement recorded in the beams D1-E1, D1/2-E1/2, D2-E2. Comparing the different secondary beams, it is observed that during the heating phase, the beam with a lower displacement is the beam near the window, due to the lower temperatures, while the beam near the internal wall shows the biggest displacement. In the cooling phase both of these beams partially recovered.

Local buckling of the beam lower flange was one of the main failure mechanisms. It is observed in the lower beam flange and web adjacent to the joint, see Fig. 16, the concrete slab restrained the upper flange. This local buckling occurs first during the heating phase after about 23 min. of fire (observed by thermo imaging camera), due to the restraint to thermal elongation provided by the adjacent cool structure and the structural continuity of the frame test. The heated lower flange of the beam isn't able to transmit the high normal forces generated in the beams lower flanges to the adjacent beams/columns after closing the gap in the lower part of the connections. The beam could be assumed to behave as 'simply supported', allowing larger mid-span deflection to be developed than when beams have semi-rigid joints.

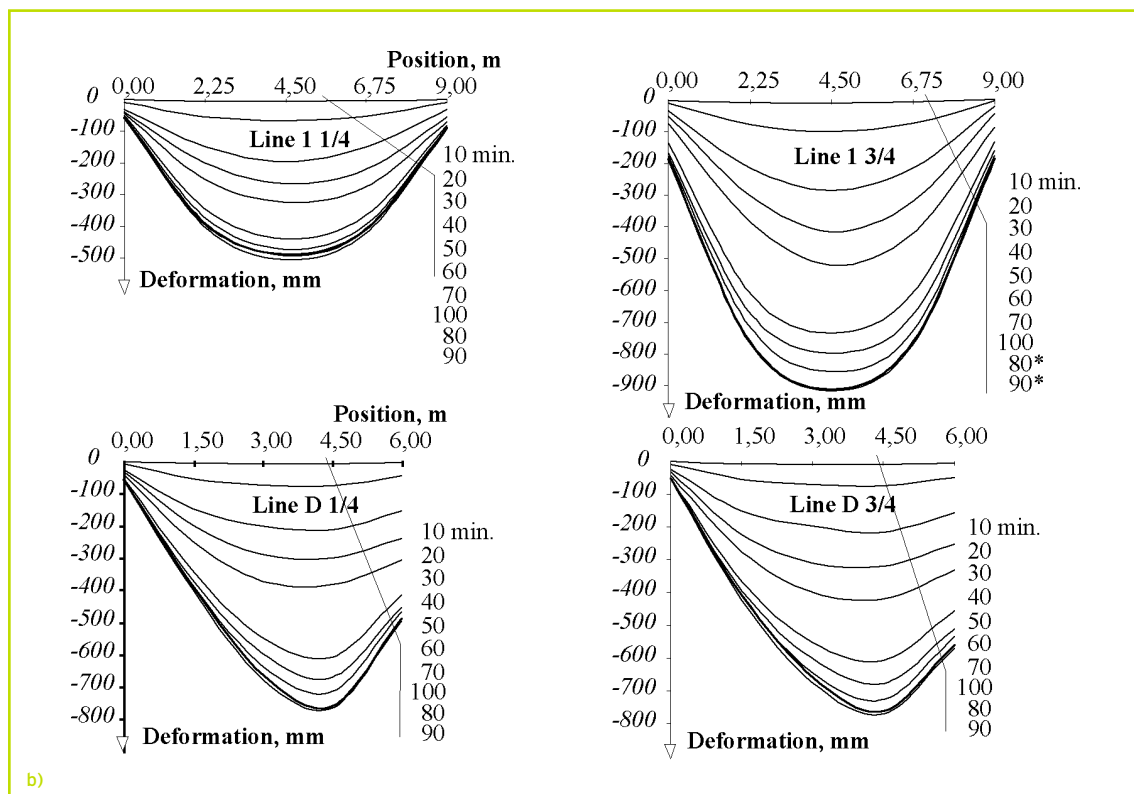
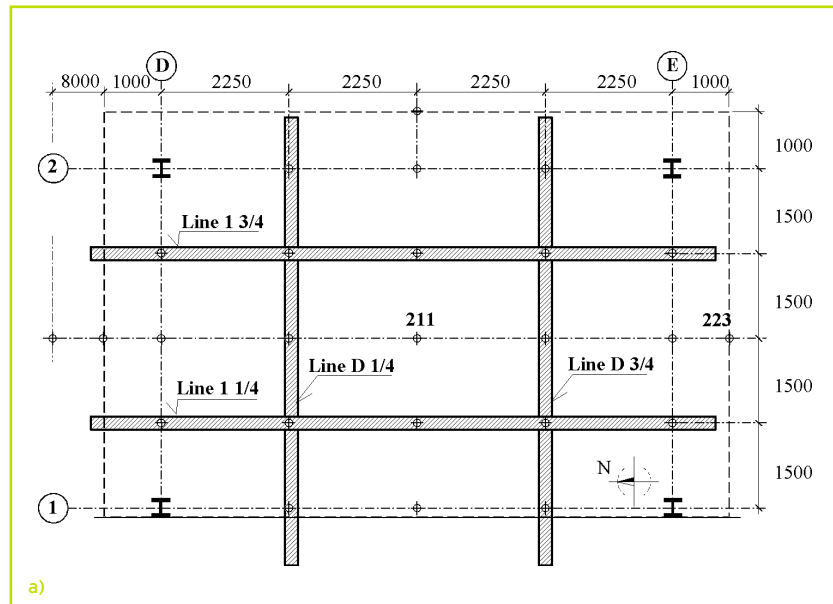


FIGURE 15

Vertical deformations; a) measured points, b) reached values at down lines, * deflection more than 900 mm may be affected by the limited record in transducers

As the temperature and the associated deformations increase the capacity of the beam web in shear is exceeded.

The formation of a plastic hinge in the beam cross-section next to the protected zone was one of the main observed mechanisms in the principal beam D1/2, see Fig. 17. This hinge starts with a lateral-torsional buckling during the first stage of the heating phase due to the restraint to thermal elongation provided by the adjacent protected section. This behaviour is associated with the local loss of stability in the bottom flange. Essentially during the second stage of the heating phase the beam rotates around this point due to the large mid-span deflection.



FIGURE 15: Local buckling of beam lower flange

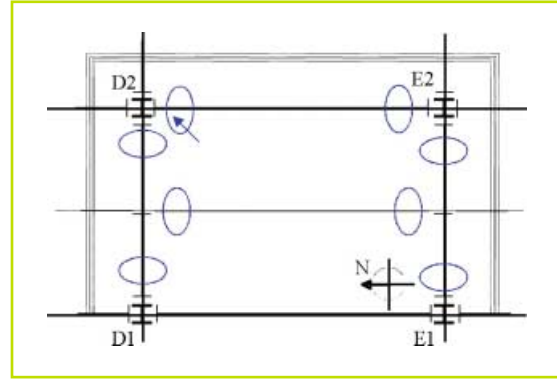


FIGURE 16: Beam web in shear

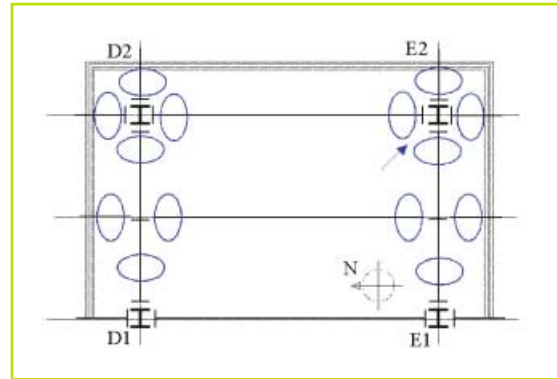


FIGURE 18: Plastic hinge in the unprotected beam cross-section close to the end of fire protection

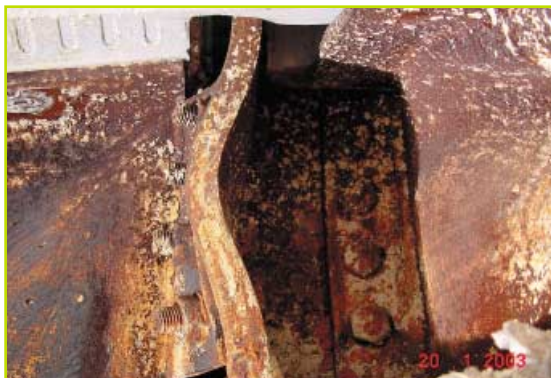
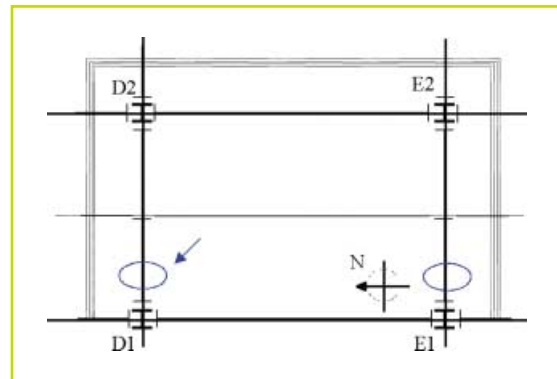
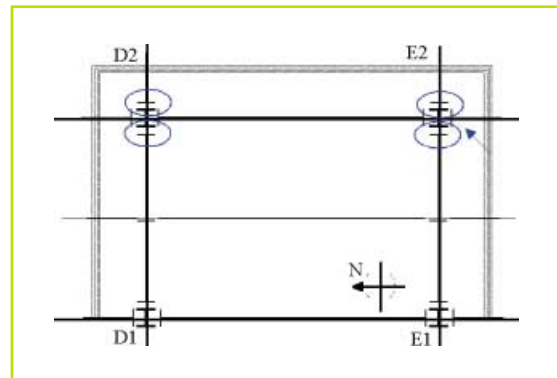


FIGURE 19: Buckling of column flange in compression, column E2



The buckling of the column flange in compression was observed in the major axis connection of the beam-to-column joints, see Fig. 19. This behaviour is characterized by the small column flange thickness ($t = 21,4 \text{ mm}$) and the small distance between the bolts, the bolted end-plate behaved as a welded one. This behaviour was observed in both column flanges in the beam-to-column joints (D2; E2).

4.4 Connection's Behaviour

Fracture of the end-plate along the welds is due to horizontal tensile forces generated during cooling of the connected beam under the large rotations associated with flexible end-plate joints, see Fig. 20. The fracture occurred along one side of the connection only, while the other side remained intact. After one side has fractured, the flexibility increases allowing larger deformations without further fracture. This behaviour was observed in the major axis of the beam-to-column joints (D2-D1; E2-E1) and in the minor axis of the beam-to-column joints (D2-C2).

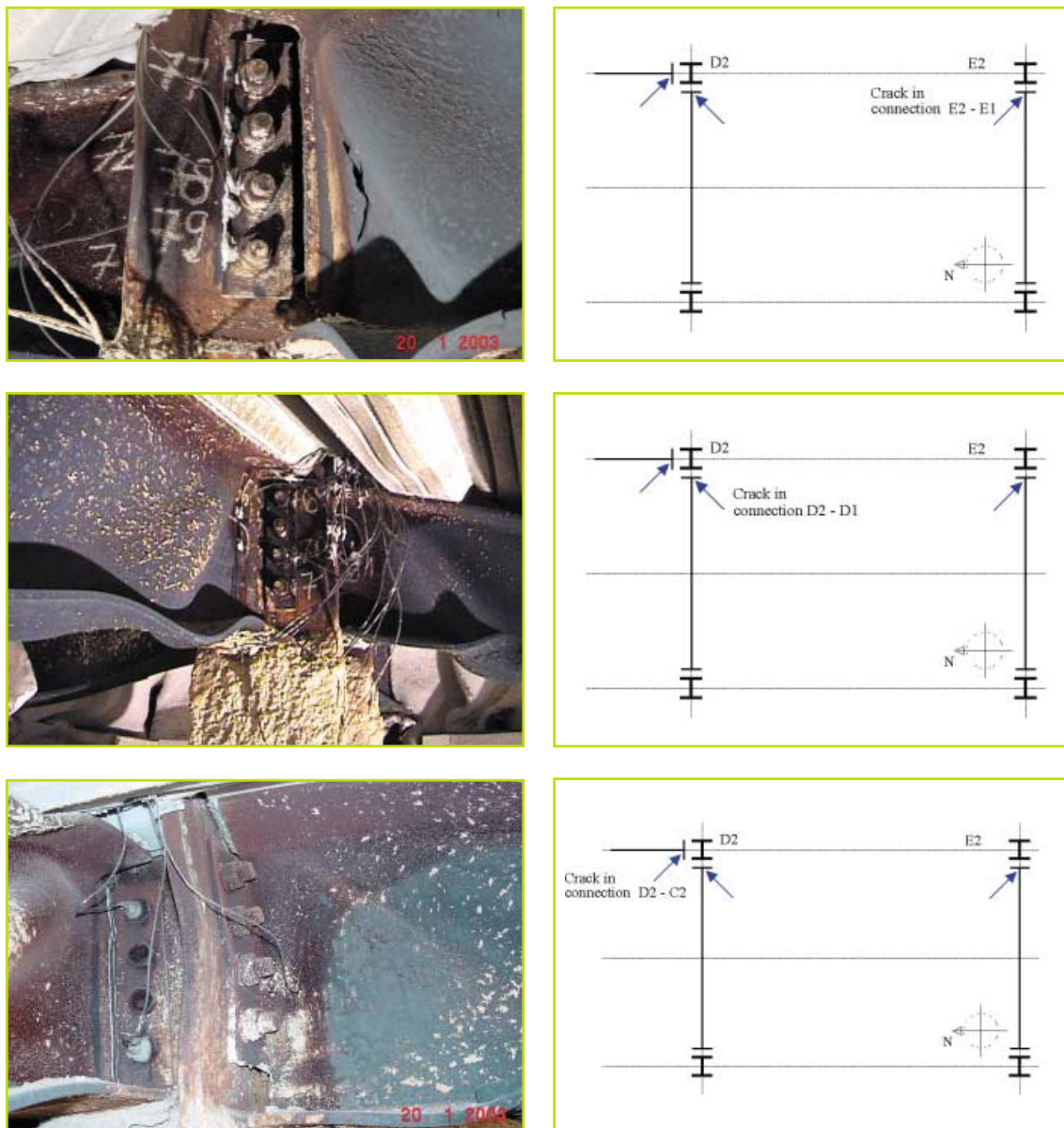


FIGURE 20: Fracture of the end-plate along the welds, connections D2-D1; E2-E1, D2-C2

The elongation of the holes in the web of the beam in the tension/compression part of the fin plate connection is due the large rotations associated, see Fig. 21. The elongation of the holes occurred on the web of the connected beam, while the fin-plate remained intact: the beam web thickness (6 mm) is smaller than the fin-plate (10 mm); after the elongation of the holes of the beam web has taken place, the joint flexibility is increased, allowing larger deformations without further fracture.

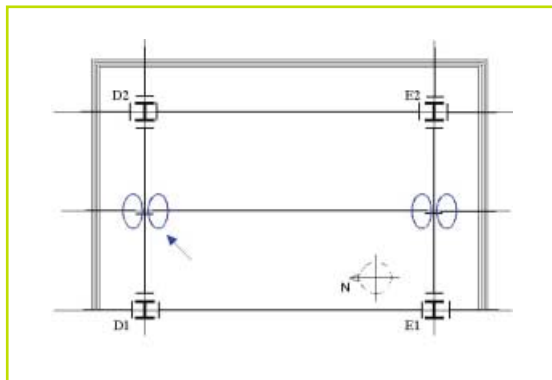


FIGURE 21: Elongation of holes in the beam web in fin plate connection

4.6 Composite Slab Behaviour

Fracture in the concrete slab occurred, with a large crack propagating from the face of the column flange parallel to the beam (D-E2), see Fig. 22. This crack developed due to the tension in the concrete slab, along the weak zone in the composite beam – flange extremity. After the concrete had cracked the joint stiffness gradually decreased. Secondary cracks occurred perpendicular to, and continuous across, the connections on both sides of the slab, see Fig. 23. Coincident with the maximum vertical displacement, the mesh was overlapped but not connected. Reinforcement mesh slipping was observed and the slab in this area was effectively unreinforced.

