

Otpornost čelične višekratne konstrukcije kod požara nakon potresa

Oreb, Jakov

Professional thesis / Završni specijalistički

2024

Degree Grantor / Ustanova koja je dodijelila akademski / stručni stupanj: **University of Zagreb, Faculty of Civil Engineering / Sveučilište u Zagrebu, Građevinski fakultet**

Permanent link / Trajna poveznica: <https://um.nsk.hr/um:nbn:hr:237:405460>

Rights / Prava: [In copyright](#) / [Zaštićeno autorskim pravom.](#)

Download date / Datum preuzimanja: **2024-06-30**

Repository / Repozitorij:

[Repository of the Faculty of Civil Engineering,
University of Zagreb](#)





Sveučilište u Zagrebu

Građevinski fakultet

Jakov Oreb

OTPORNOST ČELIČNE VIŠEKATNE KONSTRUKCIJE KOD POŽARA NAKON POTRESA

SPECIJALISTIČKI RAD

Zagreb, 2024.



Sveučilište u Zagrebu

Građevinski fakultet

Jakov Oreb

OTPORNOST ČELIČNE VIŠEKATNE KONSTRUKCIJE KOD POŽARA NAKON POTRESA

SPECIJALISTIČKI RAD

Mentor: prof.dr.sc. Davor Skejić

Zagreb, 2024.



University of Zagreb

Faculty of Civil Engineering

Jakov Oreb

STEEL MULTI-STORY STRUCTURE RESISTANCE TO FIRE FOLLOWING EARTHQUAKE

POSTGRADUATE SPECIALIST'S THESIS

Supervisor: prof. Davor Skejić, Ph.D.

Zagreb, 2024.



Sažetak

Otpornost čelične višekratne konstrukcije kod požara nakon potresa

Pojava požara koji ponekad nastanu tijekom ili nakon potresa (*engl. Fire Following Earthquake, FFE*) opravdano se smatra jedinom od glavnih prijetnji u seizmički aktivnim područjima i kao takav predstavlja važan projektni scenarij koji bi se građevinskim propisima i standardima pri projektiranju trebao uzimati u obzir. Gledajući povijesno, zapisi iz prošlih potresa pokazuju da šteta uzrokovana naknadnim požarom može biti vrlo značajna, često premašujući štetu uzrokovanu potresom.

Prema suvremenim seizmičkim propisima/normama, konstrukcije se projektiraju kao duktilne, koje svojom duktilnošću, dopuštajući određenu razinu oštećenja, pritom izbjegavajući urušavanje, sprječavaju gubitak ljudskih života. Bitno za fenomen požara nakon potresa je osigurati da potres ne dovodi do značajnih pomaka i oštećenja požarne zaštite. Potres uzrokuje podrhtavanje i pomicanje tla, što može uzrokovati puknuće plinskih instalacija, te oštećenje dalekovoda i električnih instalacija općenito. Ovakav tip oštećenja posljedično može izazvati curenje i zapaljenje prirodnog plina, iskrenje, odnosno nastanak požara. U situacijama u kojima su zgrade oštećene potresom, ugrožene sigurnosti, uz spomenuto oštećenje instalacija, požare je teško kontrolirati (dvije izvanredne situacije). U tom slučaju, požar će nakon potresa djelovati na oštećenu konstrukciju koja je ranjivija u odnosu na početnu. Ovim radom će se za specifični primjer nosive višekratne čelične konstrukcije projektirane prema europskim propisima kvantificirati utjecaj fenomena požara nakon potresa.

Maksimalno opterećenje požarom nakon maksimalnog potresa je scenarij manje vjerojatnosti, stoga se, u projektnom scenariju s više opasnosti (*engl. Multiple hazard approach*) kao što je FFE, pojedina i vjerojatna kombinacija događaja moraju razmotriti u kontekstu projektiranja temeljenog na ponašanju (*engl. Performance-Based Building Design*).

Povećanje otpornosti na požarno opterećenje čeličnih konstrukcija u praksi se provodi korištenjem pasivnih ili aktivnih sustava zaštite od požara, koji su u povijesnim primjerima pokazali visoku varijabilnost u svojim trajnim oštećenjima uslijed potresa, te se na njihovu efikasnost ponekad nije moguće osloniti. U ovom radu je kvantificirano otkazivanje aktivne požarne zaštite, dok je otkazivanje pasivne požarne zaštite teže kvantificirati. Kako bi se znalo više detalja o ponašanju pasivne požarne zaštite u slučaju požara i kako bi se isti utjecaj mogao kvantificirati, potrebno je napraviti više eksperimentalnih istraživanja ponašanja zaštite, ali i utjecaju lokalnih oštećenja, u potresu na konačno ponašanje na djelovanje požara nakon potresa.

Glavni cilj rada je poboljšati trenutno razumijevanje ponašanja čeličnih višekratnih konstrukcija u požaru nakon potresa s ciljem davanja preporuka za projektiranje, izvođenje, ali i buduća znanstvena istraživanja. Pretpostavka koja se uvodi je da će do požara doći odmah nakon potresa, uz mogućnosti izazivanja trajne deformacije, zaostale pomake i povećanje učinka 2. reda. Oštećenja nastala tijekom potresa predstavljaju opasnost od smanjenja otpornosti konstrukcije na djelovanje požara.

Na proučavanoj studiji slučaja projektiranoj na djelovanje potresa i požara zasebno utvrđeno je da ukoliko je građevina pravilno projektirana i izvedena prema važećim europskim propisima, te tijekom potresa ne dođe do oštećenja požarne zaštite ni rezidualnih deformacija, ne bi trebala biti ugrožena djelovanjem požara nakon potresa. Međutim, ukoliko ipak dođe do odvajanja pasivne zaštite u potresu, nosiva konstrukcija više ne zadovoljava zahtijevano vrijeme otpornosti na požar. Također, ukoliko u potresu dođe do otvaranja plastičnog zgloba, nosiva konstrukcija (okvira, prečke) u potresu otkazuju naknadnim mjerodavnim požarom. Dodatno, kvantificiran je i utjecaj segmentnog otkazivanja aktivne požarne zaštite u potresu, te je zaključeno da ukoliko projektirana aktivna zaštita otkáže, te nije omogućen siguran pristup vatrogasnih ekipa konstrukciji dolazi do otkazivanja pojedinih elemenata jer se povećava požarno opterećenje. Norma EN 1991-1-2 (Aneks E) otkazivanje požarne zaštite uzima u obzir povećanjem požarnog opterećenja.



Kako bi se povećalo razumijevanje FFE, i bolje kvantificiralo, potrebno je napraviti više istraživanja o ponašanju pasivne zaštite od požara nakon potresa u seizmički aktivnim područjima, izloženim velikim pomacima i vibracijama. Dodatno, pri projektiranju u seizmički aktivnim područjima, osim konstrukcije, na opterećenje potresom potrebno je projektirati i aktivnu zaštitu od požara kako bi se osigurala njezina funkcionalnost nakon djelovanja potresna. Uz aktivnu požarnu zaštitu potrebno je na urbanoj razini (gradova i naselja) osigurati sigurne i prohodne pristupne puteve. U proračunskom scenariju požara nakon potresa, sugerira se proučavati posebno starije građevine, projektirane prema starijoj tehničkoj regulativi (manje konzervativnoj po pitanju seizmičkog djelovanja), jer bi one u slučaju otvaranja plastičnih zglobova bile ranjivije na djelovanje naknadnog požara.

Ključne riječi: čelična konstrukcija, scenarij požara, projektni scenarij s više opasnosti, potresom oštećena konstrukcija, proračun na požar



Abstract

Steel multi story structure resistance to fire following earthquake

Fires that sometimes occur during or after an earthquake (Fire Following Earthquake, FFE) are a significant threat in seismically active areas. As such, they represent an essential design scenario that should be considered by building regulations and design standards. Historical records from past earthquakes show that the damage caused by a fire can be very significant, often exceeding the damage caused by an earthquake.

According to modern seismic regulations/norms, structures are designed as ductile and allow a certain level of damage while avoiding collapse, preventing the loss of human lives. It is essential for the phenomenon of fire after an earthquake to ensure that it does not damage fire protection and cause significant displacements. An earthquake causes shaking and movement of the ground, which can cause the rupture of gas installations and damage transmission lines and electrical installations. This type of damage can consequently cause a leak and ignition of natural gas, i.e., a fire. Safety is threatened when an earthquake damages buildings and installations, and following fires are difficult to control (two following emergencies). In this case, the fire after the earthquake will affect the damaged structure, which is more vulnerable than the initial one. This work will attempt to quantify the impact of the fire phenomenon after an earthquake for the specific case of a load-bearing multi-story steel structure designed according to European regulations.

The maximum fire load after the maximum earthquake is a statistically less likely scenario; therefore, in a multiple-hazard approach design scenario such as FFE, the individual and probable combination of events must be considered in performance-based building design.

Increasing the resistance to fire load of steel structures in engineering practice is carried out by using passive or active fire protection systems, which in historical examples have shown high variability in their permanent damage due to earthquakes, and sometimes it is not possible to rely on their effectiveness. In this paper, the failure of active fire protection is quantified, while the failure of passive fire protection is more difficult to quantify precisely. In order to know more details about the behaviour of passive fire protection in the event of an earthquake and to be able to quantify the same impact, it is necessary to do more experimental research on the behaviour of the protection also on the influence of local damage, on the action of the fire after the earthquake.

The main goal of the work is to improve the current understanding of the behaviour of multi-story steel structures in fire after an earthquake to provide recommendations for design, execution, and future scientific research. The assumption being introduced is that the fire will occur immediately after the earthquake, with the possibility of causing permanent deformation, residual displacements, and an increase in the second-order effect. Damage caused during an earthquake poses a risk of reducing the structure's resistance to fire.

In the case study designed for the effects of earthquakes and fires separately, results show that if the building is appropriately designed and constructed according to current European regulations, and during the earthquake, there is no damage to fire protection or residual deformations, it should not be threatened by the effects of fire after the earthquake (FFE). If the passive protection is detached or cracked during an earthquake, the load-bearing structure no longer meets the required fire resistance time. Furthermore, if the plastic joint opens in an earthquake, the load-bearing structure (frame, crossbars) fails in the earthquake due to a subsequent relevant fire. In addition, the influence of segmental failure of active fire protection in an earthquake was quantified, and it was concluded that if the designed active protection fails and safe access for firefighters to the structure is not provided, individual elements fail because the fire load increases. Standard EN 1991-1-2 (Annex E) considers fire protection failure by increasing the fire load.

To increase the understanding of FFE and quantify it better, future work should be directed to the behaviour of passive fire protection in an earthquake in seismically active areas exposed to horizontal movement and vibrations. In addition, when designing in seismically active regions, in addition to the structure, active fire protection should also be designed according



to the earthquake load to ensure its functionality after the earthquake. In addition to active fire protection, it is necessary to provide safe access routes at the urban level (cities and settlements). In the calculation scenario of a fire after an earthquake, it is suggested that older buildings be studied, particularly those designed according to older technical regulations (less conservative in seismic action). In the case of plastic joints opening, they would be more vulnerable to the action of a subsequent fire.

Key words: steel structure, fire scenario, multiple hazard design approach, earthquake damaged structure, fire design



Sadržaj

1.	UVOD	8
1.1	Općenito o požaru	8
1.2	Požarno djelovanje na nosive čelične konstrukcije	9
1.3	Projektni scenarij s više opasnosti	10
1.4	Općenito o fenomenu požara nakon potresa	11
1.5	Ciljevi i motivacija za istraživanje	13
1.6	Metodologija i značaj istraživanja	13
1.7	Struktura specijalističkog rada	14
2.	PREGLED STANJA PODRUČJA	16
2.1	Čelične (višekratne) konstrukcije u potresnom području.....	16
2.2	Povijest razarajućih požara nakon potresa	18
2.3	Pristup višestrukog hazarda (<i>engl. Multiple hazard approach</i>)	19
2.4	Požar nakon potresa (<i>Fire Following Earthquake, FFE</i>)	20
2.4.1	Pregled znanstvenog okvira	20
2.4.2	Pregled regulativnog okvira u Republici Hrvatskoj i u svijetu	28
2.5	Područje interesa ovog rada temeljem analize stanja područja	29
3.	PONAŠANJE ČELIČNE KONSTRUKCIJE U POŽARU	31
3.1	Modeli prirodnog požara	31
3.1.1	Pojednostavljeni modeli požara	31
3.1.2	Napredni modeli požara	34
3.2	Ponašanje čelika pri visokim temperaturama	38
3.2.1	Nominalne krivulje temperatura – vrijeme	39
3.2.2	Svojstva čelika u slučaju požara	41
3.2.3	Analiza konstrukcija pri požaru u prošlosti	42
3.2.4	Djelovanje požara na konstrukciju	43
3.2.5	Čelične konstrukcije izložene požaru nakon potresa	45
3.3	Osnove toplinskog proračuna prema EN 1991-2	46
3.3.1	Analiza konstrukcije pri požaru prema EN	46
3.3.2	Metode dokaza	46
3.3.3	Postupak proračuna kritične temperature	47
3.4	Zaštita od požara – aktivna i pasivna	58
3.4.1	Aktivna zaštita od požara	58
3.4.2	Pasivna zaštita od požara	59
3.4.3	Ponašanje požarne zaštite u požarnom scenariju	61



3.4.4	Oštećenje pasivne i aktivne zaštite od požara nakon djelovanja potresa	62
4.	PRIMJER PRORAČUNA ČELIČNE KONSTRUKCIJE NA POŽAR NAKON POTRESA	64
4.1	Tehnički opis nosive konstrukcije	64
4.1.1	Odabir konstrukcijskog sustava	66
4.1.2	Prikaz dispozicije nosive konstrukcije	67
4.2	Statički proračun i dimenzioniranje	76
4.2.1	Analiza opterećenja	76
4.2.2	Zadano opterećenje u numeričkom modelu	83
4.2.3	Kombinacije opterećenja	85
4.2.4	Svojstva materijala	86
4.2.5	Granično stanje nosivosti - dimenzioniranje	87
4.3	Proračun konstrukcije na seizmičko djelovanje	107
4.3.1	Ulazni podaci za seizmičku analizu	107
4.3.2	Specifičnosti analize čeličnih konstrukcija u seizmički aktivnim područjima	108
4.3.3	Modalna analiza konstrukcije	110
4.3.4	Analiza učinaka drugog reda i kontrola horizontalnog međukatnog pomaka	114
4.3.5	Proračun nosive čelične konstrukcije na seizmičko djelovanje	121
4.3.6	Zaključak seizmičke analize	131
4.4	Proračun konstrukcije na požarno djelovanje	132
4.4.1	Proračun požarnog opterećenja	132
4.4.2	Usporedba različitih scenarija aktivne zaštite od požara	136
4.4.3	Proračun armiranobetonske ploče i spregnutog nosača	142
4.4.4	Proračun čelične nosive konstrukcije na djelovanje požara	143
4.5	Rezime rezultata	155
5.	ZAKLJUČAK	157
5.1	Zaključak rada	157
5.2	Prijedlog i potencijal za buduća istraživanja	159
6.	LITERATURA	160

1. UVOD

1.1 Općenito o požaru

Požar je izvanredno djelovanje koje se javlja uslijed izloženosti konstrukcije visokim temperaturama. Uzroci požara mogu biti različiti, ali najznačajniji je ljudski faktor uslijed nepažnje, neodržavanja instalacija u građevinama te namjernog zapaljenja. Samo mali dio požara uzrokovan je prirodnim nepogodama. Zbog sve češćih havarija, požar je danas aktualna tema koja se sve više istražuje na razini materijala, konstrukcije i samog fenomena požara. Za nastanak požara unutar građevine potrebno je razlikovati uzrok zapaljenja, dostatnost kisika i dostatnost goriva [1].

Požar nastaje kada se kombiniraju tri elementa poznata kao "Vatreni trokut". Vatreni trokut je koncept koji opisuje tri osnovna elementa potrebna za nastanak i održavanje požara: gorivo, kisik i izvor topline. Kada su ovi elementi prisutni u odgovarajućim omjerima i uvjetima, požar može nastati i širiti se. Uz to, postoji i "Vatreni lanac" koji uključuje dodatne korake koji mogu utjecati na širenje i intenzitet požara, uključujući inicijaciju, širenje i prijenos plamena, te nastavak požara dok su prisutni uvjeti za gorivo, kisik i izvor topline. Prekid bilo kojeg od ovih koraka može spriječiti ili zaustaviti požar. U nastavku je prikazano nekoliko uobičajenih uzroka požara:

- 1) **Ljudski faktor:** Mnogi požari nastaju kao posljedica ljudskih aktivnosti, uključujući nepažnju, nemar, loše upravljanje vatrom, loše električne instalacije, paljenje otpada, pušenje itd.
- 2) **Greške u električnim instalacijama:** Neispravne električne instalacije, kratki spojevi, pregrijavanje električnih uređaja ili kvarovi električnih sustava mogu izazvati požar.
- 3) **Sustav grijanja i plamenik:** Upotreba grijaćih uređaja kao što su peći, grijalice ili plamenici može dovesti do požara ako nisu ispravno korišteni ili ako su oštećeni.
- 4) **Kućanski aparati:** Defektni kućanski aparati poput pećnica, mikrovalnih pećnica, sušilica za rublje i drugi mogu biti uzrok požara.
- 5) **Kemijske reakcije:** Kemijske reakcije, kao što su one koje se događaju u industrijskim postrojenjima ili tijekom skladištenja opasnih tvari, mogu dovesti do požara.
- 6) **Bliski izvor topline:** Izvori topline kao što su svijeće, kamin, roštilj ili bilo koje otvoreno plamen mogu uzrokovati požar ako su postavljeni nepropisno ili ako su ostavljeni bez nadzora.
- 7) **Prirodni uzroci:** Prirodne pojave poput munje, suše ili ljudskih aktivnosti kao što su spaljivanje poljoprivrednih površina također mogu izazvati požare.

Važno je biti svjestan potencijalnih uzroka požara i poduzeti mjere opreza kako bi se smanjila vjerojatnost njihovog nastanka. Preventivne mjere, kao što su redoviti pregledi, obuka o sigurnosti i pravilno odlaganje otpada, mogu značajno smanjiti rizik od požara. Ovaj rad će se bazirati na požare koji nastaju odmah nakon potresa (*engl. Fire Following Earthquake, FFE*). U slučaju odmah nakon potresa, potres sve ranije spomenute uzroke i otkriva i ubrza, a uz to djeluje na već oštećenu nosivu konstrukciju, povećavajući rizik od kolapsa u odnosu na situaciju kada na nosivu konstrukciju djeluje samo jedno izvanredno djelovanje zasebno (potres ili požar)

Općenito, kada požar djeluje na nosivu konstrukciju, manifestira se kao toplinsko i mehaničko djelovanje koje uzrokuje naprezanja (unutarnje sile i momente savijanja) i kao degradacija otpornosti koja uključuje degradaciju poprečnog presjeka i/ili mehaničkih svojstava materijala.



1.2 Požarno djelovanje na nosive čelične konstrukcije

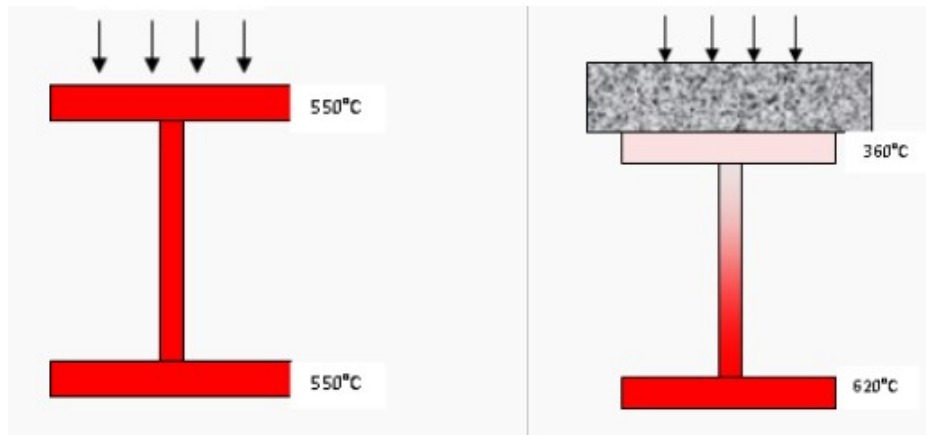
Požarno djelovanje na nosive čelične konstrukcije može imati ozbiljne posljedice na njihovu čvrstoću i stabilnost. Kada čelik dođe u kontakt s visokim temperaturama, primjerice tijekom požara, njegova čvrstoća se smanjuje, što može dovesti do deformacija i gubitka nosivosti konstrukcije. Uzrok ovog smanjenja čvrstoće je termička ekspanzija, koja uzrokuje povećanje dimenzija i istezanje materijala. Posljedice djelovanja požara na čelične konstrukcije mogu biti različite, uključujući:

- 1) **Gubitak nosivosti:** Visoke temperature mogu uzrokovati deformaciju čeličnih elemenata, što može dovesti do gubitka nosivosti i stabilnosti cijele konstrukcije.
- 2) **Deformacija nosivog elementa:** Čelik se može deformirati pod utjecajem visokih temperatura, što rezultira izobličenjem elemenata i povećanjem rizika od kolapsa.
- 3) **Gubitak integriteta spojeva:** Visoke temperature mogu oslabiti spojeve između čeličnih elemenata, smanjujući njihovu sposobnost prenošenja opterećenja.
- 4) **Pojava lokalnih oštećenja i pukotina:** Ekstremna toplina može uzrokovati pojavu lokalnih oštećenja i pukotina na površini čelika, što dodatno oslabljuje konstrukciju.

Stoga je važno da se prilikom projektiranja i izgradnje čeličnih konstrukcija uzima u obzir njihova otpornost na požar, primjenjujući odgovarajuće mjere zaštite od požara i materijale kako bi se minimizirali rizici od štete uzrokovane požarom. Također je važno redovito provoditi inspekcije i održavanje kako bi se osigurala sigurnost i funkcionalnost čeličnih konstrukcija tijekom njihovog radnog vijeka.

Konstrukcije su u slučaju požara izložene toplinskom i mehaničkom djelovanju (razmatra EN 1991-1-2), stoga su i odgovori čelične konstrukcije toplinski i mehanički (razmatra EN 1993-1-2). Požarna otpornost treba se temeljiti na parametrima koji utječu na rast i razvoj širenja požara. To uključuje: [3]

- požar (vjerojatnost pojave požara, širenje požara, trajanje požara, požarno opterećenje, jačina požara...)
- sustav ventilacije
- požarni odjeljak (tip, veličina, geometrija)
- vrste konstrukcijskih elemenata
- uvjete evakuacije
- sigurnost tima za spašavanje
- rizik za susjedne građevine
- aktivne mjere protupožarne zaštite



Slika 1 Čelični profil izložen požaru: a) sa četiri strane; b) s tri strane (primjer spregnute čelične konstrukcije)

Aktivna i pasivna zaštita čelične konstrukcije od požara često iznosi značaj dio investicije u odnosu na ukupnu investiciju realizacije projekta čelične konstrukcije, stoga je u velikom broju slučajeva poželjna optimalizacija upotrebe zaštite od požara. U tom procesu nužno je utvrditi požarnu otpornost nezaštićene čelične konstrukcije te minimalizirati i reducirati upotrebu zaštite čelične konstrukcije od požara.

1.3 Projektni scenarij s više opasnosti

„Projektni scenarij višestrukih opasnosti“ (*engl. Multiple hazard approach*) odnosi se na sveobuhvatnu strategiju za procjenu i upravljanje rizikom koja uzima u obzir prisutnost više opasnosti u određenom području ili u slučaju projektiranja konstrukcije u određenoj građevini. Opasnosti mogu uključivati prirodne katastrofe kao što su potresi, poplave, uragani i šumski požari, kao i opasnosti izazvane ljudskim djelovanjem poput industrijskih nesreća ili izlivanja kemikalija. Usvajanje projektnih scenarija s višestrukih opasnosti, kako samo ime govori, uzima u obzir činjenicu da jedna opasnost ne mora biti jedina.

Kao ključna komponente pristupa višestrukih opasnosti ističe se **integrirana procjena rizika**, kojom se umjesto procjene svake opasnosti zasebno, razmatraju interakcije i kumulativni učinci višestrukih opasnosti. Dodatne komponente koje se nameću kao preventivno djelovanje su:

- 1) **Priprema i prilagodba zajednice nizu opasnosti** uključuje razvoj infrastrukture, planove hitnog odgovora i društvene sustave koji mogu izdržati i oporaviti se od raznih vrsta katastrofa.
- 2) **Pravilno i rano planiranje korištenja zemljišta i infrastrukture:** Politike zoniranja i korištenja zemljišta trebaju biti osmišljene i posložene tako da se izloženost i ranjivost višestrukim opasnostima svedu na minimum. Na primjer, izbjegavanje gradnje u područjima sklonim poplavama ili seizmičkim zonama može smanjiti rizik povezan s tim specifičnim opasnostima. Ovo naravno nije uvijek moguće, ali ukoliko se može birati, potrebno je pri planiranju birati područje manje izloženo opasnosti.
- 3) **Sustavi ranog upozoravanja:** Implementacija sustava ranog upozoravanja koji pokrivaju različite opasnosti omogućuje pravovremene i učinkovite odgovore. Ovi sustavi mogu pružiti upozorenja za različite vrste prijetnji, omogućujući stanovnicima da se evakuiraju, pripreme ili odgovore na odgovarajući, sigurni način.
- 4) **Multidisciplinarni pristup - Usklađena suradnja i koordinacija između više službi koje djeluju u slučajevima opasnosti:** Suradnja poboljšava dijeljenje resursa, stručnost pojedinih službi, multidisciplinarni pristup i jedinstven odgovor na složene hitne situacije.



- 5) **Javna svijest i obrazovanje:** Obrazovanje javnosti o raznim opasnostima i promicanje spremnosti može doprinijeti zajednici otpornijoj na opasnosti. Kada pojedinci razumiju različite rizike s kojima se suočavaju, bolje su opremljeni za poduzimanje proaktivnih mjera kako bi zaštitili sebe i svoje sugrađane/zajednicu.
- 6) **Prilagodljivo upravljanje:** Prepoznajući da se okruženje opasnosti može promijeniti tijekom vremena, prilagodljivo upravljanje uključuje kontinuirano ponovno procjenjivanje i ažuriranje strategija za smanjenje rizika na temelju novih informacija, promjenjivih uvjeta i opasnosti koje se razvijaju.

Usvajanjem pristupa višestrukih opasnosti, mjerodavne institucije, ministarstva i vlada imaju za cilj poboljšati svoju ukupnu spremnost i sposobnosti odgovora, u konačnici smanjujući utjecaj katastrofa na ljude, imovinu i okoliš. Ovaj pristup usklađen je s razumijevanjem da je otpornost izgrađena na sposobnosti rješavanja spektra potencijalnih opasnosti, a ne na fokusiranju samo na jednu specifičnu prijetnju. Jedan od specifičnih projektnih scenarija s više opasnosti je i fenomen požara nakon potresa, koji se većem broju slučajeva kroz povijest pokazao kao ključni oblik otkazivanja nosive konstrukcije i stradavanja ljudi.

1.4 Općenito o fenomenu požara nakon potresa

"Požar nakon potresa" (FFE) odnosi se na fenomen povećanog rizika od izbijanja požara nakon (značajnog) potresa. Potresi mogu izazvati različite sekundarne opasnosti, a požar je jedna od češćih i definitivno razornijih posljedica. U nastavku je istaknuto nekoliko čimbenika pridonosi povećanom riziku od požara nakon potresa:

- 1) **Curenje plina:** Potresi mogu oštetiti plinske vodove, što dovodi do curenja. Ako ispušteni plin dođe u kontakt s izvorom paljenja, poput iskre ili otvorenog plamena, može doći do požara.
- 2) **Električne opasnosti:** Potresi mogu oštetiti električnu infrastrukturu, uzrokujući kratke spojeve ili izložene žice. Električne iskre mogu zapaliti zapaljive materijale, što može dovesti do požara.
- 3) **Rušenje zgrade:** Strukturna oštećenja uzrokovana potresima mogu dovesti do rušenja zgrada i infrastrukture. Nastali ostaci i ruševine mogu stvoriti uvjete pogodne za požare.
- 4) **Prekid opskrbe vodom:** potresi mogu oštetiti sustave vodoopskrbe, otežavajući pristup vodi za gašenje požara. Nedostatak vode može spriječiti kontrolu i gašenje požara.
- 5) **Izvori zapaljenja (požara):** podrhtavanje tijekom potresa može pomaknuti ili oštetiti opremu, što dovodi do iskrenja ili drugih izvora paljenja. To može biti posebno problematično u industrijskim područjima sa strojevima i opremom.

Kako bi se smanjio rizik od požara nakon potresa, potrebno se adekvatno pripremiti za takve hitne slučajeve, sa strategijama odgovora na novonastalu situaciju. Potrebno je naglasiti da su je takvim slučajevima brzina reakcije izuzetno bitna, jer potres se ne može predvidjeti, a trajanje mu je u sekundama, dok požar također u takvoj situaciji nastaje jako brzo i iznenadno, neposredno nakon potresa koji ga indirektno uzrokuje. Neke ključne mjere pripreme i prevencije uključuju:

- a) **Zakoni, propisi i standardi:** Priprema i provedba strogih građevinskih propisa može pomoći u osiguravanju da su konstrukcije projektirane u skladu sa modernim seizmičkim propisima. To može smanjiti vjerojatnost urušavanja zgrade i kasnijih požara.
- b) **Ventili za zatvaranje plina:** Ugradnja automatskih ventila za zatvaranje plina može spriječiti curenje plina u slučaju potresa. Ovi ventili imaju mogućnost automatski prekinuti dovod plina kada otkriju snažno podrhtavanje.



- c) **Javna svijest i obrazovanje:** Svi stanovnici u pojedinom području ne trebaju nužno znati koje su opasnosti područja u kojem žive ili se nalaze. Podizanje svijesti javnosti o rizicima od požara nakon potresa i davanje smjernica o mjerama pripravnosti, kao što su oprema za hitne slučajeve i planovi evakuacije, mogu povećati otpornost zajednice.
- d) **Planiranje hitnog odgovora na opasnost:** Razvoj i prakticiranje planova hitnog odgovora koji se posebno bave rizikom od požara nakon potresa je ključan. To uključuje koordinaciju među osobama koje prve odgovaraju, postupke evakuacije i strategije za gašenje požara .
- e) **Opskrba i skladištenje vode:** Osiguravanje pouzdanih izvora vode za potrebe gašenja požara, kao što su strateški smješteni vatrogasni hidranti i skladišta vode, od ključne je važnosti. To može pomoći u prevladavanju izazova povezanih s oštećenim vodoopskrbnim sustavima.

Rješavanjem ovih čimbenika i njihovim uključivanjem u sveobuhvatne planove upravljanja u hitnim slučajevima, zajednice se mogu bolje pripremiti i odgovoriti na rizik od požara nakon potresa, u konačnici minimizirajući utjecaj na živote i imovinu.

Požar nakon potresa (FFE) postavlja posebne izazove za čelične konstrukcije. Iako je čelik kao materijal karakteriziran visokom čvrstoćom i duktilnošću, visoke temperature tijekom požara mogu značajno utjecati na nosivost i uporabljivost čelične konstrukcije. U nastavku su navedene činjenice vezane za djelovanje požara i potresa na čeličnu nosivu konstrukciju.

Otpornost čelika na požar (engl. *Steel fire resistance*): Čvrstoća čelika i njegov modul elastičnosti se pri povišenim temperaturama smanjuju. U požaru, temperatura čeličnih elemenata može porasti, što dovodi do smanjenja nosivosti. Ovaj problem rješava se zaštitom čelične konstrukcije od požarnog djelovanja kako bi se spriječilo (ili makar odgodilo) negativno djelovanje požara na konstrukciju.

Ranjivost spojeva (engl. *Connection vulnerability*): Izvedba spojeva između čeličnih elemenata ključna je tijekom FFE. Povišene temperature mogu utjecati na cjelovitost zavarenih ili vijčanih spojeva, što u konačnici može dovesti do otkazivanja nosive čelične konstrukcije.

Odgovor konstrukcije na seizmička i požarna opterećenja: Čelične konstrukcije učestalo su projektirane da budu otporne na djelovanje potresa, ali kombinirani učinci potresa i naknadnog požara, najčešće nisu uzeti u obzir. Utjecaj seizmičkog opterećenja može uzrokovati oštećenje konstrukcije (bez rušenja), a požar može pogoršati tu štetu, potencijalno dovodeći do progresivnog urušavanja.

Mjere zaštite od požara: Mjere zaštite od požara za čelične konstrukcije uključuju upotrebu vatrootpornih premaza, vatrootpornih materijala i izolacije za ograničavanje porasta temperature. Intumescentni premazi mogu se proširiti kada su izloženi visokim temperaturama, stvarajući izolacijski sloj koji štiti čelik od vatre.

Požari nakon potresa: Potresi mogu oštetiti plinske vodove, električne sustave i druge komunalije, povećavajući rizik od požara u čeličnim konstrukcijama. Ispravno planiranje odgovora na hitne slučajeve treba uzeti u obzir mogućnost požara nakon potresa i obratiti pažnju na strategije i resurse za gašenje požara.

Pregled i održavanje: Redovita inspekcija i održavanje čeličnih konstrukcija ključni su za prepoznavanje bilo kakvog oštećenja ili propadanja koji mogu ugroziti vatrootpornost sustava. To uključuje provjeru bilo kakvog gubitka zaštite od požara zbog trošenja, udara ili izloženosti negativnom djelovanju okoliša.

Izvijanje izazvano požarom: Visoke temperature mogu izazvati lokalno ili globalno izvijanje čeličnih elemenata. Projektanti uzimaju u obzir ovaj fenomen kada projektiraju strukture kako bi osigurali stabilnost u uvjetima požara.

Kako bi se povećala otpornost čeličnih konstrukcija na FFE, ključno je integrirati načela požarnog inženjerstva u cjelokupni projekt konstrukcije. Multidisciplinarni pristup koji između ostalog uključuje koncepte potresnog i požarnog inženjerstva je ključan za predviđanje i prevenciju (sprječavanje) značajnih oštećenja i sprječavanje rušenja, a to uključuje odabir odgovarajućih vatrootpornih materijala, provedbu zaštitnih mjera i razmatranje kombiniranih učinaka seizmičkih i požarnih opterećenja. Osim toga, poštivanje građevinskih normi, propisa i standarda koji se odnose na seizmičku i požarnu sigurnost ključno je za osiguranje robusnosti čeličnih konstrukcija u područjima sklonim potresima.

1.5 Ciljevi i motivacija za istraživanje

Pojava požara koji ponekad nastanu tijekom ili nakon potresa opravdano se smatra jedinom od glavnih prijetnji u seizmički aktivnim područjima i kao takav predstavlja važan projektni scenarij koji bi se kao takav trebao uzeti u obzir. Zapisi iz prošlih potresa pokazuju da šteta uzrokovana naknadnim požarom može biti vrlo značajna, često premašujući štetu uzrokovanu potresom. Prema suvremenim seizmičkim propisima/normama, konstrukcije se projektiraju kao duktilne, koje vlastitom duktilnošću, dopuštajući određenu razinu oštećenja, pritom izbjegavajući urušavanje, sprječavaju gubitak ljudskih života. Potres uzrokuje podrhtavanje i pomicanje tla, što može uzrokovati puknuće plinskih instalacija, te oštećenje dalekovoda i električnih instalacija općenito. Ovakav tip oštećenja može izazvati curenje i zapaljenje prirodnog plina, odnosno nastanak požara. U situacijama u kojima su zgrade oštećene potresom, ugrožene sigurnosti, uz spomenuto oštećenje instalacija, požare je teško kontrolirati. U tom slučaju, požar će nakon potresa djelovati na oštećenu konstrukciju koja je ranjivija u odnosu na početnu.

Povećanje otpornosti na požarno opterećenje čeličnih okvira u praksi se provodi korištenjem pasivnih ili aktivnih sustava zaštite od požara, koji su pokazali visoku varijabilnost u svojim trajnim oštećenjima uslijed potresa, te se na njihovu efikasnost ponekad nije moguće osloniti.

Iako su požari nakon potresa uzrokovali mnoge smrtne slučajeve i visoku razinu štete, trenutni građevinski regulatorni okvir (zakoni, propisi i norme) ne smatraju požar nakon potresa posebnim slučajem opterećenja. Požar nakon potresa (*engl. Fire Following Earthquake, FFE*) nedvojbeno je važan čimbenik koji može uzrokovati štetu na nosivoj konstrukciji i u konačnici izazvati njen kolaps, ili oštećenja puno veća od neovisnih slučajeva djelovanja (požara i potresa). Važno je napomenuti da u situaciji kada su sve mjere zaštite od požara (aktivne i pasivne) potresom oštećene, te na njihov učinak nije moguće računati, nosiva konstrukcija se mora sama oduprijeti djelovanju požara. Maksimalno opterećenje požarom nakon maksimalnog potresa nije baš vjerojatno, stoga se, u projektnom scenariju s više opasnosti (*engl. Multiple hazard approach*) kao što je FFE, pojedina i vjerojatna kombinacija događaja moraju se razmotriti u kontekstu projektiranja temeljenog na ponašanju (*engl. Performance-Based Building Design*).

Nakon djelovanja potresa, prije analize nosivosti konstrukcije na požarno opterećenje, potrebno je temeljito procijeniti stvarno stanje građevine, ali pri pregledu uzeti u obzir detaljno i tri vrste nastalih oštećenja: oštećenje konstrukcije, oštećenje protupožarne zaštite konstrukcijskih elemenata i oštećenje nekonstruktivnog protupožarnog sustava.

Glavni cilj rada je poboljšati trenutno razumijevanje ponašanja čeličnih višekratnih konstrukcija u požaru nakon potresa s ciljem davanja preporuka za projektiranje. Dodatno, stvoriti podloge koje će poslužiti za definiranje kvalitetnih smjernica za izmjene u dosadašnjoj Hrvatskoj regulativi i normama kojima je definiran proračun mehaničke otpornosti i stabilnosti nosive čelične konstrukcije na djelovanje požara nakon potresa i iste analizirati na primjeru čelične višekratne konstrukcije.

1.6 Metodologija i značaj istraživanja

Predložena metodologija istraživanja i koraci koji će dovesti do zaključka, prikazana je u nastavku sa 5 temeljnih točaka:

- 1) Pregled literature iz područja višestrukog hazarda (*engl. State of the art – Multiple hazard approach*) s naglaskom na nastupanje požara nakon potresa (*engl. Fire following earthquake, FFE*).

- 2) Pregled zakonske regulative i normi u Republici Hrvatskoj uz uočavanje i komentiranje nedostataka s obzirom na situaciju djelovanja požara nakon potresa.
- 3) Numeričko modeliranje odziva čelične višekratne konstrukcije izložene potresu (HRN EN 1998-1) i izložene standardnom i realnom požaru (HRN EN 1993-1-2).
- 4) Modeliranje odziva konstrukcije na požarno djelovanje nakon djelovanja potresa u kontekstu projektiranja temeljenog na ponašanju.
- 5) Komentiranje rezultata i prijedlozi za nadogradnju zakonske regulative i normativnog okvira u Republici Hrvatskoj iz aspekta djelovanja požara nakon potresa.

Značaj istraživanja:

Na temelju rezultata provedenih istraživanja predložit će se unapređenje kriterija postojećih normi, propisa i zakona (s naglaskom na Hrvatski regulatorni i normativni okvir, ali uključujući i strani) prema kojima se procjenjuju čelične konstrukcije oštećene potresom i njihova otpornost na požar. Nadalje, istraživanje bi u konačnici pokazalo koliko oštećenje nosivog konstrukcijskog elementa (npr. grede i stupa okvira, grede koja je dio vertikalnog V ekscentričnog sprega), bez požarne zaštite može degradirati požarnu otpornost čelične konstrukcije.

1.7 Struktura specijalističkog rada

Ovaj rad će se usredotočiti na odgovor čelične nosive konstrukcije sa 6 etaža (opisana u poglavlju 4) uslijed izloženosti požaru nakon potresa (*engl. Fire Following Earthquake, FFE*). Cilj studije je odrediti i usporediti otpornost na požar nosive čelične konstrukcije oštećene potresom, sa slučajem kada je neoštećena konstrukcija izložena samo izravnom požaru (CSS). U tu svrhu provode se numeričke analize na studiji slučaja čelične poslovne zgrade projektirane prema EN1998-1 (EC8), analizirana multi modalnim proračunom, budući da je to standardni uvriježeni način proračuna u svakodnevnoj inženjerskoj praksi. Krivulja realnog požara i standardna krivulja požara korištena je za modeliranje izloženosti požaru, s naglaskom na realni požar koji daje manje konzervativno rješenje. Razmotreni su različiti scenariji požara i otkazivanje požarne zaštite s naglaskom na parametarsku usporedbu požarnog opterećenja i proračuna realne temperature plina u požarnom sektoru i temperature čelika. Analiza uključuje numeričko modeliranje konstrukcije te seizmičkog i požarnog djelovanje na nosivu konstrukciju. Potom su prikazani rezultati seizmičke i FFE analize i sažeta je usporedba ishoda za FFE i neoštećene čelične konstrukcije (CSS – *engl. Cold Steel Structure*). Rad je razložen u četnaest poglavlja čiji je sadržaj ukratko opisan u nastavku.

Prvo poglavlje rada, kojeg je dio i ovo poglavlje koje opisuje strukturu specijalističkog rada, uvodno predstavlja temu istraživanja, općeniti prikaz požarnog djelovanja na nosive čelične konstrukcije i moguće posljedice, te uvodi čitatelja u temu projektnog scenarija s više opasnosti (*engl. Multiple hazard approach*) s naglaskom na požar nakon potresa (*engl. Fire Following Earthquake, FFE*). Prikazani su ciljevi i motivacija rada, te metodologija i značaj ovog rada i istraživanja. U **drugom poglavlju** rada prikazan je pregled literature iz područja višestrukog hazarda (*engl. State of the art – Multiple hazard approach*) s naglaskom na nastupanje požara nakon potresa. Opisane su čelične višekratne konstrukcije u potresnom području i pregled kroz povijest razarajućih požara nakon potresa. Zaključak povijesnog pregleda i pregleda stanja područja iz znanstvenog i regulatornog okvira definirao je područje interesa ovog rada.

Treće poglavlje analizira ponašanje čeličnih konstrukcija u požaru. Poglavlje počinje bližim opisom pojednostavljenih i naprednih modela prirodnog požara. Zatim slijedi generalni pregled ponašanja čelika pri visokim temperaturama, prikazane su nominalne standardom definirane krivulje temperatura vrijeme uz osvrt na ponašanje čelika pri visokim temperaturama. Toplinski proračun čelične konstrukcije prema EN 1993-1-2, uključujući metode dokaza i kratak prikaz određivanja kritične temperature čelične konstrukcije. Na kraju je prikazan pregled aktivne i pasivne zaštite od požara čeličnih konstrukcije, te pregled oštećenja požarne zaštite pri potresnom scenariju, te posljedice oštećenja na požarnu otpornost.

Četvrto poglavlje pod nazivom primjer proračuna čelične konstrukcije na djelovanje požara nakon potresa započinje tehničkim opisom nosive konstrukcije, nakon čega slijedi diskusija, analiza i argumentiranje odabira konstrukcijskog sustava,



te prikaz dispozicije nosive konstrukcije. Statički proračun i dimenzioniranje nosive čelične konstrukcije u hladnom stanju (CSS) nastavlja se analizom nosive konstrukcije na seizmičko djelovanje, prema posebnim pravilima prema EN 1998-1-1. Uvodni dio objašnjava usporedbu općenite seizmičke analize u odnosu na slučaj kada prethodi analizi nosive konstrukcije na požarno djelovanje. Prikazana su posebna poglavlja EC8 (EN 1998-1-1) za čelične zgrade, opisani su ulazni parametri za seizmičku analizu, te je prikazana analiza pomaka i učinaka drugog reda. Proračun nosive čelične konstrukcije sastoji se od proračuna okvira (MRF) u poprečnom smjeru nosive konstrukcije i proračuna sustava sa ekscentričnim V spregom u uzdužnom smjeru. Uspoređen je utjecaj različitih spektara odziva (Spektar 1 i Spektar 2), te je na taj način određen mjerodavni spektar odziva i argumentiran je odabir potresa kao mjerodavnog horizontalnog opterećenja u usporedbi s opterećenjem vjetrom. Prikazana su karakteristična oštećenja pri potresnom scenariju i prikazan je zaključak seizmičke analize. Nakon potresa, prikazan je proračun nosive čelične konstrukcije na požarno djelovanje (Ozone, model zona), te usporedbu različitih scenarija parametarskom analizom u kojoj je parametar koji se mijenja požarno opterećenje uslijed otkazivanja pojedinih segmenata aktivne požarne zaštite uslijed potresa. Na kraju poglavlja prikazan je rezime i diskusija rezultata. **Peto poglavlje** prikazuje zaključke rada, uz prijedloge i potencijal za buduća istraživanja. Na kraju u **šestom poglavlju** prikazan je popis korištene literature, popis korištenih kratica, popis slika i popis tablica.