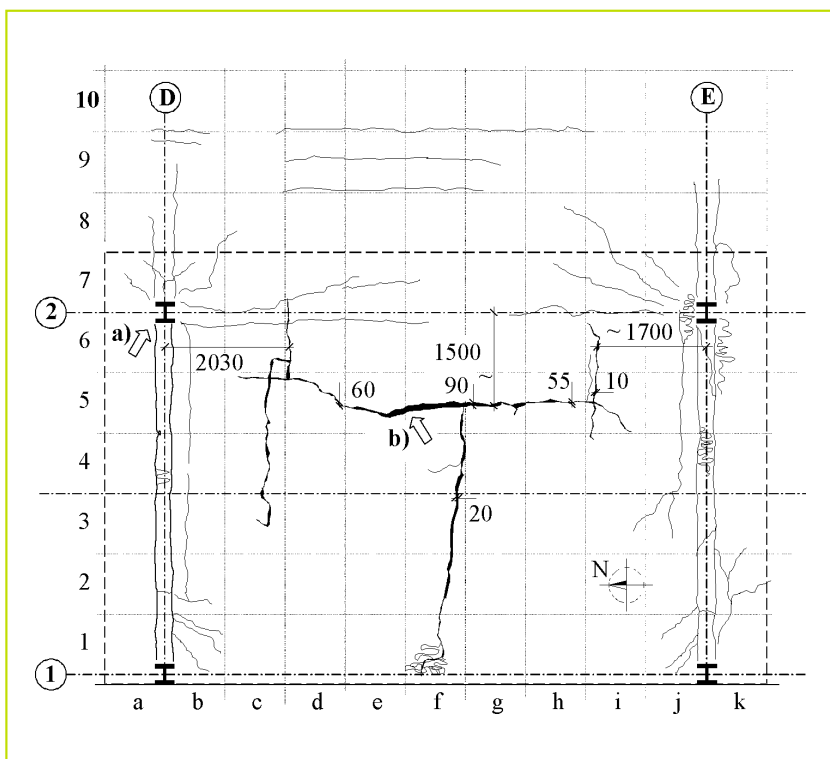


FIGURE 22
Mesh of cracks in concrete slab

The cameras above the fire compartment recorded the loss of the integrity limit state of the concrete slab after 54 min. The first opening of the composite slab occurs round the column E2 by punching around the columns due to the tension in the concrete slab in the edge compartment. Furthermore, many tiny cracks were observed in different areas of the concrete slab.

5. CONCLUSIONS

The collapse of the structure was not reached and the test demonstrated that the structure remained intact subject to a fire load of 40 kg/m^2 , which represents a design fire load in a typical office building, together with a mechanical load greater than the design value for the fire limit state. The test results fully supported the concept of unprotected beams and connections with protected columns as a viable system for composite floors [18].

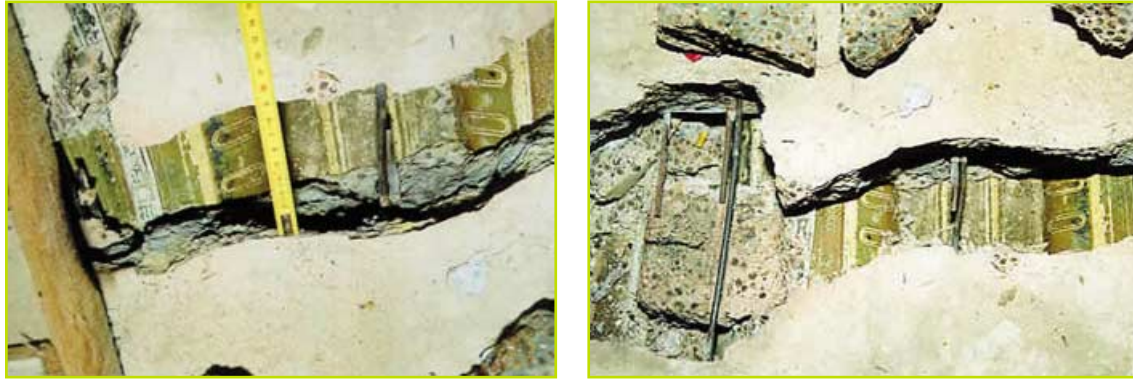


FIGURE 23: Reinforcement mesh a) slipping and cracking near to the column D2, largest crack/opening in the mid-span

The local buckling of the lower flanges of beams was observed after 23 minutes of the fire. The fracture of end plates occurred under cooling in the heat affected zones of welds without losing the shear capacity of the connections. The fin plate connections behaved in a ductile fashion due to elongation of holes in bearing.

The tests checked the high conservatism of the Eurocode fire design, see [19], [20]. The calculated values show good and conservative predictions of the temperature in the fire compartment, the transfer of heat into the structure and connection and the prediction of structural behaviour.

The detailed behaviour of the composite slab, connections and columns is being investigated to refine the predictive analytical and numerical models. The first published results are available [21], [22]. The boundary conditions of the elements measured on the Cardington frame test are applied to new programmes of laboratory tests on connections, columns and beams at participating laboratories.

Acknowledgement

The project has been supported by the grant of European Community FP5 HPRI – CV 5535. Paper was prepared as a part of project CIDEAS of the Ministry of Education, Youth and Sports.



REFERENCES

- [1] Wang Y.C.: Steel and composite structures, Behaviour and design for fire safety, Spon Press, London 2002, ISBN 0-415-24436-6.
- [2] Petersson O., Magnusson S.E., Thor J.: Fire engineering design of steel structures, Publication No°50, Swedish Institute of Steel Construction, Stockholm, 1976.
- [3] Latham D.J., Kirby B.R., Thomson G.: The temperature attained by unprotected structural steelwork in experimental natural fires, *Fire Safety Journal*, No.12, pp. 139 – 172, 1987.
- [4] Witteveen J., Twilt L., Bijlaard F.S.: The stability of braced and unbraced frames at elevated temperatures, *International Symposium of Stability of Steel Structures*, Liège, 1977.
- [5] Kruppa J.: Some results on the fire behaviour of external steel columns, *Fire Safety Journal*, No.4, 1981/2, pp. 247 – 257.
- [6] Rubert A., Schaumann P.: Structural steel and plane frame assemblies under fire action, *Fire Safety Journal*, No.10, 1986, pp. 173 – 184.
- [7] Cooke G.M.E., Latham D.J.: The inherent fire resistance of a loaded steel framework, *Steel Construction Today*, No. 1, pp.49 – 58, 1987.
- [8] Genes D.C.: Predicted fire endurance of steel structures, in *American Society of Civil Engineering Conference*, Las Vegas 1982. New York, ASCE, 1982.
- [9] Thomas I.R. et al.: The effect of fire in the building at 140 William Street Office Building, BHP Research-Melbourne Laboratories Report, 1992.
- [10] Anon T.: Fire behaviour of steel and composite construction, Verlag, TUV, Rheinland, 1986.
- [11] Bravery P.N.R.: Cardington Large Building Test Facility, Construction details for the first building, Building Research Establishment, Internal paper, Watford 1993, p. 158.
- [12] Moore D.B.: Steel fire tests on a building framed, Building Research Establishment, Paper No. PD220/95, Watford 1995, p. 13.
- [13] Lennon T.: Cardington fire tests: Survey of damage to the eight storey building, Building Research Establishment, Paper No127/97, Watford 1997, p. 56.
- [14] Moore D.B. and Lennon T.: Fire engineering design of steel structures", *Progress in Structural Engineering and Materials*, No.1(1), 1997, pp.4 – 9.
- [15] Bailey C.G., Lennon T., Moore D.B.: The behaviour of full-scale steel-framed building subject to compartment fires, *The Structural Engineer*, Vol.77/No.8, 1999, p. 15-21.
- [16] Wald F., Santiago A., Chladná M., Lennon T., Burges I., Beneš M.: Tensile membrane action and robustness of structural steel joints under natural fire, Internal report, Part 1 – Project of Measurements; Part 2 – Prediction; Part 3 - Measured data; Part 4 - Behaviour, BRE, Watford, 2002-2003.
- [17] Beneš M., Wald F., Sokol Z., Pascu H. E.: Numerical study to structural integrity of multi-story buildings under fire, in *Eurosteel 2002*, Coimbra, ed. Lamas A., Simões da Silva L., p. 1401-1411, ISBN 972-98376-3-5.
- [18] ECSC 2002: Design recommendations for composite steel framed buildings in fire, Proj. 7210 PA, PB, PC, PD112, December 2002, p. 108.
- [19] CEN, Eurocode 1, Draft prEN – 1991-1-2: 200x, Part 1.2: General actions - Actions on structures exposed to fire, Eurocode 1: Actions on structures, Final Draft, 2002, CEN, European Committee for Standardization, Brussels, 2002.
- [20] CEN, Eurocode 3, Draft prEN – 1993-1-2: 200x, Part 1.2: Structural Fire Design, Eurocode 3: Design of Steel Structures, February 2003, CEN, European Committee for Standardization, Brussels, 2003.
- [21] Santiago A., Simões da Silva L., Vila Real P.: Franssen J.M.: Effect of cooling on the behaviour of a steel beam under fire loading including the end joint response, in *The 9th International Conference on Civil and Structural Engineering Computing*, Amsterdam 2003.
- [22] Sokol Z., Wald F., Pultar M., Beneš M.: Numerical simulation of Cardington fire test on structural integrity, in *Mathematical and computer modelling in science and engineering*, ed. Kočandrlová M., Kelar V., CTU, 27-30.1.03, p. 339-343, ISBN 80-7015-912-X.

POŽARNE LASTNOSTI SENDVIČ PLOŠČ



ZBORNIK

Milan HAJDUKOVIČ, univ. dipl. inž. str.

Zavod za gradbeništvo Slovenije, Požarni laboratorij, Ljubljana, Slovenija

Uvod

Tipična sendvič plošča ima obojestransko kovinsko oblogo, sredica pa je iz negorljive mineralne volne ali iz gorljivih penastih plastičnih materialov kot so polistiren, poliuretan ali poliizocianurat. Zaradi teh gorljivih materialov se običajno požar mnogo hitreje širi, pri tem pa se sprošča veliko gostega toksičnega dima. Znanih je veliko požarov, v katerih so v manj kot eni uri popolnoma zgoreli več tisoč kvadratnih metrov veliki objekti. Po drugi strani je uporaba plošč s sredico iz mineralne volne problematična zaradi več razlogov. Ker so paropropustne, je njihova toplotna izolativnost slabša in so zato za hladilnice neprimerne. Njihova teža je precej višja od teže panelov s sredico iz penjenih materialov. Mineralna vlakna lahko kontaminirajo prehrabene proizvode, nenazadnje pa je tudi cena plošč s sredico iz mineralne volne precej višja.

Požarne lastnosti plošč se klasificirajo glede na rezultate preskušanj odziva na ogenj. To so preskusi sposobnosti vžiga z malim plamenom, sproščanja toplote pri preskusu z enim gorečim predmetom (SBI), kalorične vrednosti in negorljivosti v peči pri 750 °C.

Materiali za izdelavo sendvič plošč

Strešne in stenske sendvič plošče so izdelane iz toplotnoizolativne sredice z obojestransko pločevino. Za sredico se lahko uporablja mineralna volna – steklena ali kamena, ekspanzirani (EPS) ali ekstrudirani polistiren (XPS), penjeni poliuretan (PUR) ali poliizocianurat (PIR). Lahko se uporabi tudi fenolna pena ali penjeno steklo, ki pa se na našem tržišču ne pojavljata pogosto. Na objektu se plošče vijačijo na jekleno konstrukcijo, spoji pa se tesnijo s silikonskimi kiti.

Trdi penjeni poliuretan spada med duroplastične sintetične materiale. Je kemično nevtralen in biološko praktično nerazgradljiv, zato se po evropskih predpisih obravnava kot nevaren material. Pri proizvodnji sendvič plošč se PUR peni neposredno med dve pločevini.

Na zunanjih straneh sendvič plošč je običajno 0,5 ali 0,6 mm debela pocinkana in barvana jeklena profilirana pločevina. Za posebne namene se lahko uporablja ali pločevina iz nerjavnega jekla, aluminijasta ali pa bakrena pločevina. Strešne plošče imajo vedno na zgornji strani visoko profilacijo v obliki trapeza, spodnja pločevina pa ima nizko profilacijo ali pa je sploh ni. Stenske plošče imajo zaradi manjših zahtev glede nosilnosti na obeh straneh enako – nizko profilacijo, lahko pa se strešne plošče uporabijo tudi kot stenske.

Požarne lastnosti sendvič plošč iz različnih materialov

Za razliko od mineralne volne, ki je negorljiva, so vsi penjeni plastični materiali gorljivi – nekateri bolj, drugi manj. Njihove požarne lastnosti se izboljšajo, če imajo oblogo iz negorljivih materialov. Fenolni in poliizocianuratni (PIR) penjeni materiali so požarno boljši od poliuretanskih (PUR) in polistirenskih (EPS). PUR pena se lahko izboljša z dodatki, ki zmanjšujejo hitrost gorenja. EPS plošče na strehah so nevarne, ker se požar širi tudi zaradi taljenja in kapljanja gorečega materiala.

Požarna klasifikacija sendvič plošč

V državah Evropske skupnosti je bilo približno 40 različnih preskusnih metod za določanje požarnih lastnosti gradbenih materialov, zato je bilo nujno poenotiti klasifikacijo požarnih lastnosti različnih proizvodov. Zahteve glede uporabe materialov izhajajo iz tveganj, ki so določena z velikostjo in višino stavbe ter namenom njene uporabe. Za nižje stanovanjske stavbe je na splošno dovoljena uporaba normalno vnetljivih gradbenih materialov. Višje so zahteve za večje stavbe, za stavbe, v katerih se zbira večje število ljudi, in pa za visoke stavbe.

Produktni standard za sendvič plošče EN 14509, ki ga pripravlja tehnični odbor TC 128 bo poenotil način preskušanja in klasifikacije vseh relevantnih lastnosti plošč, ne bo pa dal odgovora na vprašanje kje je potrebno vgraditi določen tip panela. To bo prepuščeno nacionalni regulativi. Preskušanje požarnih lastnosti je določeno v Aneksu C standarda, obravnavan pa je način preskušanja odziva na ogenj, požarne odpornosti streh in vpliv požara z zunanje strani strehe.

Odziv na ogenj

Za sendvič plošče je zahtevan preskus SIST EN 13823 (SBI) in SIST EN ISO 11925-2 (mali plamen) v primeru plošč razreda A1 ali A2 pa je treba opraviti tudi preskušanje po SIST EN ISO 1182 (negorljivost) in SIST EN ISO 1716 (kalorimetrija). Glede na rezultate preskušanj se plošče klasificirajo po standardu SIST EN 13501-1. V tabeli 1 so zbrane mejne vrednosti za določeno klasifikacijo.

Požarna odpornost

Požarna odpornost je lastnost konstrukcijskega elementa, da določen čas zadovoljuje kriterije stabilnosti R (ne pride do porušitve), celovitosti oziroma integritete E (ni preboja plamena ali vročih dimnih plinov) in toplotne izolativnosti I (povišanje temperature na neizpostavljeni strani je dovolj nizko, v povprečju manj kot 140 °C).

Preskus požarne odpornosti poteka po standardu SIST EN 1365-2. Glede na rezultate preskušanj se požarna odpornost strehe klasificira po standardu SIST EN 13501-2 v razrede REI 15 do REI 360, predelne stene pa v EI 15 do EI 240.

Neposredna in razširjena uporaba rezultatov preskušanja odziva na ogenj in požarne odpornosti

V produktnem standardu za plošče prEN 14509 so navedeni tudi pogoji neposredne uporabe rezultatov preskušanja odziva na ogenj in požarne odpornosti: možnosti spremembe kovinskega oplasčenja, oblika spoja in tesnila, vrsta lepila, spremembe izolacijskega materiala, zaščita robov in pritrjevanje.

Razred	Preskusna metoda	Kriteriji za klasifikacijo	Dodatne klasifikacije
A1	SIST EN ISO 1182 ⁽¹⁾ in	$\Delta T \leq 30 \text{ }^\circ\text{C}$ $\Delta m \leq 50 \%$ $t_f = 0$	–
	SIST EN ISO 1716	$PCS \leq 2 \text{ MJ/kg}^{(1)}$ in $PCS \leq 2 \text{ MJ/kg}^{(2,2a)}$ in $PCS \leq 1,4 \text{ MJ/m}^2^{(3)}$ in $PCS \leq 2 \text{ MJ/kg}^{(4)}$	–
A2	SIST EN ISO 1182 ⁽¹⁾ ali	$\Delta T \leq 50 \text{ }^\circ\text{C}$ $\Delta m \leq 50 \%$ $t_f \leq 20 \text{ s}$	–
	SIST EN ISO 1716 in	$PCS \leq 3 \text{ MJ/kg}^{(1)}$ in $PCS \leq 4 \text{ MJ/m}^2^{(2)}$ in $PCS \leq 4 \text{ MJ/m}^2^{(3)}$ in $PCS \leq 3 \text{ MJ/kg}^{(4)}$	–
	SIST EN 13823 (SBI test)	$FIGRA \leq 120 \text{ W/s}$ in $LFS \leq \text{rob preskušanca}$ in $THR_{600s} \leq 7,5 \text{ MJ}$	sproščanje dima ⁽⁵⁾ in goreče kapljice/delci ⁽⁶⁾
B	SIST EN 13823 (SBI) in	$FIGRA \leq 120 \text{ W/s}$ in $LFS < \text{rob preskušanca}$ in $THR_{600s} \leq 7,5 \text{ MJ}$	sproščanje dima ⁽⁵⁾ in goreče kapljice/delci ⁽⁶⁾
	SIST EN ISO 11925-2 ⁽⁶⁾ izpostavitve 30s	$F_s \leq 150 \text{ mm}$ v času 60 s	
C	SIST EN 13823 (SBI) in	$FIGRA \leq 250 \text{ W/s}$ in $LFS < \text{rob preskušanca}$ in $THR_{600s} \leq 15 \text{ MJ}$	sproščanje dima ⁽⁵⁾ in goreče kapljice/delci ⁽⁶⁾
	SIST EN ISO 11925-2 ⁽⁶⁾ izpostavitve = 30s	$F_s \leq 150 \text{ mm}$ v času 60 s	
D	SIST EN 13823 (SBI) in	$FIGRA \leq 750 \text{ W/s}$	sproščanje dima ⁽⁵⁾ in goreče kapljice/delci ⁽⁶⁾
	prEN ISO 11925-2 ⁽⁶⁾ izpostavitve = 30s	$F_s \leq 150 \text{ mm}$ v času 60 s	
E	SIST EN ISO 11925-2 ⁽⁶⁾ izpostavitve = 15s	$F_s \leq 150 \text{ mm}$ v času 20 s	goreče kapljice/delci ⁽⁷⁾
F		Ni zahtev	

⁽¹⁾ Za homogene proizvode in bistvene komponente nehomogenih proizvodov.