2. PREGLED STANJA PODRUČJA

U ovom poglavlju bit će prikazan pregled stanja područja novih čeličnih konstrukcija izloženih fenomenu požara nakon potresa. Na početku, u poglavlju 2.1. će biti prikazan opis čeličnih višekratnih konstrukcija izloženih potresnom djelovanju zajedno sa karakterističnim tipovima oštećenja iz povijesnih potresa, uključujući i nedavni potres u Zagrebu, 2020. godine. Kroz povijesni pregled (poglavlje 2.2) razarajućih požara nakon potresa (indirektno uzrokovanih potresnim djelovanjem) što dovodi do potrebe za pristupom višestrukog hazarda (*engl. Multiple Hazard Approach*), koje dodatno opisano u poglavlju 2.3. Na kraju je prikazan pregled znanstvenog i regulatornog okvira vezanog za požar nakon potresa (*engl. Fire Following Earthquake, FFE*). Kao zaključak kompletnog poglavlja bit će navedeno područje interesa ovog rada obzirom na pregled literature.

2.1 Čelične (višekratne) konstrukcije u potresnom području

U ovom poglavlju prikazan je kratak pregled karakterističnih oštećenja i otkazivanja čeličnih konstrukcija nakon potresa u Republici Hrvatskoj, ali i u svijetu (djelovanje samo potresa), s osvrtom na stanje fonda zgrada u odnosu na važeće propise.

Čelične konstrukcije su (naj)povoljnije konstrukcije za djelovanje seizmičkog opterećenja i to prvenstveno zbog manje mase u odnosu na zidane i betonske, te zbog činjenice da je konstrukcijski čelik duktilni materijal. Također u Hrvatskoj je izveden postotno značajno manji broj stambenih, poslovnih i javnih zgrada s nosivom čeličnom konstrukcijom. Većina čeličnih konstrukcija se odnosi na krovne konstrukcije i konstrukcije u industriji (hale, skladišta male katnosti). Kod čeličnih konstrukcija svakako treba utvrditi na koji način se konstrukcija suprotstavlja horizontalnoj pobudi, tj. radi li se o konstrukciji s čeličnim okvirima ili je horizontalna stabilnost osigurana vertikalnim veznim sustavom (vezovima) [4].

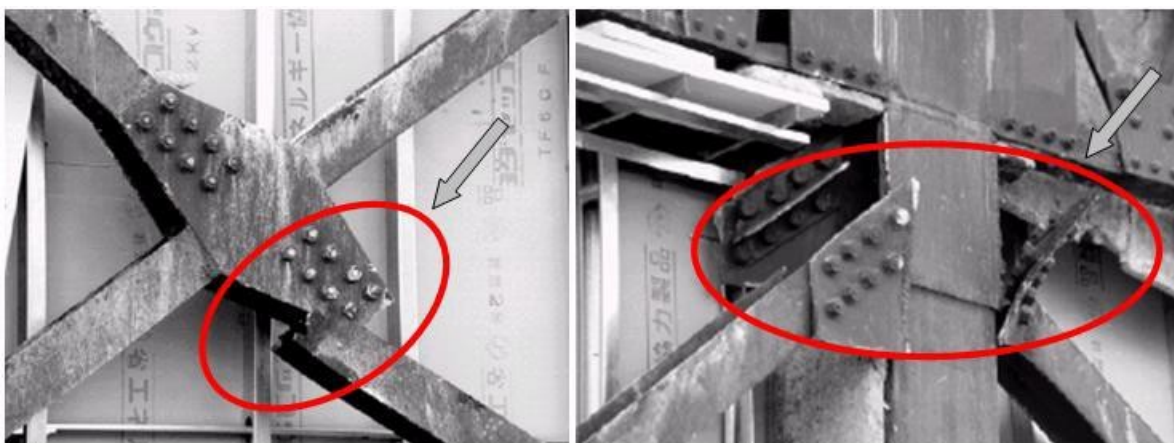
Kod zgrada (izgrađene prije stupanja na snagu važećih seizmičkih propisa, EC8) s vertikalnim vezovima u područjima visokog seizmičkog intenziteta često postojeći vezovi nemaju dostatnu nosivost da preuzmu proračunsko seizmičko djelovanje (osim u slučajevima kada je mjerodavno horizontalno opterećenje bilo opterećenje vjetrom). Stoga bi generalno za zgrade u područjima visokog seizmičkog intenziteta trebalo predvidjeti pojačanje postojećih vertikalnih vezova ili dodavanje novih. Kod hala uglavnom postojeći vezovi zadovoljavaju potrebnu nosivost, jer se radi o zgradama malih masa, osim ako u tim halama nisu posebno velika opterećenja na krovnoj konstrukciji.



Slika 2 Fotografije otkazivanja dijagonala vezova u potresu, te oštećenja pročelja i stakala zbog velike fleksibilnosti okvirnih konstrukcija [4]

Okvirne konstrukcije uglavnom imaju dostatnu potresnu otpornost osim u slučaju zgrada veće katnosti u područjima visokog seizmičkog intenziteta. Okvirne konstrukcije su u pravilu fleksibilne i često u potresu zbog svoje fleksibilnosti i većih horizontalnih pomaka u potresu uzrokuju oštećenje sekundarnih elemenata kao što su pregradni zidovi, zidne ispune i fasade, pa tako i požarne zaštite ako nije propisno izvedena. Stoga u slučaju okvirnih konstrukcija zgrada, a pogotovo u područjima visokog seizmičkog intenziteta potrebno je predvidjeti ukrućenje i pojačanje čelične okvirne konstrukcije. Pojačanje okvirnih konstrukcija se ostvaruje ili povećanjem presjeka (dodavanjem čeličnih ploča i ukrutih elemenata) ili dodavanjem vertikalnih vezova za povećanje krutosti i nosivosti. Eventualno ukrućenja se u nekim slučajevima mogu izvoditi i izvedbom, čeličnih, odnosno spregnutih i AB posmičnih stijena [4]. Prilikom izvedbe ovakvih zahvata savjetuje se provjeriti i stanje zaštite od požara ukoliko ista postoji, kako nastala oštećenja ne bi dovela do oslabljenja za eventualni požar nakon potresa.

Kod okvirnih konstrukcija najčešće dolazi do oštećenja okvirnog spoja i deformacija, plastičnog tečenja na mjestu spoja. Kao takav okvir je deformiran i oslabljen i požar kao opterećenje na oštećenu konstrukciju u tom slučaju može uzrokovati kolaps. Slike nekih od zabilježenih oštećenja s opisima prikazani su na slikama ispod (slika 3 – 5). Ovaj rad se također bazira na tematiku čeličnih okvira u jednom smjeru, a u drugom smjeru čelične konstrukcije sa ekscentričnim V vezovima koja tijekom potresa mogu djelomično potrošiti svoj kapacitet i kapacitet horizontalne grede koja je dio sustava, potresna spona (*engl. seismic link*), mogu uzrokovati deformacije, a spoj kao takav je oštećen i potrebno je utvrditi je li za specifični slučaj ostalo dovoljno kapaciteta da projektirani požarni scenarij ne uzrokuje kolaps.



Slika 3 Kolaps vertikalnog sprega u potresu Kobe u Japanu 1996. [5]



Slika 4 Krsti lom donjih pojasnica grede u zavarenoj MRF vezi tijekom potresa Northridge, California, 1994 : lom koji se širi kroz spoj stupa i pojasnicu (lijevo) i lom koji uzrokuje otkazivanje stupa i [5]



Slika 5 Oštećenje na zavarenim spojevima grede i stupa: lom na vrhu stupa (lijevo) i kraju grede (desno) u potresu Kobe u Japanu [5]

2.2 Povijest razarajućih požara nakon potresa

Projektiranje konstrukcija najčešće se sastoji se od uzimanja u obzir jednog izvanrednog (mjerodavnog) djelovanja kao što su požar ili potres. Požari koji nastanu nakon potresa mogu uzrokovati značajna oštećenja na konstrukcijama koje se nalaze u područjima koja su sklona seizmičkom djelovanju. Fenomeni požara nakon potresa definirani su kao događaji male vjerojatnosti s velikim posljedicama [6]. Nekoliko je studija, ali i sama povijest pokazali su da u većini slučajeva štete i ljudski gubici od požara nakon potresa mogu biti veći od onih uzrokovanih samim potresom [7].

Primjerice, veliki potres u Lisabonu iz 1755. godine bio je jedan od najrazornijih potresa u povijesti. Posljedice potresa bile su katastrofalne sa 60.000 do 90.000 mrtvih i sa 85% uništenih zgrada. Razaranja su bila tolika jer su kretanje pratila ukupno 3 vala tsunamija. Osim razornih tsunamija, potres je uzrokovao nekoliko požara koji su prema povijesnim podacima pet dana [7]. Iako su u gradskoj jezgri Lisabona tih godina većinom bile zidane zgrade u blokovima, požar se pretežito širio zbog otvora na fasadi, a ovo je pravi primjer razarajućeg požara nakon potresa.

Potres u San Franciscu iz 1906. i potres u regiji Kanto iz 1923. u blizini Tokija bili su jedni od požara s najtežim posljedicama u povijesti tijekom vremena mira (požara koji nisu uzrokovani ratnim događajem) [8]. Požar u San Franciscu rezultirao je štetom vrijednom oko 3 milijarde američkih dolara, USD pretočenog u današnje cijene i odnio je između 3.000 i 5.000 života, a 80% od ukupne štete uzrokovano požarom nakon potresa. Unatoč snažnom podrhtavanju, vatra je očito prevladavala u ukupnoj prouzročenoj šteti. Cijevi vodovoda su popucale, ponajviše zbog likvefakcije tla, pa je jedno od rješenja za gašenje požara bilo korištenje eksploziva za rušenje objekata kako bi se napravile barijere i spriječilo daljnje nekontrolirano širenje požara. To je naposljetku dovelo samo do većeg širenja jer su plinske cijevi bile već oštećene/napuknute [8].

Potres magnitude M 7.9 u Tokiju završio je najvećim „urbanim“ požarom u povijesti, rezultirajući gubicima od oko 140.000 života, što čini otprilike 78% štete. Gusta izgrađenost grada i scenarij paljenja bili su „povoljni“ za širenje požara [9].

Godine 1989. potres u Loma Prieta magnitude M 7.1 rezultirao je materijalnom štetom u vrijednosti 6 milijardi USD računatoj u izravnim i neizravnim gubicima. Broj uništenih zgrada bio je 145, a dodatnih 2.500 zgrada bilo je oštećeno (ukupno 960 domova uništeno i 18.000 oštećeno) [9]. Potres magnitude M 6.8, Northridge California, iz 1994. prouzročio je umjerenu štetu zahvaljujući brznoj reakciji odjela za spašavanje i vatrogasaca. Kao posljedica potresa, zapalilo se ukupno 30-50 požara, što je rezultiralo urušavanjem nekoliko niskih zgrada [10]. Iz ovog primjera vidljivo je koliko je bitno da postoji mogućnost brze reakcije vatrogasaca, tj. da pristupni putevi budu sigurni (*engl. safe access routes*).

Sljedeće je godine u Kobeu u Japanu zabilježen još jedan, ovaj put mnogo razorniji požar nakon potresa. Potres M 6.9 1995. rezultirao je velikom štetom i zbog potresa, ali i zbog posljedica koje su nakon njega uslijedile, uzrokujući cca. 142 požara koji su se razvili i spojili u nekoliko većih požara koji su bili kritični. Brzo gašenje požara ometale su srušene zgrade i ruševine na ulicama jer su mnoga područja bila nedostupna vozilima, dok je opskrba vodom bila ograničena na 3 sata [9].



Potres Marmara 1999. u Turskoj bio je katastrofalan događaj jer je rezultirao gubitkom 17.000 života. Događaj nije rezultirao nikakvim gradskim okupljanjima, ali veliki požar izbio je u naftnoj tvornici koja je gorjela nekoliko dana [9].

Jedan od novijih događaja je potres magnitude M 9 u Fukushimi 11. ožujka 2011., nakon kojeg je ubrzo uslijedio ponovni potres (*engl. aftershock*), kao i tsunami i nuklearna nesreća. Prijavljen je broj od 278 događaja koji se sastoje od kopnenih i obalnih požara, što je rezultiralo s 15.898 smrtnih slučajeva, 6.155 ozlijeđenih i mnogo nestalih. Požari su zahvatili nekoliko spremnika nafte smještenih u području zaljeva koje je uništio tsunami što je dovelo do zapaljenja nafte; s druge strane, vatru su širili zapaljeni automobili i kuće koje su plutale u vodi. Iako se čini paradoksalno, pokazalo se da požar predstavlja značajnu zabrinutost u slučaju tsunamija jer nije moguće doći do pogođenih područja [11].

Iz povijesnog pregleda može se zaključiti i potvrditi da je mnogo uključenih varijabli koje doprinose vjerojatnosti da može doći do požara nakon potresa, kao što su vrijeme događaja (potresa), električni kratki spojevi, izravan kontakt s otvorenim izvorom vatre, slomljeni spremnici goriva, puknuće cijevi za plin i naftu. Drugi ključni aspekt je učinkovitost odgovora na požarno djelovanje. Pristup vatrogasnim vozilima i tehnicima za gašenje može biti blokiran srušenim zgradama, a aktivni sigurnosni sustavi mogu biti oštećeni što dovodi do širenja požara i nemogućnosti njihovog kontroliranja.

Pogledom na današnju praksu i projektiranje problem je da trenutni propisi ne specificiraju projektiranje zgrada izloženih požarima nakon potresa. Učinci potresa i požara prema važećim propisima tretiraju se kao dva slučajna izvanredna djelovanje i pretpostavlja se da se ne događaju istovremeno, ili jedan neposredno nakon drugog, i što je još važnije, njihovi učinci nisu superponirani. U stvarnosti, otpornost konstrukcije može biti znatno smanjena potresom zbog zaostalih naprezanja i oštećenja zaštite od požara [7]. Potrebno je naglasiti da su osobito čelične konstrukcije u većini slučajeva opremljene požarnom zaštitom jer je otpornost čelika znatno smanjena na visokim temperaturama. Nakon potresa, preostala otpornost konstrukcije možda neće biti dovoljna da izdrži projektirani požarni scenarij ili ako se znatno smanji, možda neće izdržati dovoljno vremena da vatrogasci pristupe zgradi [12]. Posljedično, čak i ako je osigurana odgovarajuća otpornost na požar u odnosu na „normalne“ uvjete (bez potresa), požar nakon potresa može uzrokovati urušavanje konstrukcije, ali i smanjenje otpornosti na požar. Dodatno u situaciji nakon razornog potresa postoji mogućnost da evakuacija ljudi iz zgrade bude sporija. Sporiju evakuaciju mogu uzrokovati strah ljudi, ali i činjenica da evakuacijski putevi mogu biti zapriječeni ne konstrukcijskim elementima i namještajem koji je zapriječio prolaz uslijed potresnog djelovanja. Ta činjenica može dovesti do toga da se zahtijevana otpornost poveća primjerice sa R30 na R60 ili R60 na R75, R90, a u tom slučaju projektirana požarna zaštita čak i ako nije oštećena nije dostatna.

Iz opisanih primjera vidljivo je da su u nekim slučajevima mnogo veći gubici uzrokovani post - potresnim posljedicama nego samim potresom. To upućuje na to da posebnu pozornost treba posvetiti djelovanju drugih hazarda na oštećene građevine nakon samog potresa. Ovaj rad će se posvetiti konkretno djelovanju požara nakon potresa. Iz povijesnog pregleda utjecaja požara nakon potresa može se zaključiti da su gradske sredine najviše ugrožene fenomenom požara (i ostalih hazarda) nakon potresa zbog velike količine zgrada koje se nalaze jako blizu jedna drugoj (urbana sredina i gusta naseljenost).

2.3 Pristup višestrukog hazarda (*engl. Multiple hazard approach*)

Pristup s višestrukim opasnostima podrazumijeva razmatranje i suočavanje s rizicima koje predstavljaju različite opasnosti na sveobuhvatan i integriran način. Umjesto fokusiranja na pojedinačne opasnosti izolirano, ovaj pristup prepoznaje da određena lokacija ili sustav može biti izložen različitim i raznolikim opasnostima (hazardima). Cilj ovog pristupa je razviti projektne strategije i načine analize koji uzimaju u obzir interakcije i kumulativne učinke različitih opasnosti, povećavajući ukupnu otpornost konstrukcije. Ovaj pristup primjenjuje se u raznim područjima, uključujući upravljanje hitnim situacijama, urbanističko planiranje, projektiranje infrastrukture i građevinske propise, kako bi se stvorili robusniji i prilagodljiviji sustavi pred složenim i povezanim opasnostima.

Konkretno, u građevinskom projektiranju, pristup s višestrukim opasnostima ima za cilj osigurati da konstrukcije budu otporne na različita djelovanja koja mogu nastati tijekom projektiranog vijeka trajanja građevine. Jedan od pristupa integriranju višestrukih opasnosti u građevinsko projektiranje je pristup projektiranja na temelju ponašanja (*engl.*

Performance-Based Design) što omogućuje inženjerima/projektantima da postave specifične kriterije ponašanja koje očekuju od građevinskog objekta pod utjecajem različitih opasnosti. Ovaj pristup omogućuje fleksibilnost u odabiru strategija projektiranja kako bi se postiglo željene ponašanje u različitim scenarijima.

Priznati pristupi obično uključuju multidisciplinarni pristup koji integrira znanje iz različitih područja kako bi se stvorila cjelovita i održiva rješenja. Ovi pristupi nastoje stvoriti građevine koje su otporne na različita djelovanja i prilagodljive promjenama u okolini tijekom vremena.

Današnji građevinski propisi često neizravno uključuju odredbe koje se odnose na pristup višestrukih opasnosti tako što se pojedinačno bave specifičnim opasnostima i zatim različitim koeficijentima reguliraju pojavljivanje opasnosti istovremeno. Primjerice ovakva praksa pojavljuje se u EC 1990 koji definira kombinaciju mjerodavnih djelovanja, a preporučene vrijednosti za zgrade definirane su faktorom ψ .

Dok se građevinski propisi tradicionalno fokusiraju na pojedinačne opasnosti, koncept "otpornosti" se sve više naglašava. Otpornost uključuje projektiranje konstrukcija, zgrada u blokovima, ali i čitave urbane sredine kako bi bile prilagodljiva nizu opasnosti. Neki suvremeni građevinski propisi i standardi mogu sadržavati principe otpornosti bez eksplicitne upotrebe izraza "pristup višestrukih opasnosti".

Kako se područje projektiranja i sigurnosti građevina razvija, u tijeku su rasprave i istraživanja o tome kako integrirati sveobuhvatniji pristup višestrukim opasnostima u građevinske propise i norme. Ideja je razviti propise koji razmatraju interakcije i kumulativne učinke različitih opasnosti umjesto da se njima bave izolirano. Ovaj pomak prema holističkom pristupu odražava sve veće razumijevanje međusobno povezane prirode opasnosti, rizika i posljedično potrebe za otpornijim konstrukcijama i kompletnoj infrastrukturi. Jedan od pristupa višestrukog hazarda je i fenomen požara koji nastupa nakon djelovanja požara (*Fire Following Earthquake, FFE*)

2.4 Požar nakon potresa (*Fire Following Earthquake, FFE*)

Požar nakon potresa (FFE) postao je velika prijetnja zgradama, posebno u seizmičkim područjima. Mnogi FFE događaji uzrokovali su visoku razinu štete i žrtava. S druge strane, trenutne norme za projektiranje ne podržavaju određeni slučaj opterećenja za FFE. Štoviše, moderna filozofija dizajna za seizmičko projektiranje dopušta određenu razinu oštećenja koja može utjecati na ranjivost konstrukcije tijekom požara nakon potresa. Mnoge prethodne studije istraživale su strukturalno ponašanje zgrade pod FFE. [13]

2.4.1 Pregled znanstvenog okvira

2.4.1.1 Općeniti pregled uzroka fenomena požara nakon potresa

Ponašanje čeličnih konstrukcija izloženih požaru nakon potresa (FFE) nedavno je privuklo veliku pozornost. Mnoga zabilježena iskustva pokazuju da FFE događaji uzrokuju veću štetu od samog potresa [9]. Na primjer, požar koji je nastao nakon potresa uzrokovao je 80% ukupne štete u potresu u San Franciscu 1906. godine. U potresu u Tokiju 1923. FFE je uništio više od 70% ukupnih zgrada, a broj poginulih bio je preko 140.000, kao što je detaljnije prikazano u povijesnom pregledu u poglavlju 2.2. ovog rada.

Iako je povijesni pregled i pregleda stanja područja ne obrađuje potrese koji nisu praćeni potresom (ili barem požari nakon njih nisu zabilježeni), bitno je napomenuti da postoje i takvi slučajevi, ali takvi slučajevi nisu tema ovog rada. Neki od takvih primjera potres 2007. u Yogyakarta (Indonezija) i 2011. u Christchurchu (Novi Zeland). Međutim, bitno je istaknuti da razina urbanizacije i industrijalizacije rezultira gustom mrežom plina, goriva i električne mreže koja može povećati rizik od FFE-a u seizmički aktivnim područjima i u takvim slučajevima rizik od pojave ovog fenomena je veći i može stvoriti lanac katastrofalnih događaja. Nedavno, u potresu na Lomboku 2018. [14] i potresu u Kaliforniji 2019. [15], dogodilo se nekoliko FFE zbog oštećenja plinovoda. Ti su događaji pokazali da je potencijal požarne katastrofe nakon potresa još uvijek visok.

Dodatno, osim oštećenja plinovoda, postoje i primjeri oštećenja cjevovoda uslijed potresa (spomenuto i prikazano i u povijesnom pregledu u poglavlju 2.2), što može dovesti do prestanka rada aktivne požarne zaštite poput sprinklera, ali i onemogućiti intervenciju vatrogasaca, uslijed gubitka zaliha vode. Zbog ovih činjenica i iskustva iz prošlosti bitno je naglasiti da je sustavu zaštite od požara i samom požaru potrebno posvetiti veću pozornost u seizmičkim zonama, a isto tako, kod projektiranja i izvođenja instalacija (primjerice cjevovoda, plinovoda, elektroinstalacija, dalekovoda, ...), uzimajući pritom u obzir i seizmičko djelovanje, te za postojeću infrastrukturu raditi redovito održavanje.

2.4.1.2 Pregled dosadašnjih radova vezanih na pojavu požara nakon potresa

Većina istraživanja požara nakon potresa (FFE) provedena je tijekom posljednja dva desetljeća, posljedično s napretkom mogućnosti numeričkih analiza, budući da se radi o tehnički i numerički zahtjevnom problemu. Velika većina objavljenih numeričkih studija pokazuje da FFE može narušiti strukturni integritet čeličnih zgrada. Međutim, odabrani scenariji požara i numeričko modeliranje materijala pretpostavljeni u istraživanjima zajedno s izračunatim utjecajem FFE razlikuju se među različitim studijama. Pregled će pomoći u odluci koji od dosad korištenih modela se pokazao kao najbolji ili postoji potreba za uvođenje novog principa i konstrukcijskog sustava u ovom radu, te će pokušati dati odgovor na prethodno neodgovorena pitanja.

Della Corte i suradnici [16] proveli su 2003. jednu od prvih sveobuhvatnih studija FFE odziva nezaštićenih čeličnih okvira otpornih na momente (MRF) upotrebom parametarske studije jednostavnih okvira i numeričke analize na dva višekratna okvira. Njihov rad pokazao je da se otpornost na požar smanjuje povećanjem oštećenja od potresa. Zbog pojednostavljenja kompleksnog problema, pretrpljena oštećenja u potresu se klasificiraju kao: geometrijska oštećenja koja se očituju kroz varijacije početne geometrije konstrukcije i mehanička oštećenja koja su degradacija elemenata koji su pretrpjeli plastične deformacije uslijed potresnog djelovanja.

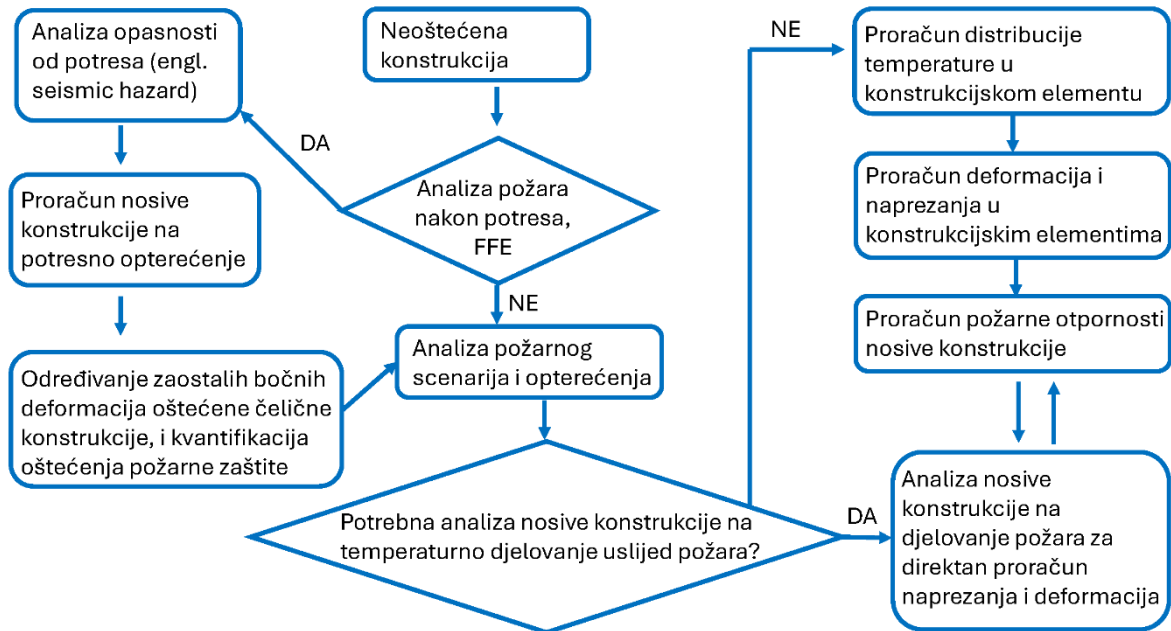
Druge studije, koje se spominju u nastavku su došle do sličnog zaključka, korištenjem pushover analize za određivanje seizmičkog odgovora nezaštićenih čeličnih okvirnih konstrukcija projektiranih prema Eurokodu (EN1998-1, 2004) i uzimajući u obzir i standardne i prirodne (realne) krivulje za simuliranje izloženosti požaru [17,18]. Djelovanje požara nakon potresa u visokim čeličnim konstrukcijama također su istraživali Behnam i Ronagh [19] sa sličnim zaključkom, dok je Behnam [20] usporedio ponašanje djelovanje FFE fenomena kod pravilnih i nepravilnih visokih čeličnih konstrukcija, pokazujući da su nepravilne zgrade pretrpjele više štete tijekom potresa nego obične, pravilne zgrade (po kriterijima pravilnosti iz EC8) i stoga su imale nižu otpornost na djelovanje požara nakon potresa.

Faggiano i Mazzolani [21] istraživali su ponašanje konstrukcije sa nosivim sustavom u vidu čeličnih okvira izloženih FFE uz upotrebu metode procjene robusnosti, na temelju razmatranja razina seizmičkih svojstava navedenih u FEMA 356 [22] i na procjeni posljedica potencijalnih naknadnih požara. Pantousa i Mistakidis [23] proveli su parametarsku studiju o izvedbi 3D čeličnog okvira izloženog požaru nakon potresa koja je istraživala utjecaj deformacija i rotacija u plastičnim spojevima izazvanim potresom na otpornost na požar i zaključila da je otpornost konstrukcije na požarno djelovanje smanjena trajnim deformacijama izazvanim potresom.

Memari i suradnici [24] došli su do drugačijih zaključaka, fokusirajući se na učinak smanjenog presjeka grede u spoju gredastup nezaštićenog čeličnog okvira. Analiza je provedena korištenjem nelinearne dinamičke analize (*engl. time history analysis*) za određivanje odgovora nosive konstrukcije na potresno djelovanje, i zatim, nepovezane termo-mehaničke analize za procjenu učinaka naknadnih požarnih djelovanja. Rezultati ovog istraživanja su pokazali da potres nije utjecao na globalno ponašanje istraživanih okvira. Međutim, iako je širenje požara u pretpostavljenim scenarijima bilo značajno, u obzir je uzeta samo simetrična konfiguracija požara, koja ne mora predstavljati najkritičniji scenarij požarnog opterećenja.

Iako se većina istraživanja o FFE (općenito, a i ranije navedenih) usredotočila na nezaštićene nosive čelične konstrukcije, Yassin i suradnici [25] istaknuli su važnost razmatranja uloge zaštite od požara na čeličnoj konstrukciji, budući da ovisno o tipu požarne zaštite i njenog projektiranja, izvedbe i u krajnju ruku starosti, postoji vjerojatnost i rizik da će se ona oštetiti tijekom potresa i posljedično dodatno smanjiti požarnu otpornost zaštićenih konstrukcija. Cjelovitost pasivne požarne zaštite jako je bitna za njihovu otpornost pri djelovanju požara. Yassin i sur. [25] analizirali su FFE opasnosti i ponašanje čeličnih

građevinskih konstrukcija uslijed djelovanja FFE. Svoju analizu temelje na analitičkoj studiji 2D nezaštićenih čeličnih okvira pod utjecajem horizontalnog seizmičkog opterećenja i naknadno požara. Studija i analiza koju su proveli je pokazala da bočna deformacija uzrokovana seizmičkim djelovanjem i pomicanjem tla utječe na požarnu otpornost čeličnih okvira.

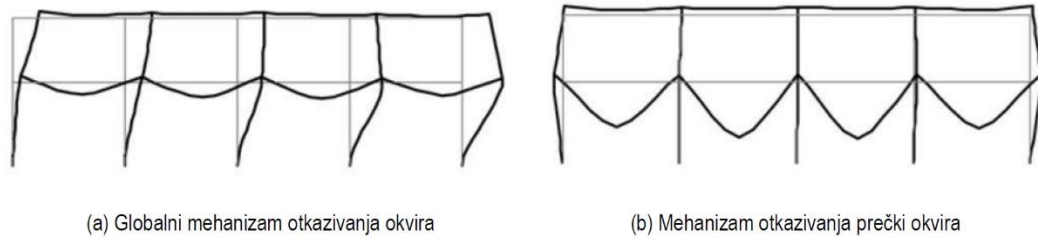


Slika 6 Koraci u FFE analizi ponašanja okvirnih konstrukcija [25]

Tomecek i Milke [26] su pokazali da čak i relativno mali gubitak zaštite od požara na dvodimenzionalnom čeličnom stupu dovodi do značajnog smanjenja otpornosti na požar. Dodatno Ryder i suradnici [27] došli su do istog zaključka istražujući čelični stup zaštićen pasivnom zaštitom od požara (bubreći premazi). Međutim, tek nedavno je istražen problem gubitka izolacije u odnosu na fenomen FFE. Braxtan i Pessiki [28] usredotočili su se posebno na spoj grede i stupa čeličnog momentnog okvira (MRF) zaštićen raspršenim vatrootpornim materijalom i podvrgnut FFE. Studija je pokazala da potres uzrokuje oštećenje protupožarne zaštite grede u područjima gdje se formiraju plastični zglobovi. To konačno dovodi do porasta temperature u spoju i stupu (jer je utjecaj zaštite oslabio) i rezultira bržim smanjenjem čvrstoće i krutosti čelika na tim mjestima u odnosu na projektirano stanje.

Proučavan je utjecaj fenomena požara nakon potresa i za konstrukcije napravljene od drugih materijala ranjivih potresnim djelovanjem poput armiranobetonskih okvira. Behnam i Ronagh [29] predstavili su ocjenu 2D armiranobetonskih okvira podvrgnutih FFE. Za analizu i prikaz potresnog djelovanja primijenjena je pushover analiza. Zatim je provedena toplinska analiza uz upotrebu ISO834 standardne krivulje i modela prirodnog požara. Kao mjerilo za usporednu analizu, također je provedena analiza požarne otpornosti za okvir bez oštećenja. Rezultati su pokazali da potresom oštećeni armiranobetonski okviri imaju manju otpornost na požar od okvira bez oštećenja.

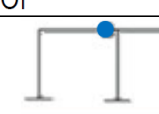
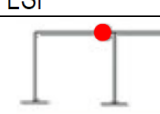
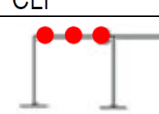
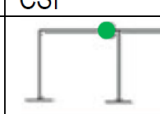
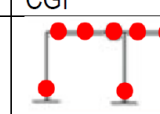
Zaharia i Pintea [30] istraživali su požarnu otpornost nezaštićenih čeličnih okvira (dvije i pet etaža) izloženih utjecajima požara nakon potresa (FFE), koje su projektirane na seizmičko djelovanje prema rumunjskom seizmičkom propisu (Rumunjski nacionalni dodatak EC8). Pushover analiza korištena je za određivanje odgovora na potresno opterećenje uzimajući u obzir dva spektra odziva za umjerena i jaka seizmička područja. Analizu požarnog opterećenja temeljili su na smanjenju čvrstoće i krutosti materijala na povišenim temperaturama. Požar je modeliran i prema standardnoj krivulji požara (ISO834 krivuljom) i scenarijem realnog požara. Standardna požarna krivulja se primjenjuje samo na nezaštićene stupove i grede.



Slika 7 Različiti mehanizam kolapsa dva okvira sa dva kata: (a) globalni mehanizam otkazivanja; (b) otkazivanje prečke [30]

Prema slici 7, vidljivo je da se slom konstrukcije događa na dva načina, globalnom kolapsu okvira i lokalnom kolapsu greda. Zaključeno je da konstrukcije projektirane za jače potresno djelovanje imaju značajnu rezervu otpornosti u slučaju požara, dok na požarnu otpornost na vatru izravno utječe razina pretrpljene štete.

Faggiano i suradnici [31] predlažu metodologiju procjene ponašanja konstrukcije pri fenomenu požara nakon potresa koristeći pristup analize temeljene na ponašanju (*engl. Performance-Based Analysis*), pri čemu za potres djelovanje kao posljedicu definiraju nekoliko razina oštećenja zbog horizontalnog pomaka i posljedično plastičnih zglobova (rotacija). Na slici 8 prikazano je nekoliko razina izvedbe s obzirom na konstrukcijska oštećenja.

	Of	LSf	CLf	CSf	CGf
S					
	Postizanje napreznaja jednakog graničnog tečenja	Formiranje prvog plastičnog zgloba	Dostignuta plastična otpornost na gredi (mehanizam otkazivanja grede)	Otkazivanje poprečnog presjeka.	Globalni mehanizam otkazivanja
NS	Zanemariva šteta	Oprema i sadržaj zgrade su sigurni	Velika šteta	Mnogi arhitektonski, mehanički i električni sustavi su oštećeni	$\theta = \theta_y$ ● $\theta > \theta_y$ ● $\theta = \theta_{pl}$ ●

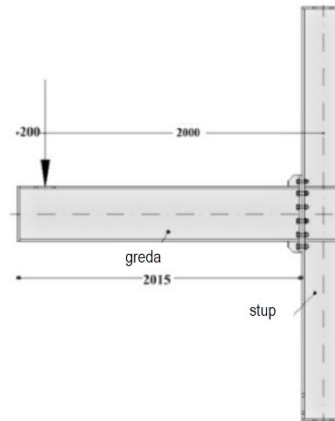
Slika 8 Razina ponašanja konstrukcije uslijed požara nakon potresa [31]

Kao studija slučaja u ovom radu, odabrana su 2 jednostavna čelična portalna okvira (MRF) i korištena je analiza postupnog guranja (*engl. pushover analysis*) nakon koje slijedi potpuno povezana numerička analiza temperature i pomaka korištenjem standardne krivulje ISO834. Za simulaciju oštećenja od potresa zadan je zaostali (trajni) horizontalni pomak uslijed djelovanja potresa. Požar se zadaje kao djelovanje na konstrukciji s trajnim deformacijama. Rezultati su pokazali da je otpornost na požar značajno smanjena samo za razinu koja ugrožava životnu sigurnost i razinu blizu urušavanja.

Khorasani i suradnici [32] proveli su probabilističku studiju temeljem proučavanja odgovora konstrukcija izloženih požaru nakon potresa za različita granična stanja. Četiri parametra projektiranja konstrukcije definirana su za procjenu ponašanja okvira, kao što su formiranje plastičnih zglobova, razvoj vlačnih sila, pseudo-brzina i prekomjerni progibi/pomaci. Rad razmatra dva scenarija, kada je okvir (čelični okvir, 9 katova) izložen samo požaru i požaru nakon potresa, a usporedba ta dva scenarija pokazuje utjecaj potresa na požarnu otpornost zgrada. Krivulja temperatura-vrijeme definirana je prema Eurokodu, a analiza nosive konstrukcije i toplinske analize provedene su u softveru OpenSees. Rezultati ukazuju na to da je položaj požara u odjeljku važan za učinak na konstrukciju, ali sveukupna šteta od seizmičkog djelovanja nije utjecala na učinak požara za razmatrane parametre. Izuzetak je ukupni međukatni pomak koji je povećan zaostalim pomakom generiranim potresom [32].

Studija koju je proveo Petrina [33] temelji se na prethodno dobivenim rezultatima eksperimentalnog ispitivanja momentnog spoja grede na čelični stup u mjerilu 1:1. Koeficijent oslabljenja određen je na temelju rezultata ispitivanja kako bi se smanjila

krutost na savijanje (EI) spoja. Pri temperaturi 400°C kapacitet vijaka smanjen je na 55% zbog otkazivanja prvog reda, dok je na 600°C kapacitet bio 22%. Kritična temperatura spoja dobivena je korištenjem softvera za projektiranje *Vulcan* na 535°C , stoga autor preporučuje redukcijski faktor 0.55 – 0.45 za vijčane momentne spojeve sa spojnim pločama i vijcima između profila stupova profila H (tipa kao HEA, HEB, HEM) i greda I profila (tipa kao IPE). Nadalje, redukcija se primjenjuje na spoj koji je modeliran u software-u *Vulcan*, slika 9 i proračunavaju se i uspoređuju dva scenarija za požar i požar nakon potresa. Požaru je izložen cijeli sklop (stup, nosač i priključak) a porast temperature je zadan kao bilinearna krivulja vrijeme-temperatura.

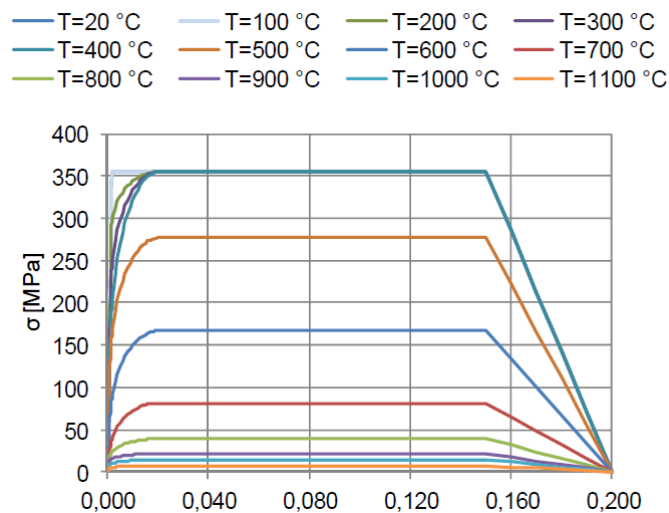


Slika 9 Spoj izložen fenomenu požara nakon potresa [33]

Uspoređujući navedena dva scenarija, uočeno je smanjenje otpornosti (nosivosti) nosive konstrukcije kod požara nakon potresa (FFE) i povećanje progiba u odnosu na neoštećeno stanje. Proučavani scenariji ukazuju na smanjenu otpornost na požar i veći pomak nakon potresa, sugerirajući da bi učinke požara nakon potresa, FFE trebalo uzeti u obzir pri projektiranju konstrukcija smještenih u visoko seizmički aktivnim područjima [33].

Memari i suradnici predstavili su koncept analize okvira (MRF), koji se odnose na spojeve smanjenog presjeka grede (*engl. reduced beam sections - RBS*) [34]. RBS spojevi uvedeni su u seizmičko projektiranje kako bi se spriječilo krhko otkazivanje spojeva kao što je vidljivo u potresu u Northridgeu [35], ali nisu provedene dodatne analize i studije o učinku požara nakon potresa.

Analiza je provedena u tri glavna dijela: modalna analiza nosive čelične konstrukcije, nelinearna (*engl. time history*) dinamička analiza koja se koristi za simulaciju seizmičkog djelovanja na temelju 10 akcelorograma i nepovezana toplinsko-mehanička analiza koja se koristi za procjenu učinka povišene temperature uslijed požara na nosivu konstrukciju. Požarno opterećenje (povećana temperatura) se primjenjuje samo na RBS spoju gdje se očekuje pojava plastičnih deformacija, koristeći parametarsku krivulju požara prema Eurokodu 1 (ISO 834). Prikazana su dva scenarija unutar kojih se požarno opterećenje unosi na 1/3 ili 2/3 visine zgrade. Razmatraju se tri različite čelične konstrukcije s 3, 6 i 20 katova koje se sastoje od čeličnih momentnih okvira (MRF) po obodu i „gravitacijskih“ okvira u središtu nosive konstrukcije. Konstrukcija je projektirana s 1D linijskim elementima, (B21) uz korištenje FEM softvera Abaqus. Spoju grede i stupa modeliran je kao model škara (*engl. scissor model*), na način da su dva kruta nosača spojene zgloбно na središnjoj točki i povezane oprugom. Materijal (čelik) je definiran modelom duktilnog oštećenja Johnson-Cook [36] kao što je prikazano na slici 10, uz pretpostavku elastično-savršeno plastičnog ponašanja čelika.



Slika 10 Ovisnost naprezanje – deformacija ugljičnog čelika pri povišenim temperaturama [59]

Odziv konstrukcije u slučaju požara nakon potresa (FFE) određuje se na temelju omjera pomaka među etažama (*engl. Inter-story drift ratio - IDR*) u slučaju promatranja globalnog slom/otkazivanje i interakcije aksijalne sile i momenta savijanja u slučaju lokalnog sloma. U ovom slučaju horizontalni otklon uslijed požara nakon potresa bili su manji nego samo tijekom potresa, na taj način ne utječući na ponašanje nosive konstrukcije. Obzirom na lokalno ponašanje, vlačne sile koje su se razvile u gredama tijekom hlađenja bile su beznačajne, dok su se kod manjih okvira ostvarile visoke tlačne sile. Odzivom stupova uglavnom dominira moment savijanja, koji ovisi o povijesti potresnog djelovanja.

Jedna od studija koja proučava gubitak izolacijskog materijala zaštite od požara (pasivna zaštita od požara) je i ona koju su proveli Tomecek i Milke [37]. Proveli su nekoliko numeričkih simulacija za procjenu smanjenja otpornosti na požar pri različitim razinama gubitka zaštitnog materijala. Simulacija je 2D pristup uz (konzervativnu) pretpostavku da je gubitak zaštite prisutan na cijeloj dužini stupa, na temelju ASTM E - 119 ispitnog postupka i krivulje temperature. Za scenarije su odabrane tri različite veličine stupova s dva položaja na kojima bi mogao doći do gubitka pasivne zaštite. Odabrana izolacija je cementni materijal za prskanje i projektirana otpornost je jedan (60 minuta), dva (120 minuta) i tri (180 minuta) sata.

Analiza se sastojala od uklanjanja dijelova zaštite u omjeru 2-10%, u dva slučaja, za izloženost pojasnice, odnosno izloženost hrpta. Otpornost čeličnih stupova pri takvim pretpostavkama i situacijama bila je narušena u svim slučajevima kada se pretpostavljalo da je izolacija oštećena. Uočeno je da veličina stupa ima veliki utjecaj na smanjenje otpora; vitki stupovi više pogođeni gubitkom izolacije. Drugi aspekti koji utječu na postotak smanjenja su količina gubitka zaštite i mjesto izbočenja čeličnog profila.

Dehcheshmeh i suradnici [38] bavi se drugačijom problematikom, naime, u svom radu promatraju odgovor konstrukcije na potresno opterećenje nakon što je konstrukcija pretrpjela projektirani požar. Pokazalo se, očekivano, da je seizmička otpornost konstrukcija koje su pretrpjele požar u određenoj mjeri smanjena, i navedeno je kvantificirano. Navedeno nije predmet ovog rada, ali je bitno istaknuti da postoje i istraživanja „drugog redoslijeda“, odnosno potresa nakon požara, takva istraživanja su isto jako bitna.

Čelične konstrukcije su ranjive u slučaju djelovanja požara lako je konstrukcijski čelik nezapaljiv, njegova čvrstoća i krutost mogu biti smanjene na visokim temperaturama, praćene trajnim velikim deformacijama. U većini slučajeva samo stanje nakon požara možda neće dovesti do urušavanja strukture, ali problemi nastaju kada je konstrukcija izložena seizmičkom opterećenju nakon požara. Stoga je bitno steći sveobuhvatno znanje o razini seizmičkih svojstava čeličnih konstrukcija nakon požara koji rezultira degradacijom svojstava materijala. Naravno, prvenstveno je važno može li se konstrukcija izložena požaru pouzdano ponovno upotrijebiti ili ne [38]. U ovom projektnom scenariju jako je bitno i u kojoj seizmičkoj zoni je građevina izgrađena.

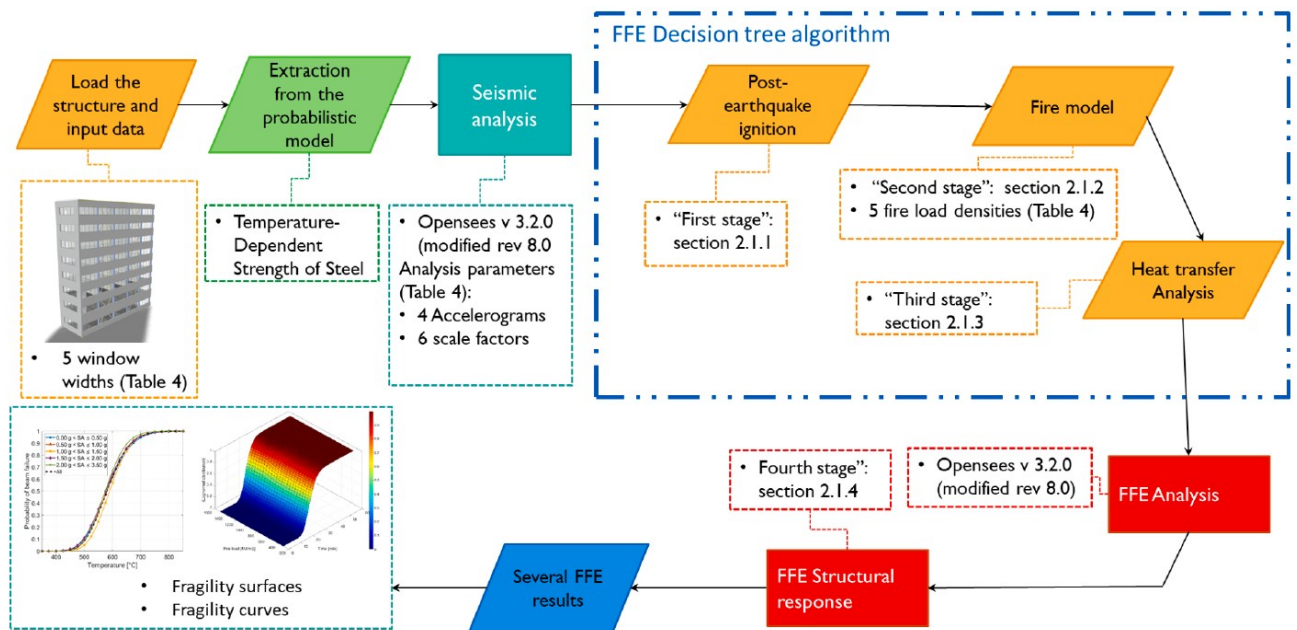
Unatoč tome što se požari u zgradama mogu pojaviti kao posljedica prethodnog potresa, važeći propisi (poglavlje 2.4.2) ne zahtijevaju provjeru požara na konstrukciji koja je prethodno ili istodobno bila izazvana seizmičkim djelovanjem, čime se požar i potres implicitno smatraju statistički neovisnim slučajnim djelovanjem. S druge strane, moderno seizmičko projektiranje oslanja se na duktilnost konstrukcije, što dovodi do pretpostavke da će požar nakon potresa djelovati na oslabljenu i deformiranu konstrukciju, koja potencijalno može imati manju otpornost na požar od očekivane otpornosti izračunate kad se požar smatra neovisnim djelovanjem.

Jelinek i suradnici [39] u svom istraživanju analiziraju ponašanje neizoliranog čeličnog okvira otpornog na momente (MRF) u scenariju požara nakon potresa. Razmotrena su dva različita potresa i analiziran je niz scenarija požara. U svim je slučajevima razlika u dobivenoj požarnoj otpornosti okvira u odnosu na situaciju bez potresa, izražena u jedinici vremena globalnog kolapsa, bila mala.

Rezultati se mogu objasniti činjenicom da su, budući da je okvir projektiran u skladu s ograničenjem oštećenja (SLS) propisanim u EN1998-1, trajne deformacije izazvane u okviru potresima blizu projektirane magnitude potresa bile relativno male. Konkretno, maksimalne zaostale glavne deformacije postignute u plastičnim spojevima bile su u rasponu od 0,6-1,6%, dok su maksimalni pomaci krova bili između 10 i 19 cm. Budući da su trajne deformacije nakon potresa male, geometrijski učinci koji utječu na reakciju požara nakon potresa su zanemarivi. U seizmičkim analizama je razmatran model elastično-savršeno plastičnog materijala. Dodatni učinak plastičnog oštećenja na otpornost na požar je iz tog razloga zanemaren u analizi i varijacija otpornosti na požar se stoga može pripisati samo geometrijskim učincima zbog različite početne geometrije na početku požara u FFE i DF slučaju. Daljnje pretpostavke koje mogu utjecati na globalno vrijeme kolapsa odnose se na 2D modeliranje okvira, koje ne dopušta razmatranje mogućeg otkazivanja stupova izvan ravnine (jer bi otklon greda izvan ravnine bio onemogućen uz međukatnu ploču). Međutim, ovo ograničenje na isti način utječe na FFE i CSS analize. Stoga ne bi trebalo utjecati na zaključak o ograničenom utjecaju prethodnog potresa na globalno urušavanje okvira. Umjesto toga, ovaj bi se zaključak mogao značajno promijeniti u slučaju da se uzme u obzir izolirana čelična konstrukcija, budući da bi otpornost na vatru tada bila znatno smanjena zbog štete koju bi vjerojatno prouzročio potres na materijalu za zaštitu od požara. Nadalje, mogući su različiti zaključci o utjecaju FFE u slučaju povećanja PGA za odgovor na potres [39].

Od najnovijih istraživanja, Covi, P. i suradnici [40] opisuju metodologiju proračuna utjecaja požara nakon potresa (FFE) za razvoj funkcija krivulja oštećenja (engl. Fragility curves) FFE za čelične okvire. Modeliranje okvira provedeno je za slučaj čeličnog okvira sa dijagonalnim X vezovima, za slučaj građevine locirane u visokom seizmičkom području. Unutar rada, formuliran je algoritam za generiranje scenarija požara na temelju štete nastale uslijed potresa. Šteta uzrokovana potresom izražena je omjerom pomaka među etažama (IDR) i vršnim ubrzanjem poda (PFA). Oštećenja su zabilježena na konstrukcijskim i ne konstrukcijskim komponentama, poput staklene fasade i pregradnih zidova. U radu je provedeno više od 1100 nelinearnih FFE analiza nasumičnim generiranjem vrijednosti širina prozora, gustoće požarnog opterećenja, intenziteta potresa i granice razvlačenja čelika na sobnoj temperaturi i na visokim temperaturama uslijed požara.

Za karakterizaciju opasnosti korišteni su snimljeni i generirani akcelerogrami (engl. *time history analysis*) i prirodne krivulje požara. Termo mehaničke analize su provedene, a kriteriji sloma temeljeni na pomaku i brzini pomaka primijenjeni su na nosače (primarne grede) i stupove. Rezultati simulacija obrađeni su kako bi se generirale FFE krivulje oštećljivosti. Rezultati su pokazali da je nosač uvijek prvi otkazao s obzirom na nižu otpornost u situaciji graničnog stanja nosivosti (ULS). Dodatno, zaključeno je da se uslijed većeg spektralnog ubrzanja tla uslijed potresa, to je oštećenje strukture ujednačenije s kraćim vremenom do sloma. Konačno je utvrđeno da gustoća požarnog opterećenja nije imala značajan utjecaj na vjerojatnost kvara za studiju slučaja koja se razmatra.



Slika 11 Prikaz primijenjenih koraka u implementiranom FFE okviru [40]

Rezultati su pokazali da oko 500 analiza, od 1680 nasumično generiranih slučajeva, nije doživjelo FFE događaje jer ili pomicanje tla nije bilo dovoljno snažno da izazove dovoljno veliko oštećenje koje bi moglo zapaliti požar ili je konstrukcija doživjela kolaps zbog seizmičkog događaja. U slučajevima s FFE, nosači su uvijek bili prvi element koji je otkazao s obzirom na to da su bili nezaštićeni i zglobni na krajevima. Srednja vrijednost vremena za postizanje graničnog stanja nosivosti nosača bila je oko 20 min. Vrijeme otkazivanja za nosače u scenarijima s manjim spektralnim intervalima ubrzanja pokazalo je najveću disperziju jer su konstrukcijska i ne konstrukcijska oštećenja imala veću varijabilnost, što je utjecalo na širenje požara i mogući broj višestrukih nastajanja požara u zgradi. Štoviše, što je veće spektralno ubrzanje, to je veća vjerojatnost prekoračenja FFE graničnog stanja za kraće vrijeme do otkazivanja.

Gustoća požarnog opterećenja nije značajno utjecala na vrijeme otkazivanja jer su temperature plina u odjeljcima bile dovoljno visoke, čak i za niske vrijednosti gustoće požarnog opterećenja, da izazovu slom jednog nosača uz slično vrijeme otkazivanja. Može se primijetiti da projektirana zgrada takve zauzetosti i karakteristika podrazumijeva ocjenu otpornosti na požar od 1 h (60 min) i očekuje se da će se vremena otkazivanja u ovom radu povećati s obzirom na činjenicu da seizmičko oštećenje protupožarne zaštite ne bi bilo tolikog opsega da ostavite okvir potpuno nezaštićen (zaštita bi samo djelomično otkazala). Štoviše, seizmička oštećenja na elementima i protupožarnoj zaštiti bila bi uglavnom lokalizirana u vezovima. U tom smislu, sugerira se da budući radovi razmatraju uključivanje učinka oštećenja na pasivnu zaštitu od požara i razmatranjem drugih konstrukcijskih sustava, kao što su okviri otporni na momente [40].

Metodologija koju u analizi koriste Negar i suradnici [41] se općenito sastoji od determinističke procjene požarne otpornosti okvira nakon potresa i sastoji se od 5 koraka: (a) Odabir scenarija potresa: Unos opterećenja od potresa uz odabir metode za analizu otpornosti na potres.; (b) Odabir scenarija požara: Unos opterećenja od požara za analizu požarne otpornosti; (c) Analiza i dimenzioniranje nosive konstrukcije na djelovanje potresa.; (d) Promjena rubnih uvjeta kako bi se omogućilo toplinsko širenje nosivih elemenata. U koraku (c) pri analizi požarne otpornosti, stropne konstrukcije se ponašaju kao dijafragme. U slučaju požara ovaj rubni uvjet treba biti promijenjen. (e) Analize konstrukcije na požarno opterećenje.

Rad [41] konkretno modelira i uzima u obzir nesigurnosti u gustoći požarnog opterećenja, granici tečenja i modulu elastičnosti čelika. Položaj protupožarnog odjeljka također se mijenja kako bi se istražio učinak razine kata (nižeg kata u odnosu na viši kat) i lokacije požarnog odjeljka na nosivost okvira nakon potresa. Okvir je modeliran u software OpenSees za provođenje nelinearne dinamičke, toplinske analize i analize pouzdanosti nosive konstrukcije.



Zaključak i rezultati analize [41] pokazuju da su unutarnji požarni odjeljci osjetljiviji od vanjskih požarni odjeljci na otkazivanje okvirnih spojeva zbog razvoja većih sila napetosti tijekom faze hlađenja nakon požara. Također, općenito je vjerojatnije da će gornji katovi doseći navedena stanja oštećenja nego donji katovi zbog manjih veličina greda. Sveukupno, rezultati sugeriraju da moderni MRF-ovi s dizajnom koji je vođen međukatnim pomacima imaju dovoljnu zaostalu čvrstoću nakon potresa tako da naknadni požar obično ne dovodi do rezultata i odziva koji se značajno razlikuju u usporedbi s onima u slučaju kada se požar dogodi bez prethodnog seizmičkog oštećenja. Međutim, seizmička oštećenja mogu dovesti do većeg širenja požara (zbog otkazivanja požarne zaštite), povećane opasnosti za zgradu u cjelini i većih ekonomskih gubitaka.

2.4.2 Pregled regulativnog okvira u Republici Hrvatskoj i u svijetu

Posebni zakoni koji se odnose na požare nakon potresa (FFE) možda nisu samostalni zakoni, već, umjesto toga, propisi koji se odnose na FFE često su ugrađeni u šire/općenitije građevinske propise, protupožarne propise, zakone o upravljanju u hitnim slučajevima i druge povezane zakone. Nazivi zakona ili propisa/normi mogu se razlikovati ovisno o zemlji i regiji, stoga su u ovom radu proučeni i konzultirani neki od najpoznatijih propisa u Hrvatskoj ali i u svijetu.

U nastavku su prikazani primjeri koji se bave ovom tematikom, a vezani su za regulativu Sjedinjenih Američkih Država:

- 1) **International Building Code (IBC)** [42] je set građevinskih propisa koji se koristi u Sjedinjenim Državama i mnogim drugim zemljama u svijetu. Uključuje odredbe koje se odnose na projektiranje nosive konstrukcije, temeljni zahtjev mehaničke otpornosti i stabilnosti, sigurnost od požara i druge aspekte projektiranja i građenja zgrada. Posebni odjeljci unutar IBC-a odnose se na projektiranje konstrukcije na djelovanje potresa i sigurnost od požara, a oba su relevantna za FFE, ali se ne spominje i ne obrađuje detaljno njihova kombinacija i ovaj specifični fenomen.
- 2) **International Fire Code (IFC)** [43] se usredotočuje na prevenciju požara i uključuje odredbe za vatrootporne građevinske materijale, protupožarne alarmne sustave i planiranje u slučaju opasnosti. IFC radi u suradnji s IBC-om kako bi osigurao sveobuhvatan pristup sigurnosti zgrade, bazirajući se na požaru kao djelovanju na konstrukciju.
- 3) **National Fire Protection Association (NFPA) Standards** [44]: NFPA razvija standarde koji se odnose na sigurnost od požara. NFPA 1: Zaštita od požara i NFPA 101: Propis vezan za sigurnost u slučaju požara relevantni su za FFE. Ovi propisi pokrivaju aspekte kao što su sustavi zaštite od požara, zahtjevi za evakuaciju i projektiranje zgrade kako bi se osigurala sigurnost stanara tijekom požara.
- 4) **American Concrete Institute (ACI)** [45] pruža standarde koji se odnose na betonske konstrukcije. ACI 318, na primjer, uključuje odredbe za seizmičko projektiranje armiranobetonskih konstrukcija. Pravilno projektirani i izvedeni betonski elementi doprinose ukupnoj vatrootpornosti zgrade.
- 5) **American Institute of Steel Construction (AISC)** [46] AISC daje standarde za čelične konstrukcije. Norma AISC 341 pokriva seizmičke odredbe za nosivu konstrukciju čelične zgrade, dok AISC 360 uključuje specifikacije za projektiranje konstrukcijskih čeličnih elemenata, koji mogu utjecati na ponašanje čeličnih konstrukcija u FFE scenarijima.
- 6) **National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP) Guidelines** [47]: NEHRP daje smjernice za seizmičko projektiranje i izgradnju. Ove smjernice razvila je Savezna agencija za upravljanje hitnim situacijama (*engl. Federal Emergency Management Agency*) - FEMA i pokrivaju različite aspekte konstrukcije otporne na potres, uključujući razmatranja sigurnosti od požara nakon potresa.



Osim ranije navedenih propisa (1-6) u SAD-u postoje i Zakoni o upravljanju u izvanrednim situacijama (engl. Emergency Management Laws) na saveznoj, državnoj i lokalnoj razini često se bave odgovorom na izvanredna djelovanja, oporavkom i koordinacijom. U SAD-u, Staffordov zakon savezni je zakon koji uspostavlja okvir za sudjelovanje savezne vlade u odgovoru na izvanrednu situaciju i kasnije radi na oporavku od iste.

U nastavku su dodatno navedeni ISO, svjetski standardi i Europski standardi vezani za ovu problematiku:

Norma **ISO 2394:2015 - General principles on reliability for structures**: [48] definira opća načela pouzdanosti konstrukcija, uključujući razmatranja višestrukih opasnosti. Iako nije specifičan za FFE, naglašava važnost rješavanja različitih opasnosti u projektiranju nosivih konstrukcija.

Kada se prebacimo na Europu i Republiku Hrvatsku, prema saznanju autora utjecaj fenomena požara nakon potresa se ne spominje. Mjerodavan i važeći zakon koji uređuje sustav zaštite od požara je **Zakon o zaštiti od požara** (NN 92/10, 114/22) čija nova verzija je na snazi od 01.01.2023. ali čak ni nakon potresa u Zagrebu i Petrinji u 2020. godini, nije uključen fenomen požara nakon potresa. Također, jednaka je situacija i sa **Pravilnikom o otpornosti na požar i drugim zahtjevima koje građevine moraju zadovoljiti u slučaju požara** (NN 29/13) koji ne obrađuje situaciju požara nakon potresa.

Eurokod norme, pružaju niz normi za proračun konstrukcije na djelovanje požara, od općih normi (EN 1991-1-2 [49]) do normi specificiranih za projektiranje pojedinih tipova konstrukcija (betonska konstrukcija - EN 1992-1-2 [51], čelična konstrukcija - EN 1993-1-2 [52], spregnuta čelična – betonska konstrukcija - EN 1994-1-2 [53], drvena konstrukcija - EN 1995-1-2 [54], zidana konstrukcija - EN 1996-1-2 [55]) i aluminijska konstrukcija - EN 1999-1-2 [56]), ali nije obrađen fenomen požara nakon potresa.

Eurokod norma koja opisuje Opća/izvanredna djelovanja (EN 1991-1-7 [50]) u koja se mogu kategorizirati požar i potres također ne spominje pojavu požara nakon potresa, tj. njihovu kombinaciju, ali definira metode analize rizika koja ima opisni (kvalitativni) dio, a smije, gdje je to mjerodavno i praktično, imati i bročani (kvalitativni) dio.

U kvalitativnom dijelu analiza rizika potrebno je prepoznati sve opasnosti i odgovarajuće scenarije opasnosti. Prepoznavanje opasnosti i scenarija opasnosti je ključan zadatak za analizu rizika. To zahtijeva iscrpno ispitivanje i razumijevanje statusa. Zbog toga je razvijen niz postupaka za pomoć inženjeru pri izvršavanju ovog dijela analize (npr. PHA, HAZOP, stablo pogreške – (engl. *fault tree*), stablo događaja – (engl. *event tree*), stablo odlučivanja - (engl. *decision tree*), mreža uzoraka – (engl. *causal networks*) i slično). Nužno je prepoznati glavnu namjenu upotrebe konstrukcije kako bi se utvrdile posljedice za sigurnost ako se konstrukcija ne uspije oduprijeti prevladavajućem opasnom događaju s vjerojatnim pratećim djelovanjima.

Najnepovoljniji scenarij je otkazivanje stupa u prizemlju. Ukoliko se promatra okvirna konstrukcija, sugerira se projektiranje na način da su stupovi robusni i da se plastični zglobovi otvori prvo na gredi, a da stupovi ne otkazuju u tom sustavu. Dodatno, bitno je naglasiti da postoji više scenarija. Primjerice scenarij kada je nosiva konstrukcija zaštićena od požara, postoji mogućnost da se ošteti zaštita od požara, što će biti objašnjeno u poglavlju 3.4.4. Dodatno, može doći i do prestanka rada elektroničkih instalacija, kao i vodovodnih instalacija i nemogućnosti dolaska vatrogasaca na intervenciju.

Kada procjenjuju FFE, stručnjaci se obično pozivaju na kombinaciju ovih propisa i standarda kako bi osigurali holistički pristup konstrukcijskom projektiranju, sigurnosti od požara i pripravnosti za hitne slučajeve. Osim toga, kao inženjeru biti informiran o ažuriranjima ovih propisa i standarda ključno je za uključivanje najnovijih dostignuća i lekcija naučenih iz prošlih događaja, te primjenjivati logične zaključke i koristiti princip projektiranja prema ponašanju (engl. *Performance Based Design*).

2.5 Područje interesa ovog rada temeljem analize stanja područja

Fenomen požara nakon potresa (engl. *Fire Following Earthquake, FFE*) predstavlja značajan izazov u kontekstu sigurnosti i otpornosti nosivih konstrukcija te rizika od povećanog oštećenja i kolapsa, a zaključci dobiveni iz istraživanja otvaraju važna pitanja koja zahtijevaju detaljnija istraživanje i unaprjeđenje regulativnog okvira i građevinske prakse u projektiranju,



izvođenju i održavanju građevina. Povijest je pokazala da požari koji uslijede nakon potresa budu razorniji i opasniji od samog potresa, stoga se rad kao takav usredotočio se na razumijevanje fenomena požara nakon potresa kroz proučavanje regulative i pregled dosadašnjeg znanstvenog rada (*engl. state of the art*) i kasnijom primjenom na konkretnom čelične nosive konstrukcije sa spregnutom čelično – betonskom nosivom konstrukcijom projektirane na mjerodavna opterećenja za grad Zagreb.

Konstrukcija će biti projektirana sa okvirima u poprečnom smjeru Y (sustav sa jakim stupovima i slabim gredama) i vertikalnim ekscentričnim V spregom u uzdužnom X smjeru. Okviri u poprečnom smjeru su odabrani jer uslijed njihova horizontalnog pomaka može doći do oštećenja i otvaranja plastičnih zglobova koji pri kasnijem djelovanju požara mogu otkazati. Sustav u uzdužnom smjeru X sa potresnim vezama projektiran je jer dosad nije dodatno istražen vezano za požar nakon potresa i pretpostavka je da uslijed otvaranja plastičnih zglobova i kasnijih požara (situacija sa vertikalnim opterećenjem i požarnim opterećenjem) može doći do lokalnih otkazivanja ovih elemenata.

Dodatno, naglasak je postavljen i na kvantificiranje potencijalnog oštećenja/otkazivanja sustava aktivne požarne zaštite od požara, kako bi se odredio utjecaj na požarno opterećenje nakon djelovanja potresa. Također, bit će komentirano koliko će se smanjiti otpornost nosive konstrukcije ukoliko dođe do oštećenja ili otkazivanja pasivne požarne zaštite uslijed pomaka i vibracija tijekom potresa.

3. PONAŠANJE ČELIČNE KONSTRUKCIJE U POŽARU

3.1 Modeli prirodnog požara

Modeli prirodnog požara pokrivaju razvoj požara koji je realan u promatranom požarnom odjeljku. U ovim modelima važnu ulogu imaju parametri kao što su požarno opterećenje, rata oslobađanja topline i uvjeti ventilacije. To su numerički i vremenski „skuplje“ analize kojima se dobivaju realnije krivulje požara. Obzirom na modele razvoja prirodnog požara bitno je utvrditi koja će količina ukupnog požarnog opterećenja sagorijevati i kako će to djelovati na krivulju *temperatura-vrijeme* u danom scenariju [1]. Različita pojednostavljena primjenjuje se kod numeričke simulacije požara.

Prema EN 1991-1-2 modeli razvoja prirodnog požara se mogu podijeliti obzirom na pojavu buktanja:

1. Prije buktanja (*engl. pre-flashover*) – Pojednostavljeni modeli požara
2. Poslije buktanja (*engl. post-flashover*) – Napredni modeli požara

Pojednostavljeni modeli požara su jednostavni fizikalni modeli s ograničenim područjem primjene. Norma razlikuje požare u sektoru (zatvorenom prostoru) i modele ograničenih požara (lokalizirani požar). Ovaj rad u studiji slučaja će se ograničiti na požarne sektore, dok će modele ograničenih požara obraditi teoretski.

Napredni požarni modeli podrazumijevaju dva tipa modela. Prvi tip je *probabilistički* kod kojeg se razvoj požara temelji na zakonu vjerojatnosti. Drugi tip je *deterministički* model koji koristi poznate fizikalno-kemijske zakonitosti. U determinističke modele spadaju modeli zona i modeli polja (primjerice *Computational Fluid Dynamic (CFD)* model).

3.1.1 Pojednostavljeni modeli požara

3.1.1.1 Požari u sektoru

Kod ovakvog tipa požara, temperatura plina najviše ovisi o gustoći požarnog opterećenja i ventilacijskim uvjetima. U EN 1991-1-2 prezentirane su dvije metode za modeliranje požara u sektoru: parametarska požarna krivulja (Aneks A) i metoda za vrednovanje temperature izvan požarnog odjeljka (Aneks B).

Parametarske požarne krivulje –definiraju razvoj temperature plina kao funkcije vremena, na temelju parametara koji utječu na razvoj požara u odjeljku. Parametarske krivulje temperatura – vrijeme opisane u Aneksu A u EN 1991-1-2 vrijede za požarne sektore do 500 m², bez otvora na krovu i za maksimalnu visinu sektora od 4 m. Temelje se na pretpostavci da je požarno opterećenje od odjeljka potpuno gorivo.

Ove krivulje imaju fazu grijanja koju slijedi faza hlađenja, koja ih razlikuje od nominalnih krivulja. Krivulja temperatura – vrijeme u fazi zagrijavanja dana je slijedećim izrazom:

$$\theta_g = 20 + 1325 \cdot (1 - 0,324 \cdot e^{-0,2 \cdot t^*} - 0,204 \cdot e^{-1,7 \cdot t^*} - 0,472 \cdot e^{-19 \cdot t^*}) \quad (1)$$

gdje je:

θ_g – temperatura plina u požarnom odjeljku [°C];

t – vrijeme [minute];

$\Gamma = [O/b]^2 / (0,04/1160)^2$ – vremenska funkcija faktora otvora O i toplinske apsorpcije b .

Toplinska djelovanja za vanjske elemente

Aneks B u EN 1991-1-2 daje pojednostavljenu metodu proračuna za određivanje toplinskih djelovanja na vanjskim elementima požarnog odjeljka. Metoda se može primijeniti samo za požarna opterećenja veća od 200 MJ/m^2 i veličina odjeljka ne bi trebala prelaziti 70 m duljine, 18 m širine i 5 m visine. Ova metoda podrazumijeva stanje stabilne situacije potpuno razvijenog požara u odjeljku i ne uzima u obzir fazu prije buktanja (rasplamsavanja) i fazu hlađenja.

3.1.1.2 Lokalizirani požari

Aneks C u EN 1991-1-2 prezentira jednostavan pristup za određivanje toplinskog djelovanja uslijed lokaliziranog požara. Ovisno o visini plamena u odnosu na strop odjeljka, lokalizirani požar se može definirati kao mali požar (slika 12) ili veliki požar (slika 13). Za mali požar definirana je formula za izračunavanje temperature u oblaku dima u vertikalnoj osi plamena. Za veliki požar, propisani su jednostavni koraci za dobivanje toka topline koji proizlazi iz izloženih površina na razini stropova.

Ograničenja za primjenu ove metode su:

- promjer požara: $D \leq 10 \text{ m}$;
- rata oslobađanja topline ili požara: $Q \leq 50 \text{ MW}$

Metoda se može primijeniti na dva tipa lokaliziranog požara:

- manji požari ili požari na otvorenom;
- veći požari koji utječu na strop

Manji požari – u slučaju lokaliziranog požara, kao što je prikazano na slici 12, najviša temperatura nalazi se na vertikalnoj osi plamena, smanjujući se prema rubu plamena. Temperatura osi plamena mijenja se s visinom. Otprilike je konstantna u kontinuiranom području plamena i predstavlja srednju temperaturu plamena. EN 1991-1-2 definira proračunsku formulu (2) za izračunavanje temperature u oblaku malog lokaliziranog požara. Također, može se primijeniti i na požare na otvorenom. S obzirom na lokalizirani požar, kao što je prikazano na slici 12, visina plamena vatre L_f je dana izrazom:

$$L_f = -1,02 \cdot D + 0,0148 \cdot Q^{2/5} \quad (2)$$

gdje je:

- D – promjer požara [m];
- Q – rata oslobađanja topline požara [W];
- H – udaljenost između izvora vatre i stropa [m].

U slučaju kada vatra ne doseže do stropa odjeljka, $L_f < H$ ili vatre na otvorenome, temperatura θ u oblaku dima duž vertikalne osi plamena je dana izrazom:

$$\theta_{(z)} = 20 + 0,35 \cdot Q_c^{2/3} \cdot (z - z_0)^{-5/3} \leq 900 \quad (3)$$

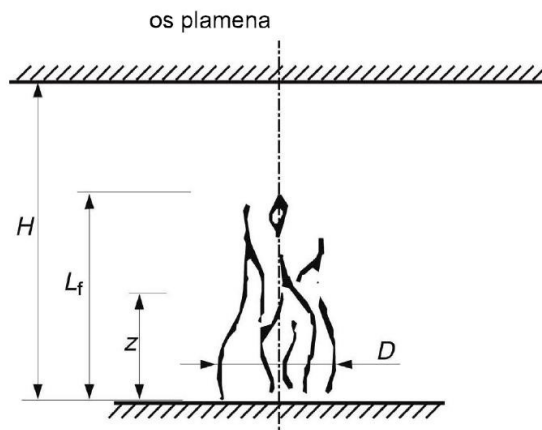
$$z_0 = -1,02 \cdot D + 0,00524 \cdot Q^{2/5} \quad (4)$$

gdje je:

- Q_c – konvektivni dio rate oslobađanja topline [W], $Q_c = 0,8 \cdot Q$
- h – visina uzduž osi plamena [m];

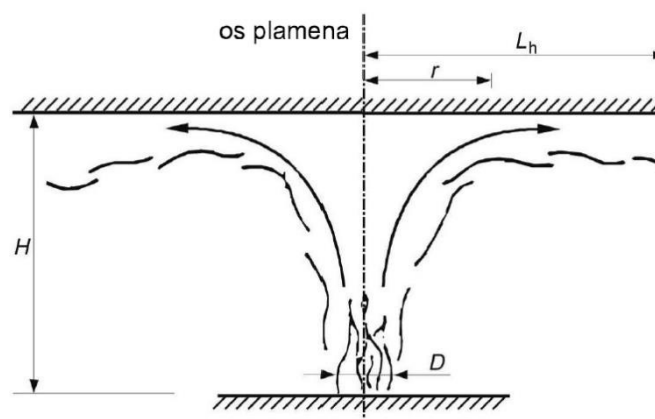
z_0 – virtualna os [m].

Virtualna os z_0 ovisi o promjeru požara i rati oslobađanja topline. Ova empirijska jednadžba izvedena je iz eksperimentalnih podataka. Vrijednost z_0 može biti negativna i locirana ispod izvora goriva, što ukazuje na to da je područje izvora goriva veliko u usporedbi sa energijom koja se otpušta na tome području. Vrijednost z_0 može biti pozitivna i locirana iznad izvora goriva, što ukazuje na to da je područje izvora goriva malo u usporedbi sa energijom koja se otpušta na tome području.



Slika 12 Shematski prikaz „malog“ lokaliziranog požara (EN 1991-1-2)

Veći požari koji utječu na strop – Kada lokalizirani požar postane dovoljno velik, ili je strop nizak $L_f \geq H$, plamen će dosegnuti strop odjeljka. Površina stropa će uzrokovati da se plamen okrene i počne kretati horizontalno ispod stropa. EN 1991-1-2 prezentira proračunske formule, temeljene na modelu požara. Na slici 13 ilustriran je shematski prikaz lokaliziranog požara koji utječe na strop pomoću „mlaza“ plamena i dima koji „teku“ ispod neobrađenog stropa. Kako se stropni mlaz kreće radialno prema van, gubi toplinu što se više približava hladnijem zraku okoline koji ulazi u tok. Općenito, maksimalna temperatura dolazi relativno blizu stropa.



Slika 13 Lokalizirani požar koji utječe na strop odjeljka (EN 1991-1-2)

EN 1991-1-2 definira samo proračun kako bi se odredio toplinski tok na razini stropova, ali ne i izračun temperature mlazova ispod stropa. S obzirom na lokaliziranu vatru koja utječe na strop odjeljka, kao što je prikazano na slici 13, horizontalna duljina plamena L_h definirana je izrazom:

$$L_h = (2,9 \cdot H(Q_H^*)^{0,33}) - H \quad (5)$$

$$Q_H^* = \frac{Q}{1,11 \cdot 10^6 \cdot H^{2,5}} \quad (6)$$

gdje je:

- L_h – horizontalna duljina plamena [m];
 H – udaljenost između izvora vatre i stropa [m];
 Q_H^* – bez dimenzijska rata oslobađanja topline;
 Q – rata oslobađanja topline požara [W].

Toplinski tok \dot{h} [W/m²], dobiven od strane površine stropa izložene požaru na udaljenosti r od osi plamena definiran je:

$$\dot{h} = \begin{cases} 100000 & \text{za } y \leq 0,30; \\ 136300 \text{ do } 121000 & \text{za } 0,30 < y < 1,0; \\ 15000 \cdot y^{-3,7} & \text{za } y \geq 1,0. \end{cases}$$

$$y = \frac{r+H+z'}{L_h+H+z'} \quad (7)$$

gdje je:

- r – horizontalna udaljenost od vertikalne osi plamena do točke duž stropa gdje se izračunava toplinski tok [m];
 z' – vertikalni položaj virtualnog izvora topline [m];
 D – promjer požara [m].

Vertikalni položaj virtualnog izvora topline z' definiran je sljedećim izrazom:

$$Q_D^* = \begin{cases} 2,4 \cdot D \cdot (Q_D^{*\frac{2}{5}} - Q_D^{*\frac{2}{3}}), & \text{za } Q_D^* \leq 1,0 \\ 2,4 \cdot D \cdot (1,0 - Q_D^{*2,5}), & \text{za } Q_D^* \geq 1,0 \end{cases} \quad (8)$$

$$Q_D^* = \frac{Q}{1,11 \cdot 10^6 \cdot D^{2,5}} \quad (9)$$

Neto toplinski tok \dot{h}_{net} kojeg je poprimila površina stropa izložena požaru definiran je izrazom:

$$\dot{h}_{net} = \dot{h} \cdot \alpha_c \cdot (\theta_m - 20) - \phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot ((\theta_m + 273)^4 - 293^4) \quad (10)$$

U slučaju nekoliko lokaliziranih požara, najprije se trebaju izračunati pojedinačni toplinski tokovi na razini stropa. Ukupni toplinski tok dobiven je kao zbroj doprinosa svih lokaliziranih požara kako slijedi:

$$\dot{h}_{tot} = \dot{h}_1 + \dot{h}_2 + \dots \leq 100000 \text{ [W/m}^2\text{]} \quad (11)$$

3.1.2 Napredni modeli požara

Napredni modeli požara u proračun uzimaju u obzir svojstva plina, masu i izmjenu energije koji su povezani sa stvarnim požarom u odjeljku; tako da mogu predvidjeti temperaturu plina u odjeljku na precizniji način nego pojednostavljeni modeli i na taj način omogućiti realniji i manje konzervativan proračun uz ulaganje više vremena i korištenje složenije analize. Proračuni naprednih modela, koji su prezentirani u EN 1991-1-2 obično uključuju postupke višestrukih iteracija koji mogu zahtijevati veće proračunske napore. Kod ovakvih modela, osim ako nisu dostupni detaljniji podaci, koeficijent prijenosa topline konvekcijom treba uzeti kao $\alpha_c = 35 \text{ W/m}^2\text{K}$.

EN 1991-1-2 predlaže dva različita napredna modela požara:

- *Modeli zona* mogu se podijeliti na modele **jedne** zone gdje se u obzir uzima da u odjeljku djeluje samo jedna jednolika krivulja *temperatura-vrijeme* ili na modele **dvije** zone gdje u odjeljku djeluju dvije krivulje *temperatura-*

vrijeme. Jedna krivulja je za gornju zonu (zona vrućih plinova i dima), dok je druga za donju zonu (zona u kojoj se zadržava sobna temperatura i sobni tlak).

- *Modeli polja* (CFD modeli) su najsofisticiraniji od svih navedenih modela i daju razvoj temperature u sektoru u potpunosti u ovisnosti vremena i prostora. Međutim, za modeliranje razvoja temperatura u zatvorenim prostorima ovi modeli se rijetko koriste jer su potrebni kompjuteri velikih kapaciteta.

3.1.2.1 Modeli zona

Modeli jedne i dvije zone polaze od pretpostavke da se zatvoreni prostor može podijeliti u određeni broj zona tako da svaka ima približno jednake karakteristike (masu, gustoću, temperaturu, tlak i unutarnju energiju). Uvedena su određena pojednostavljenja jer je realno simuliranje dosta složena zadaća kod numeričkog modeliranja. Model jedne zone predstavlja *post flashover*, gdje je cijeli odjeljak definiran kao jedna zona s jednolikom i vremenski ovisnom raspodjelom temperature. Model dvije zone predstavlja *pre-flashover*, gdje je odjeljak podijeljen na donju zonu koja sadrži hladni zrak i gornju zonu koja sadrži vruće produkte izgaranja. Modeliranje u zonama polazi od sustava diferencijalnih jednadžbi koje su izvedene koristeći zakon mase (jednadžbe kontinuiteta), zakon održanja energije (prvi zakon termodinamike) i zakon idealnih plinova.

Prilikom modeliranja požarnog odjeljka, otvori u konstrukciji igraju važnu ulogu te osiguravaju dotok zraka koji utječe na požar. Energiju koju apsorbiraju zidovi su također od velike važnosti, stoga u modelima zona svaki zid može biti zastupljen pojedinačno sa svim svojim slojevima i njihovim toplinskim karakteristikama. Također, od primarne važnosti je i količina goriva prisutna u odjeljku. Za model zona, ukupna količina goriva prisutna u odjeljku mora se dati kao ulazni podatak, kao i rata oslobađanja topline.

Model jedne zone – Prema Aneksu D u EN 1991-1-2, model jedne zone može se primijeniti kod *post-flashover* uvjeta, te kada su temperatura, gustoća, unutarnja energija i tlak plina u odjeljku homogeni.

Zakon idealnog plina glasi:

$$P_{int} = \rho \cdot R \cdot T \quad [N \cdot m^{-2}] \quad (12)$$

gdje je:

R – idealna ili univerzalna plinska konstanta;

P – gustoća plina [kg/m^3];

T – temperatura plina u odjeljku [K].

Jednadžba balansa mase plinova u odjeljku može se napisati kao:

$$\frac{dm}{dt} = \dot{m}_{in} - \dot{m}_{out} + \dot{m}_{fi} \quad [kg/s] \quad (13)$$

gdje je:

$\frac{dm}{dt}$ - rata promjene mase plina u požarnom odjeljku;

\dot{m}_{in} - rata plinske mase koja ulazi u odjeljak kroz otvore;

\dot{m}_{out} - rata plinske mase koja izlazi iz odjeljka kroz otvore;

\dot{m}_{fi} - rata produkta pirolize

Rata promjene plinske mase i rata pirolize se mogu zanemariti ako je:

$$\dot{m}_{in} = \dot{m}_{out} \quad (14)$$

Takvi masivni tokovi mogu se izračunati na temelju statičkog pritiska zbog razlike u gustoći između zraka na otvorenom i zraka na visokim temperaturama.

Jednadžba balansa energije u požarnom odjeljku može se uzeti kao:

$$\frac{dE_g}{dt} = Q - Q_{out} + Q_{in} - Q_{wall} - Q_{rad} \quad [W] \quad (15)$$

gdje je:

E_g – unutarnja energija plina [J];

Q – rata oslobađanja topline požara [W];

$$Q_{out} = \dot{m}_{out} \cdot c \cdot T_f;$$

$$Q_{in} = \dot{m}_{in} \cdot c \cdot T_{amb};$$

$$Q_{wall} = (A_t - A_{h,v}) \cdot \dot{h}_{net} \quad \text{gubitak energije na površinama granica};$$

$$Q_{rad} = A_{h,v} \cdot \sigma \cdot T_f^4 \quad \text{gubitak energije zračenjem kroz otvore};$$

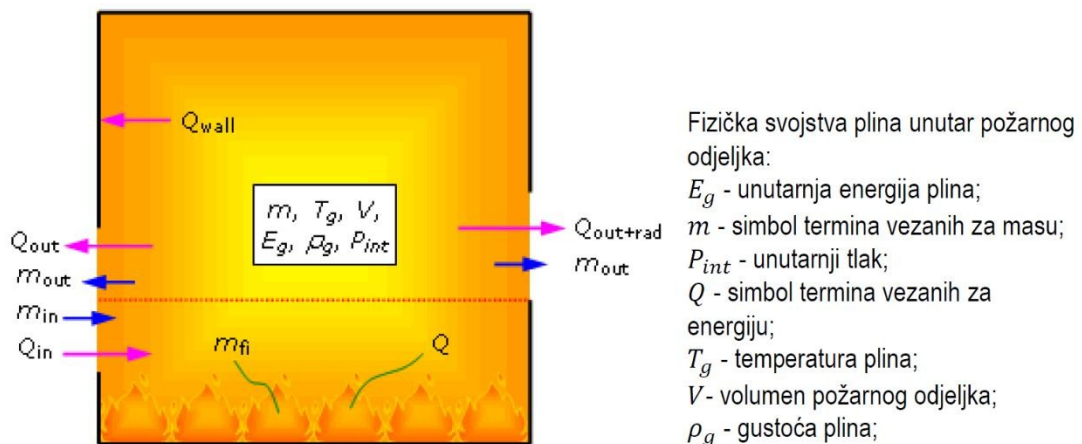
c – specifična toplina [J/kgK];

\dot{h}_{net} – neto toplinski tok;

\dot{m} – rata mase plina [kg/s];

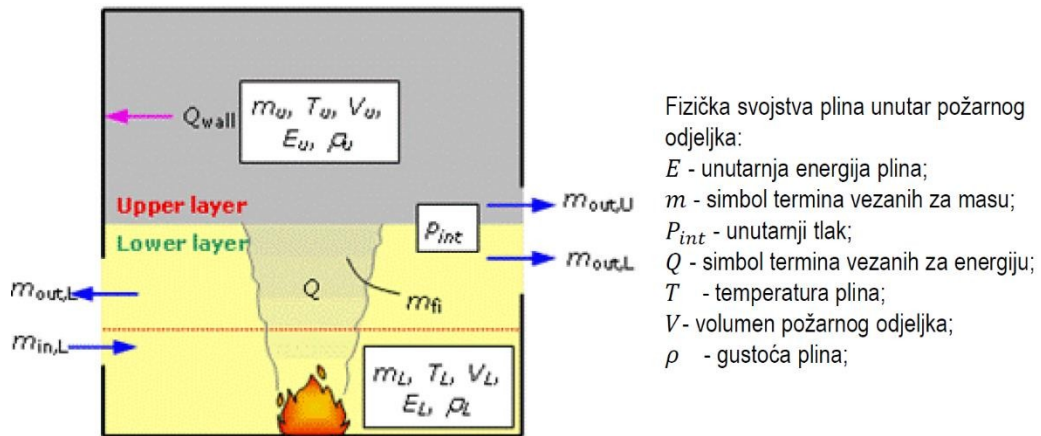
T – temperatura [K].

Temperatura i masa plina proračunavaju se postupkom „step by step“ u funkciji vremena i to tako da se riješe jednadžbe balansa energije i mase. [1]



Slika 14 Model jedne zone

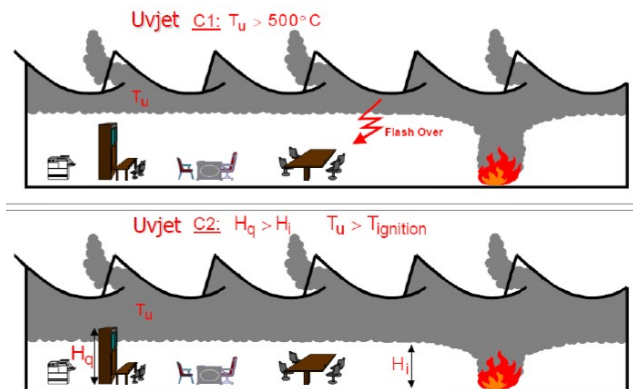
Model dvije zone - Prema Aneksu D u EN 1991-1-2, model dvije zone temeljen je na pretpostavci akumulacije produkta izgaranja u području ispod stropa. U ovim modelima potrebno je definirati različite zone: 1) gornja zona (odgovara dijelu odjeljka gdje se nakupljaju dim i otrovni plinovi, mogu se pretpostaviti jednolike karakteristike plinova), 2) donja zona (temperatura je osjetljivo niža), 3) vatra i njeni plamenovi, 4) vanjski plin i 5) zidovi. Model dvije zone dopušta izračun razmjene masa, energije i kemijskih tvari između različitih zona.

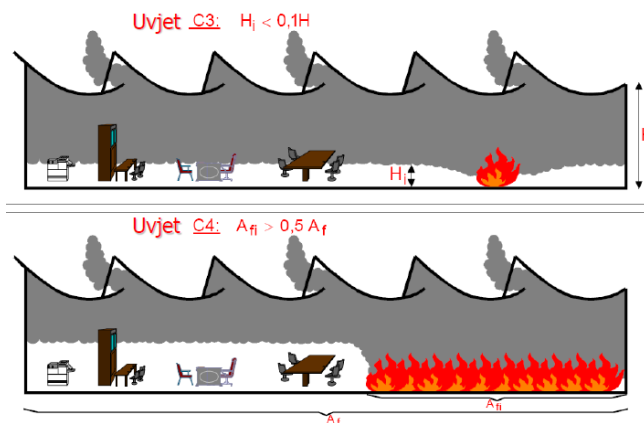


Slika 15 Model dvije zone

Moguće je model s dvije zone, s ravnomjerno raspoređenim požarnim opterećenjem, razviti u model s jednom zonom ako su zadovoljeni slijedeći uvjeti: [1]

- ako je temperatura plina dobivena u gornjoj zoni veća od 500°C
- ako je visina donje zone odjeljka takva da zapaljiv materijal dolazi u sloj dima, te ako sloj dima ima temperaturu veću od $T_{zapaljenja}$ ($\approx 300^{\circ}\text{C}$)
- visina donje zone se jako smanjuje tako da ona ne predstavlja više 'dvije zone', te se mora primijeniti 'model jedne zone'
- površina požara A_{fi} je prevelika u odnosu na površinu sektora A_f da bi se požar mogao smatrati lokalnim. Zato treba primijeniti 'model jedne zone'.