⁽²⁾ Za vsako zunanjo nebitveno komponento nehomogenih proizvodov.

^(2a) Alternativno za zunanje nebitvene komponente, ki imajo $PCS \leq 2 \text{ MJ/m}^2$ in pri preskusu EN 13823 (SBI) izpolnjujejo naslednje kriterije:
 $FIGRA \leq 20 \text{ W/s}$, $LFS < \text{rob vzorca}$, $THR_{600s} \leq 4,0 \text{ MJ}$ in d_0

⁽³⁾ Za vsako notranjo nebitveno komponento nehomogenih proizvodov.

⁽⁴⁾ Za proizvod kot celoto.

⁽⁵⁾ $s_1 = \text{SMOGRA} \leq 30 \text{ m}^2/\text{s}^2$ in $\text{TSP}_{600s} \leq 50 \text{ m}^2$;
 $s_2 = \text{SMOGRA} \leq 180 \text{ m}^2/\text{s}^2$ in $\text{TSP}_{600s} \leq 200 \text{ m}^2$;
 $s_3 \neq s_1$ ali s_2 .

⁽⁶⁾ $d_0 = \text{ni gorečih kapljic/delcev pri EN 13823 (SBI) v času 600 s}$;
 $d_1 = \text{ni gorečih kapljic/delcev, ki bi trajali več kot 10 s pri EN 13823 (SBI)}$;
 $d_2 \neq d_0$ ali d_1 ; vžig papirja v EN ISO 11925-2 pomeni klasifikacija d2.

⁽⁷⁾ goreče kaplja = vžig papirja – klasifikacija d2;
ne kaplja = ni vžiga papirja.

⁽⁸⁾ pri pogojih, ko plamenček deluje na površino;
na rob le v primeru, če to narekuje končna uporaba proizvoda.

Pomen simbolov (nanašajo se na ustrezno preskusno metodo):

ΔT [$^\circ\text{C}$] povišanje temperature
 Δm [%] izguba mase
 t_f [s] trajanje plamenjenja (gorenja s plamenom)
 PCS [MJ/kg, MJ/m²] ... kalorična vrednost
 $FIGRA$ [W/s] hitrost razvoja požara
 THR_{600s} [MJ] celotna sproščena toplota v času 600 s
 LFS [mm] prečno širjenje plamena
 $SMOGRA$ [m²/s²] sproščanje dima
 TSP_{600s} [m²] celotna količina dima
 F_s [mm] širjenje plamena

TABELA 1: Klasifikacija gradbenih proizvodov glede odziva na požar

Vpliv požara z zunanje strani strehe

Vpliv požara z zunanje strani strehe se preskuša po pogojih standarda SIST ENV 1187. Ta standard določa štiri različne načine preskušanja (t1, t2, t3 ali t4), osnove pa so v načinih preskušanja, ki so se prej uporabljali v nekaterih evropskih državah. Uporaba določenega preskusa je odvisna od požarnovarnostnih predpisov v posamezni državi. Klasifikacija odpornosti se naredi po standardu SIST EN 13501-5. Strešna kritina, ki je odporna na vpliv požara z zunanje strani se klasificira kot BROOF (t1, t2, t3 ali t4 - odvisno od načina preskušanja).

V standardu prEN 14509 in tudi v Odločbi komisije 2006/600/EC z dne 4.9.2006 so navedeni pogoji, pod katerimi je plošča odporna na požar z zunanje strani, ne da bi bilo to potrebno dokazati s preskusom.

A1	A1				
A2	A2-s1,d0 A2-s2,d0 A2-s3,d0	A2-s1,d1 A2-s2,d1 A2-s3,d1	A2-s1,d2 A2-s2,d2 A2-s3,d2	ne prispeva k požaru	negorljivi materiali
B	B-s1,d0 B-s2,d0 B-s3,d0	B-s1,d1 B-s2,d1 B-s3,d1	B-s1,d2 B-s2,d2 B-s3,d2	zelo omejen prispevek k požaru	teško vnetljivi materiali
C	C-s1,d0 C-s2,d0 C-s3,d0	C-s1,d1 C-s2,d1 C-s3,d1	C-s1,d2 C-s2,d2 C-s3,d2	omejen prispevek k požaru	
D	D-s1,d0 D-s2,d0 D-s3,d0	D-s1,d1 D-s2,d1 D-s3,d1	D-s1,d2 D-s2,d2 D-s3,d2	sprejemljiv prispevek k požaru	normalno vnetljivi materiali
E	E E-d2			sprejemljive požarne lastnosti	
F	F			ni zahtev	lahko vnetljivi materiali

TABELA 3: Primerjava evropskih razredov odziva na ogenj z nemškimi, avstrijskimi in angleškimi

V večini evropskih držav so objavili primerjalne tabele, ki omogočajo uporabo materialov, ki so klasificirani po novi evropski klasifikaciji odziva na ogenj. S tem lahko projektanti uporabljajo nove proizvode, ki jih je potrebno preskušati in klasificirati po novih evropskih tehničnih specifikacijah, čeprav so v požarnovarnostnih predpisih navedene stare klasifikacije.

Lahkovnetljivi materiali F se v gradbeništvu ne smejo uporabljati, če niso obdani s takšnim materialom, da se kot celotni proizvod klasificirajo v višji razred.

Dodatne oznake s1, s2 in s3 pomenijo količino dima, ki se sprošča med preskusom SBI, medtem ko oznake d0, d1 in d2 pomenijo nastajanje gorečih kapljic oziroma delčkov.

DIN 4102-1	ÖNORM B 3800-1	BS 476	Evrorazred
Negorljiv	A	Negorljiv	A1
Negorljiv	A	Omejeno gorljiv	A2
B1	B1	0	B
B1	B1	1	C
B2	B1	3	D
B2	B2 (B1)		E
B3	B3		F

Rezultati preskušanj PUR panelov v SBI napravi kažejo na možnost primerjave z nemškim standardom DIN 4102-1, 15 in 16 (Brand-schacht). Paneli razreda B1 se uvrščajo v razrede B ali C, predvsem pa je to odvisno od spoja plošč. Za razliko od standarda DIN, preskušanci po britanskih in francoskih standardih nimajo spojev, zaradi česar se neupravičeno uvrščajo v višje razrede.

V več raziskavah se je izkazalo, da uveljavljeni preskusni postopki požarnih lastnosti ne predstavljajo ustreznega modela obnašanja sendvič plošč v dejanskem požaru, zato so že pripravljene predloge za spremembo postopkov preskušanja odziva na ogenj.



Literatura

1. A.H. Buchanan: Fire Engineering Design Guide, Centre for Advanced Engineering, University of Canterbury, New Zealand, 1994
2. J.M.Davie: Lightweight sandwich construction,
3. Carlos J. Hilado: Flammability Handbook for Plastics, Technomic Publishing Company, 1990
4. SIST EN 13501-1: Fire classification of construction products and building elements. Part 1: Classification using test data from reaction to fire tests
5. SIST EN 13501-2: Fire classification of construction products and building elements. Part 2: Classification using test data from fire resistance tests
6. SIST EN 13501-5: Fire classification of construction products and building elements. Part 5: Classification using test data from external fire exposure to roofs tests
7. SIST EN ISO 11925-2: Small flame test
8. SIST EN 13823: Reaction to fire tests for building products exposed to attack by single burning item
9. SIST EN 1187: Test method for External Fire Exposure to Roofs
10. SIST EN 1364-1: Preskušanje požarne odpornosti nenosilnih elementov – stene
11. SIST EN 1364-2: Preskušanje požarne odpornosti nenosilnih elementov - stropovi
12. Patrik Johansson, Patrik Van Hees: Development of a Test Procedure for Sandwich Panels using ISO 9705 Philosophy, Nordtest Project nr 1432-99
13. DIN 18230/1: Baulicher Brandschutz in Industriebau, Rechnerisch erforderliche Feuerwidstandsdauer
14. ISO 13784-1: Reaction to fire tests for sandwich panel building systems - Test method for small rooms
15. ISO 13784-2:2002: Reaction to fire tests for sandwich panel building systems - Test method for large rooms

REMARKABLE NEW STEEL BUILDINGS WITH INTEGRATED FIRE RESISTANCE

prof. Eng. **J.-B. SCHLEICH**
University of Liège, Luxembourg

ABSTRACT

This contribution describes the present state of the art in fire engineering developments according to Annexes C, D and E of EN1991-1-2 (DAV 20. 11. 2002). In the presently described buildings, instead of paying for protection materials in order to fulfill ISO fire requirements of 120 minutes and more, this money was used for the installation of active fire safety measures. Active fire safety produces real safety for people,

f.i. by adequate partitioning, by safe escape routes, by proper smoke venting or by conveniently designed & maintained sprinkler systems. But at the same time active fire safety contributes in helping the structure resist realistic heating conditions, as the potential severity of a fire and its probability of occurrence are cut down.

1. INTRODUCTION

The European Commission issued on 21 December 1988 (EC 1989) a directive concerning the products used in the construction of buildings and civil engineering works (Construction Product Directive "CPD"). The term "construction product" refers to products produced for incorporation, in a permanent manner, in the works and placed as such on the market. It includes materials, elements, and components of prefabricated systems or installations which enable the works to meet the essential requirements.

According to that Directive the following essential requirements have to be fulfilled:

1. Mechanical resistance and stability,
2. Safety in case of fire,
3. Hygiene, health and environment,
4. Safety in use,
5. Protection against noise,
6. Energy economy and heat retention.

Concerning "safety in case of fire", the Directive states "the construction works must be designed and built in such a way that in the event of an outbreak of fire:

- the load bearing capacity of the construction can be assumed for a specific period of time,
- the generation and spread of fire and smoke within the works are limited,
- the spread of fire to neighbouring construction works is limited,
- occupants can leave the works or be rescued by other means,
- the safety of rescue teams is taken into consideration".

For each of the essential requirements, an Interpretative Document was written by a specific Technical Committee of the Standing Committee set up by the EC to follow the implementation of the CPD. In the Interpretative Document "safety in case of fire" (EC 1994), it is foreseen that the essential requirement may be satisfied as far as structural elements are concerned by:

- tests according to harmonised standards or EOTA (European Organization for Technical Approvals) guidelines or,
- harmonised calculation and design methods or,
- a combination of tests and calculations.

Testing methodology standards are mainly developed by CEN TC 127 and calculation methods given in Structural Eurocodes are developed by CEN TC 250. These sets of European standards, which contain the sum of European and worldwide knowledge, gathered during the last decades, in the field of fire resistance and more specifically on the behaviour of structures in fire, should lead to a uniform manner of assessing the fire resistance of structures throughout Europe. In EC2 to EC6 and EC9, Parts 1.1 deal with design at room temperature and Parts 1.2 deal with structural fire design. In Part 1.2 of Eurocode 1, the actions in case of fire include both mechanical actions, given by the probable loads applied to a structure during a fire, and thermal actions, represented by the temperature increase in the air and due to a fire (CEN 2001a,b and 2002b).

It is clear that this set of design standards for the fire situation constitutes an important step forward as design methods are allowed to be used instead of fire tests. This procedure has been confirmed by the Commission Recommendation, dated 11 december 2003, on the implementation of Eurocodes (EC 2003).

Concerning the fire resistance of load bearing elements, design rules are given in the Eurocode EN1992-1-2 for concrete structures, in the Eurocode EN1993-1-2 for steel structures and in the Eurocode EN1994-1-2 for composite structures. It should be underlined that advanced calculation models give an improved approximation of the real structural behaviour under fire, as vital informations on temperature fields in the air as well inside the structural components, on strain and stresses inside structural elements as well as on the deformation history of a structure under heating become available.

For all the buildings, presented hereafter, the natural design fire curve has been calculated using the Software OZONE developed under the leadership of the author by the University of Liège. The most critical fire scenario leads to air temperatures of approximately 500 °C. The influence of these temperatures has been checked through the thermomechanical computer code CEFICOSS.

2. PERFORMANCE BASED DESIGN OF SOME BUILDINGS

2.1 Underground carpark, Auchan Phase II (1999-2000)/ Arch. Martin Lammar

The results of the aforementioned research (Schleich 2002a, 2005) influenced the way the Kirchberg City Centre structure evolved between 1994 and 1999 in Luxembourg. In fact this entire major complex, covering an effective floor area of 185 000 m², was erected between 1994 and 1997. It has a composite framework with the required ISO R90 resistance but with the addition of active fire safety measures, in particular the installation of sprinklers.

Meanwhile, when the Auchan Phase II underground carpark was built from 1999 to 2000, it was recognised that the safety conferred by the active fire prevention methods may be considered when analysing the stability of the loadbearing structure and that a realistic type of fire, from cars burning, may be taken into account. The carpark, in the extreme northwest of the Kirchberg City Centre complex, is on 5 underground levels and covers 15 000 m². The 16,8 m long floor beams are fully visible and no thermal insulation was applied to provide fireproofing (Fig. 1).



FIGURE 1
AUCHAN Phase II underground car park with unprotected 16,8 m long steel floor beams, in July 2000

However, great care has been taken in introducing a complete set of active fire safety measures

- this is why there are detectors that automatically boost the forced evacuation of smoke,
- the fire doors will be activated automatically, restricting any heat and smoke to one level,
- the most important measure, however, is a high density sprinkler system that will put out any fire as soon as it starts.

2.2 Banque Populaire, Luxembourg (2001-2003)/ Arch. Tatiana Fabeck

The architectural conception of this building is based on the intersection of two prismatic volumes enveloped by a doubleglass façade (Fig. 2). The steel structure, columns and composite cellular beams, not protected by any insulation, contribute to the architectural expression.



FIGURE 2
 Banque Populaire with erected steel
 structure in May 2002

In fact the beams "ACB-H600 - S460" with a maximum length of 16,8 m, are finally masked by the false ceiling with no special fire resistance requirement. However the columns, HD400 x 237 to 187, remain absolutely visible for a free office height of 3,1 m (Fig. 3). This quite amazing result is due to the implementation of the full set of active fire fighting measures as presented in table E.2, Annex E of EN1991-1-2, which means

- the building is completely sprinklered and a water reservoir of 20 m³ has been foreseen,
- overall smoke detection is implemented and automatic alarm transmission to the fire brigade has been installed,
- furthermore staircases are put under overpressure in case of fire alarm.

Some constructive requirements were however imposed i.e.

- full shear connection between steel beams and the corresponding concrete floor,
- webholes foreseen in ACB-beams prohibited in the neighbourhood of connection to columns,
- horizontal stability of the building taken over by the concrete core.



FIGURE 3
 Banque Populaire with entrance hall
 and visible, unprotected steel
 columns in July 2003



FIGURE 4
Chambre de Commerce with façade view and escape staircases in January 2004



FIGURE 5
Chambre de Commerce with visible, unprotected steel columns supporting the composite beams.

2.3 Chambre de Commerce, Luxembourg (2000-2004)/ Arch. Claude Vasconi & Jean Petit

In this building complex, with a total occupancy area of 52000 m² including underground parking levels, the relevant authorities imposed the ISO fire resistance requirement of R90 for all underground structural elements. This was encountered by performing on those levels composite columns and composite beams.

However the structure situated on the ground level and on the upper 5 floors could be designed according to natural fire models. In fact the use of natural fire models corresponds to the new European Standard EN1991-1-2 which, as an alternative to the ISO fire, permits the use of natural fire models. That standard, dealing with actions on structures exposed to fire, contains in Annex E all numerical values allowing to determine the design fire load, and gives in Annex D the rules required to be fulfilled by any software program in order to calculate the real heating evolution.