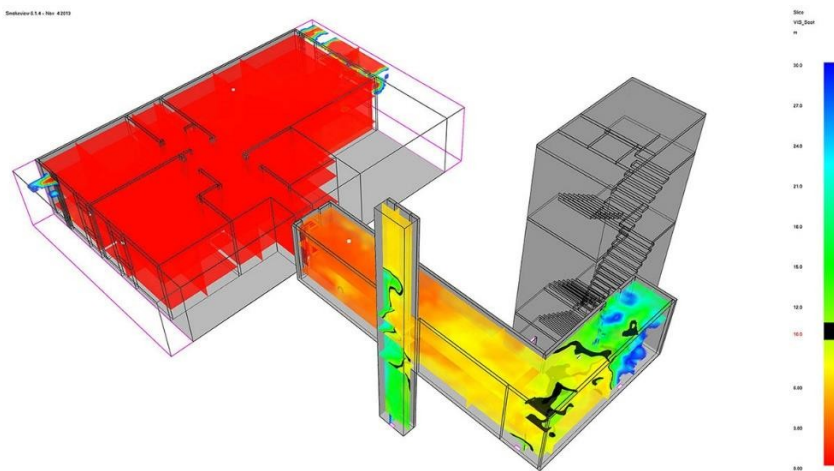




Slika 16 Uvjeti prijelaza s 'dvije zone' na 'jednu zonu' [2]

3.1.2.2 Modeli polja

U posljednjem desetljeću, *Computational Fluid Dynamics* (CFD) modeli postali su sve više popularni u suvremenoj inženjerskoj praksi zaštite od požara. Ovi modeli se oslanjaju na podjelu odjeljka na vrlo velik broj ćelija, u kojima su riješene Navier-Stokes jednadžbe a vrijednosti tlaka, temperature i brzine kemijskih komponenata i optičkih opstrukcija dobivene su za svaku ćeliju odjeljka. Primjena CFD modela zahtijeva specifični softver, jaka računala i iskusnog inženjera. CFD modeli mogu se koristiti za numeričko rješavanje parcijalnih diferencijalnih jednadžbi i dobivanje termodinamičke i aerodinamičke varijable u svim točkama odjeljka.



Slika 17 CFD model [59]

Konkretno za analizu požarnog djelovanja na nosivu konstrukciju u ovom radu, korišten je pristup s naprednim modelima požara i korišten je model sa dvije zone. Proračun čelične nosive konstrukcije na djelovanje požara je prikazan u poglavlju 4.4.4.

3.2 Ponašanje čelika pri visokim temperaturama

Čelik je materijal koji se često koristi u konstrukcijama zbog svoje visoke čvrstoće i otpornosti na različite uvjete. Konkretno kod projektiranja u seizmički aktivnim područjima, velika prednost čelika je duktilnost. Po pitanju gradnje prednost je mogućnost modularne gradnje i korištenja predgotovljenih elemenata. Vezano za održivost koja je trenutno jako bitna tema u svijetu, čelik pravilnim modularnim projektiranjem imamo mogućnost ponovne upotrebe nosivih elemenata (*engl. reuse*), te nudi zanimljiva i inovativna konstrukcijska rješenja u mnogim slučajevima. Međutim, pri visokim temperaturama, ponašanje čelika značajno se mijenja. U nastavku je navedeno nekoliko karakteristika ponašanja čelika i čeličnih konstrukcija pri visokim temperaturama:



- 1) Gubitak čvrstoće: Pri visokim temperaturama, čelik gubi svoju čvrstoću i postaje mekši. To znači da konstrukcija koja je izložena požaru može izgubiti svoju nosivost i stabilnost.
- 2) Termička ekspanzija: Čelik se širi pod utjecajem visokih temperatura, što može dovesti do deformacija i izobličenja čeličnih elemenata. Ova termička ekspanzija može prouzročiti pucanje spojeva i smanjenje integriteta konstrukcije.
- 3) Gubitak čvrstoće spojeva: Visoke temperature mogu oslabiti zavarene i vijčane spojeve, što dodatno smanjuje nosivost konstrukcije. Ovo može dovesti do rasklapanja ili kolapsa konstrukcije.
- 4) Kratak vremenski okvir: Čelične konstrukcije obično imaju relativno kratak vremenski okvir u kojem mogu izdržati visoke temperature prije nego što dođe do značajnog gubitka čvrstoće i stabilnosti. Ovo može biti izazov prilikom gašenja požara i spašavanja ljudi iz zgrade.

Zbog tih karakteristika, važno je primijeniti odgovarajuće mjere zaštite od požara i planiranja evakuacije kako bi se minimizirali rizici od štete uzrokovane požarom i osigurala sigurnost ljudi i imovine. Ovo može uključivati primjenu vatrootpornih materijala, sustava za gašenje požara i evakuaciju, te redovito održavanje i inspekcije čeličnih konstrukcija.

3.2.1 Nominalne krivulje temperatura – vrijeme

Nominalni požari su reprezentativni požari koji se mogu izraziti jednostavnom formulom i koriste se za potrebe razvrstavanja otpornosti na požar, ali kod proračuna temperature ne uzimaju u obzir specifične karakteristike zgrade koja se promatra (npr. požarno opterećenje, toplinska svojstva odjeljka, sustav ventilacije). Nominalne krivulje definirane Eurokodom EN 1991-1-2 su: standardna ISO 834, ugljikovodična i vanjska krivulja.

3.2.1.1 Standardni požar-ISO 834 požarna krivulja

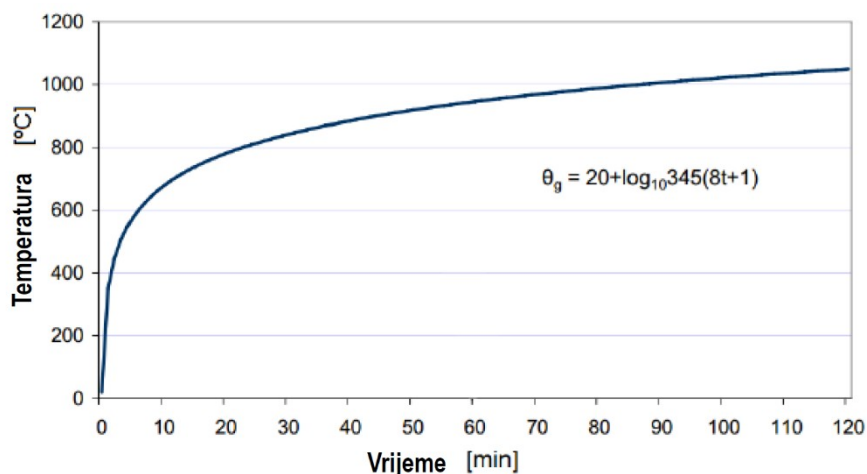
Standardna ISO 834 požarna krivulja je dogovorna krivulja iz 1975. godine. Temelji se na krivulji potpunog sagorijevanja drvenog goriva (gorivo na bazi celuloze). Nedostaci krivulje su bili to što ne daje podatke o realnom požaru (ne poklapa se sa realnim požarom), nema faze hlađenja, u požarnom sektoru predviđa samo jednu temperaturu, ne uzima u obzir ograničenja postojanja otvora itd. Obično se otpornost kod ISO požarne krivulje izražava oznakama R30, R60, R90 itd., što znači da element pruža otpornost obzirom na požar od 30 minuta, 60 minuta, itd. Standardna krivulja *temperatura-vrijeme* dana je izrazom:

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8t + 1) \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (16)$$

gdje je:

- θ_g – temperatura plina u požarnom odjeljku;
 t – vrijeme [minute].

Prilikom korištenja ISO 834 krivulje za određivanje temperature unutar odjeljka, koeficijent prijenosa topline konvekcijom treba uzeti kao $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$.



Slika 18 Standardna ISO požarna krivulja

3.2.1.2 Vanjska požarna krivulja

Kada se konstrukcijski element koji odolijeva i pruža otpornost požaru nalazi u vanjskom prostoru primjenjuje se vanjska krivulja *temperatura – vrijeme*. Ova krivulja dana je izrazom:

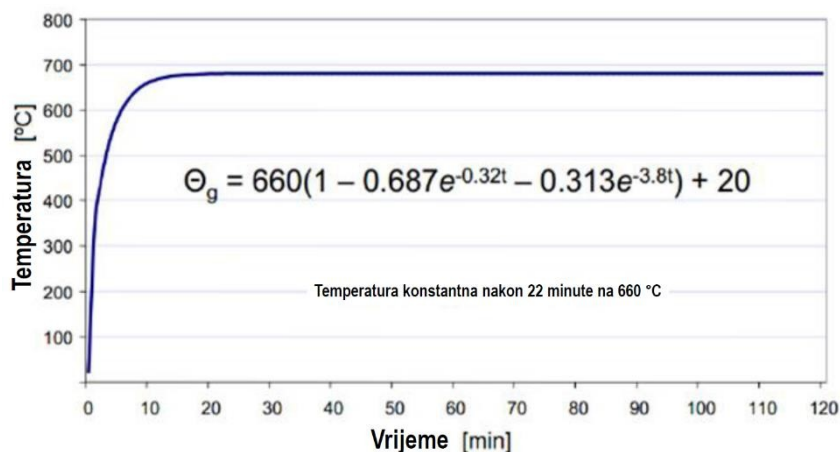
$$\theta_g = 660 \cdot (1 - 0,687 \cdot e^{-0,32 \cdot t} - 0,313 \cdot e^{-3,8 \cdot t}) + 20 \quad [^{\circ}\text{C}] \quad (17)$$

gdje je:

θ_g – temperatura plina u blizini elementa;

t – vrijeme [minute].

Prilikom korištenja ove krivulje koeficijent prijenosa topline konvekcijom treba uzeti kao $\alpha = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$.



Slika 19 Vanjska požarna krivulja

3.2.1.3 Ugljikovodična požarna krivulja

Ugljikovodična požarna krivulja se primjenjuje u slučaju gorenja uskladištenog ugljikovodičnog materijala npr. požar spremnika benzina, loživog ulja, goriva za automobile itd. Požar je u tom slučaju ekstremno snažan (vidljivo na slici 20).

Ugljikovodična krivulja ima jako brz rast i dostiže konstantnu vrijednost od 1100°C za pola sata. Za razliku od nje, krivulja ISO 834 raste progresivnije i nastavlja rasti s vremenom.

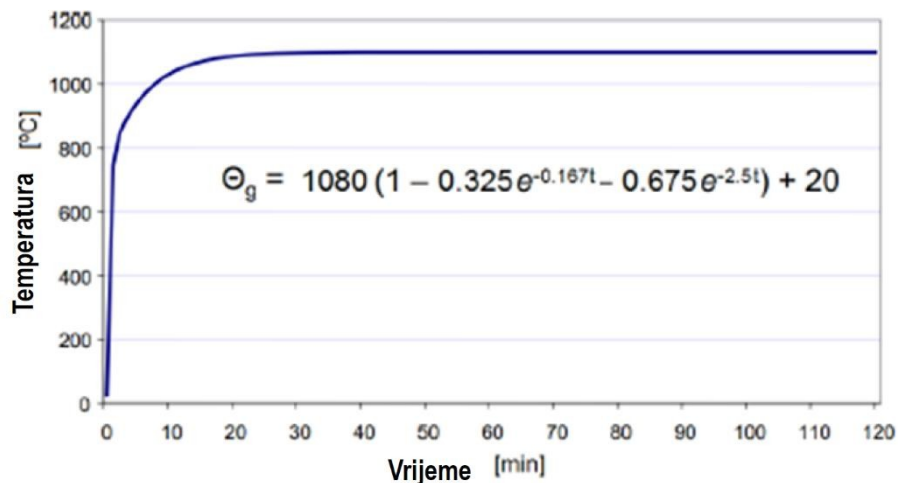
Ugljikovodična krivulja dana je izrazom:

$$\theta_g = 1080 \cdot (1 - 0,325 \cdot e^{-0,167 \cdot t} - 0,675 \cdot e^{-2,5 \cdot t}) + 20 \quad [^{\circ}\text{C}] \quad (18)$$

gdje je:

- θ_g – temperatura plina u požarnom odjeljku;
 t – vrijeme [minute].

Prilikom korištenja ove krivulje koeficijent prijenosa topline konvekcijom treba uzeti kao $\alpha = 50 \text{ W/m}^2\text{K}$.



Slika 20 Ugljikovodična požarna krivulja

3.2.2 Svojstva čelika u slučaju požara

3.2.2.1 Proračunske vrijednosti mehaničkih i toplinskih svojstava gradiva $X_{d,fi}$

Računske vrijednosti mehaničkih svojstva čelika odnosno toplinskih svojstava definirane su kako slijedi:

$$X_{d,fi} = \frac{k_{\theta} \cdot X_k}{\gamma_{M,fi}} \quad (19)$$

gdje je:

- X_k – karakteristična vrijednost čvrstoće ili svojstva deformabilnosti pri normalnoj temperaturi;
 $k_{\theta} = \frac{X_{k,\theta}}{X_k}$ – faktor redukcije za čvrstoću ili svojstva deformabilnosti, ovisno o temperaturi materijala;
 $\gamma_{M,fi}$ – parcijalni faktor za mjerodavno svojstvo materijala u slučaju požara (preporuka 1,0).

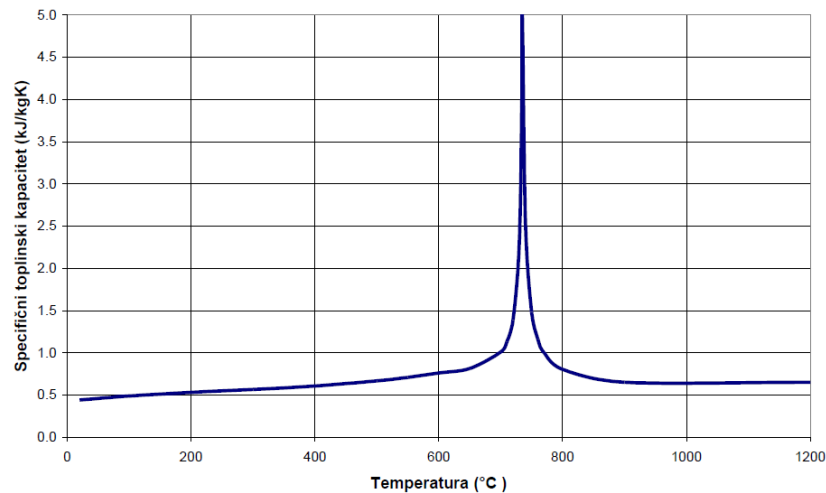
3.2.2.2 Mehanička svojstva čelika

Mehaničke karakteristike čelika se pri povišenim temperaturama smanjuju, što se može izraziti pomoću faktora redukcije za:

- granicu popuštanja: $k_{y,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y}$
- granicu proporcionalnosti: $k_{p,\theta} = \frac{f_{p,\theta}}{f_y}$
- modul elastičnosti: $k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$

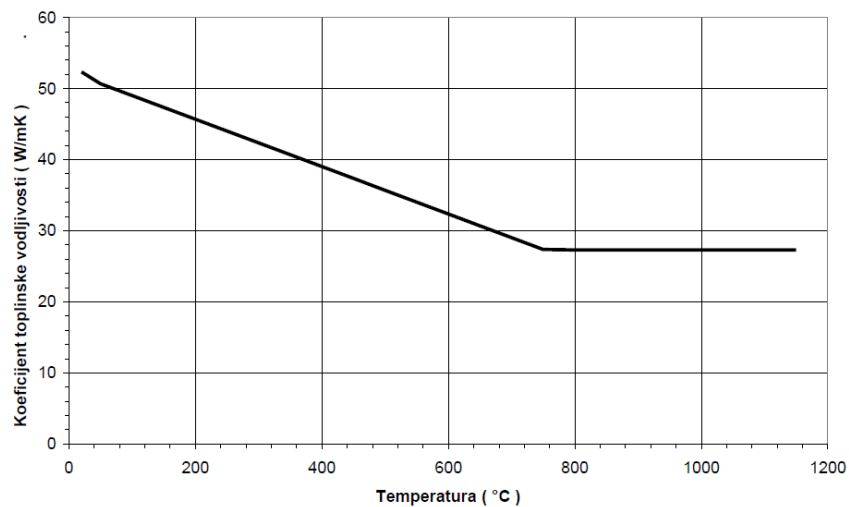
3.2.2.3 Toplinska svojstva čelika

Specifično zagrijavanje c_a u ovisnosti od temperature prikazano je na slici 21.



Slika 21 Specifična toplina konstrukcijskog čelika u ovisnosti temperature [59]

Toplinska provodljivost λ_a u ovisnosti od temperature prikazana je na slici 22.



Slika 22 Toplinska provodljivost konstrukcijskog čelika u ovisnosti temperature [59]

3.2.3 Analiza konstrukcija pri požaru u prošlosti

Prema starijoj regulativi, propisima i normama, za pojedine konstrukcije i konstrukcijske i nekonstruktivne elemente bile su propisane zahtijevane klase požarne otpornosti (F30, F60, ...). Klasa požarne otpornosti je u tom slučaju definirana vremenom u kojem pojedini element konstrukcije mora odolijevati standardnom požaru. Postojala je klasifikacija zgrada i dijelova zgrada u različite klase (razrede) požarne otpornosti. U prijašnjoj tehničkoj regulativi pojedinih zemalja zahtijevane požarne otpornosti su dosta precizno određene, kako za različite tipove konstrukcija tako i u ovisnosti o katnosti građevine, namjene, površine i visine požarnih odjeljaka u građevini.

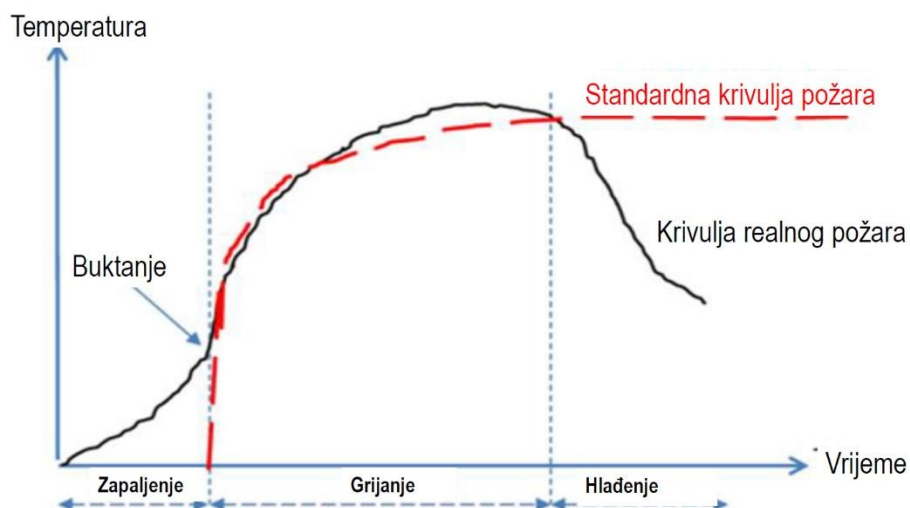
Tablica 1 Klase požarne otpornosti

Klasa požarne otpornosti	Trajanje otpornosti prema požaru (min)	Oznaka
F 30	≥ 30	Zadržava požar
F 60	≥ 60	Otporan na požar
F 90	≥ 90	
F 120	≥ 120	Visokootporan na požar
F 180	≥ 180	

Poznavanje tehničke literature koja je vrijedila u prošlosti vezano za zaštitu od požara ovdje s naglaskom na čelične konstrukcije, ključno je za analizu postojećih konstrukcija koje mogu biti ranjivije djelovanjem požara nakon potresa uslijed mehaničkih oštećenja, i oštećenja požarne zaštite. Analiza postojećih čeličnih konstrukcija na djelovanje potresa, svakako treba biti popraćena analizom na naknadne požare prema modernim propisima.

3.2.4 Djelovanje požara na konstrukciju

Novi inženjerski pristup zaštiti od požara obuhvaćen je numeričkim postupkom koji se sastoji od četiri koraka. U prvom koraku potrebno je numerički odrediti intenzitet požara odnosno *toplinsko djelovanje* kojem je element izložen. U drugom koraku određuje se *toplinski odgovor* elementa za zadano toplinsko djelovanje. Zatim se numerički određuje *mehaničko djelovanje*, tj. ono opterećenja kojem će element vjerojatno biti izložen u slučaju požara. Konačno, numerički se odredi otpornost elementa za danu povijest odnosa temperatura-vrijeme tj. *mehanički odgovor*.

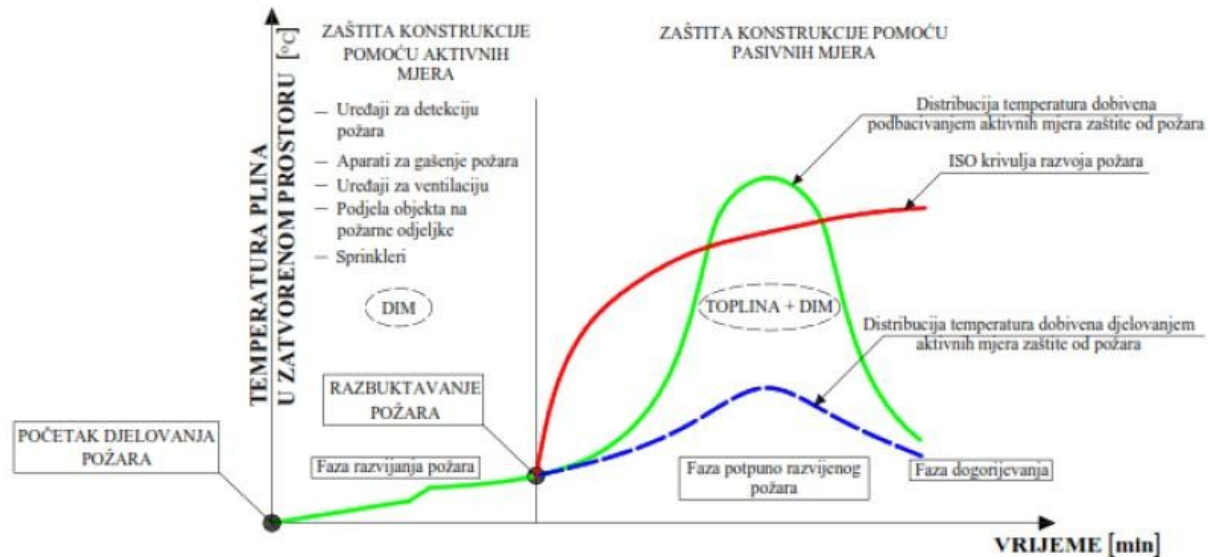


Slika 23 Općeniti razvoj požara u fazama

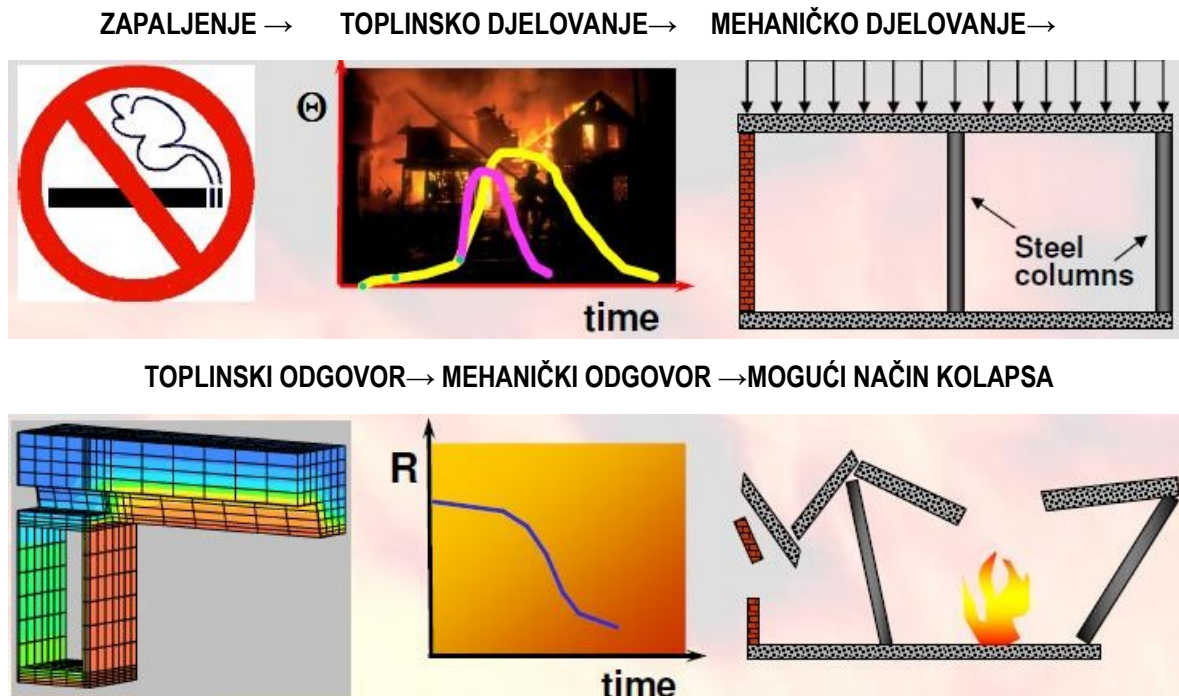
Na slici 23 i 24 prikazane su faze razvoja *realnog* požara unutar građevine: [1]

1. Zapaljenje (engl. ignition) – zapaljenje i tinjanje vatre na vrlo niskoj temperaturi s trajanjem koje je često teško procijeniti.
2. Faza razvoja (engl. pre-flashover) – trajanje ove faze uglavnom ovisi o karakteristikama odjeljka i odnosi se na lokalizirani požar. Požar je lokalnog karaktera do mogućeg početka buktanja.
3. Buktanje (engl. flashover) – ova faza je općenito vrlo kratka

4. Faza nakon buktanja (engl. post flashover) – odgovara potpuno razvijenom požaru (engl. fully developed fire) u cijelom odjeljku uz povećavanje temperature plina. Trajanje ove faze ovisi od požarnog opterećenja i uvjeta ventilacije.
5. Faza hlađenja (engl. cooling phase) – odgovara smanjenju temperature plina sve dok gorivi materijal potpuno ne izgori.



Slika 24 Prikaz različitih požara u zatvorenim prostorima [3]



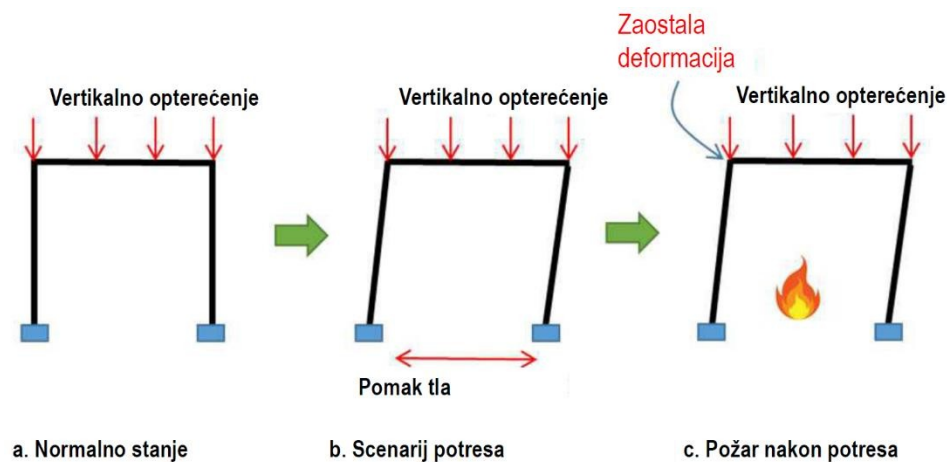
Slika 25 Slijed događaja na konstrukciju pojavom požara [8]

Kod projektiranja građevina mogu se primijeniti proračunske metode i/ili modeli koji se temelje na provjerenim tehničkim rješenjima i/ili novijim dostignućima na tom području. Bez obzira kojom metodom se radi, cilj je postići prihvatljivu razinu sigurnosti.

3.2.5 Čelične konstrukcije izložene požaru nakon potresa

Kada se pogleda ponašanje čelične konstrukcije u potresu, ono je duktilno što je pozitivno svojstvo kod potresa kao opterećenja. Potrebno je dodatno u skladu s propisima i priznatim pravilima građevinske struke projektirati detalje spajanja nosivih čeličnih elemenata jer su to mjesta na kojima može doći lokalno do koncentracije naprezanja i otkazivanja i vezove [EN 1998-1-1]. Nasuprot tome, budući da je čelik osjetljiv materijal, dolazi do značajnog smanjenja svojstava materijala kao što su čvrstoća i modul elastičnosti na povišenoj temperaturi, kao što je dodatno objašnjeno u poglavlju 4.2 u kojem je prikazano ponašanje čelika pri visokim temperaturama.

Požar nakon potresa, FFE, kod čeličnih konstrukcija, nužno je procjenom ponašanja konstrukcije procijeniti što će se s konstrukcijom događati kada je izložena ovom fenomenu. Dakle, ukoliko se uzme u obzir situaciju u kojoj je potres djelovao na neoštećenu konstrukciju (početni korak), potres će takvu konstrukciju oštetiti i uzrokovati će trajnu deformaciju, ali ne i rušenje ukoliko je ona pravilno projektirana i ako je intenzitet potresnog djelovanja manje od projektiranog. Moguće je zaključiti da konstrukcija prolazi kroz minimalno 3 faze opterećenja (slika 26)



Slika 26 Koraci faza konstrukcije (a) normalno („hladno“) stanje; (b) Djelovanje potresa; (c) Djelovanje požara na oštećenu konstrukciju

Zbog jednostavnosti kompleksnog procesa Della Corte et al. [16] uvode dva glavna oblika oštećenja koja se mogu koristiti za početni korak za analizu požara, kako slijedi:

- 1) **Geometrijsko oštećenje** je (trajna) promjena geometrije nosive konstrukcije, kao što je pomak između katova (engl. *inter-story drift, IDR*), koja može uzrokovati pretjerane učinke 2 reda.
- 2) **Mehaničko oštećenje** je (trajno) smanjenje mehaničkih svojstava koje može izazvati deformaciju u plastičnom području.

Uz ova dva tipa konstrukcijskog oštećenja koje može nastati prema Della Corte et al. [16] uvode se još dodatna tri, obzirom na ne konstrukcijska oštećenja i/ili oštećenja požarne zaštite koja mogu povećati požarno opterećenje u odnosu na stanje prije potresa.

- 3) **Oštećenje aktivne požarne zaštite od požara**
- 4) **Oštećenje pregradnih elemenata na granicama požarnog sektora oznake EI** koji mogu uzrokovati da se dva sektora povežu u jedan i u tom slučaju nisu zadovoljene potrebne mjere zaštite od požara
- 5) **Oštećenje pasivne zaštite od požara čeličnih elemenata** koje može smanjiti otpornost nosive čelične konstrukcije i posljedično, moguće vrijeme za evakuaciju.

3.3 Osnove toplinskog proračuna prema EN 1991-2

3.3.1 Analiza konstrukcije pri požaru prema EN

Otpornost na požar (*engl. fire resistance*) je svojstvo konstrukcije, odnosno konstrukcijskog elementa (a ne materijala), da u uvjetima izloženosti normiranom požaru kroz određeno vrijeme ispunjava zahtijevanu nosivost (R) i/ili cjelovitost (E) i/ili toplinsku izolaciju (I) i/ili drugo očekivano svojstvo, kako je propisano normom za ispitivanje otpornosti na požar.

Otpornost na požar je vrijeme, izraženo u minutama, tijekom kojega građevinska konstrukcija odolijeva požaru i ispunjava zahtjeve propisane normom (U ovom slučaju EN normom).

Pri početku projektiranja zaštite od požara potrebno je odrediti toplinsko djelovanje. Prvi način određivanja toplinskog djelovanja temelji se na postupku prema propisanim pravilima i normama, unutar kojih su definirane nominalne krivulje požara. Drugi način određivanja toplinskog djelovanja temelji se na analizi fizikalnih i kemijskih parametara, koji se zatim računski obrađuju [1].

Proračunska analiza konstrukcije u slučaju požara uzima u obzir sljedeće korake:

- **Odabir scenarija** – veličina i tip izvora zapaljenja, raspodjela i vrsta goriva, gustoća požarnog opterećenja, uvjeti ventilacije, svojstva zidova požarnog odjeljka, položaj i mjesta nastanka požara u odnosu na glavne nosive elemente konstrukcije...
- Određivanje odgovarajućeg **računskog požara (temperatura plina)**,
- **Analiza temperature** koja se razvija unutar konstrukcijskog elementa,
- **Mehanička analiza** kao odgovor konstrukcije izložene požaru.

3.3.2 Metode dokaza

Potrebno je dokazati da je kod izloženosti požaru u vremenu t zadovoljeno:

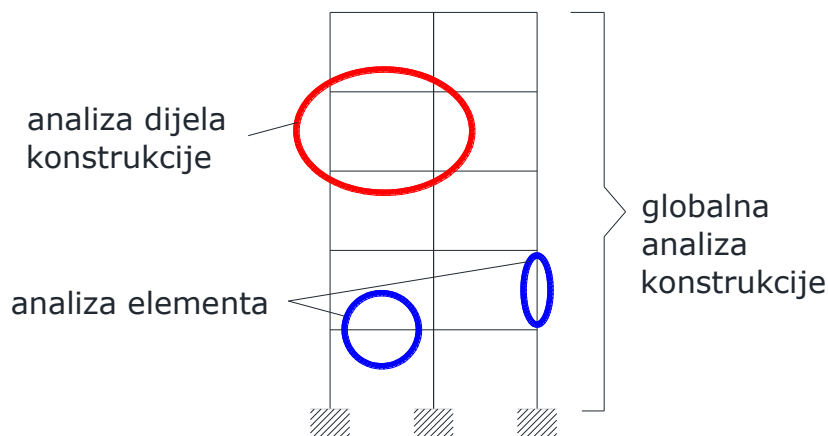
$$E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t} \quad (20)$$

$E_{fi,d}$ – proračunski učinak djelovanja u slučaju požara koji je određen u skladu sa EN 1991-1-2, uključujući učinke toplinskog širenja i deformacija

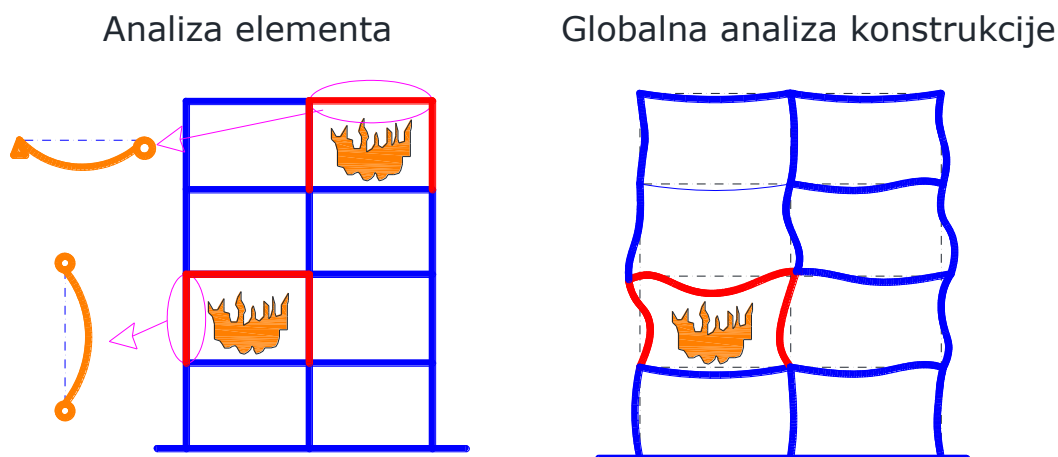
$R_{fi,d,t}$ – odgovarajuća proračunska otpornost u slučaju požara.

Razlikuju se tri pristupa u slučaju proračuna mehaničkog odgovora konstrukcije izložene požaru [1,8]:

- Analiza elementa:
Svaki konstrukcijski element se analizira odvojeno, a na mjestu spajanja s drugim elementima postavljaju se odgovarajući rubni uvjeti. Obično se provodi pojednostavljenom metodom primjenom nominalnog požara.
- Analiza dijela konstrukcije:
Analizira se dio konstrukcije, a na mjestima spajanja s drugim dijelovima postavljaju se rubni uvjeti.
- Globalna analiza konstrukcije:
Analiza se provodi za konstrukciju u cijelosti.



Slika 27 Različiti pristupi analizi mehaničkog odgovora konstrukcije izložene požaru



Slika 28 Usporedba analize elementa i globalne analize za mehanički odgovor kod konstrukcija izloženih požaru

Sve tri analize mehaničkog odgovora predviđene su u Eurocode-u kod konstrukcija izloženih požaru.

Dakle, Eurocode u slučaju požara predviđa mehaničko ponašanje elementa, dijela konstrukcije i čitave konstrukcije. Kod toga se razlikuju tri metode proračuna za određivanje mehaničkog ponašanja (otpornost pri požaru): [1,8]

- Metode temeljene na tabličnim podacima;
- Jednostavni računski modeli;
- Napredni računski modeli.

3.3.3 Postupak proračuna kritične temperature

Najčešća proračunska metoda za određivanje požarne otpornosti čeličnih konstrukcija je procjena kritične temperature. Kao i većina drugih proračunskih metoda, određivanje kritične temperature temelji se na iterativnom postupku uzimajući u obzir sve potrebne značajke i parametre iz mjerodavnog Eurokoda za proračun čeličnih konstrukcija na požarno djelovanje. Jedna od metoda proračuna nosive konstrukcije na djelovanje požara je i prema procjeni i proračunu kritične temperature prikazane u poglavlju 4.4.4. Cijeli postupak proračuna kritične temperature detaljnije je objašnjen u sljedećem poglavlju.

3.3.3.1 Određivanje kritične temperature

Postupak proračuna kritične temperature promatranog čeličnog elementa može se sažeti kako slijedi:

- Korak 1: Određivanje kombinacije djelovanja za požarnu proračunsku situaciju $E_{fi,d,t}$;
- Korak 2: Klasifikacija poprečnog presjeka pri povišenoj temperaturi;
- Korak 3: Određivanje proračunske otpornosti čeličnog elementa na sobnoj temperaturi $R_{fi,d,0}$;
- Korak 4: Određivanje stupnja iskorištenja čeličnog elementa μ_b ;
- Korak 5: Određivanje kritične temperature čeličnog elementa θ_{cr}

Korak 1: Određivanje kombinacije djelovanja za požarnu računsku situaciju $E_{fi,d,t}$

Prema normi EN 1990 kombinacija djelovanja za izvanrednu računsku situaciju (udar, požar ili preživljavanje nakon izvanredne situacije) u općem obliku glasi:

$$E_{fi,d,t} = \sum_{i \geq 1} G_{k,i} + (\psi_{1,1} \text{ ili } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (21)$$

gdje je:

- $G_{k,j}$ – karakteristična vrijednost stalnog opterećenja
- $Q_{k,1}$ – karakteristično vodeće promjenjivo opterećenje
- $Q_{k,i}$ – karakteristično prateće promjenjivo opterećenje
- $\psi_{1,1}$ – koeficijent kombinacije za učestale vrijednosti
- $\psi_{2,1}$ – koeficijent kombinacije za nazovistalne vrijednosti

Preporučene vrijednosti za ψ_1, ψ_2 dane su u tablici 2 (Tablica A1.1 u EN 1990). Ukoliko nije određeno nacionalnim aneksom preporuča se usvojiti $\psi_{2,1} Q_{k,1}$.

Tablica 2 Preporučene vrijednosti faktor ψ za zgrade

Action	ψ_1	ψ_2	ψ_3
Imposed loads in buildings, category (see EN 1991-1-1)			
Category A : domestic, residential areas	0,7	0,5	0,3
Category B : office areas	0,7	0,5	0,3
Category C : congregation areas	0,7	0,7	0,6
Category D : shopping areas	0,7	0,7	0,6
Category E : storage areas	1,0	0,9	0,8
Category F : traffic area, vehicle weight ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Category G : traffic area, 30kN < vehicle weight ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Category H : roofs	0	0	0
Snow loads on buildings (see EN 1991-1-3)*			
Finland, Iceland, Norway, Sweden	0,70	0,50	0,20
Remainder of CEN Member States, for sites located at altitude $H > 1000$ m a.s.l.	0,70	0,50	0,20
Remainder of CEN Member States, for sites located at altitude $H \leq 1000$ m a.s.l.	0,50	0,20	0
Wind loads on buildings (see EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperature (non-fire) in buildings (see EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

NOTE: The ψ values may be set by the National annex.
* For countries not mentioned below, see relevant local conditions.

Kao sljedeće pojednostavljenje učinak djelovanja može biti izveden iz izraza za proračun pri normalnoj temperaturi (hladno stanje):

$$E_{fi,d,t} = \eta_{fi} \cdot E_d \quad (22)$$

gdje je:

- E_d – proračunska vrijednost mjerodavnog učinka djelovanja od fundamentalne kombinacije prema EN 1990;

η_{fi} – faktor redukcije koji se odnosi na proračun pri požaru.

Faktor redukcije η_{fi} koji se odnosi na proračun u požarnoj proračunskoj situaciji dobiva se prema izrazu:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + (\psi_{1,1} \text{ ili } \psi_{2,1}) Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} \quad (23)$$

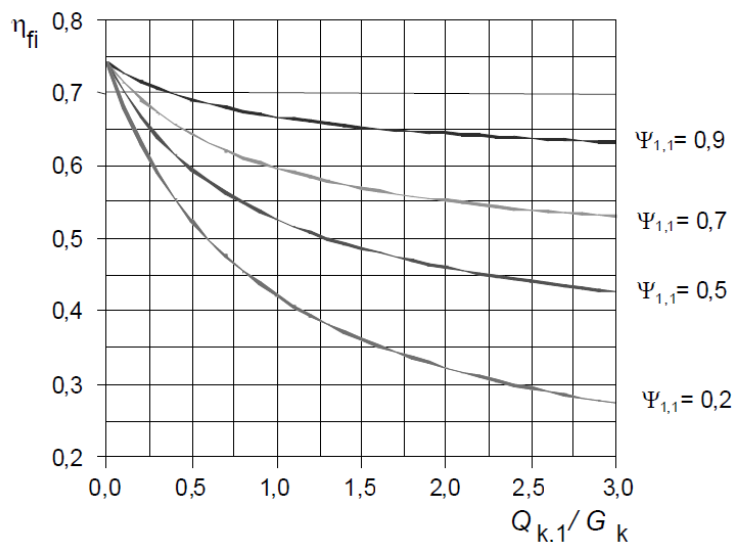
gdje je:

γ_G – parcijalni faktor za stalno djelovanje;

$\gamma_{Q,1}$ – parcijalni faktor vodećeg promjenjivog djelovanja.

Na slici 29 prikazana je promjena faktora η_{fi} u ovisnosti omjera $Q_{k,1}/G_k$ za različite vrijednosti faktora kombinacije $\psi_{fi} = \psi_{1,1}$. U tom slučaju su usvojene sljedeće vrijednosti parcijalnih faktora:

$$\gamma_{GA} = 1,0 \quad \gamma_G = 1,35 \quad \gamma_Q = 1,5$$



Slika 29 Promjena faktora redukcije η_{fi} u ovisnosti omjera $Q_{k,1}/G_k$

Kod primjene EN 1993-1-2 treba razlikovati faktor smanjenja η_{fi} i faktor razine opterećenja $\eta_{fi,t}$. Ukoliko su prikazane u obliku tablica za referentne razine djelovanja, ova razina odgovara sljedećem:

$$E_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} \cdot R_d \quad (24)$$

gdje je:

R_d – proračunska vrijednost otpornosti elementa pri normalnoj temperaturi;

$\eta_{fi,t}$ – razina opterećenja za proračun kod požara.

Korak 2: Klasifikacija poprečnog presjeka pri povišenoj temperaturi

Pri proračunu čeličnih elemenata u obzir se mora uzeti utjecaj od potencijalnog lokalnog izvijanja. U EN 1993-1-1 definirane su četiri klase poprečnih presjeka. Klasa u koju pojedini poprečni presjek pripada ovisi o vitkosti tog elementa. Definirana je odnosom širina-debljina i raspodjelom tlačnog napona u poprečnom presjeku [1].

Prema EN 1993, klase presjeka su:

- KLASA 1: Plastični poprečni presjek

Posjeduje rotacijsku sposobnost koja dozvoljava proračun unutarnjih sila i momenata savijanja statičkih sustava prema teoriji plastičnosti. Otpornost konstrukcijskih elemenata se također računa prema teoriji plastičnosti.

- KLASA 2: Kompaktni poprečni presjek

Ovi presjeci imaju ograničenu rotacijsku sposobnost. Proračun otpornosti konstrukcijskih elemenata je prema teoriji plastičnosti.

- KLASA 3: Nekompaktni poprečni presjek

Poprečni presjeci kod kojih izračunati napon u rubnom tlačnom vlakancu može dosegnuti tečenje, ali lokalno izbočavanje sprječava razvijanje plastične otpornosti na savijanje.