In the specific situation of this building safety aspects were addressed in the following way:

- the **danger of fire activation** has been limited on one side by the limitation of the size of compartments to a maximum of 750 m², and on the other side by the choice of a clear occupancy of offices respectively of education areas ...

- **automatic fire suppression** is given through an automatic water extinguishing system of sprinkler heads installed all over the building, underground levels included; sprinkler redundancy is guaranteed among others by independent water supply.
- **automatic fire detection** is obtained by installation of smoke detectors all over the building, and by automatic alarm transmission to the professional fire brigade of the town of Luxembourg ...
- **manual fire suppression** is favoured through the short time of maximum 15 minutes needed by the fire brigade to reach the CCI building, through the existing and excellent safe access routes as well as staircases put under overpressure in case of fire alarm, through the numerous fire fighting devices existing all over the building, and through the smoke exhaust in staircases...
- furthermore **life safety** is ensured by the numerous existing and extremely redundant safe escape ways (Fig. 4).

Steel columns have been fabricated and erected as continuous elements, consisting of rolled sections varying from HE260M at column bottom to HE260A at column top, and reinforced by lateral steel plates so to form a box section. Furthermore longitudinal stiffening steel ribs have been welded to that cross section, so to confer to those columns an appealingly structured outside aspect (Fig. 5).

Composite beams are normally composed of the rolled section HE280B reinforced by a steel bottom plate. They are encased in the concrete of the slabs, except for the lower flange which remains visible; for spans longer or equal to 10m these beams are sustained by massive tension rods with a diameter of 50mm.

The natural design fire curve has been calculated using the software OZONE. The most critical fire scenario leads to air temperatures of approximately 500 °C, which in turn provoke maximum steel temperatures of 350 °C. The influence of these temperatures has been checked through the thermomechanical computer code CEFICOSS, which clearly indicates that, under such a natural heating, no failure nor any critical deformation will occur.

2.4 DEXIA-BIL Main Office Building, Esch-sur-Alzette (2003-2006)/ Arch. Claude Vasconi & Jean Petit/ Engineer Bollinger+Grohmann and Simon & Christiansen

The new DEXIA-BIL main office building with 1200 employees will become operational end 2006. This modern building of 67000 m², comprises three office blocks A, B and C connected through the atrium covered by a steel glass roof spanning 33 m. The whole complex includes four underground levels with 1400 parking places.

Building A, a 19 level tower office building with a height of 75m, buildings B and C with a height of 39m are presently being finalized. All of them are supported by composite frames. The corresponding columns and beams are kept visible and present unprotected steel surfaces, which permits to fully exhibit the filigrane nature of steel. Of course again the full set of active fire safety measures as presented in EN1991-1-2 was implemented.

All columns include a central steel profile HEA, B or M with an outer circular steel tube. All around that central steel profile a spiral wire of 10mm diameter and a step of 100mm has been placed. In order to guarantee composite action, shear connectors were welded to the web of the steel profile. The inside of the steel tube has been filled up with the C50/60 concrete grade. Figure 6 gives a view on a part of the nine columns situated behind the curved façade of building A.



FIGURE 6
DEXIA-BIL building A; intermediate floor level with visible, unprotected composite circular columns supporting the composite beams



These columns support the loads transmitted from the various floors through composite beams of very special feature. These beams (Fig. 7) indeed offer the following particular aspects:

- beams are composite and continuous over two spans of a maximum of 15,4 m and 6 m ...
- these beams are composed of welded sections with varying heights ...
- the lower flange of the beams is a full circular section of 60mm diameter no more existing at the intermediate support, where a conventional flange of 300 mm x 15 mm is supporting the compression forces ...
- the beams are folded inside the main span, according to their longitudinal axis at 2,7m distance from the intermediate support, with an angle varying up to 35 degrees ...
- the web of the beams contains numerous openings of various dimensions ...
- the intermediate support may be represented by a steel beam, so that this support is in fact given by a spring of a certain elasticity ...



FIGURE 7
DEXIA-BIL building A, intermediate floor level with visible, unprotected composite beams

Because of this obvious complexity it was decided to test, at scale 1/1, one continuous composite beam with spans of 14,48m and 6m at the Laboratory Magnel on 15 and 16.12.2004. This test demonstrated that the beam's behaviour was fully in line with the design calculations as well regarding deformations in service, as for resistance at the ultimate limit state according Schleich et al. (2006).

Regarding the design in the fire situation, the natural fire safety approach was chosen following Schleich (2006). As a consequence the different factors related to a natural fire scenario have to be chosen according to CEN (2002b), i.e:

- the partial safety factors d_{qi} are given by:
 - Size of the compartment 675 m² → $\delta_{q1} = 1,67$
 - Occupancy offices → $\delta_{q2} = 1,0$
- the differentiation factors d_{ni} are given by:
 - Sprinklers → $\delta_{n1} = 0,61$
 - Independent water supply → $\delta_{n2} = 0,87$
 - Automatic smoke detection and alarm → $\delta_{n4} = 0,73$
 - Automatic alarm transmission to fire brigade → $\delta_{n5} = 0,87$
 - Off site fire brigade available → $\delta_{n7} = 0,78$
 - Safe access routes → $\delta_{n8} = 1,0$
 - Fire fighting devices existing → $\delta_{n9} = 1,0$
 - Smoke evacuation in staircases → $\delta_{n10} = 1,0$
- Hence the design fire load is obtained from

$$q_{f,d} = q_{f,k} \cdot m \cdot \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \prod \delta_{ni} = 511 \cdot 0,8 \cdot 1,67 \cdot 1,0 \cdot 0,263 = 180 \text{ MJ/m}^2$$

Together with the assumptions of a medium fire growth rate $t_{\alpha} = 300 \text{ s}$ and a maximum rate of heat release $RHR_f = 250 \text{ kW/m}^2$, the software OZONE (Cadorin 2003) gives the natural fire curve as shown in Figure 8.

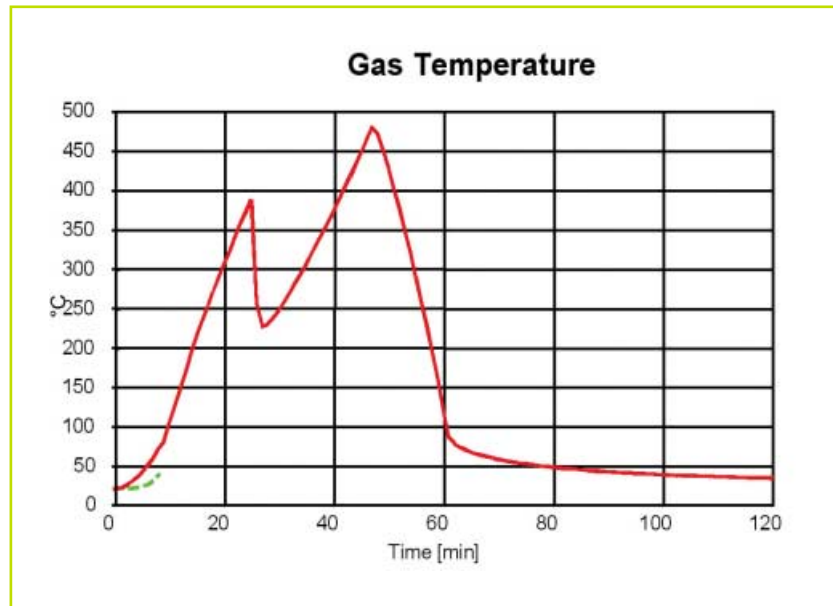


FIGURE 8
DEXIA-BIL building A, intermediate
floor level with natural heating

This fire curve was f.i. applied to the continuous composite column detailed in Figures 9 and 10 and leading to maximum concrete temperatures of 255°C, respectively to a maximum horizontal deformation of ~ 5mm.

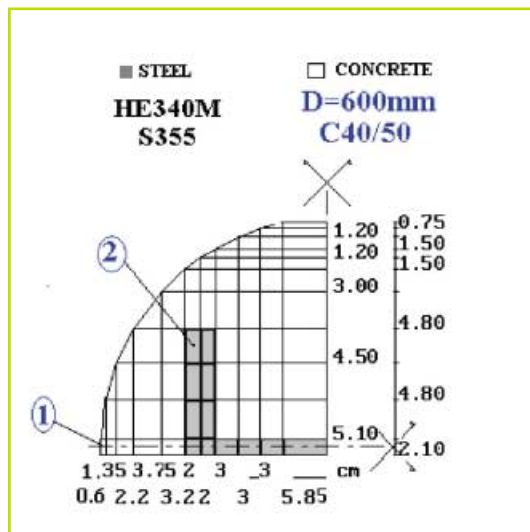


FIGURE 9: Cross-section mesh of column

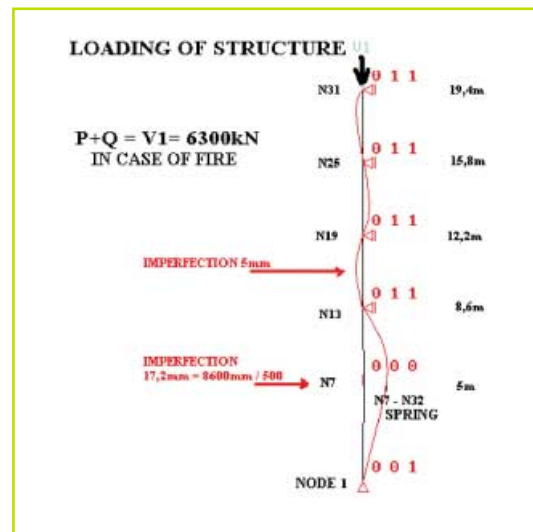


FIGURE 10: Loading conditions of continuous column

Furthermore, in order to discover internal load redistributions during heating, the entity composed of a continuous beam connected to the corresponding continuous column was analysed on behalf of the software CEFICOSS (Schleich et al. 1990), as shown in Figure 11. The corresponding composite beam cross-section is illustrated in Figure 12.

This leads to a maximum deflection of 4cm in the composite beam at 30minutes of natural heating, but also to an horizontal displacement of ~ 4cm at the level of connection beam to column.

The minimum proper value MPV of the entity beam – column is shown in Figure 13, which clearly indicates that failure was never to be envisaged and that the structure even recovers practically its full strength after that natural fire.

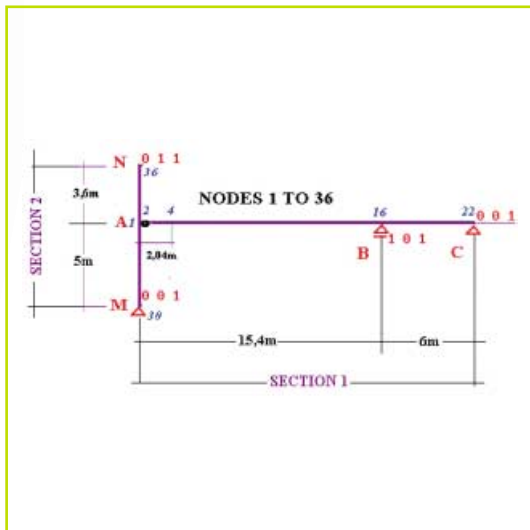


FIGURE 11
Continuous column connected to continuous beam; 36 nodes & 34 finite beam elements.

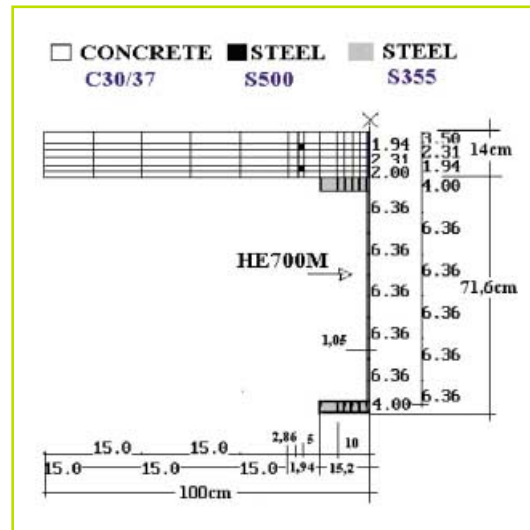


FIGURE 12
Cross-section mesh of composite beam

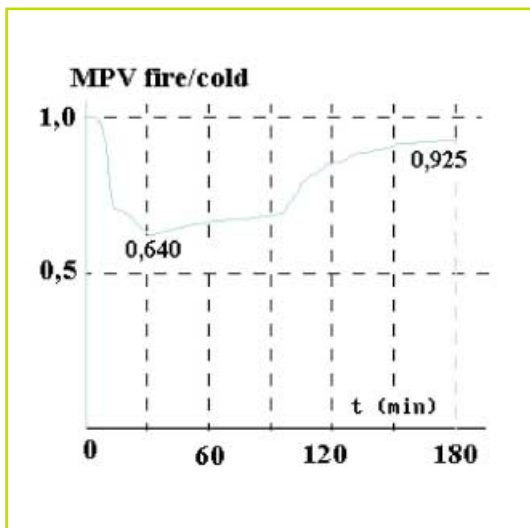


FIGURE 13
Minimum proper value MPV evolution in function of heating

The main lessons the author wants to tell young engineers, after having had the chance but also duty to proceed to this fire resistance design, are as follows:

- implementing the full set of active fire safety measures, as foreseen in EN1991-1-2, permits to keep structural steel unprotected...
- attention has to be paid to constructive detailing and to a correct design for normal conditions of use ...
- in case of high rise structures, like this one, vital structural elements shall be considered as key elements and shall be designed according to EN1991-1-7 (CEN 2005d).

Under these conditions the following amazing result could be obtained, which consists in finally having conceived and realized a tower building, 75 m high, with steel columns and steel beams kept visible and unprotected (Fig. 14 and 15). It is for the first time that such an innovative step has been undertaken, not forgetting that the active fire safety implemented brings even people's safety to the highest possible level.

3. CONCLUSIONS

Following conclusions may be drawn on the basis of the design performed, in the fire situation, for the previously described four structures. For all of them the real fire, function among others of the ventilation conditions and the fire load, was considered. Furthermore the effect of active fire safety measures on the design fire load was also taken into account.

The design results clearly indicate that, under natural heating, no failure nor any critical deformation will occur. This is due to the fact that steel structures are in fact best protected by the active fire safety measures, as the potential severity of a fire and its probability of occurrence are cut down.



FIGURE 14
DEXIA-BIL buildings A, B and C as finished end 2006



FIGURE 15
DEXIA-BIL Atrium between buildings B and C with view
on tower building A, as finished end 2006

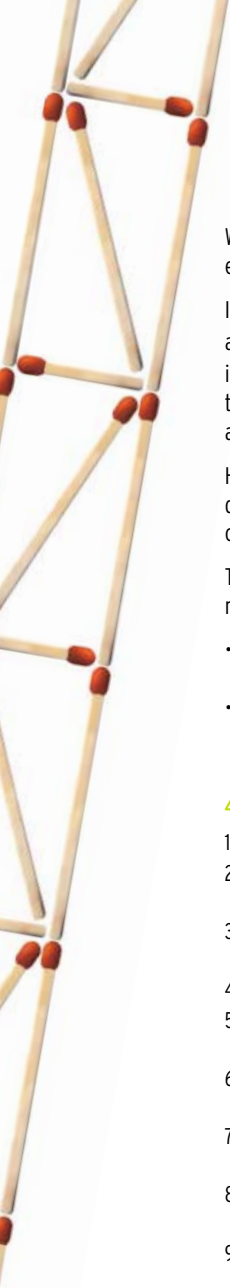
All static calculations in the fire situation have been done through a two dimensional analysis, which is completely sufficient in connection to every day design. Indeed the aim according to EN1991-1-2 is clearly to show that, under natural heating and by considering the active fire safety measures as proposed in the global fire safety concept by Schleich (2006), no failure occurs and deformations are limited to acceptable levels.

It is the author's opinion, according to CEN (2002 a,b and 2005 a,b,c), that fire is to be considered as a load like wind or earthquake, which will lead to a robust structural design of buildings. Indeed the global behaviour of the structure has to be activated in the fire situation, as was underlined for the first time by Schleich (1988). Of course this also highlights the fact that, in a two dimensional analysis, floor beams may move into catenary action, pulling columns back inwards etc. This means that a redistribution of internal load actions takes place in the fire situation and that a.o. connections may be submitted to much higher load effects than in normal conditions of use.

Of course a three dimensional analysis as shown by Lamont et al. (2006) should be limited in use to special purposes like the understanding of the structural behaviour of the Madrid Torre Windsor under fire on February 12, 2005. According to NCE (2005) that fire broke out on Saturday evening at 22h on 21st floor and developed to a large fire such that it could only be extinguished at 17h on Sunday when all floors had burnt out. The building, partially collapsing from floor 17 to the top floor 32, was damaged beyond repair and has since been pulled down. The reasons for this blaze are mainly:

- the lack of any compartmentation between floors and façade as well as between floor areas and the stair and elevator zones,
- that no sprinkler were installed in spite of the building's height of 106 m.