- KLASA 4: Vitki poprečni presjek

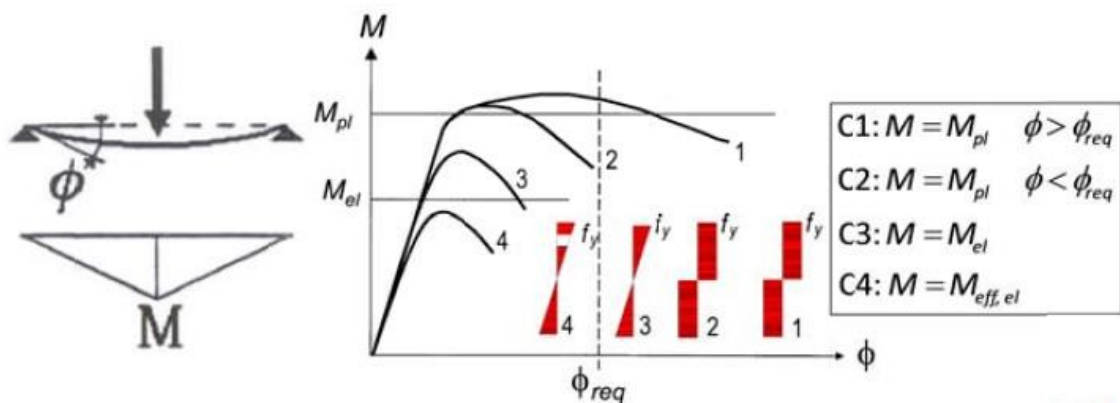
Poprečni presjeci kod kojih lokalno izbočavanje ograničava otpornost na savijanje ili tlačnu otpornost elemenata napreznanih uzdužnom silom.

Kod povišenih temperatura kao što je to u slučaju požara, krutost i čvrstoća čelika varira, rizik od lokalnog izvijanja se povećava te je stoga nužno proračunati i reducirati klasu čeličnog elementa prema prilagođenom kriteriju.

Reducirana vrijednost faktora ε iznosi:

$$\varepsilon = 0,85 \cdot \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} \quad (25)$$

Preporučena vrijednost koeficijenta 0,85 dana je u EN 1993-1-2 kako bi se uzeo u obzir utjecaj temperature kod klasifikacije presjeka dok svi ostali parametri ostaju nepromijenjeni.



Slika 30 Klasifikacija poprečnih presjeka u slučaju povišenih temperatura [2]

Korak 3: Određivanje proračunske otpornosti čeličnog elementa na sobnoj temperaturi $R_{fi,d,0}$

Treći korak proračuna je procjena otpornosti čeličnog elementa u slučaju djelovanja požara, u trenutku $t=0$ tj. pri sobnoj temperaturi. Općenito, za čelične elemente koji nemaju problem stabilnosti, kao što su grede izložene jednostavnom savijanju, elementi izloženi vlačnoj sili ili kratki elementi izloženi tlačnoj sili (nema opasnosti od izvijanja), otpornost takvih elemenata odnosi se samo na čvrstoću čelika i može se izravno izvesti iz nosivosti dobivene za granično stanje nosivosti. Međutim, kod proračuna otpornosti elemenata koji imaju problem stabilnosti, kao na primjer stupovi izloženi izvijanju, grede izložene bočnom torzijskom izvijanju i/ili kombiniranim utjecajima itd., obavezno se moraju uzeti u obzir parametri koji definiraju nestabilnost nosivosti elementa. Vrsta proračuna (plastičan ili elastičan), ovisi o klasifikaciji poprečnog presjeka čeličnog elementa.

Korak 4: Određivanje stupnja iskorištenja čeličnog elementa μ_0

Stupanj iskorištenja μ_0 može se definirati kao računski učinak djelovanja za slučaj požara koji je izražen udjelom proračunske otpornosti prema izrazu:

$$\mu_0 = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}} \quad (26)$$

gdje je:

- $R_{fi,d,0}$ – vrijednost proračunske otpornosti nosive konstrukcije $R_{fi,d,t}$ za vrijeme $t=0$;
- $E_{fi,d}$ – proračunski učinak djelovanja u slučaju požara koji je određen u skladu s EN 1991-1-2, uključujući učinke toplinskog širenja i deformacija.

Posebnu pažnju treba obratiti na proračun razine iskorištenja μ_0 iz razine opterećenja $\eta_{fi,t}$. Razlika između ova dva pojma je:

- vrijednost μ_0 određuje se obzirom na požarnu otpornost za vrijeme $t=0$ na sobnoj temperaturi, $R_{fi,d,0}$, ali s faktorom $\gamma_{M,fi}$ za požarnu situaciju,
- razina opterećenja $\mu_{fi,t}$ određuje se pomoću R_d , koja označava otpornost pri sobnoj temperaturi s odgovarajućim faktorom γ_{M1} .

Jednostavniji izraz za izračun stupnja iskorištenja:

$$\mu_{0,M} = \eta_{fi,M} \cdot \left(\frac{\gamma_{M,fi}}{\gamma_{M,0}} \right) \quad (27)$$

U slučaju da je čelični element podvrgnut nestabilnosti kao što je izvijanje, bočno torzijski izvijanje ili kombinirani utjecaj itd., nije moguće izračunati kritičnu temperaturu sa stupnjem iskorištenja pomoću prethodnog izraza. Kao posljedica toga, određeni Nacionalni dodaci predložili su alternativni način da se ovaj problem riješi pomoću tabelarnih podataka. Prema ovoj metodi, stupanj iskorištenja može se izračunati na sljedeći način:

- nosači izloženi izvijanju savijanjem:

$$\mu_{0,M} = \frac{M_{fi,d,t}}{M_{pl,fi,0}} \quad \text{za klase poprečnog presjeka 1 i 2}$$

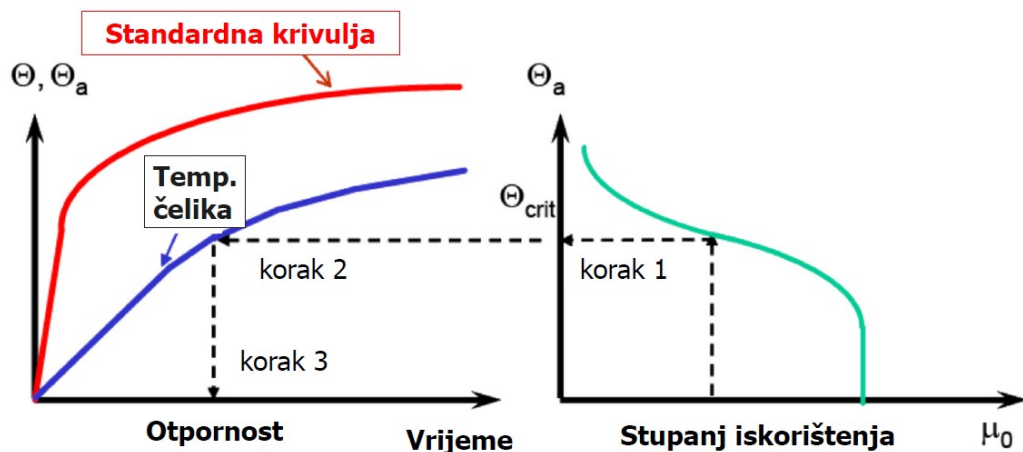
$$\mu_{0,M} = \frac{M_{fi,d,t}}{M_{el,fi,0}} \quad \text{za klasu poprečnog presjeka 3}$$

- stupovi izloženi izvijanju uslijed uzdužne tlačne sile:

$$\mu_{0,M} = \frac{N_{fi,d,t}}{N_{pl,fi,0}}$$

Korak 5: Određivanje kritične temperature čeličnog elementa θ_{cr}

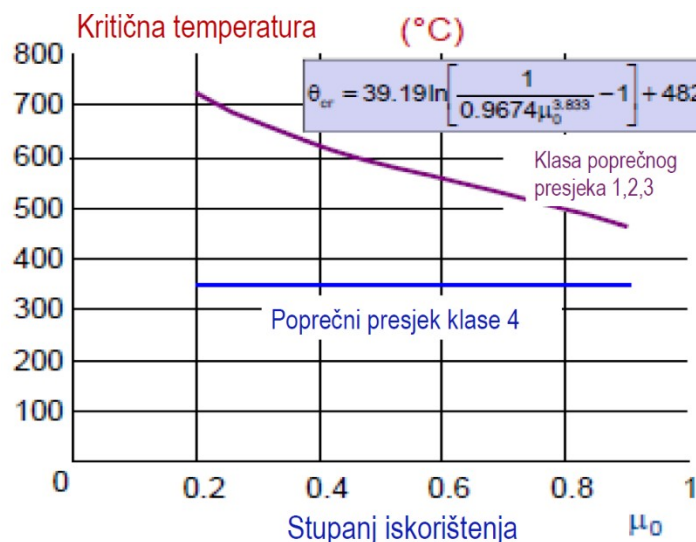
Kada je određen stupanj iskorištenja, moguće je odrediti kritičnu temperaturu. Na slici 31 ilustrirano je mehaničko značenje kritične temperature čeličnog nosivog elementa. Ovaj koncept temelji se na pretpostavci da je čelični element u slučaju požara po poprečnom presjeku ravnomjerno zagrijan. Ako je, na primjer, element podvrgnut konstantnom stupnju iskoristivosti μ_0 i izložen standardnom požaru, progresivno će se zagrijavati, što dovodi do postupnog smanjenja nosivosti u funkciji vremena. Jednom kada reducirana čvrstoća čeličnog elementa postaje manje od stupnja iskoristivosti, slijedi kolaps elementa. Zagrijavanje elementa uslijed kojeg reducirana čvrstoća postaje jednaka stupnju iskoristivosti naziva se „kritična temperatura“ (uslijed ravnomjernog zagrijavanja).



Slika 31 Postupak proračuna otpornosti (kritična temperatura) [59]

Čelični elementi koji nisu sklorni nestabilnosti:

Ovisnost kritične temperature i stupnja iskorištenja za različite klase poprečnih presjeka prikazana je na slici 32.



Slika 32 Kritična temperatura odnosa na stupanj iskorištenosti

Čelični elementi sklorni nestabilnosti:

Kritična temperatura kod ovakvog tipa elemenata može se očitati iz tabličnih podataka. Svaka vrsta čelika ima zasebnu tablicu u kojoj su definirane kritične temperature.

Kod primjene ovih tabličnih podataka, potrebno je poštivati sljedeća pravila:

- Bezdimenzijska vitkost $\bar{\lambda}_{fi,0}$ čeličnog stupa treba se odrediti s duljinom izvijanja u požarnoj situaciji. U slučaju čeličnih stupova izloženih požaru, duljina izvijanja se smanjuje u odnosu na stvarnu duljinu prema slici 33. Međutim, potrebno je zadovoljiti određene uvjete :
 - Vezni sustav konstrukcije,
 - Kontinuirani ili bočno pridržani stupovi,
 - Elementi podne konstrukcije koji imaju najmanje istu otpornost na požar R kao i stupovi.
- Bezdimenzijska vitkost $\bar{\lambda}_{fi,0}$ čeličnih nosača podvrgnuta bočnom torzijskom izvijanja treba se odrediti kako slijedi:

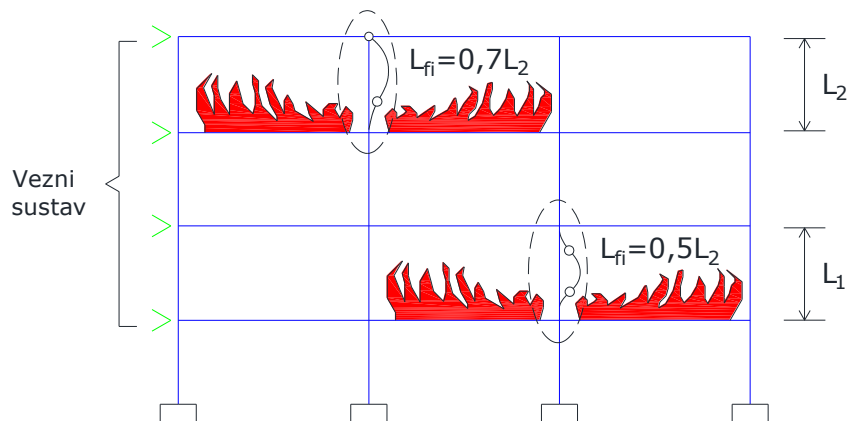
$$\bar{\lambda}_{fi,0} = \bar{\lambda}_{LT,20} = \sqrt{\frac{W_{pl} \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad \text{za klase poprečnog presjeka 1 i 2}$$

$$\bar{\lambda}_{fi,0} = \bar{\lambda}_{LT,20} = \sqrt{\frac{W_{el} \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad \text{za klasu poprečnog presjeka 3}$$

gdje je:

M_{cr} – elastični kritični moment kod lateralnog torzijskog izvijanja nosača na 20°C;

W_{pl} i W_{el} – plastični i elastični moment otpora nosača na 20°C.



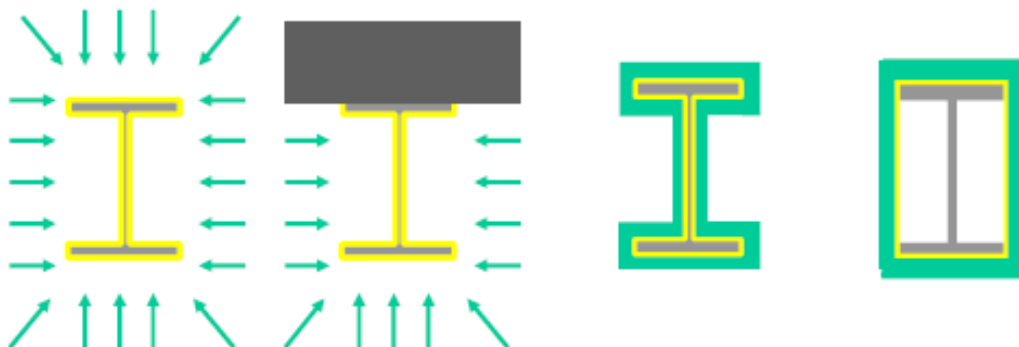
Slika 33 Duljina izvijanja stupova izloženih požaru

3.3.3.2 Procjena temperature nezaštićenog čeličnog elementa

Proračun kritične temperature kao takve ne daje konačnu informaciju je li ispitani čelični element ima dovoljnu otpornost na požar ili ne. Zapravo, potrebno je zagrijati čelični element nakon zahtijevanog trajanja požarne otpornosti definiranog propisima o požaru, proračunati otpornosti na požar i usporediti je s kritičnom temperaturom čeličnog elementa kako bi se provjerilo zadovoljava li kriterij da je temperatura elementa u požarnom scenariju manja od kritične temperature. Zagrijavanje čeličnog elementa odnosi se i na slučaj bez zaštite od požara i na slučaj gdje je čelični element zaštićen.

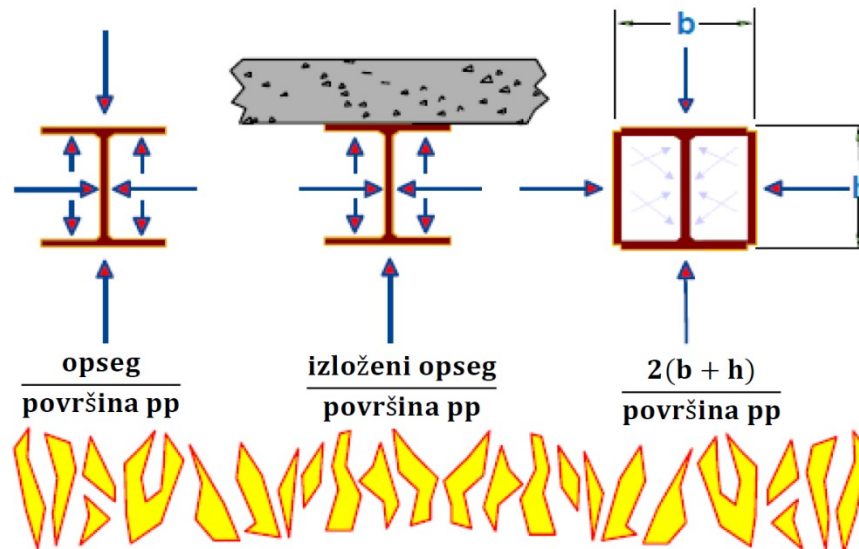
Korak 6a: Izračun faktora presjeka nezaštićenog čeličnog elementa i faktora korekcije za utjecaj zasijanja

Na slici 34, prikazani su primjeri za određivanje faktora presjeka koji se definira kao odnos između „opsega kroz kojeg se toplina prenosi na čelik“ i „volumena čelika“. Razlikuju se dva slučaja:



Slika 34 Faktor presjeka: a) nezaštićeni čelični profili ; b) zaštićeni čelični profil [2]

U slučaju nezaštićenog čeličnog profila s konstantnim poprečnim presjekom, njegov faktor presjeka se može definirati kao opseg poprečnog presjeka izložen djelovanju požara podijeljen s površinom poprečnog presjeka.



Slika 35 Faktor presjeka za nezaštićeni čelični profil [2]

Kod izračuna zagrijavanja nezaštićenog čeličnog profila prema EN 1993-1-2, potrebno je uzeti u obzir faktor korekcije za utjecaj zasjenjenja k_{sh} .

Korekcijski faktor k_{sh} proračunava se na sljedeći način:

$$k_{sh} = 0,9 \cdot \left[\frac{A_m}{V} \right]_b / \frac{A_m}{V} \quad \text{za I čelične profile u nominalnim požarnim uvjetima;}$$

$$k_{sh} = \left[\frac{A_m}{V} \right]_b / \frac{A_m}{V} \quad \text{za sve ostale slučajeve}$$

gdje je:

$$\left[\frac{A_m}{V} \right]_b = \frac{\text{površina oplošja sanduka po jedinici dužine}}{\text{površina poprečnog presjeka čeličnog profila}_{box}}$$

Korak 7a: Određivanje prirasta temperature nezaštićenog čeličnog elementa

Za nezaštićeni poprečni presjek povećavanje temperature čelika $\Delta\theta_{a,t}$ u vremenu t uz pretpostavku da je jednaka u svakom dijelu presjeka u malom vremenskom intervalu Δt (≤ 5 sek), prirast temperature definiran je sa sljedećim izrazom:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{k_{sh}}{c_a \rho_a} \cdot \frac{A_m}{V} \cdot h_{net,d} \cdot \Delta t \quad (28)$$

gdje je:

- k_{sh} – faktor korekcije za utjecaj zasjenjenja;
- A_m/V – faktor presjeka za nezaštićeni čelični element [m^{-1}];
- A_m – površina plohe elementa za jedinicu dužine [m^2];
- V – volumen elementa za jedinicu dužine [m^3];
- c_a – specifična toplina čelika [J/kgK];
- Δt – vremenski interval [sekunde];



ρ_a – jedinična masa čelika [kg/m^3];

$h_{net,d}$ – računski vrijednost čistog toka topline za jedinicu površine [W/m^2].

Za zadano vrijeme (t) za vrijeme požara neto tok topline na površini dobiva se uzimajući u obzir prijenos topline uslijed prenošenja (*engl. convection*) i isijavanja (*engl. radiation*):

$$h_{net,d} = h_{net,r} + h_{net,c} \quad (29)$$

- Konvekcija:

$$h_{net,c} = \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_a) = 25 \cdot (\theta_g - \theta_a) \quad (30)$$

- radijacija:

$$h_{net,r} = 5,67 \cdot 10^{-8} \cdot \Phi \cdot \varepsilon_{res} ((\theta_g + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4) \quad (31)$$

gdje je:

σ – Stephan – Boltzmann-ova konstanta koja iznosi $5,67 \cdot 10^{-8}$ [$\text{W}/\text{m}^2\text{K}^4$];

φ – faktor oblik;

ε_f - zračenje požara u sektoru;

ε_m - zračenje površine konstrukcijskog elementa;

θ_r – efektivno isijavanje temperature požara u sektoru [$^{\circ}\text{C}$];

θ_m – temperatura konstrukcijskog elementa na njegovoj površini [$^{\circ}\text{C}$], za čelik vrijedi oznaka θ .

3.3.3.3 Procjena temperature zaštićenog čeličnog elementa

Za elemente s pasivnom zaštitom osnovni mehanizam prijenosa topline identičan je onome kao za nezaštićene elemente. Međutim, zaštitni sloj koji pokriva element ima vrlo malu provodljivost topline, tako da znatno smanjuje ratu zagrijavanja poprečnog presjeka. Osim toga, toplinska svojstva koja se koriste kod proračuna zagrijavanja zaštićenih čeličnih elemenata izloženih standardnim požarnim uvjetima izravno se dobiju iz temperaturnih eksperimentalnih testova, gdje je učinak sjene implicitno uzet u obzir. Zbog toga, nema potrebe uvesti korekcijski faktor k_{th} u daljnji proračun.

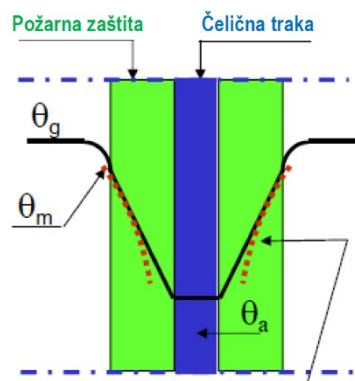
$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{K_{ins}}{c_a \cdot \rho_a} \cdot \frac{A_a}{V} \cdot (\theta_g - \theta_a) \cdot \Delta t, \quad (32)$$

$$K_{ins} = k_{ins} (\lambda_p / d, \rho_p, c_p, \rho_a, c_a) \quad (33)$$

gdje je:

- c_a – specifična toplina čelika koja ovisi o temperaturi [J/kgK];
- c_p – specifična toplina materijala za zaštitu od požara koja ne ovisi od temperature [J/kgK];
- d_p – debljina sloja materijala zaštite od požara [m];
- λ_p – toplinska provodljivost sustava zaštite od požara [W/mK];
- ρ_a – jedinična masa čelika [kg/m³];
- ρ_p – jedinična masa materijala zaštite od požara [kg/m³].

Koeficijent prijenosa topline K_{ns} , je funkcija debljine izolacijskog materijala d te toplinskih svojstava čelika (ρ , C_a) i izolacijskog materijala (λ_p , ρ_p , C_p). Ako je toplinski kapacitet izolacije mali, u usporedbi s toplinskim kapacitetom čelika, K_{ns} se može aproksimirati s $K_{ns} \approx \lambda_p / d_p$ jer se pod takvim okolnostima može pretpostaviti linearna distribucija temperature u izolaciji, slika 36.



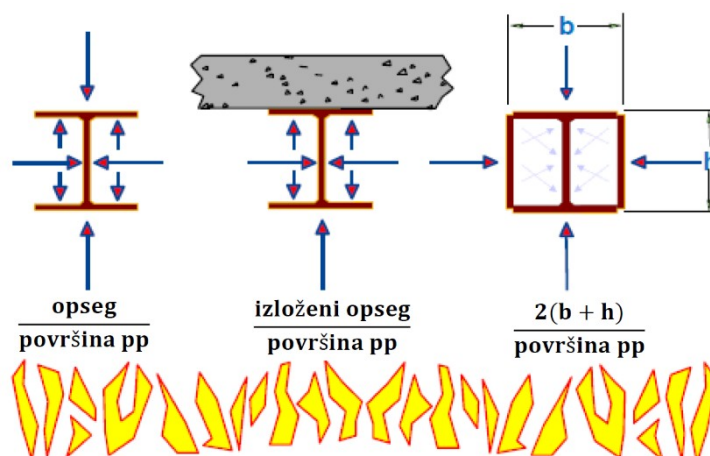
Slika 36 Distribucija temperature na zaštićenom čeličnom elementu [2]

Razvoj temperature zaštićenog čeličnog elementa u slučaju požara ovisi o dva parametra:

- faktoru presjek A_p/V ,
- izolacijskim svojstvima d_p (debljina izolacije), λ_p (toplinska provodljivost), ρ_p (jedinična masa materijala), c_p (specifična toplina materijala).

Korak 6b: Izračun faktora presjeka zaštićenog čeličnog elementa

Faktor presjeka zaštićenog čeličnog elementa uzima se kao omjer između unutarnje površine zaštićenog materijala i površine poprečnog presjeka čeličnog elementa, kako je ilustrirano na slici 37.



Slika 37 Faktor presjeka za zaštićeni čelični profil [2]

Korak 7b: Određivanje prirasta temperature zaštićenog čeličnog elementa

Proračun prirasta temperature čelika $\Delta\theta$ raste u vremenskom razmaku Δt , te ujednačavanje provodljivosti topline s izložene površine s toplinom pohranjenom u zaštitnom sloju i čeličnom presjeku može se proračunati prema:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p/d_p}{c_a \cdot \rho_a} \cdot \frac{A_p}{V} \cdot \left(\frac{1}{1+\phi/3}\right) (\theta_{g,t} - \theta_{a,t}) \cdot \Delta t - (e^{\phi/10} - 1) \cdot \Delta\theta_{g,t}, \quad (\text{ali } \Delta\theta_{a,t} > 0 \text{ ili ako je } \Delta\theta_{g,t} > 0) \quad (34)$$

Vrijednost ϕ znači relativnu pohranu topline u materijalu zaštitnog sloja i iznosi:

$$\phi = \frac{c_p \cdot \rho_p}{c_a \cdot \rho_a} \cdot d_p \cdot \frac{A_p}{V} \quad (35)$$

gdje je:

- A_p/V – faktor presjeka čeličnog elementa koji je zaštićen materijalom za zaštitu od požara;
- Δt – interval vremena [sekunde];
- $\theta_{a,t}$ – temperatura čelika u vremenu t [°C];
- $\theta_{g,t}$ – temperatura plina okoline u vremenu t [°C];
- $\Delta\theta_{g,t}$ – povećavanje temperature okoline za vrijeme vremenskog intervala Δt [K].

Navedenu metodu je poprilično teško primijeniti u manualnom proračunu. Međutim, primjenom numeričkih software-a i kalkulatora, može se primijeniti inkrementalni postupak koji omogućuje točnu procjenu prirasta temperature zaštićenog čeličnog elementa.

Najčešći požarni izolacijski sustavi za čelične elemente su:

- sprejevi
- ploče
- bubreći premazi

3.4 Zaštita od požara – aktivna i pasivna

Zaštita od požara dijeli se na aktivnu i pasivnu zaštitu od požara. Aktivna zaštita od požara uključuje sustave i uređaje koji se automatski aktiviraju u slučaju detekcije požara (ili posljedica požara poput prirasta dima i topline) i smanjili njegovo širenje ili ga u potpunosti ugasi. To uključuje sustave za indirektno prepoznavanje situacije požara poput detektora dima i topline, sprinkler sustave koji raspršuju vodu ili druge sredstva za gašenje požara te sustave za evakuaciju poput alarmnih sirena i svjetlosnih signala.

Pasivna zaštita od požara obuhvaća primjenu materijala, sustava i projektnih rješenja koji usporavaju širenje požara, smanjuju njegovu razornu moć i omogućuju siguran izlazak ljudi iz zgrade. To uključuje primjenu vatrootpornih materijala u konstrukciji zgrade, korištenje protupožarnih zidova i pregrada za sprječavanje širenja vatre te osiguranje dovoljno širokih i sigurnih izlaza za evakuaciju.

Opći cilj požarne zaštite je ograničenje rizika pri požaru za ljude i imovinu.

Građevina mora biti proračunata tako da u slučaju požara:

- nosivost konstrukcije ostane sačuvana kroz zadano vrijeme (požar pripada skupini ekstremnih djelovanja),
- stvaranje i širenje požara i dima bude ograničeno,
- širenje požara na susjedne građevine bude ograničeno,
- korisnici mogu napustiti građevinu ili mogu biti spašeni na druge načine.

Mjere građevinske zaštite od požara (aktivne i pasivne) uključuju:

- sigurnost građevine u slučaju požara (proračun mehaničke otpornosti konstrukcije na požarno djelovanje),
- podjela građevine na požarne odjeljke,
- predviđanje pravaca evakuacije,
- predviđanje aktivne zaštite od požara.

3.4.1 Aktivna zaštita od požara

Aktivne mjere zaštite od požara uključuju detektore, alarme i sprinklere koji mogu detektirati požar ili dim i na taj način ograničiti širenje požara u najranijoj fazi. Takvi sustavi zaštite od požara mogu imati značajan utjecaj na razinu zaštite života i zaštite imovine koje se može postići u zgradi. Propisi iz područja zaštite o požaru obično zahtijevaju instalaciju sustava za detekciju i alarmiranje, koji zajedno sa sprinklerima čine važan dio strategije zaštite od požara.

3.4.1.1 Detektori i alarmi

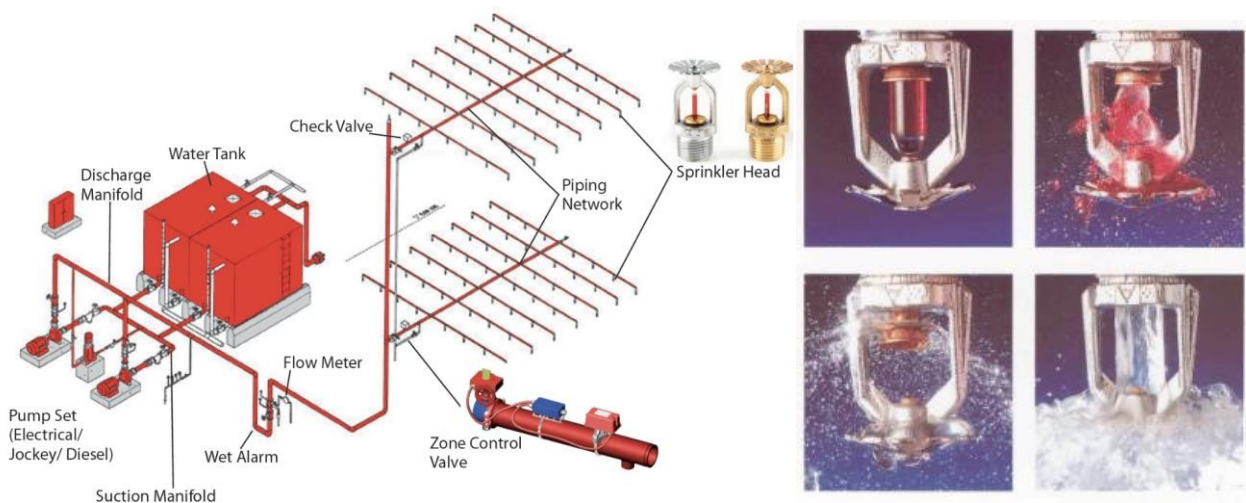
Kao dio strategije utemeljene na aktivnim mjerama zaštite od požara, u višekratnim zgradama moraju biti instalirani detektori. Ovi uređaji mogu otkriti toplinu, dim i plamen. Vatrodojavni sustavi osmišljeni su kako bi upozorili korisnika na potrebu evakuacije zgrade i pozivanje pomoći zbog djelovanja požara. Na slici 38 prikazani su tipični detektor i alarmni uređaj.



Slika 38 Detektor i alarmni uređaj [57]

3.4.1.2 Sprinkleri

Sprinkleri su uređaji koji automatski sprječavaju manje požare, neposredno pri paljenju ili ubrzo nakon paljenja. Kao što je prikazano na slici 39, sprinkleri obično imaju staklenu žarulju koja sadrži hlapivu tekućinu i brtvenu mlaznicu za vodu. U slučaju požara, grijana tekućina se širi, razbija staklenu žarulju i na taj način aktivira glavu za prskanje. Sprinkleri doprinose i strukturalnoj zaštiti od požara i zaštiti same zgrade. U nekim zemljama upotreba sprinklera u višekratnim zgradama može dovesti do smanjenja potrebnog perioda otpornosti na požar, što je potrebno provjeriti ovisno o situaciji i odgovarajućim nacionalnim propisima.



Slika 39 Sprinkler sustav projektiran prema NFPA 13 Standardu (lijevo); Aktivacija sprinklera (desno)

Zaštita sprinkler sustavom smatra se najpovoljnijom zbog velike efikasnosti gašenja i ekonomične cijene instalacije. Osim toga sprinkler instalacija omogućava istovremeno dojavu i gašenje požara, a aktiviraju se samo one mlaznice koje su zahvaćene požarom. Požar se gasi na principu gašenja i hlađenja, a mogućnost pojave povratnih požara ne postoji, odnosno svedena je na minimum. Budući da je često za građevinu zaštićenu sprinklerom potrebno projektirati i vatrodajni sustav alarmi sprinkler sustava moraju biti prosljeđeni i na centralu.

3.4.2 Pasivna zaštita od požara

Visoke temperature koje nastaju u zgradi u slučaju požara utječu na sve čelične elemente na način da se njihova čvrstoća i krutost povećanjem temperature smanjuju. Kako bi se povećala otpornost uslijed povišenih temperatura uzrokovanih požarom, ponekad/često je potrebno osigurati zaštitu konstruktivnih elemenata. Konstruktivni elementi mogu biti izolirani korištenjem materijala za zaštitu od požara kao što su ploče, sprejevi i premazi. Učinkovitost ovih materijala za zaštitu od požara treba biti testirana i procijenjena u skladu s EN 13381: Test methods for determining the contribution to the fire

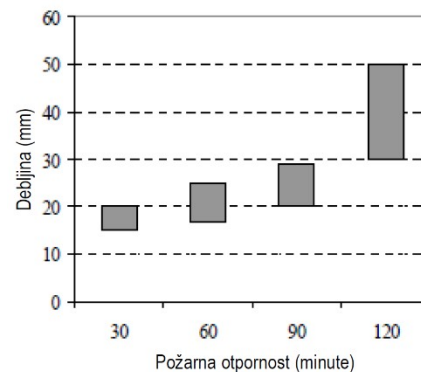
resistance of structural members. Debljina potrebne zaštite u određenoj zgradi ovisit će o odabranom materijalu za zaštitu od požara, vremenskom razdoblju požarne otpornosti definirane nacionalnim dodacima, faktoru presjeka elementa koji se štiti te o kritičnoj temperaturi elementa.

3.4.2.1 Metode i materijali za zaštitu od požara

Pasivni materijali za zaštitu od požara dijele se na ne reaktivne i reaktivne. Ne reaktivni materijali za zaštitu zadržavaju svojstva kada su izloženi požaru. Ploče i sprejevi najčešći su ne reaktivni materijali. Materijale za reaktivnu zaštitu karakterizira promjena svojstva u slučaju požara. Najpoznatiji primjer reaktivne vrste zaštite od požara je bubreći (intumescent) premaz.

Ploče

Protupožarne ploče, debljine od 15 do 50 mm, koriste se za zaštitu čeličnih elemenata kako bi se postigla otpornost na požar u trajanju od 30 do 120 minuta. Ploče su uglavnom proizvedene od mineralnih vlakana ili prirodnih pločastih materijala kao što su vermikulit i tinjac koristeći veziva od cementa i/ili silikata. Ploče mogu biti zalijepljene na čelične elemente ili pričvršćene mehanički koristeći vijke, trake i/ili pocinčane kutnike.

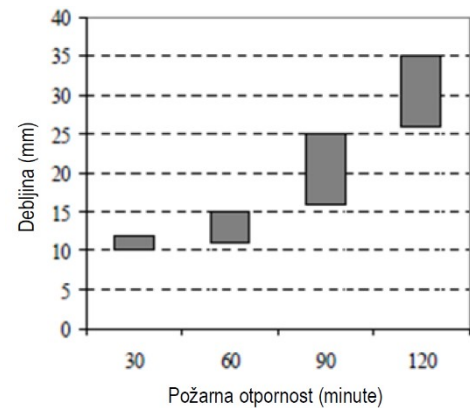


Slika 40 Ploče kao zaštita od požara a) pričvršćenje ploča na čelični stup; b) požarna otpornost

Ploče iako jako efikasan način zaštite se međutim ne mogu jednostavno postaviti na elemente sa složenim oblicima (ukoliko se želi pratiti forma i oblik takvog elementa). Njihova cijena obično je veća od sprejeva i bubrećih premaza, dok su nedekorativne ploče jeftinije od dekorativnih. Dodatno, vrijeme potrebno za postavljanje i učvršćivanje ploča veće je u usporedbi s primjenom bubrećih premaza, što ne samo da povećava troškove gradnje, već utječe i na program izgradnje višekratnih zgrada. U slučaju djelovanja potresa, potrebno je osigurati (projektom i izvedbom) da ploče kao takve prate pomake nosivih elemenata koje štite (najčešće stupove), da budu dovoljno duktilne i da potresni scenarij ne uzrokuje njihovo pucanje, odvajanje i slično. Ukoliko do takvog scenarija dođe, konstrukcija izložena požaru nakon potresa je ranjivija od konstrukcije pogođene samo požarom (bez djelovanja potresa)

Sprejevi

Proces primjene ove vrste zaštite prikazan je na slici 41a. Debljina sloja kreće se od 10 do 35 mm, kako bi se postigla otpornost na požar od 30 do 120 minuta, kao što je prikazano na slici 41b.

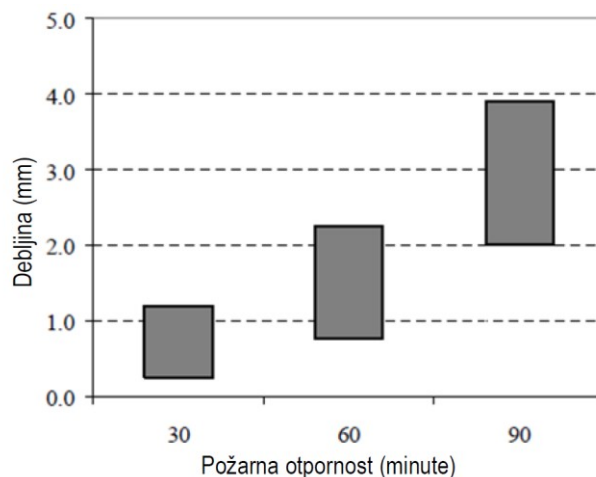
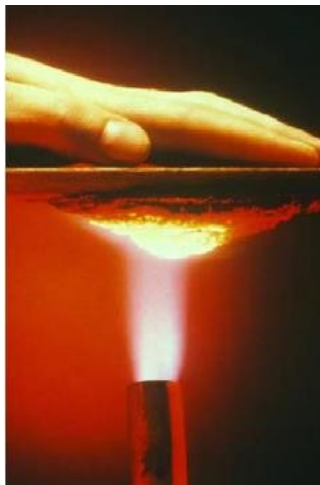


Slika 41 Ne reaktivni materijal za zaštitu – sprej ; a) nanošenje spreja b) požarna otpornost [5]

Sprejevi se uglavnom sastoje od cementnih ili gipsanih materijala koji sadrže mineralna vlakna, prošireni vermikulit i/ili druge lagane agregate ili punila. Ova vrsta zaštite primjenjuje se *in situ* i posebno je pogodna za elemente koji imaju složene profile koji nisu vidljivi u uporabi. Zahtijeva zaštitu korisnika i ostatka prostora prije početka nanošenja spreja i utječe na program izgradnje.

Bubreći (intumescentni) premazi

Za razliku od ne reaktivnih ploča i sprejeva, bubreći premazi reagiraju s vatrom pri povišenoj temperaturi i mijenjaju svojstva od početne dekorativne boje u bubreći sloj ugljikovih čestica, povećavajući svoju izvornu debljinu oko 50 puta. Tipične početne debljine od 0,25 do 2,5 mm mogu pružiti otpornost na požar od 30 do 120 minuta. Ovakvi premazi su izgledom slični konvencionalnim bojama, a mogu biti na bazi otapala ili vode. Sastoje se od tri sloja koji uključuju kompatibilnu temeljnu podlogu, bubreći sloj i gornji zaštitni sloj (često dostupan u širokom rasponu boja).



Slika 42 Bubreći premaz [5]

3.4.3 Ponašanje požarne zaštite u požarnom scenariju

Pri djelovanju potresa, požarna zaštita čelične konstrukcije može biti narušena ili oštećena na nekoliko načina, što može imati ozbiljne posljedice na integritet, nosivost i sigurnost čelične konstrukcije:

- 1) **Oštećenje ili otpadanje zaštitnog sloja:** Potres može uzrokovati vibracije i dinamička opterećenja koja mogu rezultirati oštećenjem ili otpadanjem pasivne zaštite od požara čelične konstrukcije. Posljedično, takva situacija

može izložiti čelik visokim temperaturama tijekom požara, što može uzrokovati njegovo značajno deformiranje ili gubitak nosivosti.

- 2) **Pucanje spojeva:** Potres može uzrokovati pucanje ili oštećenje spojeva između zaštitnog sloja i čeličnih elemenata, što može dovesti do smanjenja adhezije i povećanja mogućnosti da zaštitni sloj otpadne ili se ošteti.
- 3) **Deformacija čeličnih elemenata:** Sile koje se javljaju tijekom potresa mogu uzrokovati deformaciju čeličnih elemenata i povećati rizik od oštećenja sloja požarne zaštite. To može dovesti do izlaganja čelika visokim temperaturama tijekom požara, što može smanjiti nosivost konstrukcije.
- 4) **Povećanje rizika od požara:** Potres može uzrokovati pukotine ili oštećenja u zgradi (pregradnih i fasadnih elemenata) koja mogu olakšati širenje vatre ili smanjiti učinkovitost sustava gašenja požara, povećavajući tako rizik od požara ili njegovih posljedica.

Zbog ovih potencijalnih opasnosti, važno je osigurati da čelične konstrukcije budu adekvatno projektirane i izgrađene kako bi se osigurala njihova otpornost na potrese te da se primjenjuju odgovarajuće mjere zaštite od požara koje mogu izdržati seizmička opterećenja i pratiti deformacije nosivih elemenata (dovoljna duktilnost). Ovo može uključivati korištenje poboljšanih sustava zaštite od požara i redovito održavanje kako bi se osigurala njihova funkcionalnost i integritet tijekom potresa.

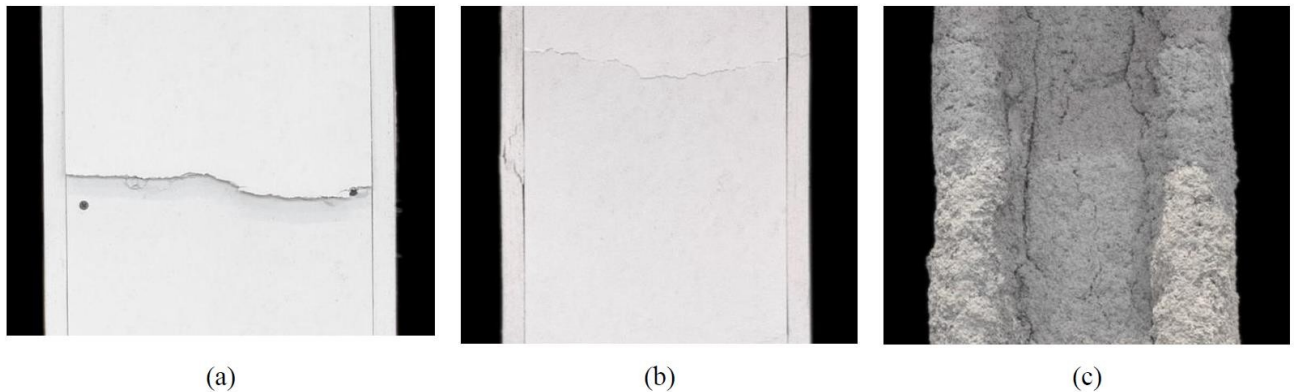
3.4.4 Oštećenje pasivne i aktivne zaštite od požara nakon djelovanja potresa

Oštećenja pasivne i aktivne zaštite od požara nakon potresa mogu smanjiti vremensku otpornost nosive konstrukcije na djelovanje požara i na taj način dovesti do kolapsa nosive konstrukcije. Proračunski učinci otkazivanje aktivne zaštite od požara, bit će kvantificirani u poglavlju 4.4.2 ovog rada. Ovo poglavlje prikazuje rezultate nedavnih eksperimentalnih istraživanja provedenih na požarno zaštićenim čeličnim okvirima pasivnom zaštitom, a koji su dio projekta EQUIFIRE [58].

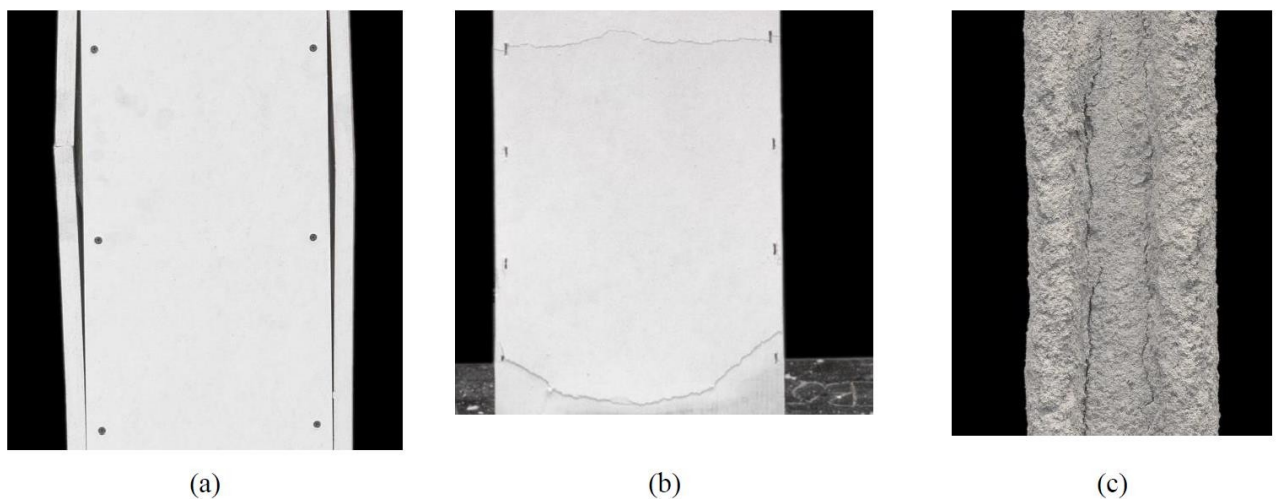
Glavna motivacija ove eksperimentalne kampanje je hipoteza da je potresno djelovanje moglo oštetiti elemente zaštite od požara i brže se proširiti ako su pregradne stijenke oštećene. Ovo je posebno važno za čelične konstrukcije jer visoka toplinska vodljivost elemenata male debljine povlači za sobom brz porast temperature s posljedičnim brzim gubitkom čvrstoće i krutosti.

EQUIFIRE je proučavao čelični okvir na četiri etaže s tri polja s koncentričnim ukrućenjima u središnjem dijelu. Konstrukcija je projektirana za referentno vršno ubrzanje tla jednako $a_g = 0,186$ g, tip tla B i spektar elastičnog odziva tipa 1 prema Eurokodu 8. Eksperimentalne aktivnosti na sastoje se od pseudo dinamičkih ispitivanja na uzorku prvog kata zgrade u mjerilu 1:1, dok se gornja tri kata numerički simuliraju. Prije požarnog ispitivanja, svaki je stup bio podvrgnut povijesti horizontalnih i vertikalnih pomaka koji su rezultat seizmičkog djelovanja. Tijekom ispitivanja požara simuliran je učinak okolne nosive konstrukcije ograničavanjem aksijalnog toplinskog širenja [58].

Karakteristična oštećenja na pasivnoj zaštiti od požara prikazana je na slikama u nastavku:



Slika 43 Oštećenja i pukotina na požarnoj zaštiti uslijed kombinacije potresa i požara [58]



Slika 44 Oštećenja i pukotina na požarnoj zaštiti uslijed kombinacije potresa i požara [58]

Kao što je prikazano na slikama 43 i 44, pukotine na protupožarnoj zaštiti nastale su zbog kombinacije seizmičkog i požarnog djelovanja. Međutim, te pukotine nisu bile dovoljno velike da ugroze otpornost stupova na požarno djelovanje. To je uglavnom zbog činjenice da stup nije disipativni element i zbog laboratorijskih ograničenja u primjeni horizontalnih pomaka.

Bitno je napomenuti da bi i nekonstruktivna požarna pregrada (klasa EI) trebala biti dovoljno duktilna da prati pomake i da se ne dogodi da se primjerice nekoliko požarnih sektora iz razloga jer požarna zaštita otkáže pretvori u jedan sektor i posljedično značajno poveća požarno opterećenje. Na ovu činjenicu je potrebno obratiti pozornost prilikom izrade pregrada uzeti u obzir potrebni duktilni kapacitet pomaka u horizontalnom smjeru. Dodatno prijedlog je da se ograniči pomak čelične konstrukcije, kako bi se lijepo ograničila i oštećenja protupožarne zaštite.

Oštećenje pasivne zaštite od požara potrebno je utvrditi eksperimentalnim ispitivanjem u velikom mjerilu koja su skupa i u ovom trenutku njihov broj je ograničen. Dodatno postavlja se i pitanje adhezije između pasivne zaštite čelične konstrukcije i njene duktilnosti u vijeku trajanja nosive konstrukcije (primjerice 50 godina za ovu studiju slučaja). Dolazi se do zaključka da je požarnu zaštitu kako aktivnu, tako i pasivnu potrebno redovito kontrolirati u vijeku trajanja konstrukcije kako bi se osiguralo da ona kroz cijeli životni vijek konstrukcije bude djelotvorna.

Ovaj rad nije eksperimentalne prirode, stoga neće pokrivati i uzimati u obzir oštećenje zaštite od požara tijekom potresa i utjecaj scenarija takvog tipa na konačnu otpornost konstrukcije već se posvećuje proučavanju dostupne literature i analizi studije slučaja prema sadašnjim propisima, a FFE uzima u obzir projektiranje temeljeno na ponašanju. Također promatra i otkazivanje aktivne požarne zaštite i utjecaj takvih scenarija na otpornost u slučaju požara nakon potresa.



4. PRIMJER PRORAČUNA ČELIČNE KONSTRUKCIJE NA POŽAR NAKON POTRESA

4.1 Tehnički opis nosive konstrukcije

Čelična konstrukcija u sklopu studije slučaja projektirana je kao poslovna zgrada u urbanoj sredini primjerice Grada Zagreba. Na tom području projektirano potresno opterećenje $a_g = 0,25 g$ i opterećenje vjetrom sa osnovnom brzinom vjetra $v_b = 25$ m/s sa kategorijom terena IV prema EN 1991-1-4.

Projektirana čelična konstrukcija se sastoji od ukupno 6 etaža, uključujući prizemlje i 5 katova (P+5). Maksimalne tlocrtno dimenzije zgrade iznose cca. $L_x \times L_y = 30,00 \times 18,00$ m. Maksimalna visina od kote uređenog terena do najviše točke krova zgrade iznosi $H = 21,00$ m.

Fasada je staklena, a u sredini se nalazi jezgra lifta i stubište. Iznad stubišnog prostora projektirana je sustav za odvodnju dima i/ili topline.

U skladu sa člankom 4. „Pravilnika o otpornosti na požar i drugim zahtjevima koje građevine moraju zadovoljiti u slučaju požara“ (NN 29/2013), a kako je već i opisano u uvodnom dijelu, prema zahtjevnosti zaštite od požara predmetna građevina potpada u zgradu podskupine 5 (ZPS 5), te će se temeljem ove kategorizacije odrediti bitne značajke požarne zaštite prema važećim propisima.

Zgrade podskupine 5 (ZPS 5) prema „Pravilniku o otpornosti na požar i drugim zahtjevima koje građevine moraju zadovoljiti u slučaju požara“ (NN 29/2013, NN 87/2015) su zgrade s kotom poda najviše etaže za boravak ljudi do 22,00 metra mjereno od kote vanjskog terena s kojeg je moguća intervencija vatrogasaca, odnosno evakuacija ugroženih osoba, a koje nisu razvrstane u podskupine ZPS 1, ZPS 2, ZPS 3 i ZPS 4, kao i zgrade koje se pretežno sastoje od podzemnih etaža, zgrade u kojima borave nepokretne i osobe smanjene pokretljivosti te osobe koje se ne mogu samostalno evakuirati (bolnice, domovi za stare i nemoćne, psihijatrijske ustanove, jaslice, vrtići i slično) te zgrade u kojima borave osobe kojima je ograničeno kretanje iz sigurnosnih razloga (kaznene ustanove i slično), i/ili imaju pojedinačne prostore u kojima se može okupiti više od 300 osoba.

Obzirom na podskupinu kojoj zgrada pripada (ZPS5) zahtjevi za otpornost na požar konstrukcija i elemenata zgrada su za nosive dijelove koji nisu na granici požarnog odjeljka za prizemlje i katove je R90, a za zadnji kat zahtijevana otpornost na požar je R60. Za nosive zidove i stropove na granici požarnog odjeljka je REI 90 za nosive zidove i EI 90 za pregradne zidove i ne nosive elemente.

Zaštita od požara provodi se uporabom odgovarajućih građevnih materijala i građevinskih elemenata, definiranjem evakuacijskih putova i izlaza te protupožarnom opremom i signalizacijom evakuacijskih putova. Građevina je dodatno zaštićena i sustavom vatrodjave. Sama rana detekcija je bitna zbog pravovremene evakuacije osoba i brzog početka akcije gašenja požara. Detektor dima i alarmi (Scenarij 4) su povezani na vatrodjavnu centralu.

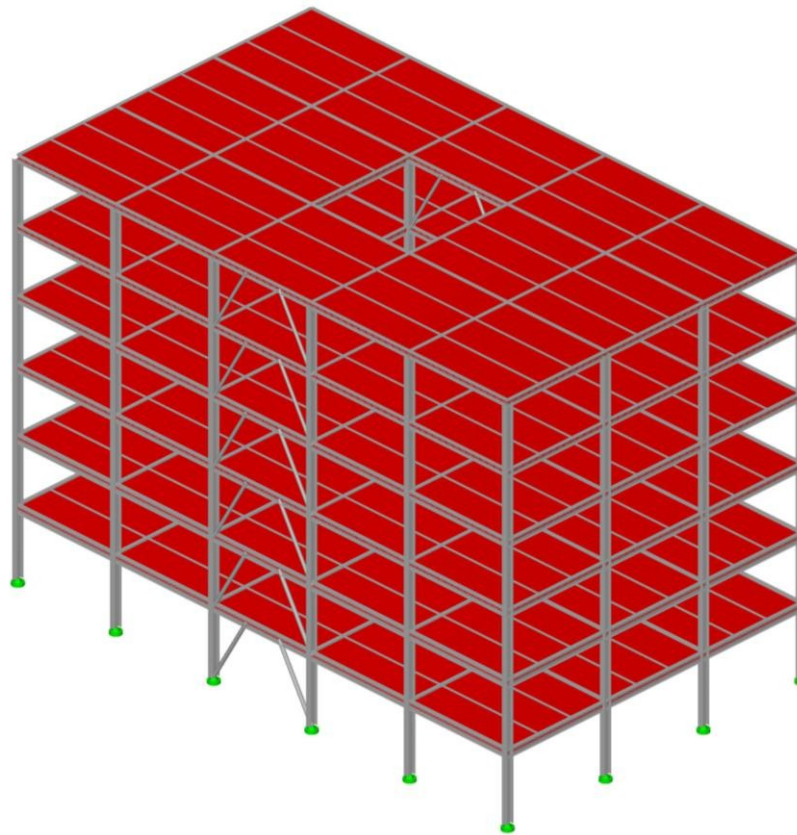
Horizontalna nosiva konstrukcija projektirana je sa spregnutim čeličnim IPE 270 profilima s AB pločom debljine $d = 12$ cm. Rasponi spregnutih nosača su $l = 6,0$ m na maksimalnom razmaku od svakih 2,0 m. Glavni nosači horizontalne nosive konstrukcije raspona $l = 6,0$ m projektirani su od čeličnih nosača IPE 450 na etaži prizemlja (POZ 100) i etaži 1.kata (POZ 200), čeličnih vrućevaljanih nosača IPE 400 na etaži 2. kata (POZ 300) i na etaži 3. kata (POZ 400) te čeličnih vrućevaljanih profila IPE 360 na etaži 4. kata (POZ 500) i etaži 5. kata (POZ 600).

Vertikalna nosiva konstrukcija projektirana sustavom okvira u poprečnom smjeru Y (*MRF – engl. Moment resisting frames*) preko tri raspona sa jediničnim rasponom $L = 6,0$ m ($3 \times 6,0$ m = 18,0 m). U uzdužnom smjeru X (*EBS – engl. eccentric bracing system*) sa jediničnim rasponom $L = 6,0$ m preko pet raspona ($5 \times 6,0$ m = 30,0 m) sa potresnim vezama koje se odupiru horizontalnom seizmičkom djelovanju i opterećenju vjetrom. Elementi vertikalnog sprega su čelični nosači IPE 450 na etaži prizemlja (POZ 100) i etaži 1.kata (POZ 200), čeličnih vrućevaljanih nosača IPE 400 na etaži 2. kata (POZ 300) i na etaži 3. kata (POZ 400) te čeličnih vrućevaljanih profila IPE 360 na etaži 4. kata (POZ 500) i etaži 5. kata (POZ 600), stupovi vrućevaljanji čelični HEB 400 po cijeloj visini, a kosnici mijenjaju poprečni presjek svake dvije etaže kako slijedi: na

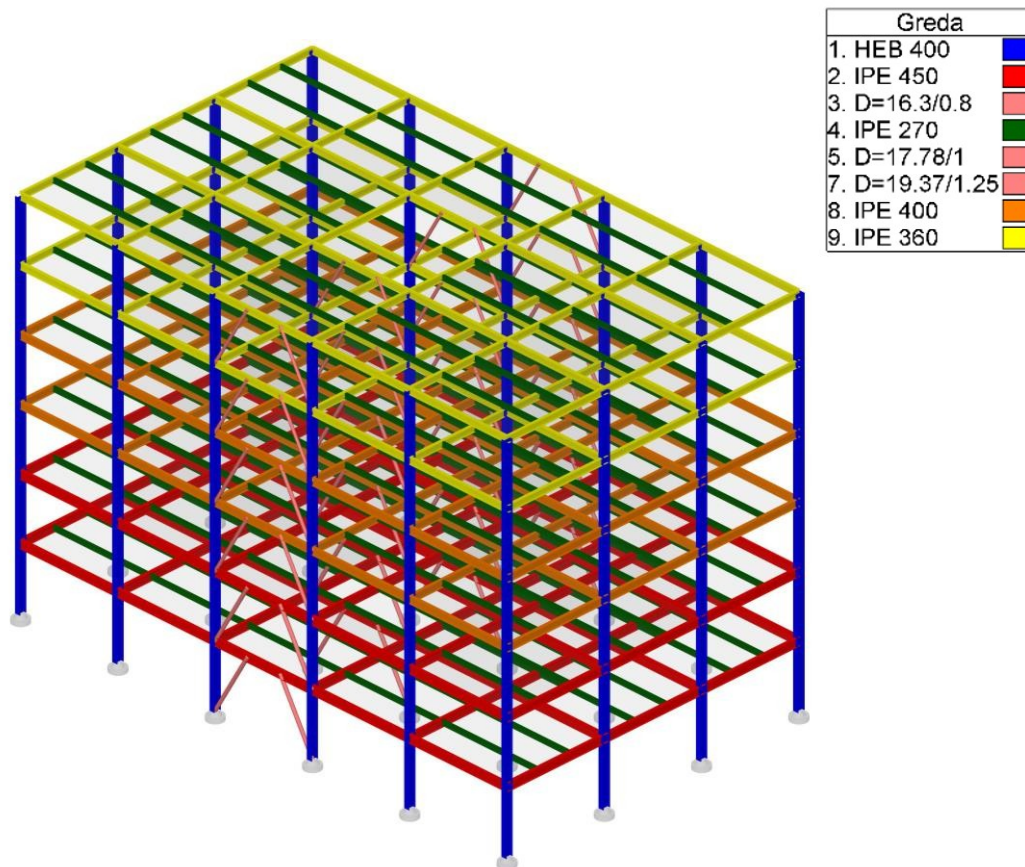
etaži prizemlja i prvog kata hladnodogotovljeni CHS 193,7×12,5 mm, na etaži drugog i trećeg kata hladnodogotovljeni CHS 177,8×10,0 mm, a na etaži četvrtog i petog kata hladnodogotovljeni CHS 163,9 ×8,0 mm.

Glavni nosači okvira su projektirani od čelika klase S235 JR, stupovi okvira su projektirani od klase S235 JR, kosnici su projektirani od klase S235 JR, a nosači iznad ekscentričnih vezova (spone) su projektirani od čelika klase S355 JR.

Nosiva konstrukcija projektirana je po principu jakih stupova i slabih greda (*engl. strong columns, weak beams*), kako bi se uslijed opterećenja i aktiviranja vertikalne nosive konstrukcije aktivirao plastični zglob u gredi i kako bi se izbjeglo otkazivanje stupova.



Slika 45 3D prikaz numeričkog modela poslovne zgrade



Slika 46 3D prikaz numeričkog modela čelične konstrukcije poslovne zgrade

4.1.1 Odabir konstrukcijskog sustava

Nosiva konstrukcija projektirana je kao čelična konstrukcija po sistemu okvira sa slabim gredama IPE 450 i jakim stupovima HEB 400 (engl. weak beams, strong columns) u jednom smjeru (smjer Y) i sa ekscentričnim V vezova u drugom smjeru, na način da je zadovoljen dozvoljeni međukatni pomak (engl. *inter story drift ratio, IDR*) propisan Eurokodom 8.

Prilikom određivanja konstrukcijskog sustava za proračun utjecaja fenomena požara nakon potresa (FFE), u obzir je uzeto više konstrukcijskih sustava koje je cilj bio uklopiti u proračun temeljen na predviđenom ponašanju, koje je u ovom slučaju otvaranju plastičnog zgloba u gredama i prebacivanje rizika otkazivanja na nosivu konstrukciju koja je aktivna uslijed vertikalnog opterećenja (grede i stupovi). Razmatran je okvir sa dijagonalnim ukrućenjima, okvir sa ukrućenjima u obliku slova V i okvir s centričnim ukrućenjem, ali se odlučeno za ranije navedene sustave, jer oni zadovoljavaju uvjet većeg opterećenja grede uslijed vertikalnog opterećenja, kao i vezova.

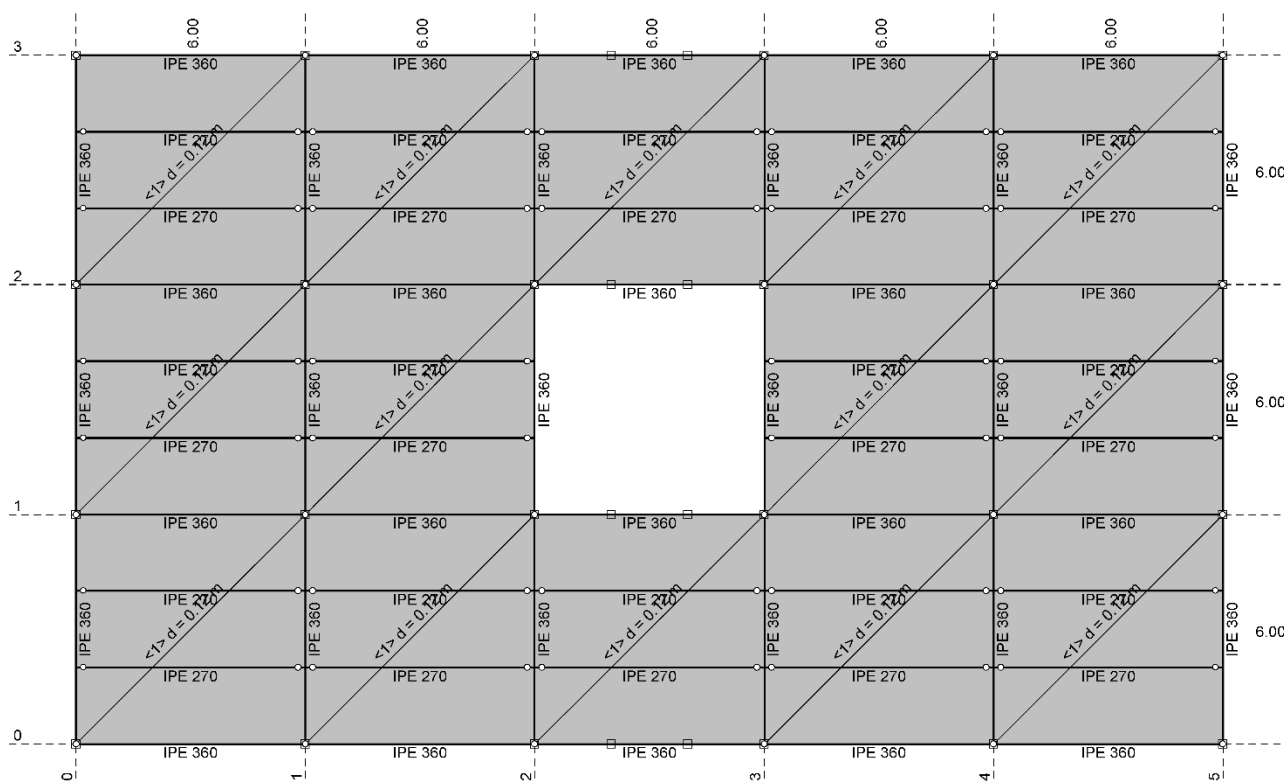
U nastavku je prikazan slijed razmišljanja koje je dovelo do ove odluke: Potrebno je projektirati konstrukciju sa jakim stupovima (u odnosu na gredu), jer prilikom otkazivanja jednog stupa može doći do otkazivanja kompletnog sustava prilikom vertikalnog opterećenja. U slučaju kada otkáže greda, pri naknadnom vertikalnom opterećenju otkazuje dio konstrukcije koji je oslonjen na tu gredu. Stoga je uputno projektirati građevinu na ovaj način, prateći na taj način smjernice EC8 i posebne upute po pitanju projektiranja nosivih čeličnih konstrukcija na potresno djelovanje.

Nadalje analizirani su potencijalni odabiri vezova. Budući da korištenjem X vezova, prilikom otkazivanja nekog od vezova prilikom horizontalnog opterećenja (ovisno o načinu projektiranja vjeruje se da bi primarno oštećenja bila na razini spojeva, a ne na razini elementa), nakon prestanka djelovanja potresa, horizontalno opterećenje više nije značajno i samo otkazivanje vertikalnog sprega uslijed požara nakon potresa u tom slučaju više nema ključnu ulogu u nosivosti jer postaje mjerodavno vertikalno opterećenje i zajedno s opterećenjem požarom. Postoji naravno i izvjesna mogućnost naknadnih potresa (engl. aftershock) tj. novih potresa nakon prvog, koji izlaze iz okvira ovog rada.

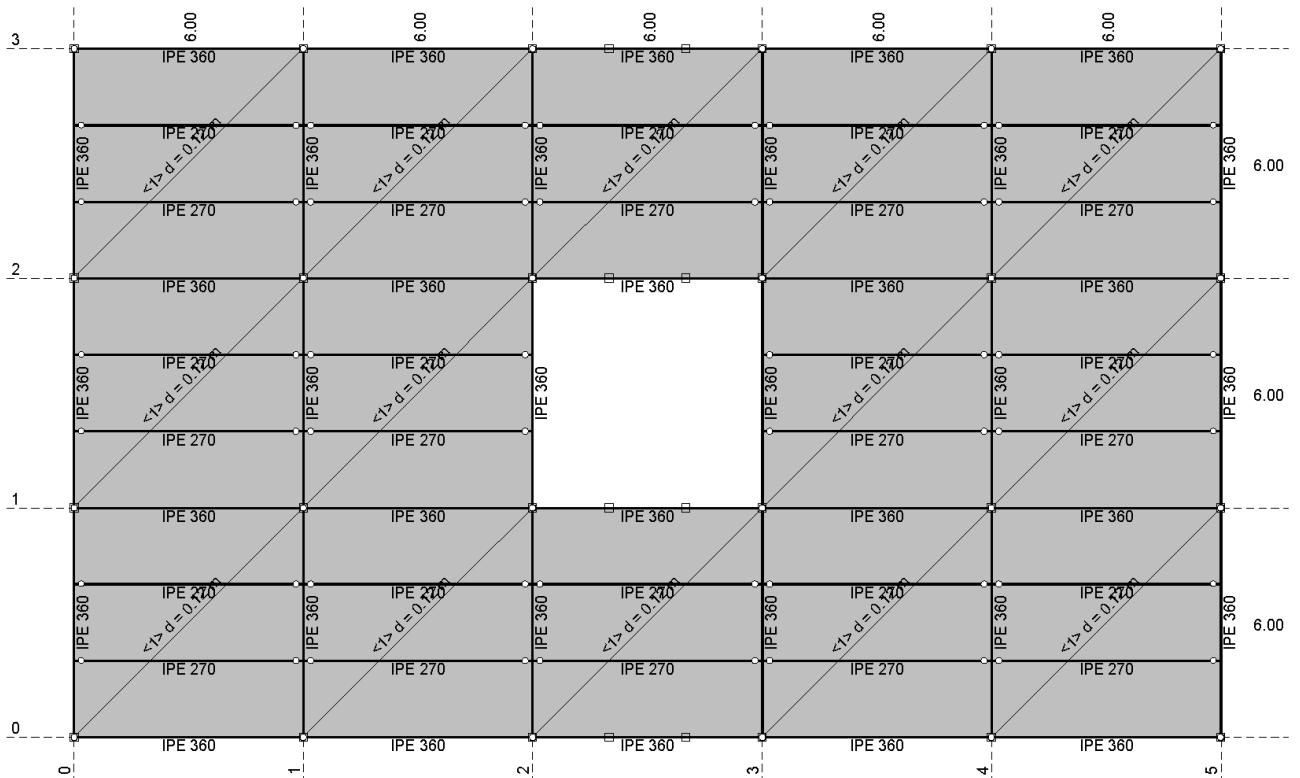
Proračun konstrukcije i modalna analiza provedena je na 3D modelu u software-u Radimpex Tower 8. Dobivene su unutarnje sile koje će biti uspoređene sa rezultatima na kalibriranim 2D SCIA Engineer 21 modelima. Naime, spregnuta međukatna konstrukcija proračunata je u zasebnom modelu, a sustav je podijeljen na okvire u smjeru X i nosivu konstrukciju sa ekscentričnim V vezova u smjeru Y. Na oba sustava nanoseno je ravninsko pripadno opterećenje, ponovljena je modalna analiza na svakom od okvira i napravljena kalibracija sa rezultatima u 3D modelu.

4.1.2 Prikaz dispozicije nosive konstrukcije

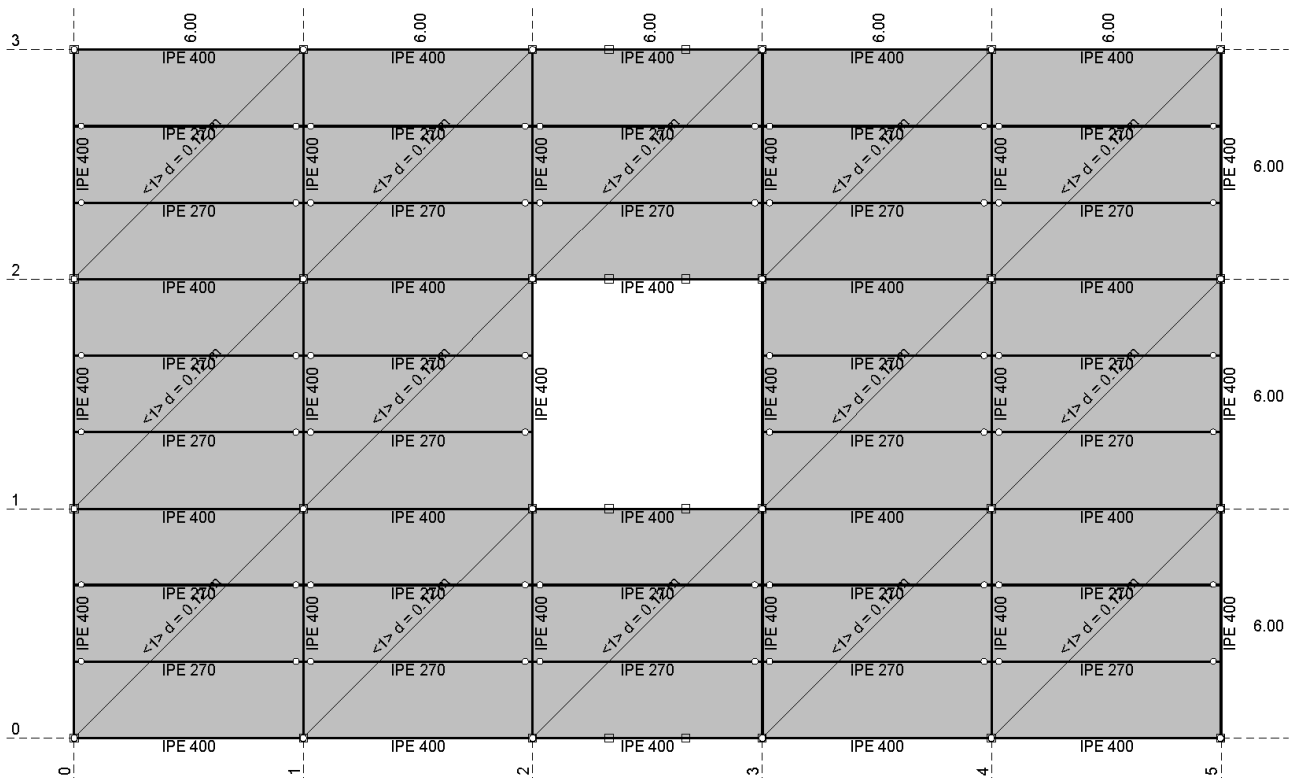
U ovom poglavlju prikazana je dispozicija nosive čelične konstrukcije koja je predmet studije slučaja u ovom radu.



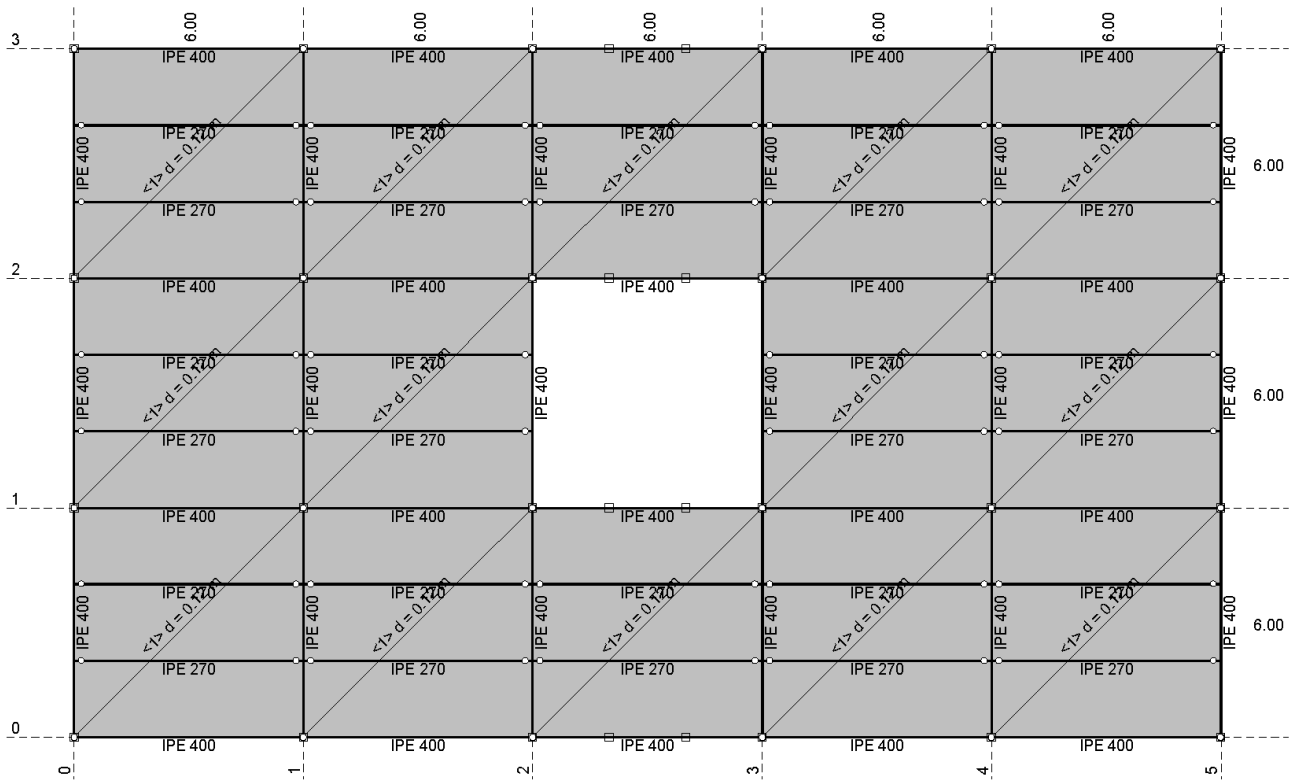
Nivo: POZ 600 - Strop 5. kata [21.00 m]



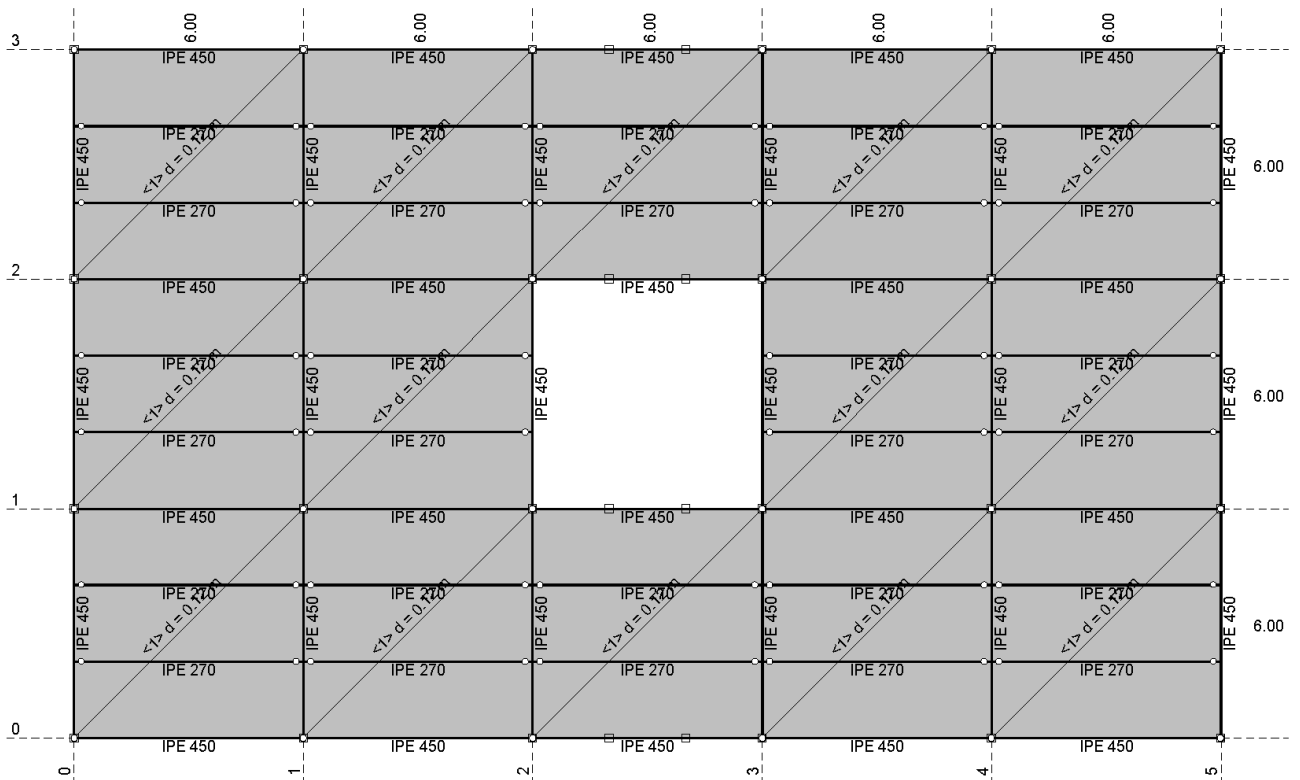
Nivo: POZ 500 - Strop 4. kata [17.50 m]



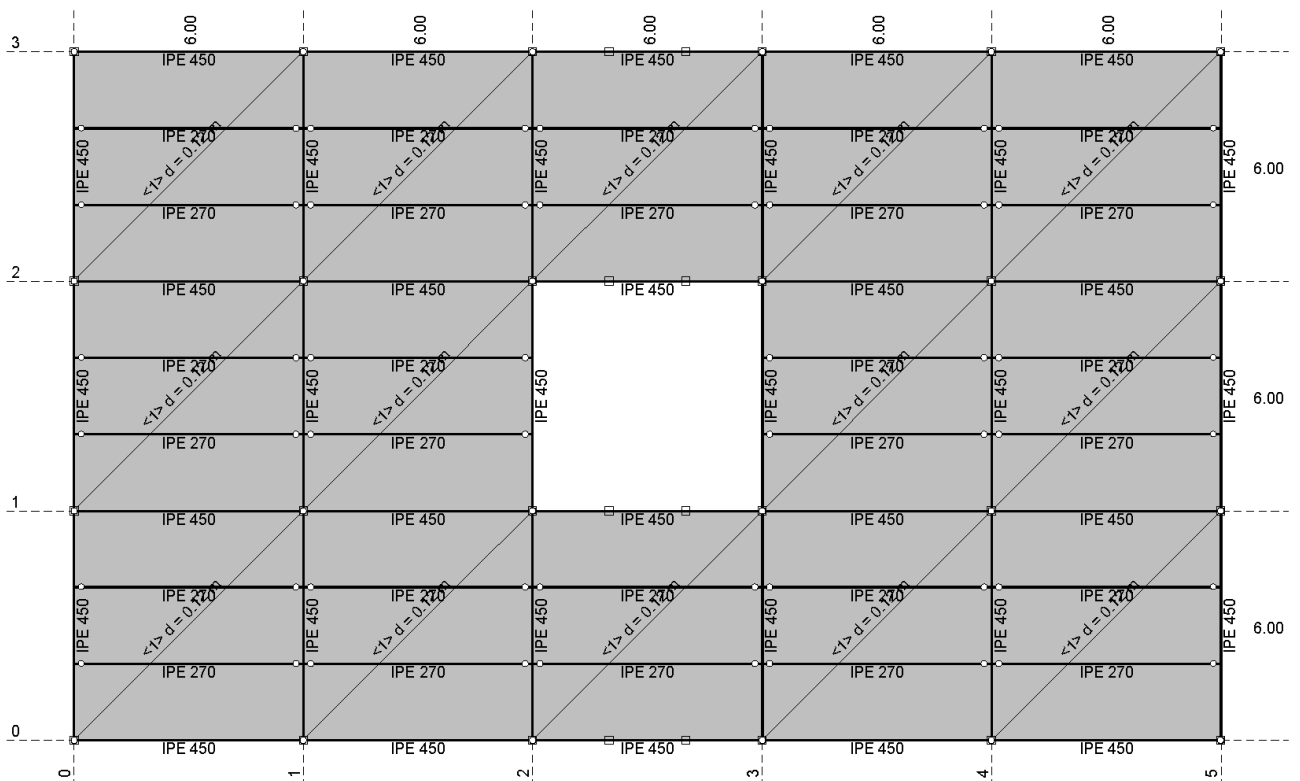
Nivo: POZ 400 - Strop 3. kata [14.00 m]



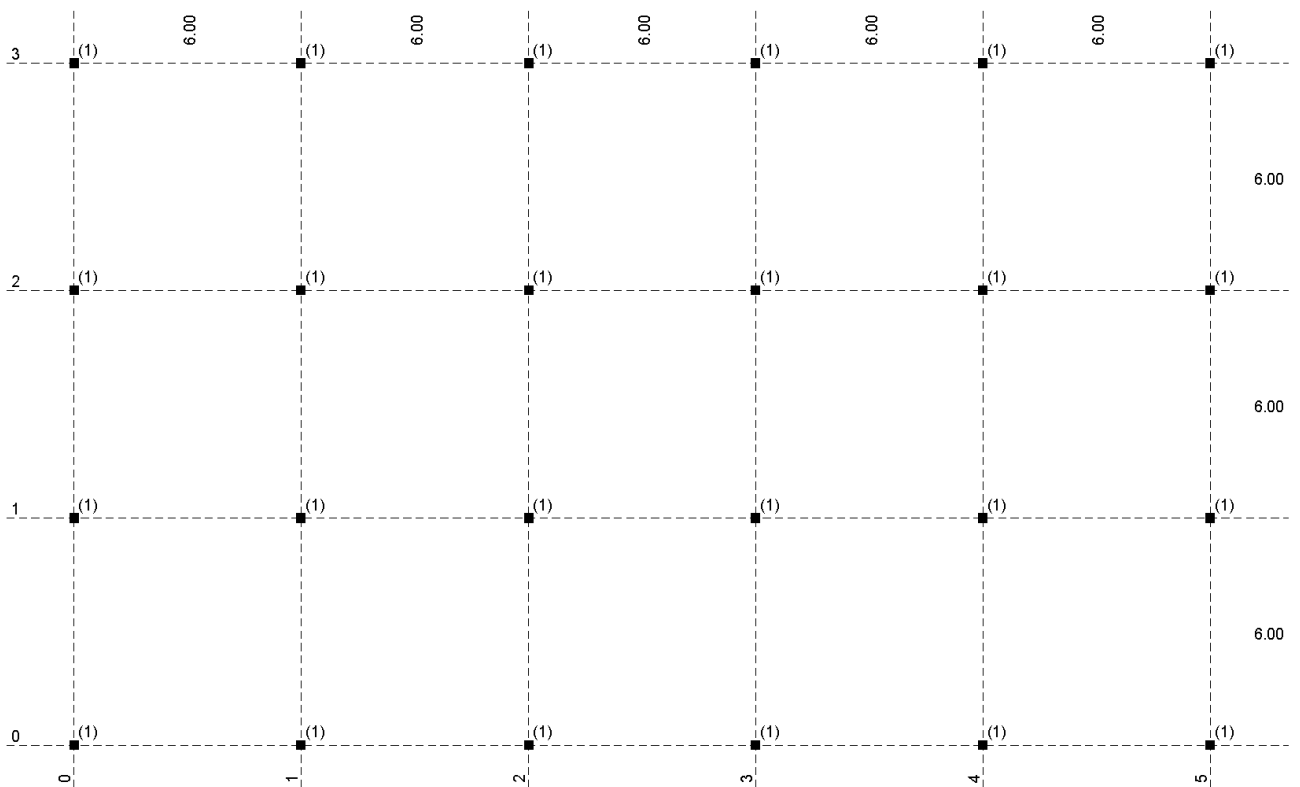
Nivo: POZ 300 - Strop 2. kata [10.50 m]



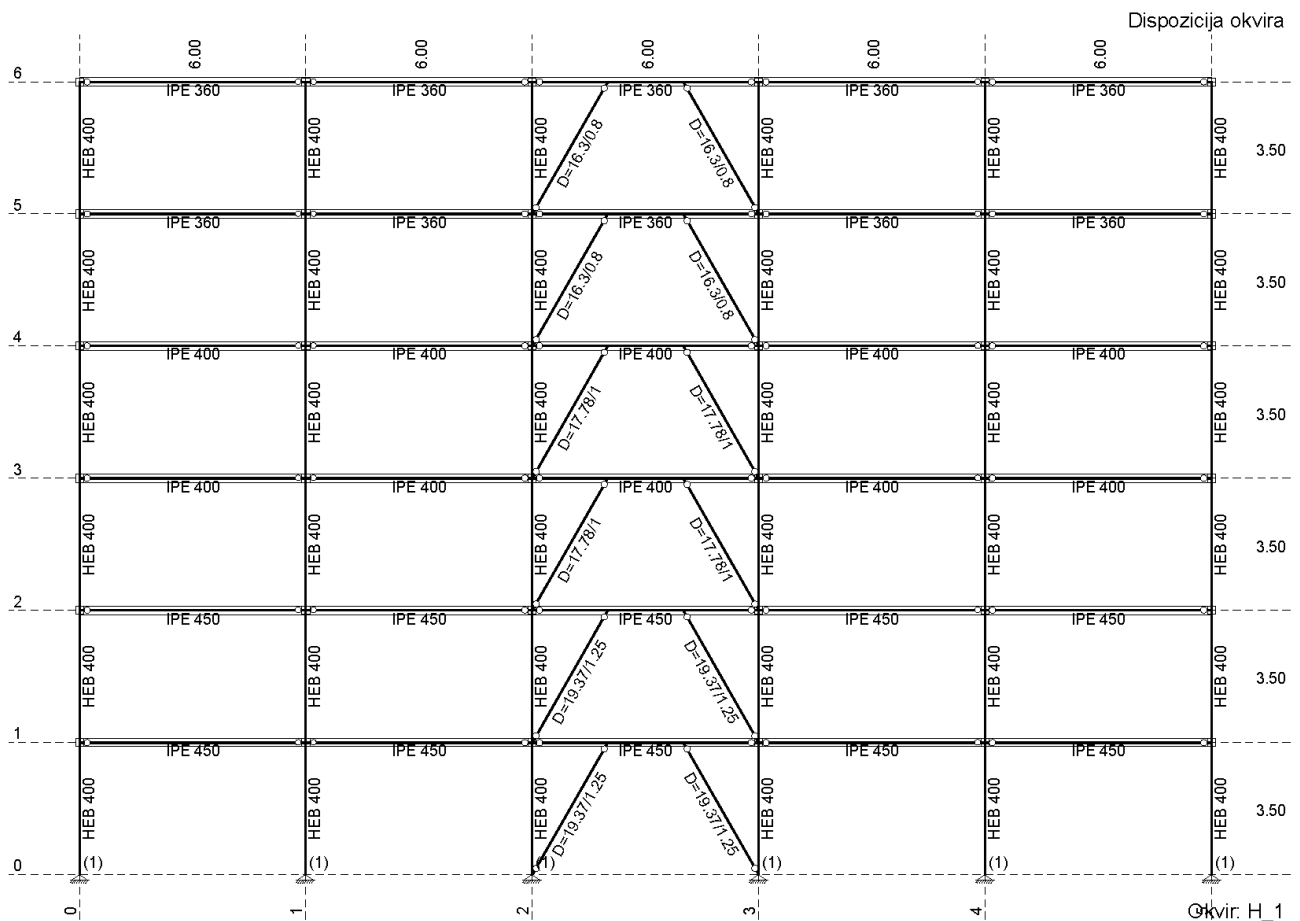
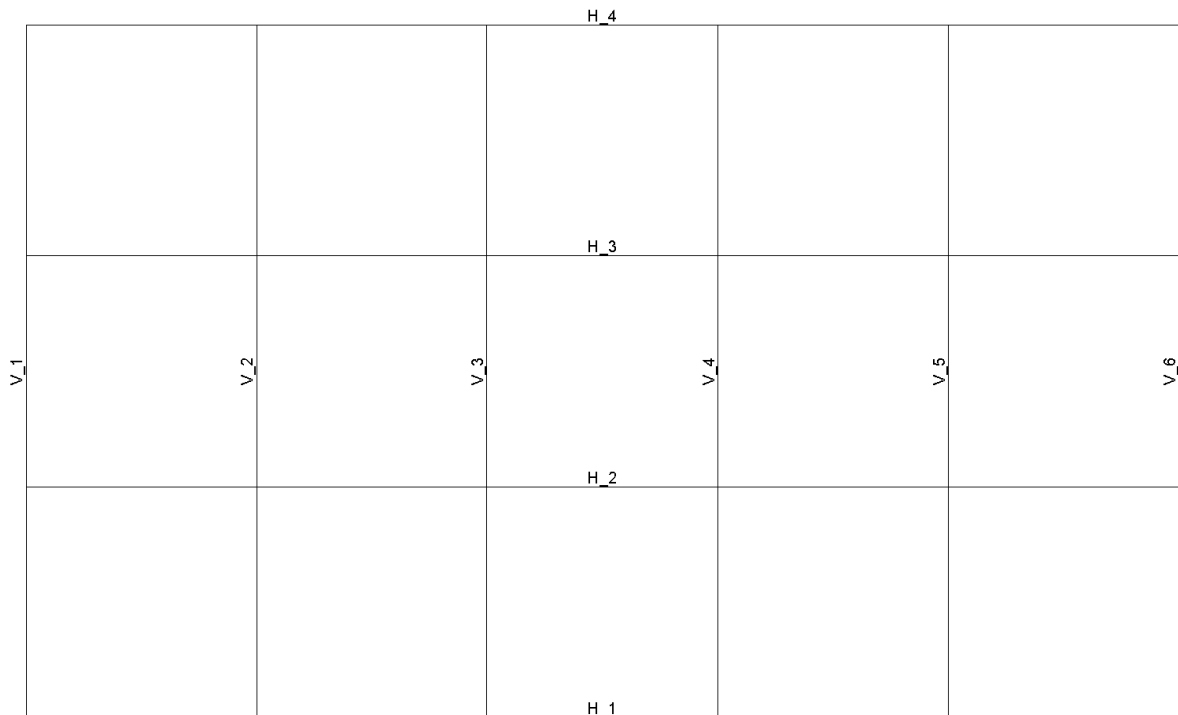
Nivo: POZ 200 - Strop 1. kata [7.00 m]