This big fire once more demonstrates the major importance of active fire safety.



When trying to understand a more complex structural situation like the WTC collapse on September 11, 2001, as presented by Lamont et al. (2006), it should not be forgotten that such a dramatic event needs to be analysed with the greatest care and modesty.

Indeed very first, before any fire occurred, there was a strong impact from the Boing 767 on the structure, which resulted in cutting about forty steel columns of one façade side and in producing heavy damage to the floors and internal columns on the level of impact. By the way the plane, entering through one façade side inside the tower, was fully stopped over the depth of 63 m of the tower's crosssection. This however means that the kinetic energy of that plane, with a speed of 500 to 600 km/h and a mass of around 190 to, was mainly converted into local destruction energy of the structural members.

Hence the subsequent blaze was applied to a rather heavily damaged structure. This however means that any two or three dimensional analysis, which aims at simulating the reality of September 11, 2001, has to make reasonable assumptions on the degree of damage to the structure before applying any heating!

The destruction of the WTC towers and the fact that a total of 2 830 people lost their lives shall finally lead a.o. to the following requirements:

- first active fire safety shall be improved f.i. by situating escape staircases in a decentralized manner and by increasing the clear width of those staircases to at least 120 cm,
- design of future tall buildings shall include robust floor trusses interconnecting three floors. Those trusses, situated f.i. every 10 to 15 levels, shall stop progressive collapsing of successive floors according Schleich (2002 b, c).

4. REFERENCES

1. Cadorin, J.F. 2003. Compartment Fire Models for Structural Engineering. Liège: Thèse de doctorat, Université de Liège.
2. CEN 2001a. Background Document CEN/TC250/SC1/N337, Combination rules for actions according to 4.3 of EN1991-1-2. Brussels: CEN Central Secretariat.
3. CEN 2001b. Background Document CEN/TC250/SC1/ N300-A-Valorisation project on natural fire safety concept. ECSC Project 7215-042 & 7215-057 , D-E-F-I-L-NL ,1999-2001, Final Reports in 6 Languages. Brussels: CEN Central Secretariat.
4. CEN 2002a. EN1990, Eurocode - Basis of Structural design. Brussels: CEN Central Secretariat.
5. CEN 2002b. EN1991-1-2, Eurocode 1-Actions on structures, Part 1.2 - Actions on structures exposed to fire. Brussels: CEN Central Secretariat.
6. CEN 2005a. EN1992-1-2, Eurocode 2 - Design of concrete structures, Part1.2 - General rules - Structural fire design. Brussels: CEN Central Secretariat.
7. CEN 2005b. EN1993-1-2, Eurocode 3 - Design of steel structures, Part1.2 - General rules - Structural fire design. Brussels: CEN Central Secretariat.
8. CEN 2005c. EN1994-1-2, Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures, Part1.2 - General rules - Structural fire design. Brussels: CEN Central Secretariat.
9. CEN 2005d. EN1991-1-7, Eurocode 1 - Actions on structures, Part1.7 - General actions - Accidental actions. Brussels: CEN Central Secretariat.
10. EC 1989. Construction Product Directive, 89/106/EEC. Luxembourg: Official Journal of the European Communities, N°L40/12, 11.02.1989.
11. EC 1994. Interpretative Document N°2, Essential Requirement "Safety in case of fire". Luxembourg: Official Journal of the European Communities, N°C62/23-72, 28.02.1994.
12. EC 2003. Commission Recommendation on the implementation and use of Eurocodes for construction works and structural construction products, C(2003)4639. Luxembourg: Official Journal of the European Union, L 332/62, 19.12.2003.
13. Lamont, S. et al. 2006. Innovative Structural Engineering for Tall Buildings in Fire. Zuerich: IABSE, Structural Engineering International, May 2006, p. 142-147.
14. NCE 2005. Lack of fire stops blamed for speed of Madrid tower inferno. London: New Civil Engineer, Magazine of the Institution of Civil Engineers, 17.2.2005, p.5 to 7.
15. Schleich, J.B. 1988. The effect of local fires on overall structural behavior. Miami: AISC 1988 National Steel Construction Conference, Proceedings p. 42-1 to 42-13.
16. Schleich, J.B. et al. 1990. Computer Model CEFICOSS for the fire resistance of composite structures, IABSE Symposium Brussels, Mixed Structures including New Materials. Zuerich: IABSE, Volume 60, p. 395-400.
17. Schleich, J.B. 2002a. The design fire load density q_f, d , function of active fire safety measures, the probabilistic background. Zuerich: JCSS Workshop 2002, Reliability based code calibration.
18. Schleich, J.B. 2002b. Auswirkungen des WTC-Schocks auf den europäischen Stahlgeschossbau. Berlin: Ernst & Sohn, Stahlbau, April 2002, S. 289-293.
19. Schleich, J.B. 2002c. Auswirkungen des WTC-Schocks auf den europäischen Stahlgeschossbau. Luxembourg: Revue Technique Luxembourgeoise, juillet 2002, p. 63-71.
20. Schleich, J.B. 2005. Handbook 5, Design of Buildings for the Fire Situation. Leonardo da Vinci Pilot Project CZ/02/B/F/PP-134007, Development of skills facilitating implementation of Eurocodes. Prague: Czech Technical University, 2005.
21. Schleich, J.B. et al. 2006. Analyse du rapport d'essai sur une poutre mixte acier-béton / Essais des 15, 16.12.2004 au Laboratoire Magnel de Gant / Nouveau complexe DEXIA-BIL à BELVAL OUEST. Luxembourg: Simon & Christiansen.
22. Schleich, J.B. 2006. Performance based design for the fire situation. Poiana Brasov: ICMS 2006, Steel a new and traditional material for building.

PRIMER IZ PRAKSE

ALTERNATIVNI NAČIN VAROVANJA PRED POŽAROM V VISOKO REGALNIH SKLADIŠČIH – PRIMER TRIMO D.D.

mag. Danijel ZUPANČIČ, univ. dipl. inž. str.
TRIMO d.d., Trebnje, Slovenija

mag. Bojan GRM, univ. dipl. inž. kem. tehnol.
CPZT Požarni inženiring, Radovljica, Slovenija

1. Uvod

Visoko regalna skladišča lahko smatramo za zelo zahtevne objekte tudi z vidika požarnega varovanja. Iz razlogov nosilnosti, hitre montaže in izkoriščenosti prostora je v praksi osnovna in regalna konstrukcija v visoko regalnih skladiščih izvedena kot jeklena konstrukcija, ki pa je bolj občutljiva na požar kot klasična konstrukcija. V visoko regalnih skladiščih se običajno skladišči blago velikih količin in tudi dokaj dragi izdelki. Ne glede na to ali je blago gorljivo ali ne morajo projektanti računati z gorljivo embalažo. Prav iz teh razlogov pa so zahteve pri projektiranju ustreznih načinov požarnega varovanja zelo visoke. Skladno z veljavno zakonodajo v Sloveniji so znane standardne rešitve pasivnega in aktivnega požarnega varovanja. Najpogostejši princip varovanja pred požarom v visoko regalnih skladiščih, izvedenih v Sloveniji, je sistem varovanja s sprinklerskim sistemom, ki pa zahteva visoka vlaganja v dodatne naprave (bazen za vodo, črpalke, rezervno napajanje). Eden od glavnih problemov, ki ga projektant mora rešiti, je namreč dobava zadostne količine vode.

V Trimu smo, na osnovi smernic VdS (Nemčija) Evropskega združenja za požarno varnost in znane rešitve enega od evropskih ponudnikov opreme varovanja pred požarom z nevtralnimi plinom v sobah računalniških centrov, vključili alternativni način varovanja pred požarom z nevtralnimi plinom tudi za visoko regalno skladišče večjega volumna. V principu gre za atmosfero v visoko regalnem skladišču, ki ima znižan delež kisika. Ta znižan delež preprečuje gorenje materiala in s tem prepreči razvoj požara v skladišču.

Prispevek obravnava praktičen način uvedbe take rešitve v visoko regalnem skladišču končnih izdelkov v Trimu (VRS2).

2. Problem

Investitor se v začetni fazi projekta, ko se ubada še z iskanjem idejnih rešitev za nek objekt s tehnologijo, redko kdaj ukvarja z vidiki požarnega varovanja. To vprašanje se prične odpirati šele v fazi formalnega postopka pridobivanja soglasij (Študija požarne varnosti) in seveda gradbenega dovoljenja. Običajno so v prvem planu tehnološke rešitve in vpliv na ekonomske učinke ob uvedbi nove investicije. Če gre pri tem še za objekt in tehnologijo, ki rešuje zgolj logističen problem, se običajno pojavi dilema, ali bo projekt ekonomsko upravičen in kdaj se bo investicija povrnila. In prav projekti v skladišča in visoko regalna skladišča so objekti, ki imajo daljšo dobo vračanja vloženi sredstev od projektov v proizvodne kapacitete. Po naključno zbranih podatkih, z nekaj izvedenih projektov izvedbe regalnih in visokoregalnih skladišč, je doba vračanja sredstev investicije v objekte logistike skladišč med 6-10 let v odvisnosti od stopnje potrebne avtomatizacije.


Pri odločanju vlagateljev v take projekte se seveda pojavlja vprašanje, koliko je mogoče ceno investicije znižati, da bi dosegli še sprejemljive učinke in čim krajšo dobo vračanja vloženi sredstev. Tu pa nastane problem, da je potrebno zadostiti zakonskim zahtevam po varni izgradnji in na drugi strani izpolniti želje lastnikov za znižanje stroškov investicije.

Tega problema smo se v Trimu lotili na način, da smo optimirali osnovno idejno rešitev visoko regalnega skladišča in ob tem iskali tudi stroškovno in tehnično rešitev požarnega varovanja že v fazi idej.

3. Ključne odločitve pri iskanju rešitev

Osnovna odločitev vodstva Trima, da pristopi k izgradnji visoko regalnega skladišča končnih izdelkov, je temeljila na strategiji Trima, da svojim kupcem zagotavlja celovite rešitve na področju jeklenih montažnih zgradb. S širitvijo trgov se je tudi število Trimovih kupcev in njihovih naročil bistveno povečalo. Sočasno tako poteka več sto projektov, ki imajo točno določeno zaporedje izvedbe, zato je pravočasna dobava elementov za izgradnjo, po pravilnem zaporedju za učinkovitost montažnih skupin, pri investitorju izrednega pomena. Vsak investitor namreč želi zgraditi objekt v vse krajšem času, ob tem, da podaja svoje želje (in posledično spremembe) še tudi med izvajanjem projekta. Slediti takemu številu različnih projektov in spremembam, pa je postalo povsem nemogoče na logistično učinkovit način.

Avtomatizirano visoko regalno skladišče tako omogoča za Trimo kot investitorja, dostopnost posameznega izdelka v vsakem trenutku in hiter ter učinkovit naklad po zahtevah projekta, ne glede na spremenjeno zaporedje montaže. Torej je koncept projekta sledil pričakovanjem naših kupcev in strategiji podjetja. S tem je imel projekt z vidika lastnikov ustrezno podporo.



Drugi del problema pa je bil težje rešljiv. Kako znižati stroške investicije, ob upoštevanju vseh zakonskih predpisov in ohranjanju tehničnih karakteristik, ki smo jih opredelili v zahtevah iz projektne naloge. Projektna skupina je preverila možne racionalizacije na sami opremi in optimirala sistem regalne konstrukcije znotraj razpoložljivega volumna. Tu smo se prvič srečali tudi s potrebnim prostorom za umestitev sistemov požarnega varovanja na klasičen način. Vprašanje je bilo: koliko prostora moramo predvideti za razvod instalacij sistemov za aktivno požarno zaščito (sprinklerjev)? Razvod bi pomenil povečanje volumna za cca 10 % in s tem dodatne stroške na zgradbi.

Še večji stroški pa so se obetali zaradi nezadostne količine potrebne vode za gašenje požara, kjer so potrebe v veliki enoprostorski zgradbi s toliko regali zelo visoke. Kazalo je, da bi morali zgraditi bazene za požarno vodo in ustrezen sistem črpalk, ki bi jim bilo potrebno dodati tudi agregat, ki bi jih napajal v primeru odklopa električne energije.

Naključno smo izvedeli za tehnično rešitev, ki jo je uveljavljala ena od evropskih firm pri varovanju sob računalniških centrov z reducirano atmosfero kisika. Ta princip so začeli poskusno uporabljati tudi pri manjših skladiščih. Obisk pri tej firmi je dal ustrezen odgovor, da je zelo praktična in na manjših sistemih preizkušena rešitev primerna tudi za visoko regalno skladišče v Trimu. Seveda se je s to odločitvijo pričela trnjeva pot reševanja detajlov in prepričevanja formalnih institucij v Sloveniji. Ta metoda žal še vedno ni, niti v Evropi še manj pa v Sloveniji, standardizirana in vključena v zakonodajo, ki opredeljuje zahteve za varno gradnjo. K sreči pa so VdS smernice o alternativnih načinih požarnega varovanja že dovolj diskutirane v strokovnih krogih po Evropi, v katere so vključeni tudi najboljši strokovnjaki za požarno varnost v Sloveniji. Na ta način je Trimova ideja o uvajanju tehnično nove, a odlične rešitve, lahko doživela tudi praktično potrditev.

4. Izhodišča iz projektne naloge in Študije požarne varnosti za objekt VRS2

Objekt VRS2 je dimenzij 46 x 52 x cca 30 m z okrog 800 paletnimi mesti, kar predstavlja okrog 12 km skupne skladišče dolžine paketov maksimalnega prereza 1400 x 1450 mm. Predvidena sta dva ločena regala, po sredini med njima pa je hodnik z nameščenima dvema regalnima dvigalom, ki opravljata funkcije preskladiščenja in delujeta medsebojno usklajeno. Regalna konstrukcija je iz HOP pocinkanih profilov in stabilizirana s stabilizacijskima blokoma na obeh robnih poljih. Skladišče je povezano s progami za vožnjo avtomatskih vozičkov za dobavo paketov iz proizvodnje v regalni blok na eni strani in iz regalnega bloka na ekspedit na drugi strani. Končni izdelki (pretežno ognjevarni paneli in obrobe) so zapakirani v gorljivo embalažo (polistirenski bloki, kartonski pokrovi, PE stretch folija, občasno tudi les). Po analizi vseh izdelkov v skladišču in potencialne količine embalaže je izračunana požarna obremenitev v skladišču VRS2 po JUS U.J1 030 na **srednjo požarno obremenitev (med 16 in 26 J/m²)**. V skladišču se ne skladiščijo vnetljive tekočine, ki bi tvorile eksplozijsko nevarne snovi. Poleg tega je skladišče popolnoma avtomatizirano in v njem ni stalnih delovnih mest. Vstop v skladišče je potreben zgolj pri servisiranju in ob morebitnih okvarah. Pri umestitvi v prostor se lahko upošteva odmiki novega objekta VRS2 od sosednjih objektov nad 15 m.

5. Ocena tveganj z vidika vpliva požara

Tveganja za nastanek požara so naslednja:

- v skladišču so poleg negorljivih materialov tudi materiali, ki se lahko vžgejo (PE folija, karton, stiropor, les...),
- nepravilnosti pri varjenju in drugih nevarnih delovnih opravilih lahko povzročijo vzrok za nastanek požara,
- okvare električnih instalacij in naprav (segrevanje pri trenju, ipd.),
- neupoštevanje požarnega reda (prepoved kajenja ipd.),
- podtaknjen/namerni požar.

Tveganja kot posledica nastalega požara:

- širjenje požara predvsem v vertikalni smeri je hitro (efekt dimnika),
- glede na višino skladišča in težko dostopnost je začetno gašenje požara z gasilniki in hidranti neučinkovito,
- glede na višino skladišča je tudi gašenje požara s tehniko gasilcev težko in ne dovolj učinkovito za obvladanje resnega požara,
- jeklena konstrukcija brez dodatne zaščite bo v primeru, da začetni požar ne bi bil pravočasno pogašen, doživela ali težje poškodbe ali pa lahko pride tudi do porušitve dela objekta,
- izguba prihodka in resnejše motne pri dobavi končnih izdelkov kupcem.

6. Koncept rešitve požarne zaščite – osnovna načela

Za nastanek in razvoj požara so potrebni trije osnovni elementi:

- gorljive snovi,
- kisik, ki omogoča gorenje,
- energija.

Znane rešitve za zmanjšanje možnosti za nastanek požara:

- odstraniti snovi, ki gorijo (za skladiščene materiale – odstranitev embalaže pred skladiščenjem, če je možno, za obrate- zmanjšanje gorljivih snovi v obratih, samo dnevne zaloge ali še manj),
- zaščititi na ogenj občutljive materiale- konstrukcijske rešitve z negorljivimi zaščitami ...
- upoštevanje preventivnih požarnovarnostnih ukrepov – preprečevanje segrevanja,
- sistemi zgodnjega odkrivanja požara,
- druge.