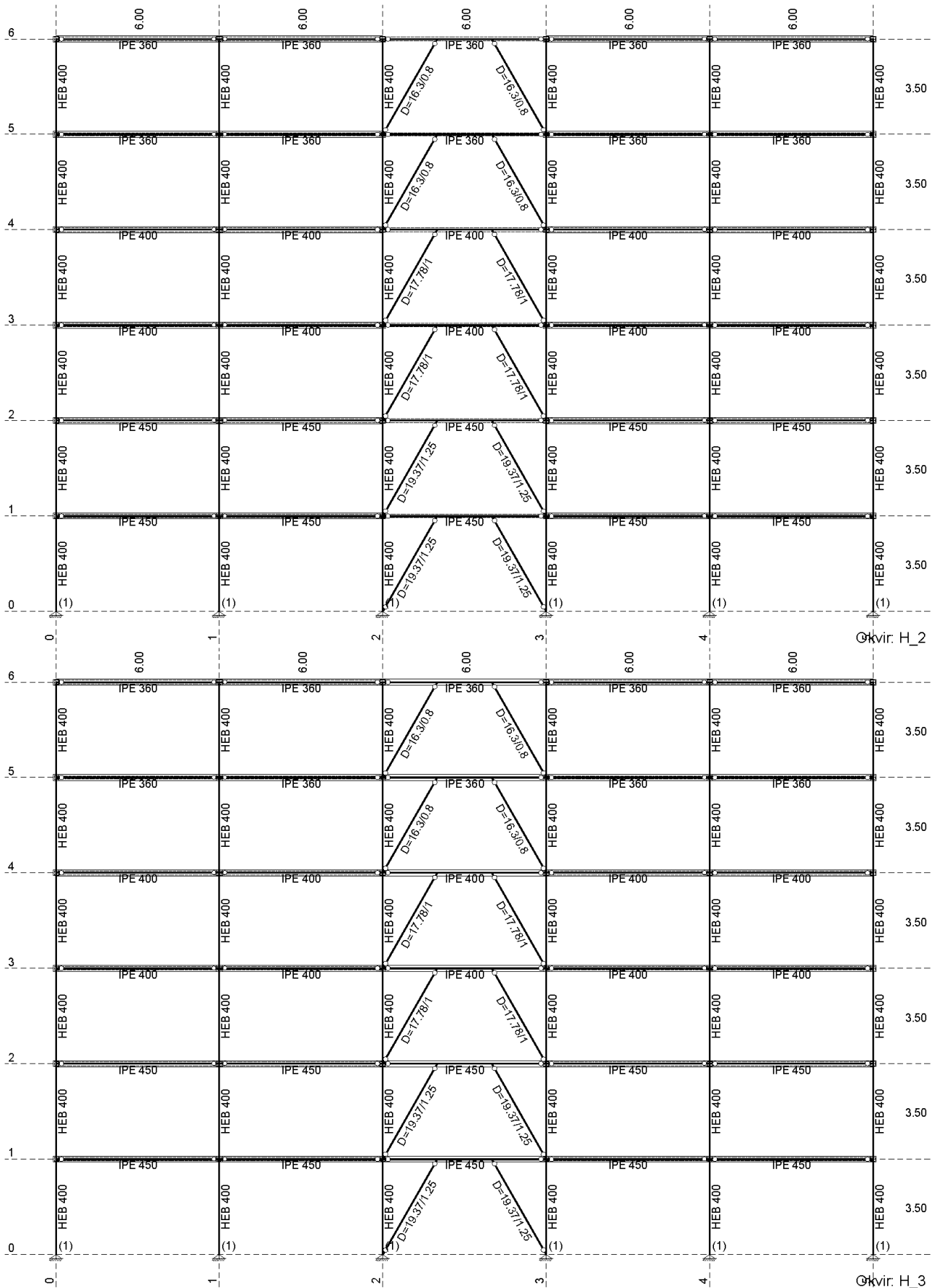


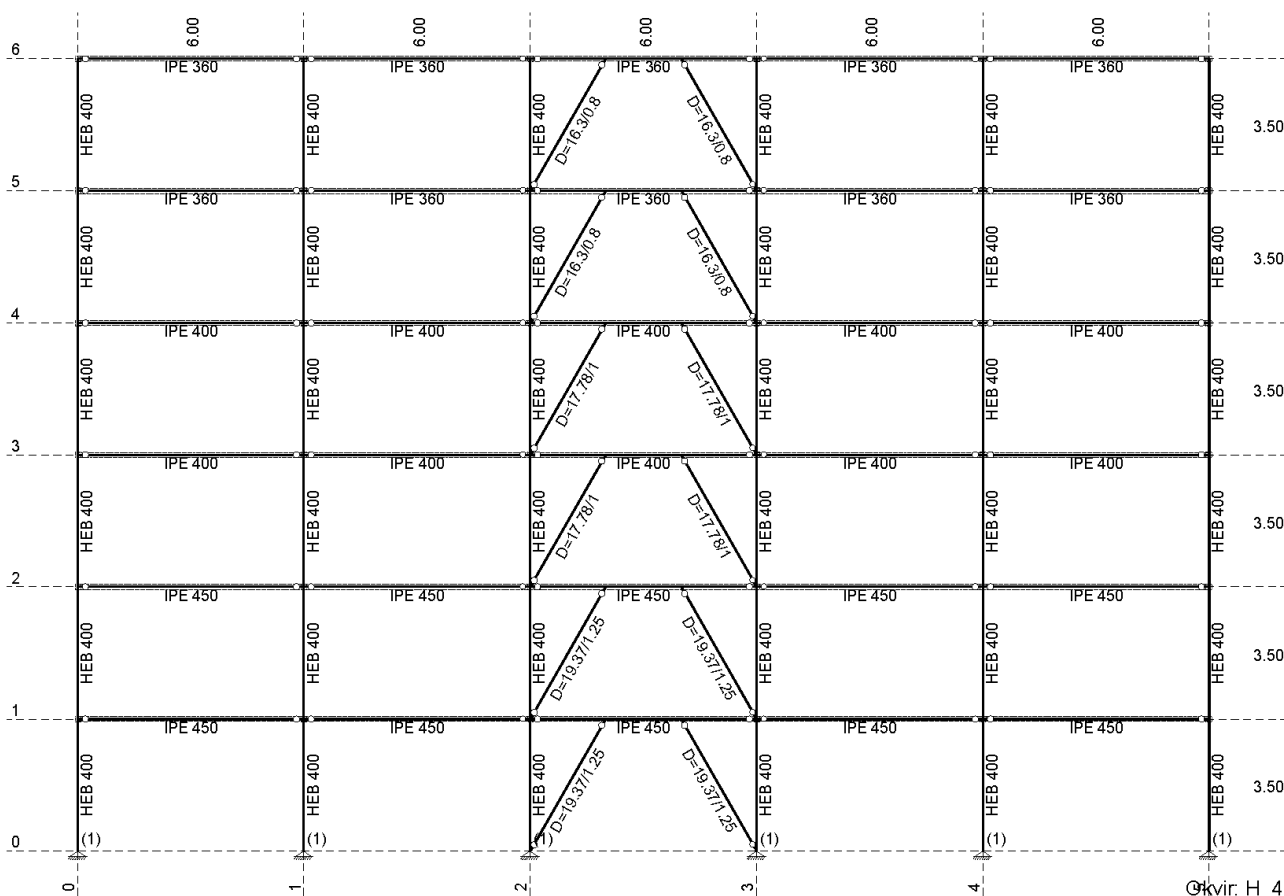
Nivo: POZ 100 - Strop prizemlja [3.50 m]



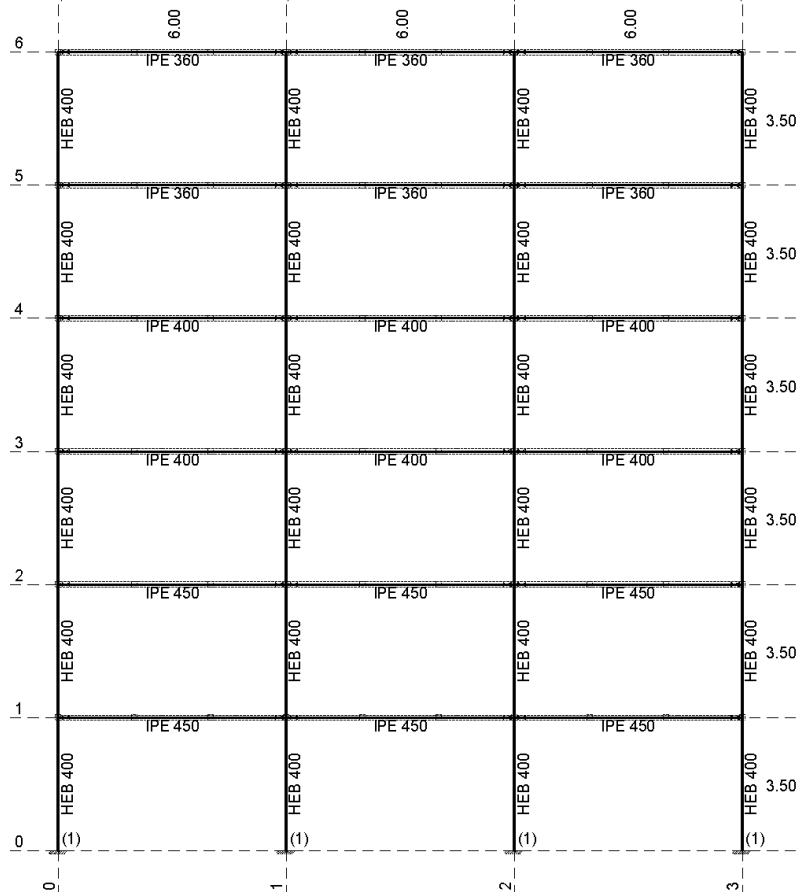
Nivo: POZ 000 - Temelji [0.00 m]



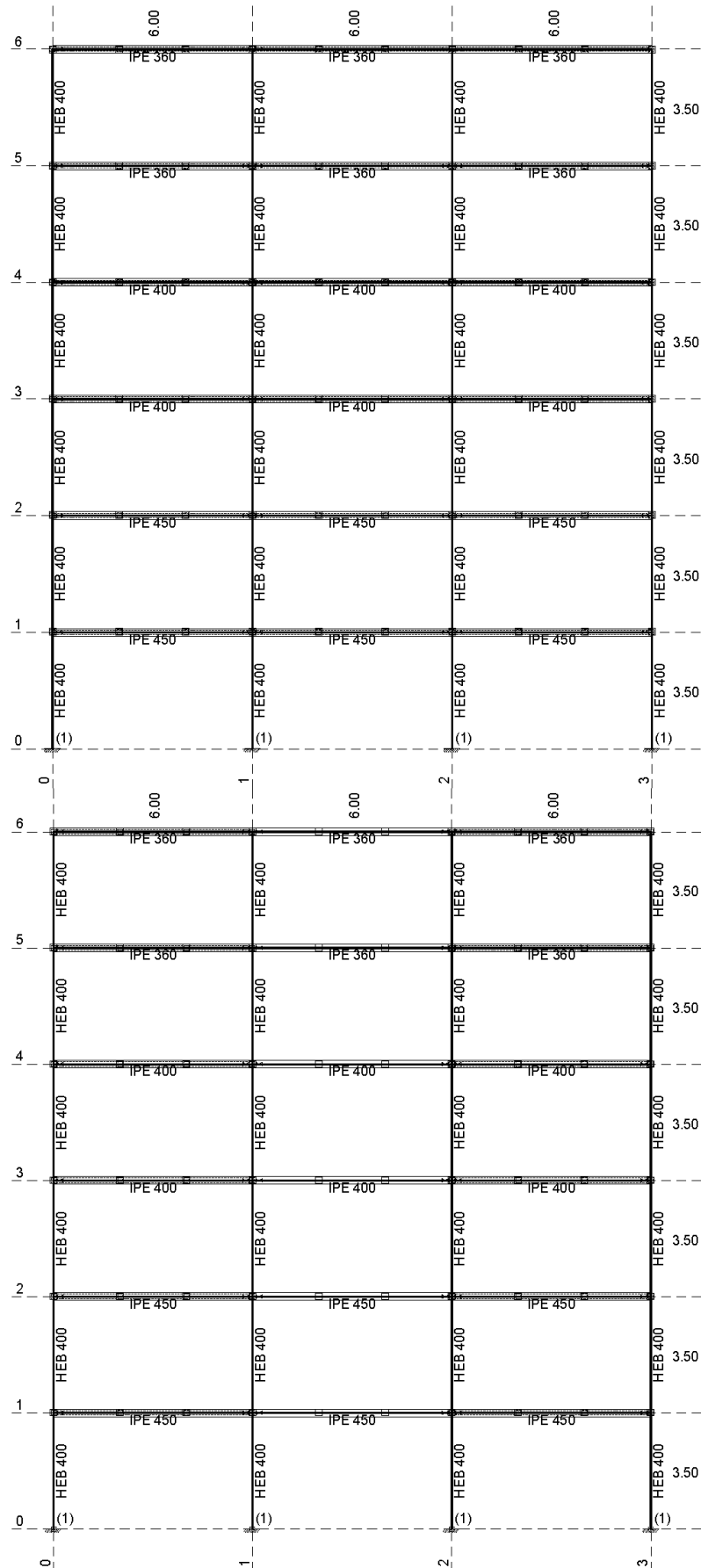




Okvir: H_4

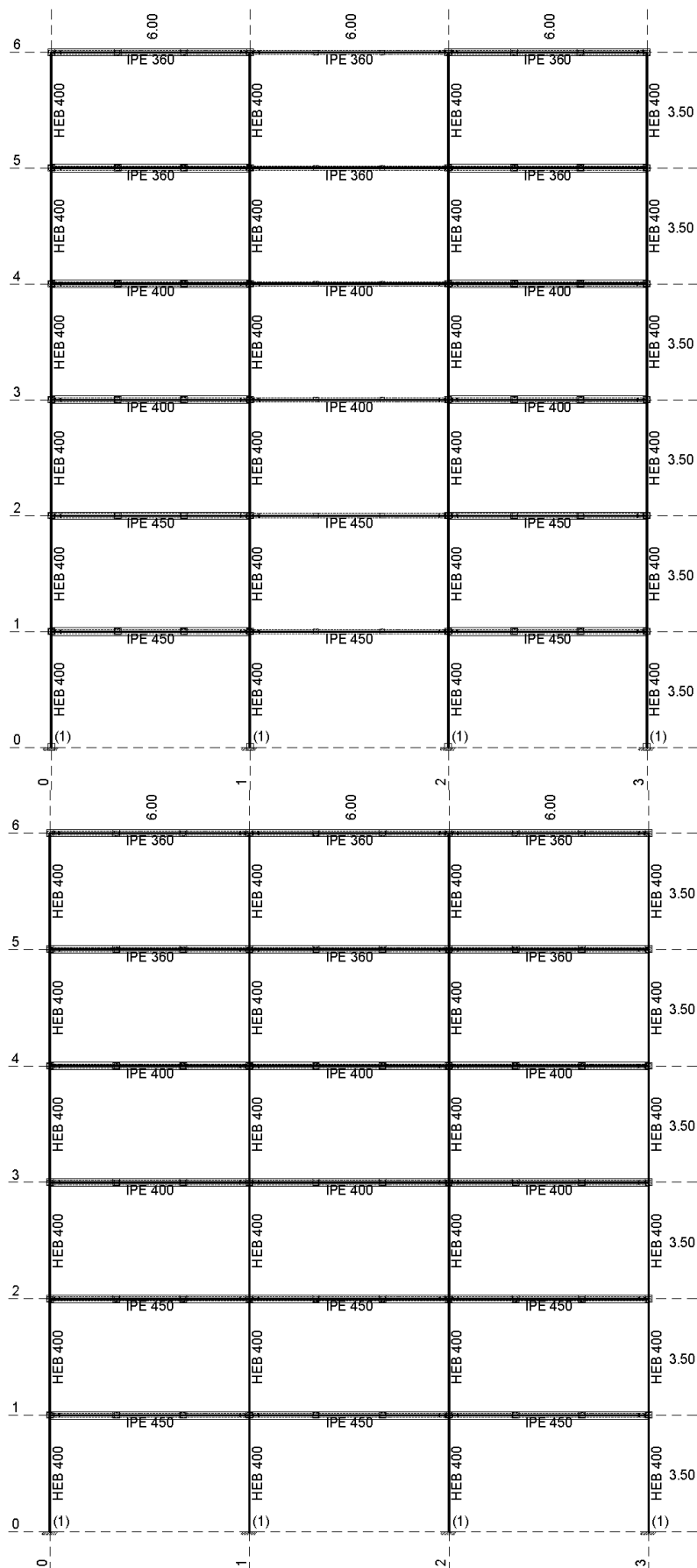


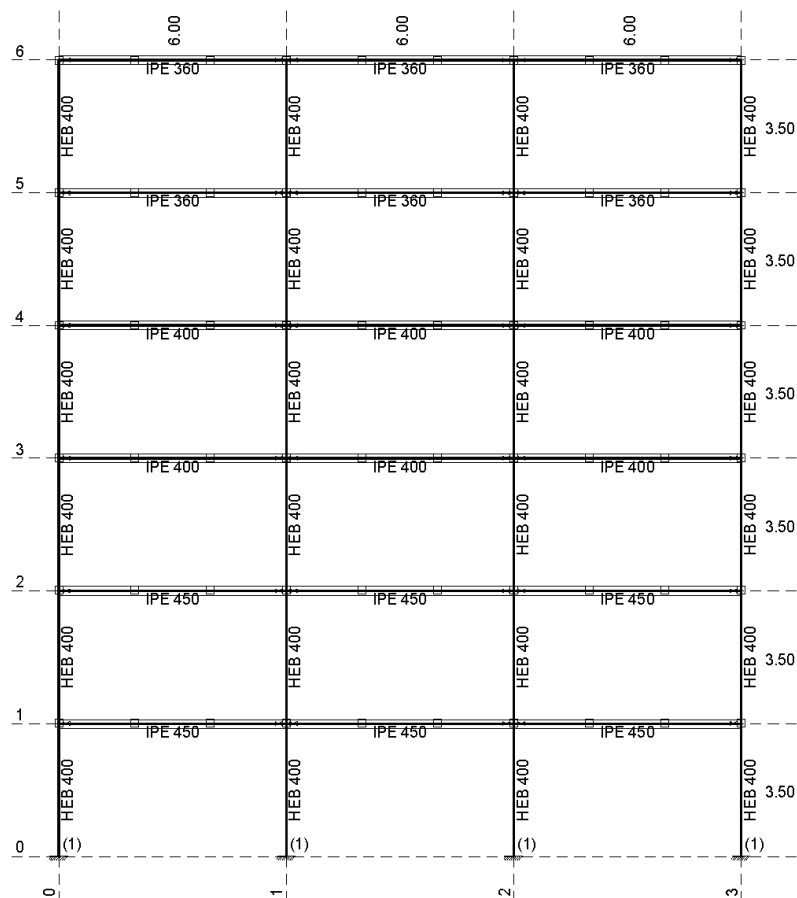
Okvir: V_1



Okvir: V_2

Okvir: V_3





Okvir: V_6

4.2 Statički proračun i dimenzioniranje

4.2.1 Analiza opterećenja

4.2.1.1 Stalno opterećenje

Ravni prohodni krov:

Pretpostavljeno je opterećenje:

Sljevi ravnog prohodnog krova:

Betonske ploče	$0,03 \cdot 25 = 0,75 \text{ kN/m}^2$
Plastični podmetači	(težina zanemarena)
PE folija (d = 0,2 mm)	(težina zanemarena)
Hidroizolacija (2 sloja)	$2 \cdot 0,015 \cdot 11,5 = 0,35 \text{ kN/m}^2$
Toplinska izolacija	$0,1 \cdot 0,3 = 0,03 \text{ kN/m}^2$
Parna brana (2 sloja)	(težina zanemarena)
Beton za pad (d = 4-8 cm)	$0,06 \cdot 25 = 1,50 \text{ kN/m}^2$
AB ploča (120 mm)	$= 3,00 \text{ kN/m}^2$



Instalacije = 0,30 kN/m²

$g_{k,1} = 5,93 \text{ kN/m}^2$

Odabrano: $g_{k,1} = 6,00 \text{ kN/m}^2$

Međukatna konstrukcija-kat:

Slojevi „plivajućeg“ poda:

Parket $0,02 \cdot 7,80 = 0,16 \text{ kN/m}^2$

Cementni estrih $0,04 \cdot 0,85 = 0,30 \text{ kN/m}^2$

PE folija (d = 0,2 mm) (težina zanemarena)

Ekspandirani polistiren $0,02 \cdot 0,3 = 0,01 \text{ kN/m}^2$

AB ploča (160 mm) = 3,00 kN/m²

Dodatno stalno (pregradni zidovi, instalacije) = 1,00 kN/m²

$g_{k,2} = 4,47 \text{ kN/m}^2$

Odabrano: $g_{k,1} = 4,50 \text{ kN/m}^2$

Vertikalna obloga (fasada):

$g_{k,3} = 2,0 \text{ kN/m}$

*Napomena: Program sam uzima u obzir vlastitu težinu čeličnih profila.

4.2.1.2 Snijeg

Analiza opterećenja snijegom provodi se prema normi EN 1991-1-3, te prema hrvatskom nacionalnom dodatku nHRN EN 1991-1-1:2012/NA.

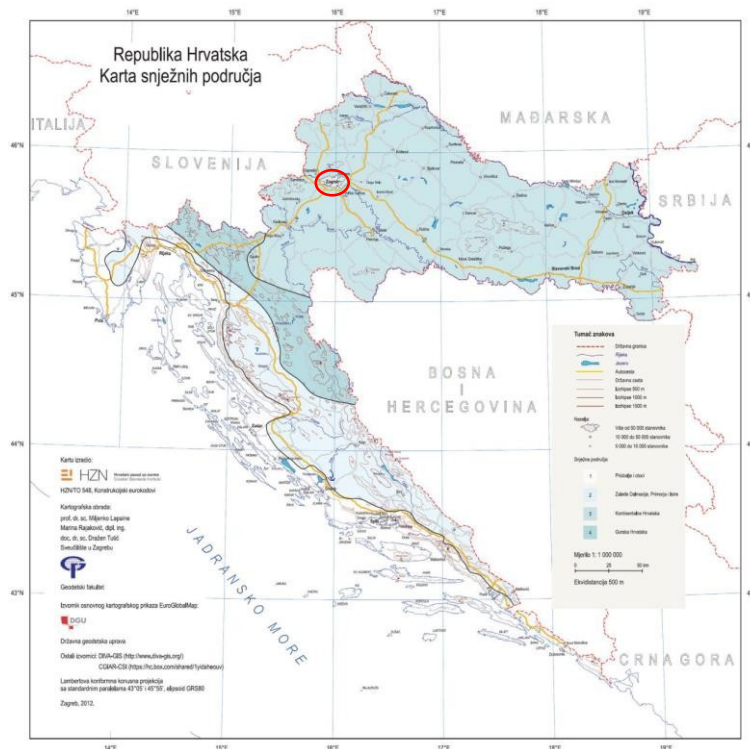
Opterećenje snijegom na krovu dano je s:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (36)$$

gdje je:

- s_k - karakteristično opterećenje snijegom [kN/m²],
- $\mu_i = 0,8$ - koeficijent oblika opterećenja snijegom za kut nagiba $\alpha = 0^\circ\text{C}$,
- $C_e = 1,0$ - koeficijent izloženosti kojim se uzima u obzir teže puhanje vjetra,
- $C_t = 1,0$ - temperaturni koeficijent kojim se uzima u obzir termička izolacija krova.

Građevina je prema karti snjegova svrstana u III zonu (kontinentalna Hrvatska) te se nalazi na nadmorskoj visini od 160 metara.



Slika 47 Karta karakterističnog opterećenja snijegom za Republiku Hrvatsku

Za karakteristično opterećenje snijegom na tlu je očitana vrijednost:

$$s_k = 1,25 \text{ kN/m}^2$$

Opterećenje snijegom jednako je:

$$s = 0,8 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

$$s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,25$$

$$s = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

4.2.1.3 Vjetar

Opterećenje vjetrom proračunato je kako bi se usporedilo i utvrdilo koje je mjerodavno horizontalno opterećenje zgrade. U poglavlju 4.3.4. prikazana je usporedba ukupnog horizontalnog opterećenja uslijed potresa i uslijed djelovanja vjetra.

Vršni tlak uslijed brzine vjetra

Osnovna brzina vjetra:

$$v_b = c_{\text{dir}} \cdot c_{\text{season}} \cdot v_{b,0} \quad (37)$$

gdje je:

c_{dir} - koeficijent smjera vjetra, preporučena vrijednost je 1,0,

c_{season} - koeficijent godišnjeg doba,

$v_{b,0}$ - temeljna vrijednost osnovne brzine vjetra, najveća 10-minutna brzina vjetra na 10,0 m iznad ravnog tla kategorije hrapavosti II za povratno razdoblje 50 godina.



Slika 48 Karta osnovne brzine vjetra za Republiku Hrvatsku

Očitana vrijednost $v_{b,0}$ za danu lokaciju iznosi 25 m/s. Osnovna brzina vjetra je tada:

$$v_b = c_{\text{dir}} \cdot c_{\text{season}} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 25,0 = 25,0 \text{ m/s} \quad (38)$$

Osnovni tlak uslijed brzine vjetra:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho_{\text{zraka}} \cdot v_b^2 \quad (39)$$

gdje je:

ρ_{zraka} - gustoća zraka, uzeta s vrijednošću od 1,25 kg/m³.

Osnovni tlak brzine vjetra iznosi:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho_{\text{zraka}} \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25,0^2 = 390,6 \text{ N/m}^2 = 0,396 \text{ kN/m}$$

Vršni tlak uslijed brzine vjetra:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (40)$$

gdje je:

$I_v(z)$ - intenzitet turbulencije vjetra,

$v_m(z)$ - srednja brzina vjetra na visini z iznad terena,

$c_e(z)$ - koeficijent izloženosti koji uzima u obzir neravnost terena, topografiju i visinu iznad tla.

Srednja brzina vjetra na visini z iznad terena:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (41)$$

gdje je:

$c_r(z)$ - faktor hrapavosti,

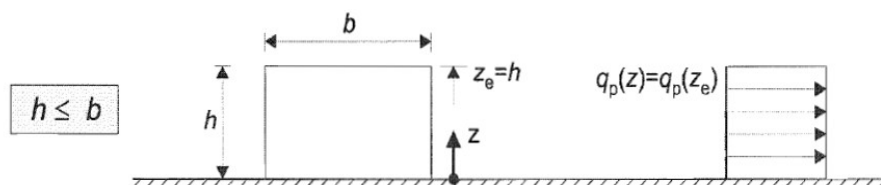
$c_o(z)$ - faktor orografije.

Tlocrtna dimenzije objekta su 30,0 x 18,0 m, a visina je 21,0 m. Objekt se nalazi na zemljištu kategorije IV u koju spadaju područja s najmanje 15% površine prekrivene zgradama srednje visine najmanje 15 m (gradska područja).

$$b = 30,0 \text{ m}$$

$$h = 21,0 \text{ m}$$

$$h \leq b \rightarrow z_e = h = 21,0 \text{ m}$$



Slika 49 Referentna visina z_e za odnos $h < b$, te odgovarajući profil tlaka uslijed brzine vjetra

Faktor hrapavosti iznosi:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{za } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (42)$$

gdje je:

z_{\min}, z_0 - vrijednosti koje ovise o kategoriji zemljišta,

z - referentna visina,

k_r - faktor terena,

z_{\max} - vrijednost koju treba uzeti s 200 m.

Za IV kategoriju terena vrijedi:

$$z_{\min} = 10,0 \text{ m}, \quad z_0 = 1,0 \text{ m}$$

Faktor terena iznosi:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{1,0}{0,05}\right)^{0,07} = 0,234$$

$z = z_e$, stoga vrijedi uvjet $z_{\min} < z \leq z_{\max}$ pa faktor hrapavosti iznosi:

$$c_r(z) = 0,234 \cdot \ln\left(\frac{21,0}{1,0}\right) = 0,712$$

Građevina je izgrađena na gradskom terenu gdje je nagib terena mali ($< 3^\circ$) pa se faktor orografije uzima s vrijednošću $\zeta(z) = 1,0$.

Srednja brzina vjetra iznosi:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b = 0,712 \cdot 1,0 \cdot 25,0 = 17,80 \text{ m/s}$$

Intenzitet turbulencija vjetra za $z_{\min} < z < z_{\max}$ se računa prema:

$$I_v(z) = \frac{k_1}{[c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)]} \quad (43)$$

gdje je:

k_1 - faktor turbulencije kojemu preporučena vrijednost iznosi 1,0.

Slijedi:

$$I_v(z) = \frac{k_1}{[c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)]} = \frac{1,0}{[1,0 \cdot \ln\left(\frac{21,0}{1,0}\right)]} = 0,328$$

Vršni tlak uslijed brzine vjetra iznosi:

$$\begin{aligned} q_p(z) &= [1 + 7 \cdot l_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b = [1 + 7 \cdot 0,328] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 17,80^2 \\ &= 652,7 \text{ N/m}^2 = 0,65 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Tablica 3 Neto opterećenje vjetrom na užu stranu građevine ($b = 18,0 \text{ m}$)

Zona*	Opterećenje vjetrom
A	$W_{\text{net,A}} = -0,918 \text{ kN/m}^2$
B	$W_{\text{net,B}} = -0,656 \text{ kN/m}^2$
C	$W_{\text{net,C}} = -0,459 \text{ kN/m}^2$
D	$W_{\text{net,D}} = 0,695 \text{ kN/m}^2$
D'	$W_{\text{net,D}'} = 0,650 \text{ kN/m}^2$
E	$W_{\text{net,E}} = -0,407 \text{ kN/m}^2$

Tablica 4 Neto opterećenje vjetrom na širu stranu građevine ($b = 30,0 \text{ m}$)

Zona*	Opterećenje vjetrom
A	$W_{\text{net,A}} = -0,924 \text{ kN/m}^2$
B	$W_{\text{net,B}} = -0,656 \text{ kN/m}^2$
C	$W_{\text{net,C}} = \text{N/A}$



D	$W_{net,D} = 0,722 \text{ kN/m}^2$
D'	$W_{net,D'} = \text{N/A}$
E	$W_{net,E} = -0,459 \text{ kN/m}^2$

*Napomena: Oznake zona su u skladu sa EC 1991-1-4.

4.2.1.4 Korisno opterećenje

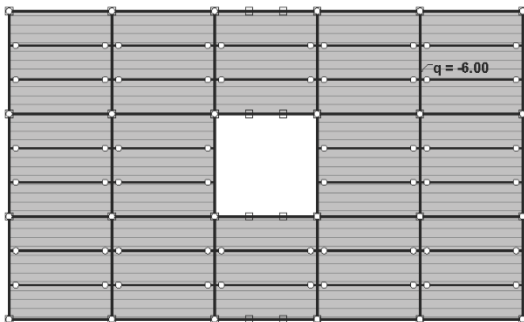
Građevina je namijenjena za poslovne prostore i urede te pripada kategoriji građevina B, a karakteristično uporabno opterećenje iznosi $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$

Za potrebe ove analize nisu primijenjeni faktori redukcije odgovarajućim faktorima α , jer navedeno nije od presudne važnosti za fenomen požara nakon potresa koji se promatra u ovom radu.

4.2.2 Zadano opterećenje u numeričkom modelu

Na izrađenom 3D modelu u računalnom programu Radimpex Tower 8, određene su mjerodavne unutarnje sile elemenata nosive konstrukcije. Program sam uzima u obzir vlastitu težinu čeličnih profila. Projektirana opterećenja (stalno opterećenje, korisno opterećenje, snijeg, vjetar i potres) dobivena analizom opterećenja upisana su u numerički model za potrebe projektiranja nosive konstrukcije .

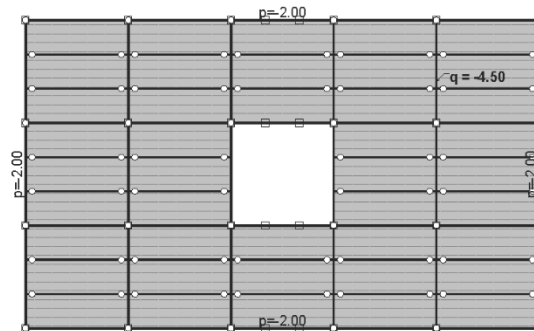
Opt. 2: G2 - Dodatno stalno opterećenje



Nivo: POZ 600 - Strop 5. kata [21.00 m]

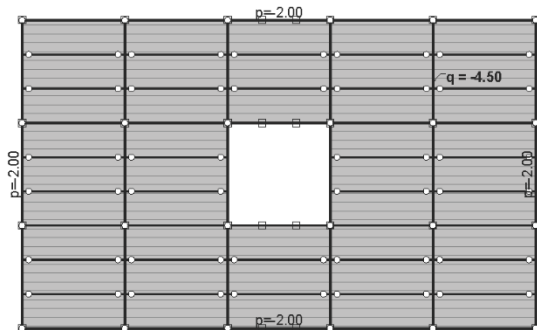
Opt. 2: G2 - Dodatno stalno opterećenje

Opt. 2: G2 - Dodatno stalno opterećenje



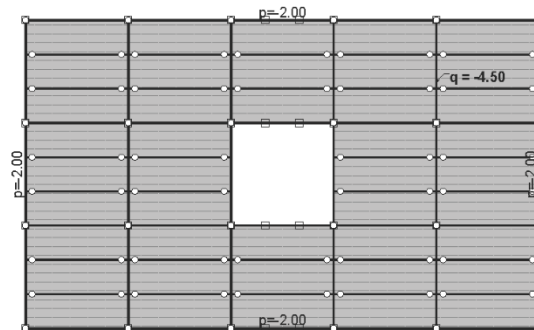
Nivo: POZ 500 - Strop 4. kata [17.50 m]

Opt. 2: G2 - Dodatno stalno opterećenje



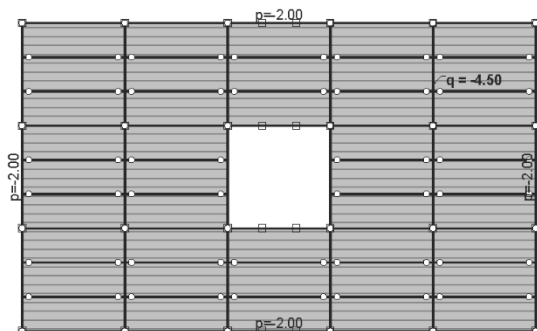
Nivo: POZ 400 - Strop 3. kata [14.00 m]

Opt. 2: G2 - Dodatno stalno opterećenje

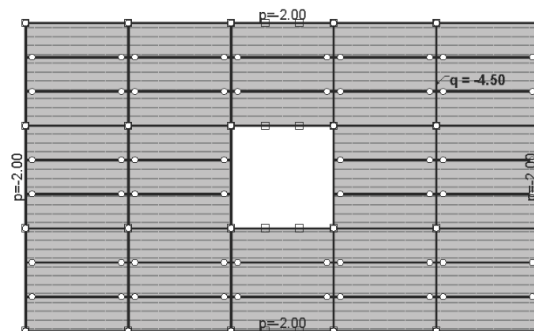


Nivo: POZ 300 - Strop 2. kata [10.50 m]

Opt. 2: G2 - Dodatno stalno opterećenje

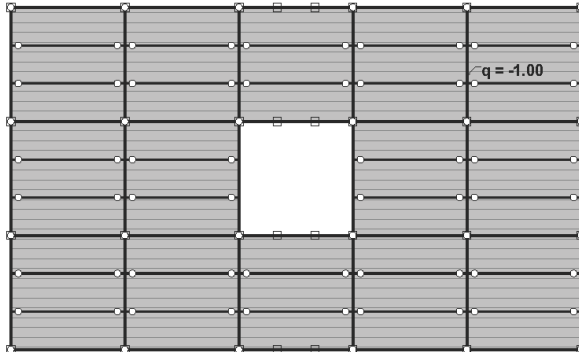


Nivo: POZ 200 - Strop 1. kata [7.00 m]

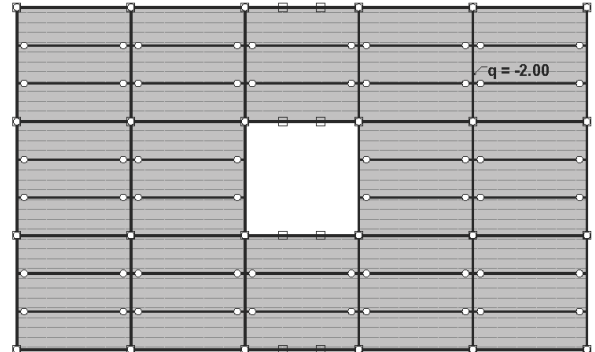


Nivo: POZ 100 - Strop prizemlja [3.50 m]

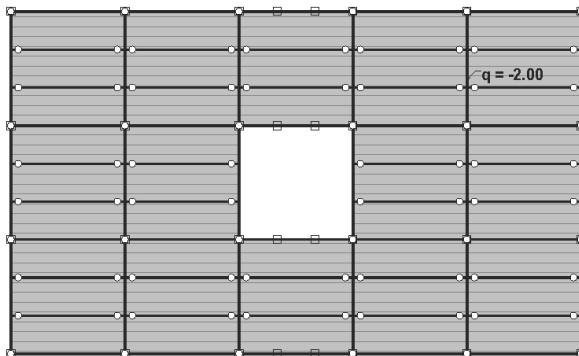
Opt. 3: Q - Uporabno opterećenje



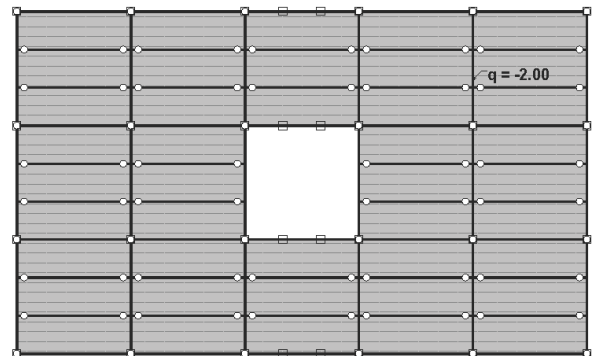
Opt. 3: Q - Uporabno opterećenje



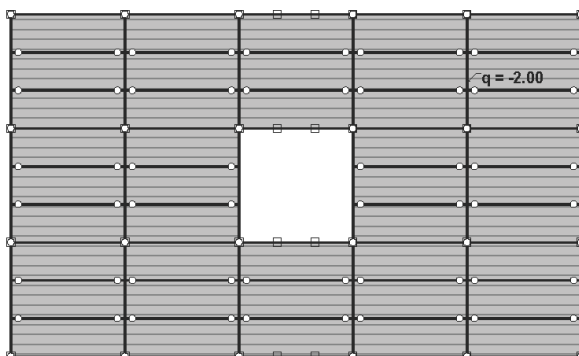
Nivo: POZ 600 - Strop 5. kata [21.00 m]
Opt. 3: Q - Uporabno opterećenje



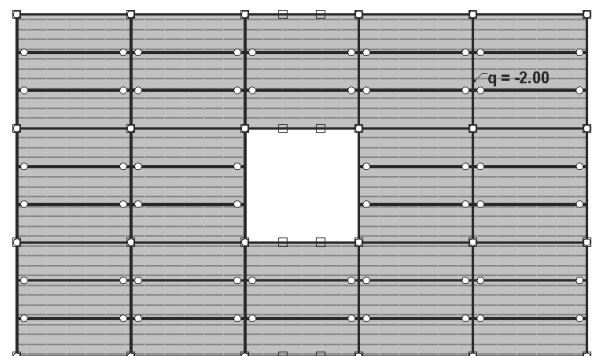
Nivo: POZ 500 - Strop 4. kata [17.50 m]
Opt. 3: Q - Uporabno opterećenje



Nivo: POZ 400 - Strop 3. kata [14.00 m]
Opt. 3: Q - Uporabno opterećenje



Nivo: POZ 300 - Strop 2. kata [10.50 m]
Opt. 3: Q - Uporabno opterećenje



Nivo: POZ 200 - Strop 1. kata [7.00 m]

Nivo: POZ 100 - Strop prizemlja [3.50 m]

4.2.3 Kombinacije opterećenja

Kombinacije opterećenja definirane su prema HRN EN 1990, Eurokod 0, Osnove projektiranja konstrukcija. Kombinacije za izvanredne proračunske situacije dane su poglavljem 6.4.3.3. ove norme, a kombinacije opterećenja za potresne proračunske situacije dane su poglavljem 6.4.3.4.

Kombinacije djelovanja za izvanredne proračunske situacije:

- (1) Opći oblik učinaka djelovanja treba biti:

$$E_d = E \{ G_{k,j}; P; A_d; (\psi_{1,1} \text{ ili } \psi_{2,1}) Q_{k,1}; \psi_{2,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (44)$$

- (2) Kombinacija djelovanja u zgradama { } može se izraziti kao:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ili } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (45)$$

- (3) Odabir između $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ ili $\psi_{2,1} Q_{k,1}$ treba biti povezan s odgovarajućom izvanrednom proračunskom situacijom (udar, požar ili preživljavanje nakon izvanrednog događaja ili situacija).

- (4) Kombinacije djelovanja za izvanredne proračunske situacije trebaju:

- uključiti izravno izvanredno djelovanje A (požar ili udar) ili
- se mogu odnositi na situaciju nakon izvanrednog događanja (A = 0).

Za požarne situacije, osim učinaka temperature na svojstva materijala A_d treba predstavljati proračunsku vrijednost neizravnih učinaka toplinskog djelovanja požara.

Kombinacije djelovanja za potresne proračunske situacije definirane su kroz:

- (1) Opći oblik učinaka djelovanja treba biti:

$$E_d = E \{ G_{k,j}; P; A_{Ed}; \psi_{2,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (46)$$

- (2) Kombinacija djelovanja u zgradama { } može se izraziti kao:

$$E_d = E \{ G_{k,j}; P; A_d; (\psi_{1,1} \text{ ili } \psi_{2,1}) Q_{k,1}; \psi_{2,i} Q_{k,i} \} \quad (47)$$

Konačna kombinacija vertikalnog opterećenja za zgradu važnosti II, prema EC 1990 je prikazana u nastavku:

$$E_d = 1,00 \cdot G + 0,3 \cdot Q \quad (48)$$

U slučaju da se radi o zgradi važnosti III, uporabno opterećenje se množi s faktorom 0,6 u potresnoj kombinaciji.