Znane rešitve pri nastanku požara:

- zniževanje gorečih delov in hlajenje okolice požara – gašenja z vodo in drugimi hladilnim sredstvi (pena),
- preprečevanje dostopa kisika pri požaru (pena, CO₂ ...),
- odstranjevanje snovi, ki gorijo,
- drugi ukrepi, ki preprečujejo širjenje požara na sosednje prostore in objekte.

Izbrana rešitev v VRS2:

- v skladišču se izvede varovanje pred požarom po principu, da je stalna atmosfera v skladišču z tako stopnjo zmanjšanja kisika, ki preprečuje gorenje – pod 15 % kisika,
- v skladišču se poleg naprav za stalno zmanjšanje kisika v atmosferi izvedejo še dodatni ukrepi zgodnjega odkrivanja potencialnih požarov (tlenja) – sistem z občutljivimi absorpcijskimi javljalniki dima,
- sistem požarnega javljanja in alarmiranja po SIST EN 54 1-14,
- požarne lastnosti vgrajenih materialov oblog so odlične (EI 60),
- posebej je upoštevana visoka požarna odpornost predelnih gradbenih elementov na meji s sosednjim prostorom (REI 60),
- skladišče je požarno ločeno od sosednjih prostorov, kjer ni izveden sistem zaščite z nižano mejno koncentracijo kisika,
- požarna vrata s požarno odpornostjo EI30.,
- odmiki od ostalih objektov 15 m,
- drugi ukrepi (zunanje hidrantno omrežje, gasilniki, varnostna razsvetljava ...).

7. Izvedba sistema zagotavljanja zmanjšane deleža kisika v atmosferi

Predpogoj za tako izvedbo je zadostna stopnja zrakotesnosti zgradbe (vrednost n50). Vrednost n50 določa delež izgub skozi ovoj zgradbe pri tlačni razliki 50 Pa.

Za doseganje visoke stopnje zrakotesnosti zgradbe je potrebno zagotoviti zrakotesnost samih fasad in strehe ter tudi posebno izvedbo vrat in sistema odpiranja. V primeru, da so vrata na nasprotnih fasadah, so izgube mnogo višje kot če so vhodi in izhodi na isti fasadi. Tako se pri konstruiranju prehodov blaga v skladišče ali iz njega upoštevajo principi izmenično zapirajočih se vrat (zaves) in še posebnega sistema tesnenja. Stopnjo zrakotesnosti se tudi testira pred zagonom sistema, da je omogočeno doseganje projektiranih vrednosti.

V prostoru z zmanjšanim deležem kisika ni možno imeti stalnih delovnih mest, saj je delo v atmosferi z manj kot 17 % kisika za ljudi s srčnimi in astmatičnimi obolenji lahko nevarno.

Zmanjšan delež kisika se doseže z vpihavanjem višje koncentracije dušika v prostor skladišča, ki ga proizvaja naprava za proizvodnjo dušika (kompresor in ločevalnik frakcij zraka). Sistem deluje na način, da kompresor črpa zrak iz okolice in ga potiska skozi separator frakcij zraka. Dušik se vodi v zaščiteno območje skladišča, ostali plini pa nazaj v okolico. Od separatorja se vodijo cevi v zaščiteno območje skladišča, kjer se dušik vpihava skozi odprtine. Dušik se enakomerno razporedi po prostoru s čimer dosežemo, da koncentracija kisika pade pod koncentracijo, določeno s projektom. Regulacija sistema pa omogoča, da se koncentracija kisika stalno meri in regulira potrebno količino dovajanega dušika.

Celoten sistem je nadzorovan s senzoriko in krmiljen preko nadzornega sistema, ki sledi koncentraciji kisika v prostoru ter opozarja na vstop, da je vstop v tako atmosfero omejen in dovoljen le za to usposobljenim osebam.

Na kratkotrajne izpade električne energije ali naprav za dovajanje dušika sistem ni občutljiv, saj koncentracija kisika raste zelo počasi. Za daljše izpade električne energije je predvideno zasilno napajanje z dušikom preko baterij.

Sistem je potrebno skrbno vzdrževati, sicer pa je zanesljiv in učinkovit.

8. Pozitivni učinki take rešitve


- investicijski strošek je znatno manjši od stroška pasivne požarne zaščite JK ali aktivne požarne zaščite s sistemom vodnih prh (sprinklerjev),
- enostavno vzdrževanje in neobčutljivost za zunanje temperature v primerjavi z aktivno požarno zaščito s sistemom vodnih prh,
- neobčutljivost jeklene konstrukcije pri montaži in/ali eksploataciji v primerjavi z jekleno konstrukcijo s pasivno požarno zaščito,
- do požara sploh ne more priti v notranjosti objekta, saj je odzvet eden od pogojev za nastanek in širjenje požara,
- prostor za naprave je znatno manjši od potrebnega prostora za naprave za aktivno požarno zaščito.

Sistem pa ima dve manjši slabosti:

- izvedba objekta mora biti kakovostna z vidika zrakotesnosti (slaba izvedba lahko poviša stroške obratovanja),
- vstop v prostor je omejen in dovoljen pod posebnimi pogoji zdravim ljudem.

9. Zaključek

Sistem požarne zaščite z zmanjšanim deležem kisika v VRS2, ki ga je projektiral in izvedel Trimo partner, je prvi projekt takega obsega v Evropi in pomeni tehnični in tehnološki dosežek, ki bo omogočal podobnim projektom cenejšo in varnejšo gradnjo. Trimo je skozi lastno referenco in praktično aplikacijo osvojil "know how", da lahko podobne projekte s partnerjem projektira in izvaja. Ob



tem je Trimo dokazal, da s sodelovanjem vrhunskih domačih strokovnjakov in uspešnim komuniciranjem med strokovnjaki, projektanti in inšpekcijskimi službami lahko uspe tudi v slovenskem prostoru nova tehnična in tehnološka rešitev, preden so jo sprejela evropska strokovna združenja ali tehnični komiteji.

PRIMER IZ PRAKSE

PRIKAZ KONCEPTA POŽARNE ZAŠČITE VEČETAŽNEGA JEKLENEGA INDUSTRIJSKEGA OBJEKTA NA PRIMERU KRKA SINTEZA 4

Milivoj KODRIČ, univ. dipl. inž. kem.tehnol.,

Matjaž KUZMA, univ. dipl. inž. str.,

Slavko MODIC, univ. dipl. inž. grad.

IBE, d.d., svetovanje, projektiranje in inženiring, Ljubljana, Slovenija

POVZETEH

Proizvodni objekt Krka Sinteza 4 s tlorisnimi dimenzijami 55,00 x 22,60 m in višino strehe na koti +27,25 m spada med večetažne velikovolumske industrijske objekte. Zasnova in posledična izvedba objekta sta prilagojeni tehnološkim zahtevam. Tehnologija je plod raziskovalno – razvojnega dela Krkinih strokovnjakov. Proizvodnja aktivnih farmacevtskih učinkovin (API) zahteva v tehnološkem smislu maksimalno fleksibilne rešitve, ki jih mora omogočati tudi arhitektonsko – gradbena izvedba objekta. Zato je bila s strani investitorja preferirana jeklena gradbena konstrukcija.

Uporaba organskih topil iz skupine lahkovnetljivih tekočin predstavlja veliko tveganje za vžige in posledične eksplozije ter hitro potekajoče požare. Zato je bilo potrebno poiskati primerno kombinacijo med pasivnimi in aktivnimi požarnovarstvenimi ukrepi. Jeklene vroče cinkane gradbene konstrukcije ni mogoče ščititi s požarnoodpornimi premazi. Možnosti za doseganje primerne pasivne požarne varnosti so bile močno omejene in pri tako zahtevnem objektu tudi neracionalne.

Sprejemljive rešitve smo zagotovili z naslednjimi konstrukcijskimi in požarnovarstvenimi ukrepi:

1. Nosilno konstrukcijo proizvodnega objekta tvorijo jekleni okvirji v prečni in vzdolžni smeri s sekundarnimi etažnimi nosilci.
2. Zgradba je v vzdolžni smeri predeljena in zavetrovana z dvema armiranobetonskima stenama. Ti potekata od tal do strehe, zato omogočata, da se objekt razdeli v tri osnovne vertikalno potekajoče požarne sektorje.
3. V dopolnitev jekleni konstrukciji so smiselno uporabljena tudi izključno zaradi požarne varnosti predvidena armiranobetonska jedra. Ta so namenjena za varnostna stopnišča, jaške dvigal in zaščitene instalacijske jaške.
4. Temeljni ukrepi aktivne požarne varnosti so vključeni v tehnološke rešitve, ki so dosledno prilagojene ATEX direktivam.
5. "Klasična" aktivna požarna varnost je zagotovljena s polnim nadzorom s sistemi za javljanje požara in s polno zaščito z vgrajenimi avtomatskimi gasilnimi napravami (sprinkler, deluge).
6. Pri izvedbi mreže za avtomatsko gašenje zaradi vgrajene opreme, množice instalacijskih koridorjev in velikega števila tehnološko utemeljenih komor ter podobnih majhnih prostorov ni bilo mogoče izvesti klasične rasterske, v biroju

zasnovane, razporeditve gasilnih šob. Izvedbeno projektiranje je potekalo v samem objektu, potem ko so bile vgrajene že vse naprave in vse najvažnejše instalacije. Za hlajenje nosilne jeklene konstrukcije so predvidene dodatne šobe. Menimo, da smo s primerno kombinacijo dopolnilnih požarnovarstvenih ukrepov zagotovili sprejemljivo požarno varnost, navkljub jekleni konstrukciji in brez požarno odpornih oblog ali premazov. Objekt ima vsa potrebna potrdila, certifikate in soglasja za začetek poskusnega obratovanja in tudi že uspešno poskusno obratuje.

ABSTRACT

The industrial steel structure of Krka Sinteza 4 (Krka Synthesis 4) with plan view dimensions of 55.00 x 22.60 m and a roof height at the elevation of +27.25 m belongs among multi-story large volume industrial structures. Its concept and construction shall meet certain technological requirements following the development and research work of the Krka experts. In a technological sense, production of active pharmaceutical ingredients (API) requires maximum flexible solutions which shall be put forward also by architectonic and civil construction implementation of the building. This is the reason why the Investor preferred a steel structure.

The use of organic solvents which belong to the group of light inflammable liquids represents a high ignition and consequently explosion hazard with quickly spreading fire. This is why a suitable combination of passive and active fire protective measures had to be found. Zinc hot coated steel structures can not be protected by fire resisting coats. Possibilities of a suitable passive fire protection were so seriously limited and with such a demanding structure they were also irrational.

Acceptable solutions were provided by the following structural and fire protective measures:

1. The supporting structure of the production unit is composed of steel frames in cross and longitudinal direction reinforced with secondary floor beams.
2. In its longitudinal direction the building is divided and vertically braced by two reinforced concrete walls. They extend from the basement to the roof and so provide for the structure to be divided into three basic vertically divided fire areas.

3. As an addition to the steel structure and in order to provide fire safety the reinforced concrete cores shall be duly applied. These shall be used for fire escape stairway, elevator shafts and protected installation shafts.
4. Basic active fire safety measures shall be integrated with technological solutions strictly following the ATEX Directives.
5. "Classical" active fire safety shall be fully controlled by automatic fire detection systems and by use of automatic fire extinguishing equipment (sprinkler, deluge).
6. Due to the used equipment, a number of installation corridors and a great number of technologically needed chambers and similar small areas it was not possible to provide the automatic fire extinguishing equipment grid with a

classic raster-type arrangement of fire extinguishing nozzles as designed in the office. The final engineering design was performed in the structure itself when the complete equipment and the most important installations had already been installed. Additional nozzles were foreseen for cooling of the supporting steel structure.

We are of the opinion that by application of an adequate combination of additional fire safety measures an acceptable fire safety was achieved in spite of the fact that the structure was made of steel and that no fire resistive coats or linings were applied. All the necessary approvals, certificates and consents for the structure trial operation start have been obtained.

1. Uvod

Investicijo Sinteza 4 tvorita proizvodni objekt in, v oddaljenosti 10 m postavljeni, pomožni (servisni) objekt. V prispevku je predstavljen le proizvodni objekt, ker je požarno bistveno bolj ogrožen in ker je bilo zaradi tehnoloških razlogov potrebno zasnovati jekleno nosilno konstrukcijo. V pomožnem (servisnem) objektu, ki je s proizvodnim povezan s cevovodnimi in kabelskimi mostovi ter mostovžem za zaposlene, je združena priprava vseh vrst energetskih in pomožnih medijev (transformatorji, ogrevno-hladilni mediji, priprava penilne raztopine za gašenje, komprimiran zrak...). V pomožnem objektu so urejeni tudi prostori za tehnično vodenje objekta, laboratoriji, garderobe, vzdrževalne delavnice, sanitarije...

Proizvodni objekt Sinteza 4 ima zunanje tlorisne dimenzije 55,00 x 22,60 m (vzdolžni raster stebrov 9 x 6,00 m, prečni raster 3 x 7,20 m). Objekt je šestetažen (P+4+M).

Mansarda je postavljena na strehi s koto +27,00 m in je namenjena izključno prezračevanju objekta (priprava dovodnega zraka in odvodni sistemi).

Proizvodni objekt Sinteza 4 ima etaže na naslednjih kotah:

- pritličje ±0,00
- 1. nadstropje +6,00
- 2. nadstropje +12,00
- 3. nadstropje +17,50
- 4. nadstropje +23,00
- mansarda (prezračevalna strojnica) +27,00

Streha strojnice ima koto +33,50 m. Vzдолž objekta poteka pod talno ploščo še instalacijska kineta, ki sega z dnom na koti -2,50 m v območje podaljšanih temeljev. Stavba Sinteza 4 spada med visoke velikovolumske objekte.

Pet proizvodnih etaž je potrebnih zaradi toka materiala oz. odvijanja tehnoloških procesov od zgoraj navzdol. V najvišji proizvodni etaži potekata priprava in doziranje surovin. Na koti +6,00 so postavljene naprave za izolacijo trdnih intermediatov in produktov. Na koti ±0,00 pa poteka finalizacija proizvedenih produktov. Pri izolaciji in predvsem pri finalizaciji je potrebno zagotavljati pogoje za čiste prostore v farmacevtskem smislu. Zahteve po čistih prostorih narekujejo ureditev velikega števila prostorov z značajem posebnih komor, ki zahtevajo vzdrževanje strogih mikroklimatskih pogojev. Iz teh razlogov je pritlična etaža prostorsko in požarno ločena od ostalih proizvodnih etaž nad njo. Proizvodna območja preostalih 4 etaž so med seboj povezana.

Objekt je koncipiran skladno s tehnološkimi zahtevami. Pri tem so arhitektonsko-gradbena konstrukcija kot tudi vse instalacije, naprave in sistemi prilagojeni izključno tehnološkim in varnostnim zahtevam.

Zaradi uporabe organskih topil iz skupine lahkovnetljivih tekočin in izvajanja številnih kemijskih, termodifuzijskih, hidrodinamskih in drugih procesnih operacij predstavlja objekt povečane nevarnosti za nastanek požara in eksplozije hlapov, plinov, megle in tudi prahu. Zato je zaščiti pred požarom in/ali eksplozijami posvečena enaka pozornost kot samim tehnologijam. Primarna varnost je vključena v tehnološke postopke in vgrajene naprave ter instalacije. Sam objekt predstavlja le namenu prilagojeno "posodo", ki mora zagotavljati doseganje postavljenih kvantitativnih in kvalitativnih proizvodnih ciljev na maksimalno varen način. Uničenje objekta zaradi požara in/ali eksplozije bi pomenilo izgubo trga in s tem za lastnika zelo veliko in praktično nepovratno škodo.

2. Arhitektonsko-gradbena zasnova objekta

Osnovno gradbeno konstrukcijo tvorijo jekleni okvirji v prečni in vzdolžni smeri s sekundarnimi etažnimi nosilci. Stebri in nosilci so HEB vroče valjani H profili s širokima paralelnima pasnicama, srednje teže (Euronorm 53-62, DIN 1025 Blat 2 IPB).

Profili HEB 600 so vgrajeni v notranjosti pritličja in 1. nadstropja. Na fasadah pritličja in 1. nadstropja ter povsod v 2. in 3. nadstropju so vgrajeni profili HEB 500, medtem ko je v zadnjih dveh etažah gradbena konstrukcija izdelana s profili HEB 400. Faktor profila (O/A), odločilen za obnašanje v požaru, znaša pri HEB 400: 96 m¹, pri HEB 500: 87 m¹ in pri HEB 600: 84 m¹.

Vse tri dimenzije HEB elementov imajo razmeroma nizek faktor profila (nižji od 100). Zato se pri takih masivnih jeklenih profilih kasneje doseže kritično temperaturo 500 °C, kot pri tanjših profilih enake geometrije. Za doseganje požarne odpornosti R-60 bi pri stebrih zadoščale 12 mm debele obloge Promatect H. Požarno odpornost R-90 pa bi zagotovili z 20 mm debelimi oblogami pri HEB 500 in HEB 600 oz. s 25 mm debelimi oblogami pri HEB 400. Za doseganje požarne odpornosti R-120 pa bi pri vseh treh dimenzijah potrebovali 30 mm debele zaščitne obloge Promatect H.

Optimalno požarno odpornost R-60 bi dosegli z relativno tankimi oblogami. Zaščitni premazi za povečanje požarne odpornosti pri pocinkanih jeklenih elementih zaradi nizkega tališča (419,8 °C) in prav tako nizkega vrelišča (908 °C) cinka ne pridejo v upoštevanje.

Analize najbolj verjetnih vzrokov za velike požare v podobnih obratih so pokazale, da se najpogosteje najprej pojavi atmosferska eksplozija (vzbuh), tej pa sledi velik in hitro razvijajoč požar.

V primeru, da bi se dogodil velik požar po najbolj verjetnem scenariju, bi bile obloge zaradi predhodne eksplozije toliko poškodovane, da bi izgubile zaščitni učinek.

Ob dejstvu, da tako masivna jeklena konstrukcija tudi brez dodatne požarne zaščite zagotavlja požarno odpornost vsaj 10-15 minut, smo se odločili maksimalno poudariti ukrepe aktivne požarne zaščite. Če se začetnega požara ne odkrije v najzgodnejši fazi in tudi pogasi oz. vsaj omeji na samo žarišče, je malo verjetnosti, da bi objekt rešili, tudi če bi njegova konstrukcija in mejni ločilni elementi izkazovali npr. požarno odpornost R(EI)-120. Za AB gradbene konstrukcije je pričakovati, da vzdržijo tlačne obremenitve do 3450 Pa. Pri eksplozijah hlapov in plinov pa se pojavljajo praviloma bistveno višji tlaki. Ustreznih razbremenilnih površin pa pri tako prostornem objektu ni mogoče zagotoviti. Zato AB konstrukcije, kljub razmeroma lahkemu doseganju srednje ali večje požarne odpornosti pri tovrstnih objektih, ne morejo zagotoviti tudi resnične požarne varnosti.

3. Prednosti jeklene gradbene konstrukcije

V obravnavanem objektu je uporabljena vijačena pocinkana jeklena konstrukcija, izdelana v bližnji tovarni.

Glavne prednosti pocinkane jeklene konstrukcije so:

- izdelava vseh elementov gradbene konstrukcije v tovarni in posledično hitrejša ter za okolje manj obremenjujoča gradnja,
- na gradbišču poteka le vijačenje, varjenje je izključeno,
- zelo velika fleksibilnost, lahko prilagajanje konstrukcije vgrajeni tehnološki opremi,
- enostavne kasnejše rekonstrukcije zaradi tehnoloških sprememb,
- razmeroma enostavno vzdrževanje in nadzor dejanskega stanja nosilnih elementov med eksploatacijo objekta,
- odpornost cinkovega zaščitnega sloja na organska topila, ki predstavljajo največji delež surovin v podobnih kemijskih obratih,
- manjše dimenzije nosilnih gradbenih elementov in možnost izrabe H oblike za namestitve dovodno-odvodnih prezračevalnih kanalov in rešetk,
- enostavna namestitve nosilne podkonstrukcije za fasadne obloge,
- enostavna razgradnja in recikliranje, ko se objekt odstrani.

Za obravnavane in podobne objekte je nizka naravna požarna odpornost jeklenih konstrukcij zgolj navidezna pomanjkljivost. V predhodnem poglavju je pojasnjeno da pri objektih, kjer predstavlja eksplozijska ogroženost daleč največje požarne nevarnosti, požarna odpornost, ki jo je mogoče zagotoviti z AB in zidanimi gradbenimi elementi, ne more zagotavljati prednosti pred jeklenimi konstrukcijami.

Seveda pa je tudi pri jeklenih objektih, ki imajo tako velike dimenzije kot obravnavani, potrebno zagotoviti ustrezno kombinacijo z AB gradbenimi elementi. Na ta način je mogoče zagotoviti neobhodne požarne ločitve med deli objekta, ki imajo v primeru požara specifične funkcije ali nevarnosti (evakuacija, instalacijski koridorji oz. jaški, priročna skladišča, elektrorazdelilni in nadzorno-komandni prostori ...). Pri obravnavanem objektu je večina tovrstnih prostorov zagotovljenih v pomožnem (servisnem) objektu ali ob samem proizvodnem objektu (priročno cisternsko skladišče, drugo varnostno stopnišče).

4. Požarnovarnostni koncept oz. glavni ukrepi za zagotavljanje požarne varnosti

4.1 Pasivni požarnovarstveni ukrepi

Glavne pasivne požarnovarstvene ukrepe predstavljajo:

- razmestitev večine pomožnih naprav in instalacij, ki so pomembne za obratovanje proizvodnega objekta v prostorsko ločenem pomožnem (servisnem) objektu,
- uporaba izključno negorljivih gradbenih proizvodov (razred A1) za gradbeno izvedbo objekta,
- fasadne obloge iz panelnih elementov, ki izkazujejo požarno odpornost EI-90,
- zagotovitev dveh prečnih vertikalnih AB sten v funkcijo požarnih zidov, ki potekata od temeljev do strehe in omogočata razdelitev objekta na tri osnovne tehnološke dele, ki so hkrati tudi požarni sektorji,
- izvedba notranjega varnostnega stopnišča, jaškov tovornih dvigal in glavnih instalacijskih jaškov z AB stenami in požarno odporimi ločilnimi elementi,
- požarna ločitev priročnega cisternskega skladišča ob jugovzhodni strani proizvodnega objekta z AB požarnim zidom REI-090,
- požarne tesnitve prehodov instalacij skozi meje požarnih sektorjev,
- požarna odpornost vrat na mejah požarnih sektorjev EI-60C,
- etažne plošče so armirane betonske, izvedene po sistemu HI bond, pri čemer je vgrajena dodatna nosilna armatura.

4.2 Aktivni požarnovarstveni ukrepi

Glavni pasivni požarnovarstveni ukrepi so:

- polni nadzor z avtomatskimi optičnimi dimnimi javljalniki v notranjosti objekta ter plamenskimi javljalniki za zaščito polodprtih območij (priročno cisternsko skladišče, območje regeneracije organskih topil),
- notranja hidrantna mreža,
- zunanja hidrantna mreža,
- ročni in prevozni gasilniki,
- zaščita notranjih proizvodnih in pomožnih prostorov s sprinklersko instalacijo,
- zaščita polodprtih območij (priročno cisternsko skladišče organskih topil, območje regeneracije organskih topil) z vgrajenimi gasilnimi instalacijami po sistemu deluge,
- zaščita nadzorno-komandnih in elektrorazdelilnih prostorov z lokalnimi plinskimi gasilnimi napravami (gasilo FM 200),
- dodatno hlajenje nosilnih jeklenih stebrov s posebnimi sprinklerskimi šobami,
- varnostna razsvetljava, usmerjevalni znaki, ozvočenje in alarmiranje,
- požarno krmiljenje vseh naprav, ki so pomembne za varnost ljudi in tehnološko varnost,
- nadzor koncentracije hlapov na vseh kritičnih mestih z alarmnimi in krmilnimi funkcijami,
- dosledna implementacija ukrepov protiekspluzijske zaščite skladno z direktivami ATEX, pri čemer je za opremo zahtevana kategorija najmanj 2G oz. 2G/D ter zaščita za skupino plinov IIC in temperaturni razred T4*,
- posebni priključki lokalnega odsesavanja, s katerim se preprečuje zbiranje hlapov na sicer slabo prezračevanih mestih.

***Opomba:** Tehnični ukrepi protiekspluzijske zaščite so po naravi pretežno aktivni ukrepi, po načinu delovanja pa se večinoma obnašajo kot pasivni ukrepi.

4.3 Organizacijski ukrepi

Organizacijski ukrepi so prilagojeni veljavnim predpisom, dejanskim nevarnostim v objektu, stopnji izobrazbe in strokovne usposobljenosti zaposlenih, pomembnosti objekta, načinu dela. Zasnovani so tako, da zagotavljajo maksimalno možno varnost ter hitro in učinkovito posredovanje v primeru težav ali nesreč.

Veličina oz. zahtevnost sistema	Območje zaščite					
	Proizvodnja			Pomožni deli		
	Mokri del	Finalizacija	Skladišča (prostoblok)	Pisarne	Strojnice	Nadzorni prostori
Skupina požarne nevarnosti	HHP3	HHP2	HHS3	OH2	OH3	OH2
Računska površina ščitenja (m ²)	260	260	260	144	216	144
Intenzivnost brizganja (l/min/m ²)	12,5	10	10	5	5	5
Potreben čas delovanja (min)	90	90	90	60	60	60
Količina vode v tlač.rez. (m ³)	15	15	15	7,5	7,5	7,5
Potreben min. pretok vode (l/s)	54,2	43,4	43,4	12	18	12
Vrsta oskrbe z vodo	Kombiniran in hidravlično preračunan sistem za potrebe hidrantnega omrežja in najzahtevnejše vgrajene gasilne naprave					
Vrsta oskrbe z vodo	En neizčrpen in en izčrpen vir					
Gasilna tekočina	Težka pena s primešavanjem 3-5 % penila AFFF v vodo					

5. Vgrajeni sistemi za gašenje in hlajenje

Za požarno zaščito proizvodnega objekta Sinteze 4 sta vgrajena avtomatska gasilna naprava sprinkler - za ogrevane prostore v notranjosti objekta in sistem gašenja ter hlajenja z odprtimi šobami (deluge) - za območje priročnega skladišča z organskih topil in območje za regeneracijo organskih topil.

Zahteve za sprinklerske sisteme, podane s študijo požarne varnosti in VdS CEA 4001: 2003-01 (01):

Za območje priročnega skladišča z organskimi topili in drugimi tekočinami ter območje regeneracije topil je izveden sistem gašenja z odprtimi šobami. Območje rezervoarjev s topili je razdeljeno na dve, območje regeneracije topil pa na tri gasilno-hladilne cone. Intenzivnost polivanja pri gašenju rezervoarjev z organskimi topili znaša 20 l/(minm²), za hlajenje pa je zagotovljeno 10 l/(minm²). Za območje regeneracije topil znaša intenzivnost polivanja pri gašenju 12,5 l/(minm²), intenzivnost hlajenja pa dosega 7,5 l/(minm²). Računski čas delovanja znaša 30 minut (skladno z VdS 2109: 2002-06 (03)).

Voda za gašenje prihaja po cevnem mostu od centralne sprinklerske postaje, ki pokriva potrebe za celotno območje KRKA - Ločna. V servisnem objektu je samo postaja za skladiščenje in pripravo penila.

Za nadzorno-komandne in elektrorazdelilne prostore je bila naknadno sprejeta odločitev, da se ščitijo z vgrajeno napravo s plinskim gasilom FM 200. Zato v teh prostorih ni sprinklerja.

Za hlajenje nosilne jeklene konstrukcije so vgrajene dodatne šobe, ki zagotavljajo intenzivnost brizganja 2,0 l/(minm²). Dodatno se ščitijo samo vidni nosilci, ki niso drugače požarno izolirani.

Potreben tlak na razdelilniku v ventilski postaji znaša: $p = 5,36$ bar. Potreben pretok vode pa je $Q = 99$ l/s. Glede na teoretični pretok vode, ki bi znašal 54,2 l/s, je potreben in tudi zagotovljen skoraj enkrat večji pretok. To je posledica dodatnega ščitenja nosilne konstrukcije in velikega števila dodatnih šob za celovito pokritje tehnološko zelo zahtevnega objekta.

6. Zaključek

Krkina Sinteza 4 je velik, in v vseh pogledih zelo zahteven objekt. Visoka vrednost investicije, načrtovani vpliv na poslovni uspeh podjetja ter požarne in druge nevarnosti, ki izhajajo iz namembnosti, so bili faktorji z odločilnimi vplivi na zasnovo objekta.

Odločitev investitorja za vijačeno pocinkano jekleno nosilno konstrukcijo je temeljila na dobrih izkušnjah, pridobljenih na podobnih, a manjših objektih.

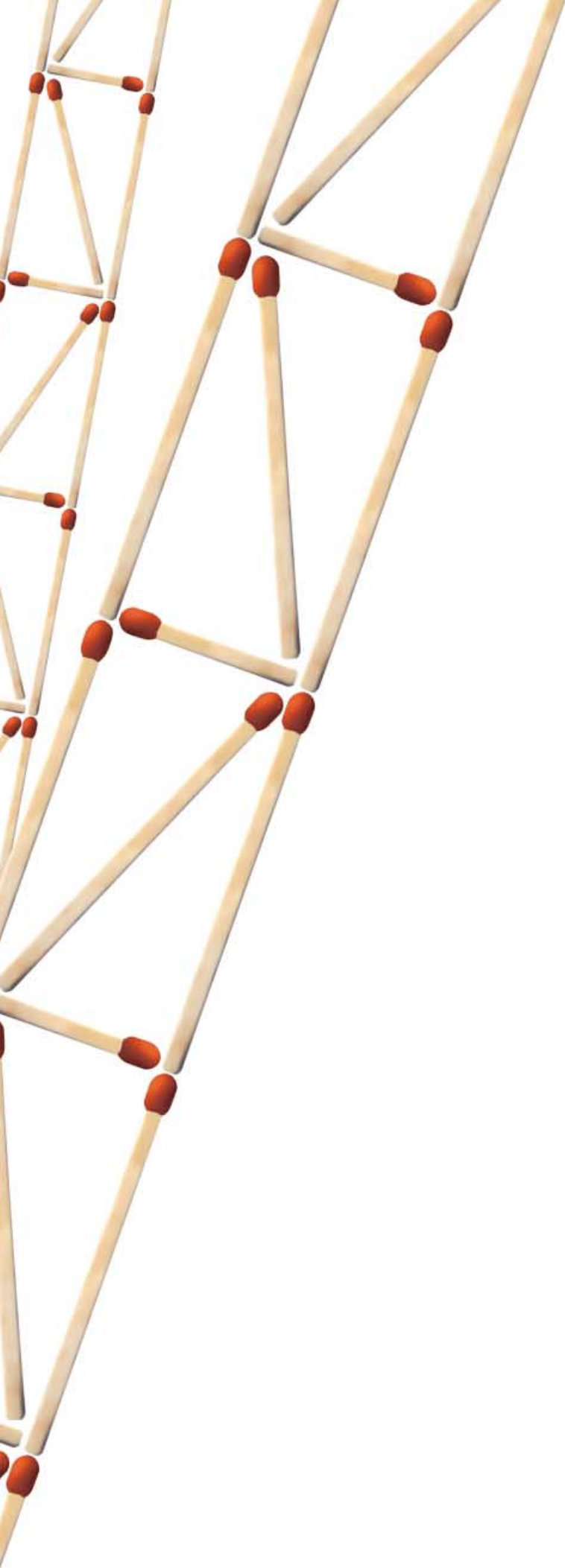
V prispevku je prikazano, da je jeklena konstrukcija zelo primerna za objekte, kjer so najbolj verjetni hitri požari kot posledica predhodnih atmosferskih eksplozij. Gradbena konstrukcija je v takih primerih praviloma le nosilni skelet, vse ostalo pa je treba zagotavljati z drugimi ukrepi, ki zmanjšujejo možnosti za nastanek požara na minimum. Če pa do požara kljub vsemu pride, morajo brezhibno delovati sistemi za hitro odkrivanje in prav tako hitro in zanesljivo avtomatsko gašenje.

Proizvodni objekt Sinteza 4 predstavlja plod dolgoletnih izkušenj investitorjevih ter zunanjih strokovnjakov, ki smo sodelovali pri snovanju in gradnji. Zato lahko vsi skupaj upravičeno pričakujemo, da bo objekt izpolnil pričakovanja ter dokazal pravilnost odločitev.

Rezultati prvih proizvodnih serij v sklopu poskusnega obratovanja so zelo ugodni.

Viri

- Zakon o varstvu pred požarom, Ur.l. RS št. 71/93, 87/01;
- Safety Analysis, L.H. Ringdahl, Elsevier Applied Science, London and New York, 1993;
- Explosionen, W. Bartknecht, Springer – Verlag, Berlin 1980;
- Explosionsschutz in der chemischen Industrie, B.G Chemie, 1988;
- Anlagensicherheit, BG Chemie, 1997;
- DIN 18320 – Baulicher Brandschutz in Industriebau;
- Industrial Fire Prevention and Protection, Van Nostrand Reinhold, New York, 1991;
- SIST EN 60079-10:2003; Electrical apparatus for explosive gas atmospheres; Part 10: Classification of hazardous areas (IEC 60079-10:2002);
- Pravilnik o protieksplzijski zaščiti, Ur.l. RS, št. 102/00 in 91/02;
- SIST EN 1127-1, 1998, Explosive atmospheres – Explosion prevention – Part 1: Basic concept and methodology;
- B.G. Chemie, ZH 1/200, Richtlinie, Nr. 4, Statische elektrizität;
- Venting and Deflagrations, NFPA 68/2002;
- VdS CEA 4001 – Richtlinien für Sprinkleranlagen, Planung und Einbau, 2003-01(01);
- VdS – Richtlinien für Sprinkleranlagen – Löschanlagen, Planung und Einbau, VdS 2109: 2002-06(03);
- Zakon o gradbenih proizvodih, Ur.l. RS št. 52/00;
- Pravilnik o požarni klasifikaciji gradbenih proizvodov, Ur.l. RS št. 77/03.



PRIMER IZ PRAKSE

HANGAR SPLOŠNE AVIACIJE NA LETALIŠČU LJUBLJANA NA BRNIKU

Vladimir KOŽELJ, univ. dipl. inž. arh.
EKO-ART d.o.o., Ljubljana, Slovenija

Miroslav MOHORKO, dipl. var. inž.
M-G d.o.o. MUTA, Muta, Slovenija



Uvod

Da bi na letališču Ljubljana na Brniku zadovoljili potrebam po garažiranju malih avionov, tako imenovane splošne aviacije, se je investitor Aerodrom Ljubljana leta 2002 odločil, da bo zgradil hangar splošne aviacije s pripadajočimi prostori.

Objekt je zaradi raznolikosti funkcije in zaradi prostorskih zahtev po veliki višini in razponih predstavljal tako za arhitekta kot tudi za statika velik izziv.

Kot material za premostitev velikih razponov smo uporabili kovino, ki se je nam arhitektom zdela najbolj sprejemljiv material tudi z oblikovalskega vidika.

Seveda pa smo se že v začetku zavedali, da bomo morali nosilno strešno konstrukcijo tudi požarno ščititi.

Lokacija

Objekt je urbanistično postavljen v mrežo objektov in komunikacij, ki jih določajo prostorsko urbanistični pogoji za področje AERODROMA LJUBLJANA.

Objekt je lociran med obstoječimi hangarji.

Tlorisni gabarit objekta je **97.24 m x 46.24 m**. Višina objekta se menja glede na funkcijo objekta in sicer je na južni strani pri uvozu letal višina **14.70 m**, na severni strani kjer je aneks v katerem so pisarne in stranski prostori pa **8.0 m**. Višina drsnih vrat je **8.50 m**. (slike 1, 2)

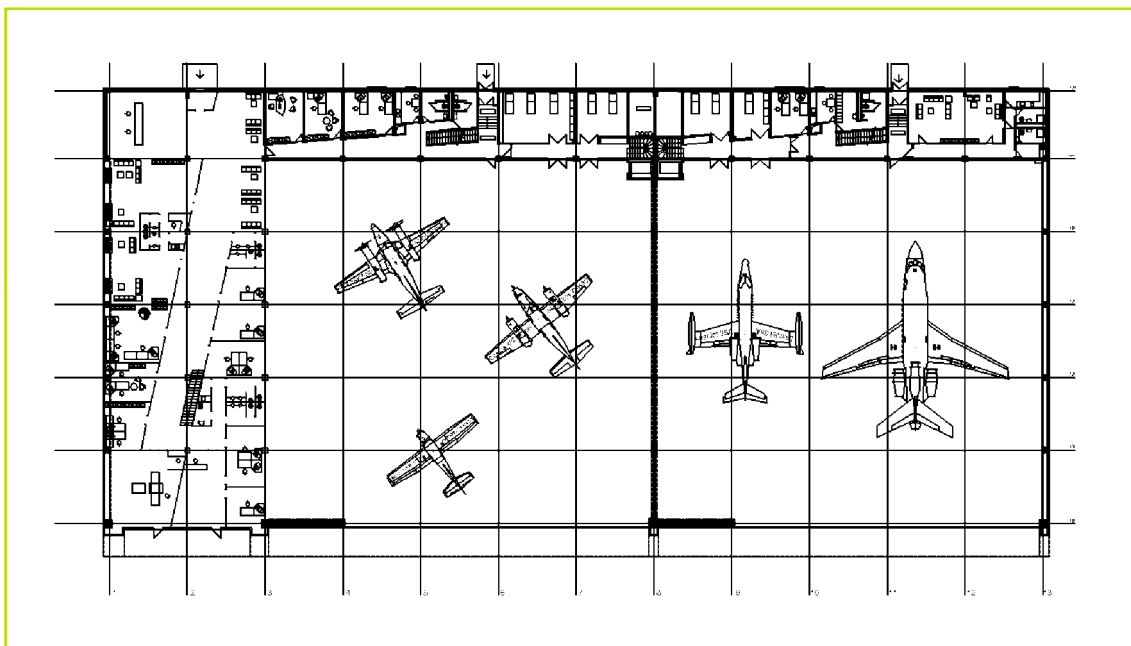
Investitorjeve zahteve so bile sledeče:

Investitor je podal program v katerem je bilo zahtevano, da se objekt zgradi za dva uporabnika. Objekt bo namenjen garažiranju letal, zato so bili podani tipi letal, ki bodo garažirani v hangarju, hkrati pa naj se ob dveh delih hangarja za garažiranje letal predvidi aneks s spremljajočimi prostori kot so pisarne za zaposlene, strojnice za strojne in elektro inštalacije, sanitarije in delavnice.

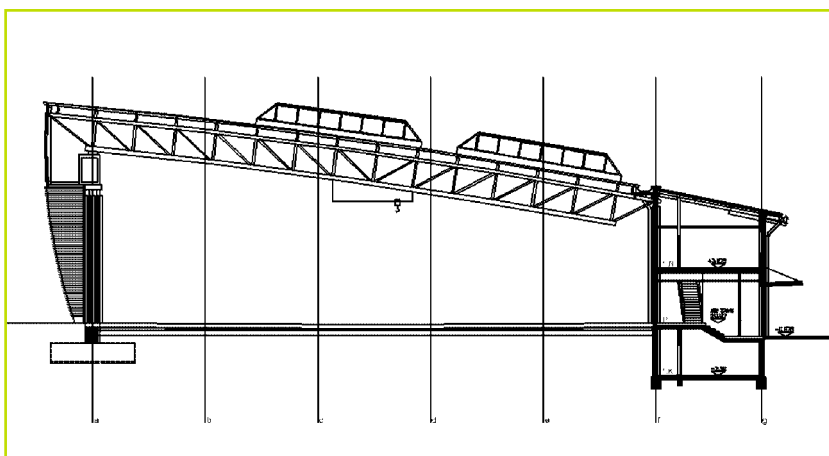
Projektantske zahteve pa so bile sledeče:

Hangarski prostor za garažiranje letal po priloženem seznamu letal, zahteva velike razpone. Za velike razpone pa je najbolj ugodna kovinska konstrukcija. Prostor naj bi bil osvetljen tudi skozi streho – skozi svetlobnike in skozi transparentna drsna hangarska vrata.

Oba dela hangarja za dva različna uporabnika naj bi se ločevala požarno zaradi imovine, čeprav je funkcija enaka.



SLIKA 1



SLIKA 2

Aneks, v katerem so spremljajoči prostori, pa naj se zaradi drugačne funkcije in večjega števila zaposlenih požarno ločuje od hangarskega dela.

Dostopi in dovozi do hangarja

S severne strani so predvideni trije dostopi do aneksa hangarja s parkirišča za osebna vozila. Dovozi in izvozi letal iz hangarja so predvideni po vsej dolžini južne fasade, ki meji na platformo pred hangarjem. (slike 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12)

Funkcija

Klet: - 3.50 m

Podkleten je samo aneks po vsej tlorisni površini.

Klet je dostopna po glavnih - enoramnih stopniščih in stranskem - servisnem stopnišču

Klet je namenjena za servisne, inštalacijske in skladiščne prostore.

Pritličje: ±0.00

Hangar je dostopen s strani letališke platforme po celi dolžini. Hangarski del se zapira s smučnimi vrati širine 8 m in višine 8.5 m. Prostor služi za parkiranje letal.

1. nadstropje aneksa. +3.675 m

V prvem nadstropju so predvideni pisarniški prostori, ki so vsi naravno prezračevani in naravno osvetljeni.

Vzhodni del zgradbe predstavljajo prostori za hitro pošto UPS. Ti so iz sistema požarne varnosti popolnoma ločeni in posebej varovani. V pritličju so prostori za razdeljevanje in sortiranje pošilk prispelih v Slovenijo in tistih, ki so iz Slovenije poslani. V prvem nadstropju pa so pisarniški prostori.



SLIKA 3



SLIKA 4



SLIKA 5



SLIKA 6

Konstrukcija

Konstrukcija aneksa je armirano betonska. AB stebri nosijo AB plošče. Stene so v rastru 8 m in so armirano betonski. Druge stene so v kleti pozidane, v pritličju in v 1. nadstropju pa so stene med pisarnami iz lahkih mavčnih sten.

Konstrukcija hangarskega dela je eno etažna dvoranska zgradba velike višine, ki jo narekujejo letala. Vsi stebri so izvedeni iz armiranega betona. Streho nosi kovinska konstrukcija. AB stebri nosijo trikotne prostorske palične kovinske nosilce, ki so postavljeni v oseh na 10 m in so na južni strani naslonjeni na kovinski vzdolžni nosilec, na severu pa na armirano betonsko konstrukcijo aneksa.

Fasada je izvedena iz izolacijskega sendviča, ki je z zunanje in notranje strani zaključen s pločevino. Prav tako je streha krita s pločevino in toplotno izolirana. V strehi so nameščeni svetlobniki za boljše osvetljevanje hangarskega prostora.

Izhodišča za projektiranje požarne varnosti

Objekt Hangar splošne aviacije na letališču Brnik je bil s požarnega vidika dokaj zahteven objekt, kajti za tovrstne objekte pri nas ni ne ustreznih standardov ne ustreznih smernic.

V sklopu tega objekta sta se sprojevala dva dela hangarja površine po 1640 m², v katerih se garažirajo letala.

Visoko rizično nevarnost v hangarjih predstavlja velika količina goriva v rezervoarjih letal, ki bi v primeru nastalega požara povzročilo visoke temperature in tudi možnost eksplozije rezervoarjev.

V aneksu, ki je grajen v treh etažah, so določeni prostori s povečanim rizikom nastanka požara, med katere lahko prištevamo kotlovnico na plin, prostor za polnjenje akumulatorjev, servisne delavnice, skladišča za manjše količine maziv.

Pri izvedbi študije za požarno zaščito smo uporabili tuje standarde.

Lokacijsko je objekt umeščen med obstoječe objekte na letališču Brnik tako, da se z zahodne strani približa sosednjemu objektu na vsega 2 m, z drugimi tremi stranmi pa je odmaknjen več kot 20 m.

Do objekta je predviden dovoz z vsaj dveh strani, dostop za gasilce pa je mogoč z vseh strani.

V požarni študiji smo opredelili požarno nosilnost na čas R 120 minut – velja za nosilne armirano betonske stebre in nosilne stene.

Zaradi velikih razponov, se je arhitekt odločil za kovinsko predalčno konstrukcijo, ki pa sama po sebi ne bi vzdržala večjih požarnih obremenitev. Zato smo predlagali protipožarni premaz konstrukcije do požarne odpornosti R30 minu; večje ni bilo mogoče doseči.



SLIKA 7



SLIKA 8

Objekt smo požarno delili na več požarnih sektorjev. Vsak del hangarja smo posebej ločili od aneksa in tudi medsebojno. V aneksu smo požarno opredelili kot sektorje vse specifične prostore z večjo verjetnostjo nastanka požara; to je plinska kotlovnica, prostor za polnjenje akumulatorjev, skladišča, servisne delavnice.

Požarne stene med sektorji so predvidene iz zidanih materialov ustrezne debeline s požarno odpornostjo E120 minut, znotraj aneksa pa E60 minut. Prehodi med požarnimi sektorji so izvedeni v požarni izvedbi E130 minut.

Za obložne materiale v hangarju, specifičnih prostorih in na evakuacijskih poteh, smo predvideli v glavnem razreda A1 in A2.

Bolj zaradi povečanega rizika za nastanek požara kot zaradi dejstva, da bo v objektu nameščena izredno draga oprema, smo se odločili za vgradnjo sistema za odkrivanje, javljanje in alarmiranje požara.

Sam sistem smo povezali z dežurno gasilsko enoto na letališču, ki je prisotna z vso gasilsko tehniko 24 ur na dan. V primeru požara bi lahko nastopila komaj v 5 minutah.

S požarno javljalnim sistemom bi omogočili hitro obveščanje dežurne gasilske enote, aktivirali bi odvodnike dima in toplote v hangarju, hkrati pa bi odprli vhodna pomična vrata v oba hangarja. S tem bi omogočili večji dotok zraka v hangarja, gasilcem pa hiter dostop do gorečega letala ter dokaj hitro reševanje ostalih letal iz hangarja.

Ker strešna konstrukcija hangarja dosega le požarno odpornost do R30 minut in zaradi predvidevanja, da bi se v požaru pojavil dim z visoko temperaturo, smo se odločili za vgradnjo odvodnikov dima in toplote. Po izračunu jih je bilo potrebno vgraditi vsaj 9, s skupno efektivno površino 9,5 m².

Iz hangarja in aneksa smo predvideli več izhodov iz posameznih prostorov. Njihova dolžina ni preseгла 35 m, širine pa so ustrezne.

Vse evakuacijske poti – hodnike, stopnišča, izhode iz nevarnih prostorov, so opremljene z varnostno razsvetljavo in piktogramskimi označbami.

Čas delovanja varnostne razsvetljave smo predvideli do 60 minut.

Glede na izkušnje na drugih letališčih se nismo odločili za vgradnjo sprinkler naprave, saj bi le-ta ne bila učinkovit gasilni sistem.

Znano je namreč, da bi bil požar na letalih dokaj obsežen, z visoko temperaturo in hitrim delovanjem, zato smo se odločili za vgradnjo štirih naprav za lahko peno, nameščenih v vogalih hangarja, ki bi jih gasilci uporabili v primeru nastalega požara. Do naprav bi bili kratki dostopi.

V objektu in okoli objekta so vgrajeni notranji in zunanji hidranti. Njihova količina vode je cca 30 litrov na sekundo.

V vseh prostorih smo namestili zadostno količino ročnih gasilnih aparatov.

Zaradi dejstva, da bi se pri gašenju požara pojavila velika količina odpadne vode, je bilo potrebno predvideti odtok gasilne vode v posebni rezervoar, ki se je vgradil izven objekta.



SLIKA 9



SLIKA 10



SLIKA 11



SLIKA 12

V vsakem hangarju se je površina tal znila v skupni zaprti lovilni kanal, po katerem bi odpadna gasilna voda odtekla v zbiralnik.

Izračunana količina rezervoarja je 24 m³.

Glavni ukrepi protipožarne zaščite:

- ustrezna umestitev objekta med obstoječe objekte, zahtevani odmiki, požarne stene med objekti, fasade iz materialov odzivnosti na požar A1, A2,
- ustrezna nosilnost objekta po standardu NFPA 409 (standard on Aircraft Hangars 1990 ter NFPA 220 standard on Type of building Construction) R30 minut za nosilno kovinsko konstrukcijo, (dosežemo jo s požarnim premazom – sredstvo je TERMOSTOP A, proizvajalec COLOR Medvode – ima certifikat C160 na požarno odpornost R30 minut),
- glede na dejstvo, da je statična konstrukcija zasnovana kot statično določen nosilec, je pričakovati porušitev konstrukcije ob popustitvi prvega najbolj izpostavljenega elementa po odpovedi protipožarne zaščite. Zaradi togih medsebojnih povezav posameznih elementov je pričakovati določeno rezervo, da celotna konstrukcija ne bi popustila že ob poškodovanju enega elementa,
- oblikovanje požarnih sektorjev – (NFPA 409) – notranje in zunanje stene hangarja EI120 minut,
- obložni materiali – stene, tlak. na odziv A1, A2.

Zaključek

Smatramo, da smo z vgrajenimi požarnimi ukrepi ustrezno zmanjšali riziko za nastanek in širitev požara na ostale objekte, s tem pa z realno vgrajenimi stroški zmanjšali stroškovne posledice v primeru nastalega požara.

Objekt že deluje štiri leta in uporabnik je z njim zadovoljen. Po preteku štirih let se je izkazalo, da smo izbrali materiale, ki se dobro starajo in dobro vzdržujejo. Prostori so vsi osvetljeni z naravno svetlobo tako da smo ustvarili prijetne delovne prostore, v hangarskem delu, pa s strešnimi svetlobniki dosežemo human in svetel dvoranski prostor. Z zanimivo kovinsko strešno konstrukcijo smo tako ustvarili bogat notranji ambient. Zunanost objekta je zaradi napete forme strešine in fasad atraktivna in pojavna v prostoru.