U slučaju požarnog opterećenje kombinacija vertikalnog opterećenja prema EC 1990 je prikazana u nastavku:

$$E_d = 1,00 \cdot G + 0,6 \cdot Q \quad (49)$$

Upisane kombinacije opterećenja prikazane su u tablici 5 (ispod).

Tablica 5 Kombinacije opterećenja za poslovnu zgradu studije slučaja

Lista slučajeva opterećenja	
LC	Naziv
1	G1 - Vlastita težina konstrukcije (g)
2	G2 - Dodatno stalno opterećenje
3	Q - Uporabno opterećenje
4	Aex - Potres X (+e)
5	Aex - Potres X (-e)
6	Aey - Potres Y (+e)
7	Aey - Potres Y (-e)

LC	Naziv
8	SRSS: MAX(I,V,V)+MAX(VI,VII)
9	Komb.: I+II+III
10	Komb.: 1.35xI+1.35xII+1.5xIII
11	Komb.: I+II+0.3xIII+VIII
12	Komb.: I+II+0.3xIII-1xVIII
13	Komb.: I+II+0.3xIII
14	Komb.: I+II+0.6xIII

4.2.4 Svojstva materijala

Za nosive konstrukcijske elemente potresnih spona i spregnutih greda odabran je čelik S355 JR čije su karakteristike prikazane u nastavku.

Granica popuštanja:

$$f_y = 355 \text{ kN/m}^2 = 35,5 \text{ kN/cm}^2$$

Granica čvrstoće:

$$f_u = 510 \text{ kN/m}^2 = 51,0 \text{ kN/cm}^2$$

Modul elastičnosti:

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2 = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

Poissonov koeficijent:

$$\nu = 0,3$$

$$\text{Modul posmika: } G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = \frac{21000}{2 \cdot (1 + 0,3)} = 8077 \text{ kN/cm}^2$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

Koeficijent toplinskog izduženja:

$$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$$

Za nosive konstrukcijske elemente stupova, prečki i vertikalnih vezova, odabran je čelik S235 JR čije su karakteristike prikazane u nastavku.

Granica popuštanja:

$$f_y = 235 \text{ kN/m}^2 = 23,5 \text{ kN/cm}^2$$

Granica čvrstoće:

$$f_u = 360 \text{ kN/m}^2 = 36,0 \text{ kN/cm}^2$$

Modul elastičnosti:

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2 = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

Poissonov koeficijent:

$$\nu = 0,3$$

Modul posmika:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = \frac{21000}{2 \cdot (1 + 0,3)} = 8077 \text{ kN/cm}^2$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,00$$

Koeficijent toplinskog izduženja:

$$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$$

4.2.5 Granično stanje nosivosti - dimenzioniranje

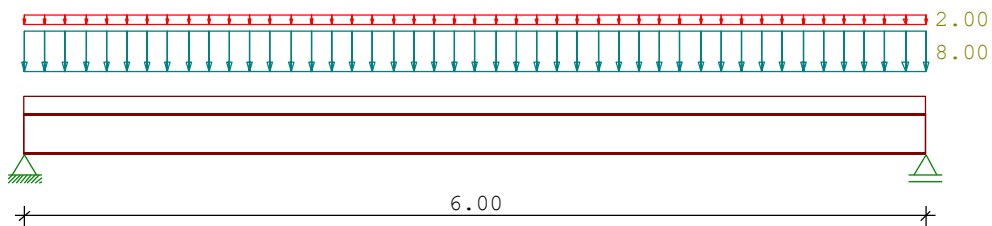
4.2.5.1 Spregnuti nosači

Proračun spregnutog nosača IPE 270 i AB ploče d = 12 cm krovne konstrukcije pozicije SN1

SINGLE SPAN COMPOSITE BEAM

l = 6.00 m

System M 1 : 50

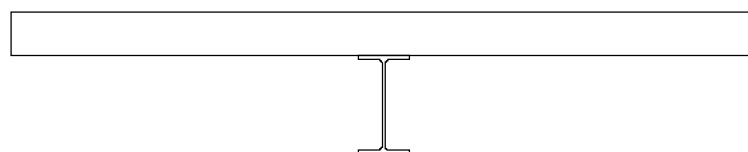


Material						
Element	Name	E-module [kN/cm ²]	f _k [kN/cm ²]	γ _M (FC)	γ _M (AC)	γ _M (CF)
Concrete slab	C 30/37	3300	3.00	1.50	1.30	1.00
Slab reinf.	Bst 500 SA	20000	50.00	1.15	1.00	1.00
Steel beam	S355	21000	35.50	1.00	1.00	1.00

GENERAL CALCULATION PARAMETERS	
Standard:	: DIN EN 1994-1-1/NA:2010-12
Standard concrete material:	DIN EN 1992-1-1/NA C1:2012-06
Standard steel material	: DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
Fire resistance grade	: -
Loading period	: t ₀ = 28 d, t _n = 90 d
Location of element	: in dry air
Support beam	: continuous support in construction
Consequence class	: CC2

CROSS-SECTION DIMENSIONS		
No.	Area	Dimensions/ Reinforce
1	concrete slab	total height h ₀ = 12.0 cm width b _l = 200.0 cm
	beam	IPE 270

M 1 : 50





LOADS				
Width of load:	bl =	2.00 m	continuous fac.:	1.00
permanent load:	g1 =	4.00 kN/m ²	--> LF	1
live load cat.A:	q0 =	1.00 kN/m ²	--> LF	2
dead load concrete: g2	=	6.00 kN/m	---> LF	3
dead load steel:	g3 =	0.36 kN/m	---> LF	4

EWG position	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
99 Permanent loads	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
1 Cat. A: domestic, residential areas	1.50	0.00	0.70	0.50	0.30
202 finish load	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00

Type: 1 = single load in kN

2 = const. load from a to dist.+ length in kN/m

Lc	Act	Alt	Sim	Type	P ₁	from x[m]	P ₂	to x[m]	Label
1	202	0	0	2	8.00	0.00	8.00	6.00	standard finish load
2	1	88	0	2	2.00	0.00	2.00	6.00	imposed load cat.A
3	99	0	0	2	6.00	0.00	6.00	6.00	above upper edge beam
4	99	0	0	2	0.36	0.00	0.36	6.00	below bottom edge plate

ANALYSIS AND DESIGN

Resonance frequency : f = 8,49 Hz

Effective widths : b_{e1} = 75.0 cm, b_{e2} = 75.0 cm
: b_{eff} = 150.0 cm

CROSS SECTION VALUES: for deformation analysis			
Nr. pos.	short term	long term	shrinkage
	I _y [cm ⁴]	I _y [cm ⁴]	I _y [cm ⁴]
1 beam	5790		
1 composite	24213	17128	19787

CROSS SECTION CLASS AS IN EN 1993

The steel cross section is in cross section class 1 .

RESISTANCES OF CROSS SECTIONS : Failure state (BZ), case of firel (BF)					
Nr. Typ	z _p	M _{pl,a,Rd}	M _{pl,Rd}	V _{pl,Rd}	V _{l,Rd}
	[cm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
1 GZT	6.4	172.31	363.75	452.82	1631.05

COMPOSITE SAFETY(linearized partial composite theory)

Headed studs: d = 1.9 cm, h = 10.0 cm Gesamt: 32

stud resistance: P_{Rd} = 69.44 kN

stud tensile strength : f_{uk} = 45.00 kN/cm²

Composite safety : for full composite action (M_{pld})

Zone	from x	to x	n	e _l	e _q	n	P _{Rd} Comments
	[m]	[m]	quer	[cm]	[cm]	long.	[kN]
1	0.00	2.00	1	15.0	0.0	13	69.44
2	2.00	4.00	1	30.0	0.0	6	69.44
3	4.00	6.00	1	15.0	0.0	13	69.44

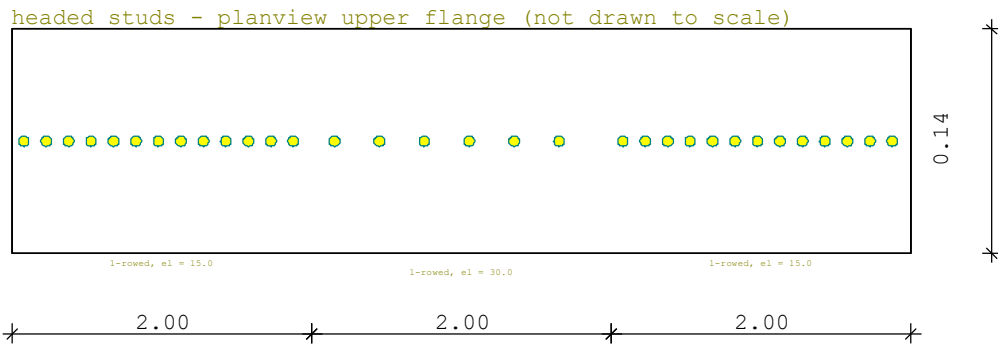


Degree of shear connection:

$\min.\eta = 1.00$, $\text{vorh.}\eta = 0.68$

verification of studding is not proofed

Areas of headed studs [m] M 1 : 20



LEADING LOAD COMBINATION

Fundamental comb. Lc

ACT ALG ZUG $\gamma^* \psi$

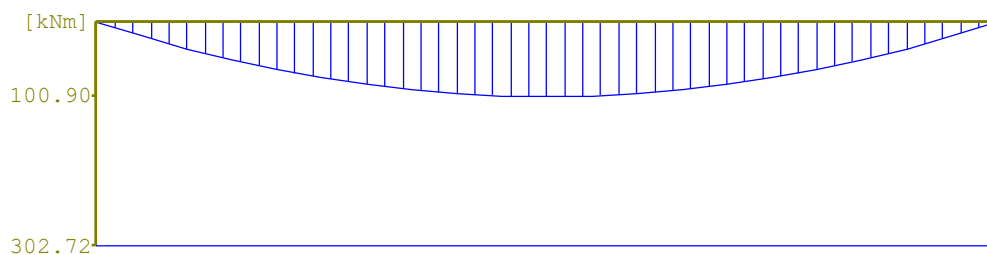
1	standard finish load	202	0	0	1.35
2	imposed load cat.A	1	88	0	1.50
3	above upper edge beam	99	0	0	1.35
4	below bottom edge plate	99	0	0	1.35

STRENGTH ANALYSIS IN ULTIMATE LIMIT STATE

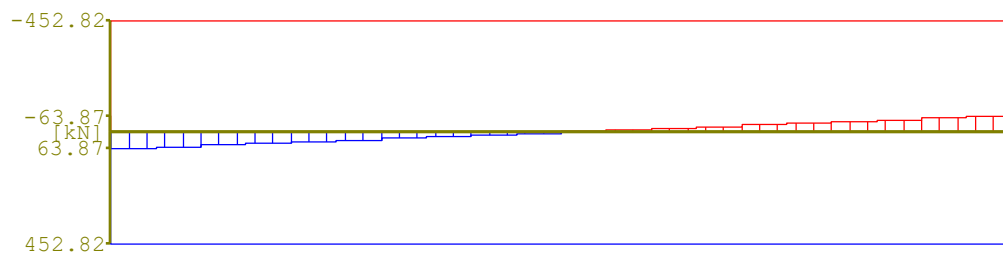
$M_{Sd} = 100.90 \text{ kNm}$ $M_{Rd} = 302.72 \text{ kNm}$ $\eta = 0.33$

$V_{Sd} = 63.87 \text{ kN}$ $V_{Rd} = 452.82 \text{ kN}$ $\eta = 0.14$

strength analysis in cold design - M [kNm] M 1 : 50



strength analysis in cold design - Q [kN] M 1 : 50



SHEAR FORCE TRANSMISSION INTO CONCRETE			FLANGE		
von x bis x section(EN 1994-1-1,6.6.6.1)			$V_{Rd,max}$	V_{Ed}	A_{sf}/S_f
[m]	[m]		[kN]	[kN]	[cm ² /m]
0.00	2.00	c-c (bolt shape)	2746.48	902.77	4.33 ^{ab}
0.00	2.00	a-a (plate section)	3009.84	902.77	4.33 ^{ac}
2.00	4.00	c-c (bolt shape)	2746.48	416.66	2.00 ^{ab}
2.00	4.00	a-a (plate section)	3009.84	416.66	2.00 ^{ac}
4.00	6.00	c-c (bolt shape)	2746.48	902.77	4.33 ^{ab}
4.00	6.00	a-a (plate section)	3009.84	902.77	4.33 ^{ac}

a) without minimum reinforcement

b) as bottom reinforcement

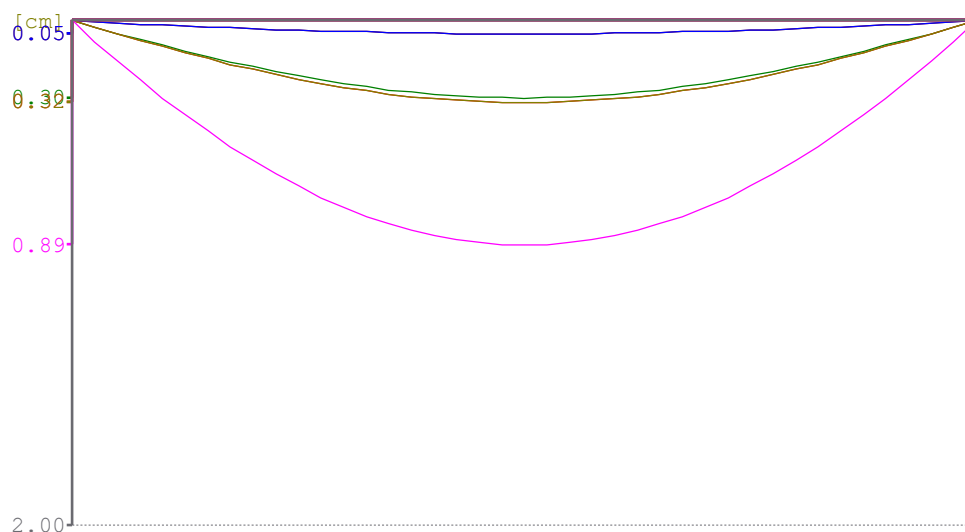
c) as upper + bottom reinforcement

SERVICEABILITY VERIFICATION

DEFORMATIONS, deformations at $x_0 = 3.00$ m

Position	vorh.f[cm]	zul.f[cm]	η
Overall deformations (camber inc):	0.89	2.00	0.44

Serviceability verification [cm] M 1 : 50



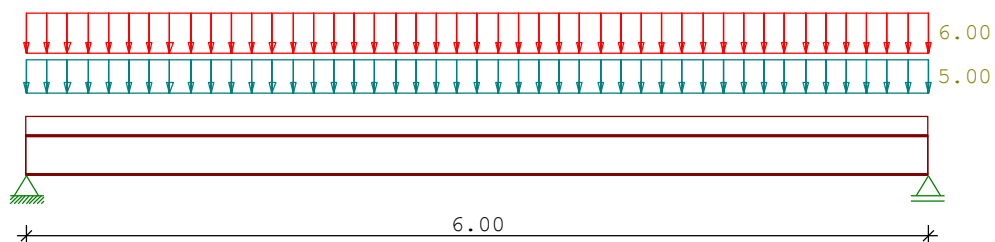
CHARAKTERISTIC REACTION FORCES		
Lc	F _i [kN] F _r [kN]	
1	24.00	24.00
2	6.00	6.00
3	18.00	18.00
4	1.08	1.08

Proračun spregnutog nosača IPE 270 i AB ploče d = 12 cm međukatne konstrukcije pozicije SN2

SINGLE SPAN COMPOSITE BEAM

l = 6.00 m

System M 1 : 50



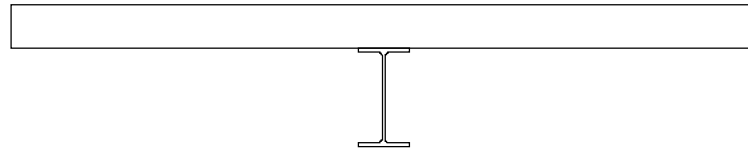
Material						
Element	Name	E-module [kN/cm ²]	f _k [kN/cm ²]	γ _M (FC)	γ _M (AC)	γ _M (CF)
Concrete slab	C 25/30	3100	2.50	1.50	1.30	1.00
Slab reinf.	Bst 500 SA	20000	50.00	1.15	1.00	1.00
Steel beam	S355	21000	35.50	1.00	1.00	1.00

GENERAL CALCULATION PARAMETERS	
Standard:	: DIN EN 1994-1-1/NA:2010-12
Standard concrete material:	DIN EN 1992-1-1/NA C1:2012-06
Standard steel material	: DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
Fire resistance grade	: -
Loading period	: t ₀ = 28 d, t _n = 90 d
Location of element	: in dry air
Support beam	: continuous support in construction
Consequence class	: CC2



CROSS-SECTION DIMENSIONS			
No.	Area	Dimensions/ Reinforce	
1	concrete slab	total height	$h_0 = 12.0$ cm
		width	$b_l = 200.0$ cm
	beam	IPE 270	

M 1 : 50



LOADS			
Width of load:	$b_l = 2.00$ m	continuous fac.:	1.00
permanent load:	$g_1 = 2.50$ kN/m ²	--> LF	1
live load cat.A:	$q_0 = 3.00$ kN/m ²	--> LF	2
dead load concrete: g_2	$= 6.00$ kN/m	---> LF	3
dead load steel:	$g_3 = 0.36$ kN/m	---> LF	4

EWG position	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
99 Permanent loads	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
1 Cat. A: domestic, residential areas	1.50	0.00	0.70	0.50	0.30
202 finish load	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00

Type: 1 = single load in kN

2 = const. load from a to dist.+ length in kN/m

Lc	Act	Alt	Sim	Type	P_1	from x[m]	P_2	to x[m]	Label
1	202	0	0	2	5.00	0.00	5.00	6.00	standard finish load
2	1	88	0	2	6.00	0.00	6.00	6.00	imposed load cat.A
3	99	0	0	2	6.00	0.00	6.00	6.00	above upper edge beam
4	99	0	0	2	0.36	0.00	0.36	6.00	below bottom edge plate

ANALYSIS AND DESIGN

Resonance frequency : $f = 9,47$ Hz

Effective widths : $b_{e1} = 75.0$ cm, $b_{e2} = 75.0$ cm
: $b_{eff} = 150.0$ cm

CROSS SECTION VALUES: for deformation analysis			
Nr. pos.	short term	long term	shrinkage
	I_y [cm ⁴]	I_y [cm ⁴]	I_y [cm ⁴]
1 beam	5790		
1 composite	23873	16356	19130

CROSS SECTION CLASS AS IN EN 1993

The steel cross section is in cross section class 1 .



RESISTANCES OF CROSS SECTIONS : Failure state (BZ), case of firel (BF)						
Nr.	Typ	Z_p [cm]	$M_{pl,a,Rd}$ [kNm]	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	$V_{pl,Rd}$ [kN]	$V_{l,Rd}$ [kN]
1	GZT	7.7	172.31	353.32	452.82	1631.05

COMPOSITE SAFETY(linearized partial composite theory)

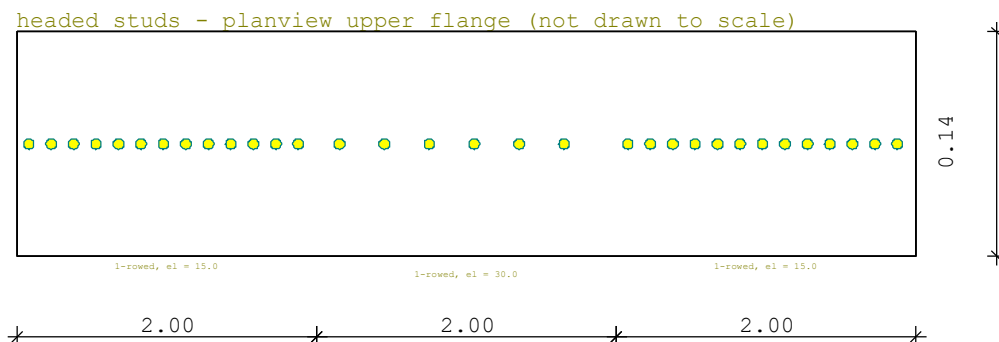
Headed studs: $d = 1.9 \text{ cm}$, $h = 10.0 \text{ cm}$ Gesamt: 32
stud resistance: $P_{Rd} = 61.44 \text{ kN}$
stud tensile strength : $f_{uk} = 45.00 \text{ kN/cm}^2$
Composite safety : for full composite action (M_{pld})

Zone	from x [m]	to x [m]	n quer	e_l [cm]	e_q [cm]	n long.	P_{Rd} comments [kN]
1	0.00	2.00	1	15.0	0.0	13	61.44
2	2.00	4.00	1	30.0	0.0	6	61.44
3	4.00	6.00	1	15.0	0.0	13	61.44

Degree of shear connection: $\min.\eta = 1.00$, $\text{vorh.}\eta = 0.60$

verification of studding is not proofed

Areas of headed studs [m] M 1 : 20



LEADING LOAD COMBINATION

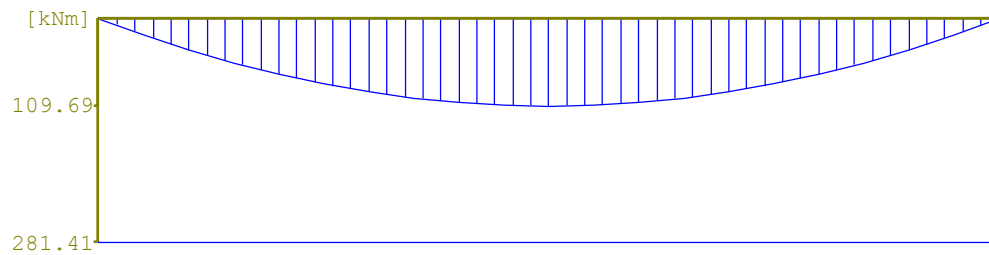
Fundamental comb. Lc

	ACT	ALG	ZUG	$\gamma^* \psi$
1 standard finish load	202	0	0	1.35
2 imposed load cat.A	1	88	0	1.50
3 above upper edge beam	99	0	0	1.35
4 below bottom edge plate	99	0	0	1.35

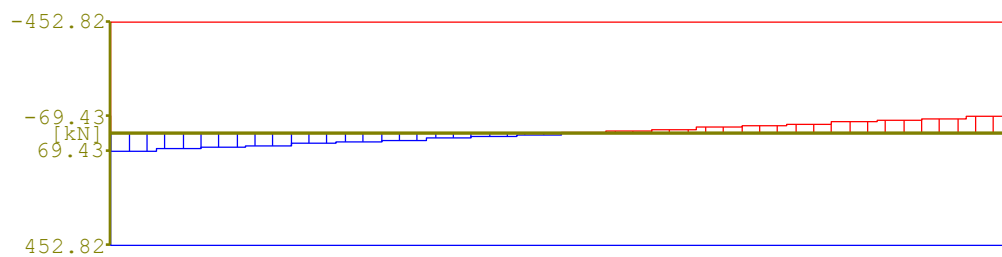
STRENGTH ANALYSIS IN ULTIMATE LIMIT STATE

$M_{Sd} = 109.69 \text{ kNm}$ $M_{Rd} = 281.41 \text{ kNm}$ $\eta = 0.39$
 $V_{Sd} = 69.43 \text{ kN}$ $V_{Rd} = 452.82 \text{ kN}$ $\eta = 0.15$

strength analysis in cold design - M [kNm] M 1 : 50



strength analysis in cold design - Q [kN] M 1 : 50



SHEAR FORCE TRANSMISSION INTO CONCRETE			FLANGE		
von	x bis	x section(EN 1994-1-1,6.6.6.1)	$V_{Rd,max}$	V_{Ed}	A_{Sf}/S_f
[m]	[m]		[kN]	[kN]	[cm ² /m]
0.00	2.00	c-c (bolt shape)	2288.73	798.74	3.83 ^{ab}
0.00	2.00	a-a (plate section)	2508.20	798.74	3.83 ^{ac}
2.00	4.00	c-c (bolt shape)	2288.73	368.65	1.77 ^{ab}
2.00	4.00	a-a (plate section)	2508.20	368.65	1.77 ^{ac}
4.00	6.00	c-c (bolt shape)	2288.73	798.74	3.83 ^{ab}
4.00	6.00	a-a (plate section)	2508.20	798.74	3.83 ^{ac}

a) without minimum reinforcement

b) as bottom reinforcement

c) as upper + bottom reinforcement

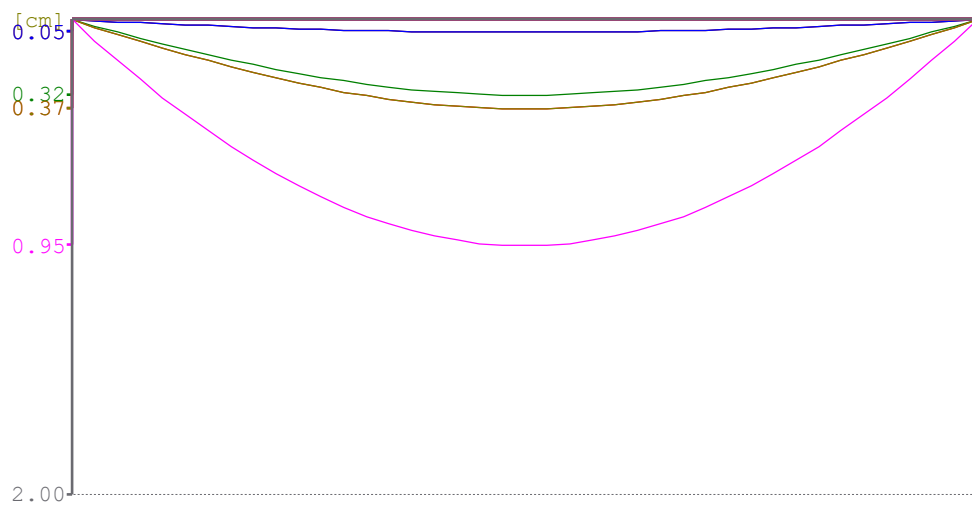
SERVICEABILITY VERIFICATION

DEFORMATIONS, deformations at $x_0 = 3.00$ m

Position	vorh.f[cm]	zul.f[cm]	η
Overall deformations (camber inc):	0.95	2.00	0.48



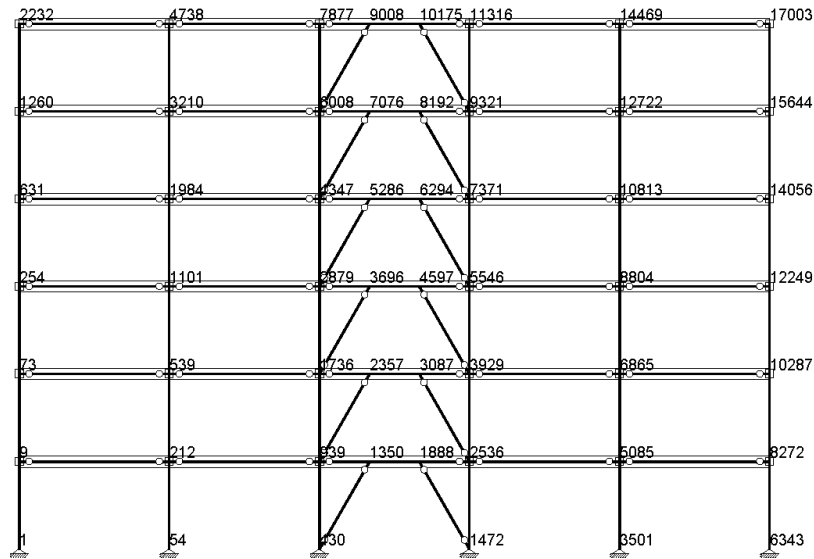
Serviceability verification [cm] M 1 : 50



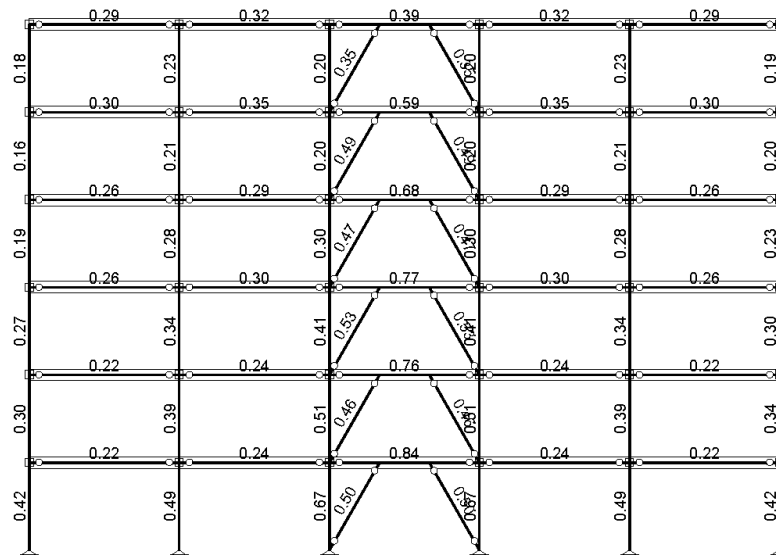
CHARAKTERISTIC REACTION FORCES		
Lc	F _i [kN] F _r [kN]	
1 standard finish load	15.00	15.00
2 imposed load cat.A	18.00	18.00
3 above upper edge beam	18.00	18.00
4 below bottom edge plate	1.08	1.08



4.2.5.2 Glavni uzdužni nosači



K okvir: H_1
Dispozicija greda

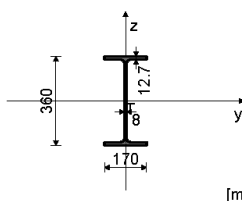


K okvir: H_1
Kontrola stabilnosti

ŠTAP 9321-6008

POPREČNI PRESJEK: IPE 360 [S 355] [Set 9]
EUROCODE 3 (EN 1993-1-1:2005)

GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE PRESJEKA



($f_y = 35.5 \text{ kN/cm}^2$, $f_u = 51.0 \text{ kN/cm}^2$)

$A_x = 72.700 \text{ cm}^2$
 $A_y = 37.592 \text{ cm}^2$
 $A_z = 35.108 \text{ cm}^2$
 $I_x = 37.500 \text{ cm}^4$
 $I_y = 16270 \text{ cm}^4$
 $I_z = 1040.0 \text{ cm}^4$
 $W_y,pl = 903.89 \text{ cm}^3$
 $W_z,pl = 122.35 \text{ cm}^3$
 $W_y,pl = 1012.5 \text{ cm}^3$
 $W_z,pl = 183.52 \text{ cm}^3$
 $\gamma_{M0} = 1.000$
 $\gamma_{M1} = 1.100$
 $\gamma_{M2} = 1.250$
 $A_{net}/A = 1.000$

FAKTORI ISKORIŠTENJA PO KOMBINACIJAMA OPTEREĆENJA
12. $\gamma=0.59$ 11. $\gamma=0.44$ 10. $\gamma=0.04$
9. $\gamma=0.03$ 14. $\gamma=0.02$ 13. $\gamma=0.02$

ŠTAP IZLOŽEN TLAKU I SAVIJANJU
(slučaj opterećenja 12, na 200.0 cm od početka štapa)

Računska uzdužna sila $N_{Ed} = -53.197 \text{ kN}$
Poprečna sila u y pravcu $V_{Ed,y} = -1.112 \text{ kN}$
Poprečna sila u z pravcu $V_{Ed,z} = -53.284 \text{ kN}$
Momenat savijanja oko y osi $M_{Ed,y} = -142.97 \text{ kNm}$
Momenat savijanja oko z osi $M_{Ed,z} = 0.407 \text{ kNm}$
Sistemska dužina štapa $L = 600.00 \text{ cm}$

5.5 KLASIFIKACIJA POPREČNIH PRESJEKA
Klasa presjeka 1

6.2 NOSIVOST POPREČNIH PRESJEKA

6.2.4 Tlak

Računska otpornost na tlak
Uvjet 6.9: $N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$ ($53.20 \leq 2580.85$)

$N_{c,Rd} = 2580.9 \text{ kN}$

6.2.5 Savijanje y-y

Plastični moment otpora
Računska otpornost na savijanje
Uvjet 6.12: $M_{Ed,y} \leq M_{c,Rd,y}$ ($142.97 \leq 359.45$)

$W_{y,pl} = 1012.5 \text{ cm}^3$
 $M_{c,Rd} = 359.45 \text{ kNm}$

6.2.5 Savijanje z-z

Plastični moment otpora
Računska otpornost na savijanje
Uvjet 6.12: $M_{Ed,z} \leq M_{c,Rd,z}$ ($0.41 \leq 65.15$)

$W_{z,pl} = 183.52 \text{ cm}^3$
 $M_{c,Rd} = 65.148 \text{ kNm}$

6.2.6 Posmik

Računska nosivost na posmik
Računska nosivost na posmik
Uvjet 6.17: $V_{Ed,z} \leq V_{c,Rd,z}$ ($53.28 \leq 719.57$)

$V_{pl,Rd,z} = 719.57 \text{ kN}$
 $V_{c,Rd,z} = 719.57 \text{ kN}$

Računska nosivost na posmik
Računska nosivost na posmik
Uvjet 6.17: $V_{Ed,y} \leq V_{c,Rd,y}$ ($1.11 \leq 770.48$)

$V_{pl,Rd,y} = 770.48 \text{ kN}$
 $V_{c,Rd,y} = 770.48 \text{ kN}$

6.2.10 Savijanje, posmik i centrična sila

Nije potrebna redukcija momenata otpornosti
Uvjet $V_{Ed,z} \leq 50\%V_{pl,Rd,z}$; $V_{Ed,y} \leq 50\%V_{pl,Rd,y}$

6.2.9 Savijanje i centrična sila

Omjer $N_{Ed} / N_{pl,Rd}$
Reduc. moment plast. otp. na savijanje
Koefficient
Omjer $(M_{y,Ed} / M_{pl,y,Rd})^\alpha$
Uvjet 6.41: ($0.16 \leq 1$)

$M_{N,y,Rd} = 0.021$
 $M_{N,y,Rd} = 359.45 \text{ kNm}$
 $\alpha = 2.000$
 $\alpha = 0.158$

6.3 NOSIVOST ELEMENATA NA IZVIJANJE

6.3.1.1 Nosivost na izvijanje
Dužina izvijanja y-y
Relativna vrtkost y-y
Krivulja izvijanja za os y-y: B
Elastična kritična sila
Redukcijski koeficijent

$I_y = 600.00 \text{ cm}^4$
 $\lambda_{y} = 0.525$
 $\alpha = 0.340$
 $N_{cr,y} = 9367.1 \text{ kN}$
 $\chi_y = 0.873$



Računska otpornost na izvijanje $N_{b,Rd,y} = 2048.3 \text{ kN}$
Uvjet 6.46: $N_{Ed} \leq N_{b,Rd,y}$ (53.20 \leq 2048.29)

Dužina izvijanja z-z $l_z = 600.00 \text{ cm}$
Relativna vitkost z-z $\lambda_{z,z} = 2.076$
Krivulja izvijanja za os z-z: C $\alpha = 0.490$
Redukcijski koeficijent $\chi_z = 0.184$
Računska otpornost na izvijanje $N_{b,Rd,z} = 431.54 \text{ kN}$
Uvjet 6.46: $N_{Ed} \leq N_{b,Rd,z}$ (53.20 \leq 431.54)

6.3.2.1 Nosivost na bočno-torziono izvijanje

Koeficijent $C1 = 1.132$
Koeficijent $C2 = 0.459$
Koeficijent $C3 = 0.525$
Koef. efekt. dužine bočnog izvijanja $k = 1.000$
Koef. efekt. dužine torzijskog uvijanja $kw = 1.000$
Koordinata $z_g = 0.000 \text{ cm}$
Koordinata $z_j = 0.000 \text{ cm}$
Razmak bočno pridržanih točaka $L = 200.00 \text{ cm}$
Sektorski moment inercije $I_w = 3.14e+5 \text{ cm}^6$
Krit. mom. za bočno tor. izvijanje $M_{cr} = 1153.8 \text{ kNm}$
Odgovarajući moment otpora $W_y = 1012.5 \text{ cm}^3$
Koeficijent imperf. $\alpha_{LT} = 0.340$
Bezdimenzionalna vitkost $\lambda_{LT} = 0.558$
Koeficijent redukcije (6.3.2.3.) $\chi_{LT} = 0.936$
Računska otpornost na izvijanje $M_{b,Rd} = 305.73 \text{ kNm}$
Uvjet 6.54: $M_{Ed,y} \leq M_{b,Rd}$ (142.97 \leq 305.73)

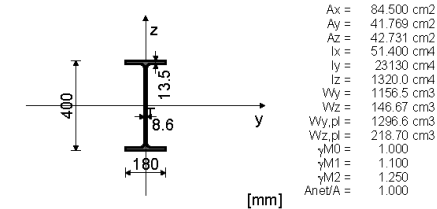
6.3.3 Elementi konstantnog poprečnog presjeka opterećeni savijanjem i normalnim tlakom

Proračun koeficijenta interakcije izvršen je alternativnom metodom br. 2 (Aneks B)
Koeficijent uniformnog momenta $C_{my} = 0.950$
Koeficijent uniformnog momenta $C_{mz} = 0.950$
Koeficijent uniformnog momenta $C_{mLT} = 0.950$
Koeficijent interakcije $k_{yy} = 0.958$
Koeficijent interakcije $k_{yz} = 0.668$
Koeficijent interakcije $k_{zy} = 0.982$

STAP 5546-2879

POPREČNI PRESJEK: IPE 400 [S 355] [Set: 8]
EUROCODE 3 (EN 1993-1-1:2005)

GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE PRESJEKA



FAKTORI ISKORIŠTENJA PO KOMBINACIJAMA OPTEREĆENJA

12. $\gamma = 0.77$ 11. $\gamma = 0.56$ 10. $\gamma = 0.05$
9. $\gamma = 0.03$ 14. $\gamma = 0.03$ 13. $\gamma = 0.03$

ŠTAP IZLOŽEN TLAKU I SAVIJANJU

(slučaj opterećenja 12, na 200.0 cm od početka štapa)

Računska uzdužna sila $N_{Ed} = -96.636 \text{ kN}$
Poprečna sila u y pravcu $V_{Ed,y} = -1.824 \text{ kN}$
Poprečna sila u z pravcu $V_{Ed,z} = -91.850 \text{ kN}$
Moment savijanja oko y osi $M_{Ed,y} = -234.82 \text{ kNm}$
Moment savijanja oko z osi $M_{Ed,z} = 0.734 \text{ kNm}$
Sistemska dužina štapa $L = 600.00 \text{ cm}$

5.5 KLASIFIKACIJA POPREČNIH PRESJEKA

Klasa presjeka 1

6.2 NOSIVOST POPREČNIH PRESJEKA

6.2.4 Tlak

Računska otpornost na tlak $N_{c,Rd} = 2999.8 \text{ kN}$
Uvjet 6.9: $N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$ (96.64 \leq 2999.75)

6.2.5 Savijanje y-y

Plastični moment otpora $W_{y,pl} = 1296.6 \text{ cm}^3$
Računska otpornost na savijanje $M_{c,Rd} = 460.31 \text{ kNm}$
Uvjet 6.12: $M_{Ed,y} \leq M_{c,Rd,y}$ (234.82 \leq 460.31)

6.2.5 Savijanje z-z

Plastični moment otpora $W_{z,pl} = 218.70 \text{ cm}^3$
Računska otpornost na savijanje $M_{c,Rd} = 77.638 \text{ kNm}$
Uvjet 6.12: $M_{Ed,z} \leq M_{c,Rd,z}$ (0.73 \leq 77.64)

6.2.6 Posmik

Računska nosivost na posmik $V_{pl,Rd,z} = 875.81 \text{ kN}$
Računska nosivost na posmik $V_{c,Rd,z} = 875.81 \text{ kN}$
Uvjet 6.17: $V_{Ed,z} \leq V_{c,Rd,z}$ (91.95 \leq 875.81)

Računska nosivost na posmik $V_{pl,Rd,y} = 856.10 \text{ kN}$
Računska nosivost na posmik $V_{c,Rd,y} = 856.10 \text{ kN}$
Uvjet 6.17: $V_{Ed,y} \leq V_{c,Rd,y}$ (1.82 \leq 856.10)

6.2.10 Savijanje, posmik i centrična sila

Nije potrebna redukcija momenata otpornosti
Uvjet: $V_{Ed,z} \leq 50\% V_{pl,Rd,z}$; $V_{Ed,y} \leq 50\% V_{pl,Rd,y}$

6.2.9 Savijanje i centrična sila

Omjer $N_{Ed} / N_{pl,Rd}$ $\alpha = 0.032$
Reduc. moment plast. otp. na savijanje $M_{N,Rd} = 460.31 \text{ kNm}$
Koeficijent $\alpha = 2.000$
Omjer $(M_{y,Ed} / M_{N,Rd}) \cdot \alpha$ $\alpha = 0.260$
Uvjet 6.41: (0.27 \leq 1)

6.3 NOSIVOST ELEMENATA NA IZVIJANJE

6.3.1.1 Nosivost na izvijanje

Dužina izvijanja y-y $l_y = 600.00 \text{ cm}$

Koeficijent interakcije $k_{yz} = 1.114$

Redukcijski koeficijent $\chi_y = 0.873$
 $N_{Ed} / (\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1})$ 0.026
 $k_{yy} \cdot (M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) / \dots$ 0.448
 $k_{yz} \cdot (M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}) / \dots$ 0.005
Uvjet 6.61: (0.48 \leq 1)

Redukcijski koeficijent $\chi_z = 0.184$
 $N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1})$ 0.123
 $k_{zy} \cdot (M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) / \dots$ 0.459
 $k_{zz} \cdot (M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}) / \dots$ 0.008
Uvjet 6.62: (0.59 \leq 1)

PROVJERA OTPORNOSTI NA POSMIK
(slučaj opterećenja 11, na 400.0 cm od početka štapa)

Računska uzdužna sila $N_{Ed} = 18.910 \text{ kN}$
Poprečna sila u y pravcu $V_{Ed,y} = 1.192 \text{ kN}$
Poprečna sila u z pravcu $V_{Ed,z} = 128.27 \text{ kN}$
Moment savijanja oko y osi $M_{Ed,y} = 132.12 \text{ kNm}$
Moment savijanja oko z osi $M_{Ed,z} = -0.415 \text{ kNm}$
Sistemska dužina štapa $L = 600.00 \text{ cm}$

6.2 NOSIVOST POPREČNIH PRESJEKA

6.2.6 Posmik

Računska nosivost na posmik $V_{pl,Rd,z} = 719.57 \text{ kN}$
Računska nosivost na posmik $V_{c,Rd,z} = 719.57 \text{ kN}$
Uvjet 6.17: $V_{Ed,z} \leq V_{c,Rd,z}$ (128.27 \leq 719.57)

Računska nosivost na posmik $V_{pl,Rd,y} = 770.48 \text{ kN}$
Računska nosivost na posmik $V_{c,Rd,y} = 770.48 \text{ kN}$
Uvjet 6.17: $V_{Ed,y} \leq V_{c,Rd,y}$ (1.19 \leq 770.48)

Relativna vitkost y-y $\lambda_{y,y} = 0.475$

Krivulja izvijanja za os y-y: B $\alpha = 0.340$
Elastična kritična sila $N_{cr,y} = 13317 \text{ kN}$
Redukcijski koeficijent $\chi_y = 0.895$
Računska otpornost na izvijanje $N_{b,Rd,y} = 2441.5 \text{ kN}$
Uvjet 6.46: $N_{Ed} \leq N_{b,Rd,y}$ (96.64 \leq 2441.49)

Dužina izvijanja z-z $l_z = 600.00 \text{ cm}$
Relativna vitkost z-z $\lambda_{z,z} = 1.987$
Krivulja izvijanja za os z-z: C $\alpha = 0.490$
Redukcijski koeficijent $\chi_z = 0.188$
Računska otpornost na izvijanje $N_{b,Rd,z} = 541.13 \text{ kN}$
Uvjet 6.46: $N_{Ed} \leq N_{b,Rd,z}$ (96.64 \leq 541.13)

6.3.2.1 Nosivost na bočno-torziono izvijanje

Koeficijent $C1 = 1.132$
Koeficijent $C2 = 0.459$
Koeficijent $C3 = 0.525$
Koef. efekt. dužine bočnog izvijanja $k = 1.000$
Koef. efekt. dužine torzijskog uvijanja $kw = 1.000$
Koordinata $z_g = 0.000 \text{ cm}$
Koordinata $z_j = 0.000 \text{ cm}$
Razmak bočno pridržanih točaka $L = 200.00 \text{ cm}$
Sektorski moment inercije $I_w = 4.90e+5 \text{ cm}^6$
Krit. mom. za bočno tor. izvijanje $M_{cr} = 1609.1 \text{ kNm}$
Odgovarajući moment otpora $W_y = 1296.6 \text{ cm}^3$
Koeficijent imperf. $\alpha_{LT} = 0.340$
Bezdimenzionalna vitkost $\lambda_{LT} = 0.535$
Koeficijent redukcije (6.3.2.3.) $\chi_{LT} = 0.946$
Računska otpornost na izvijanje $M_{b,Rd} = 395.70 \text{ kNm}$
Uvjet 6.54: $M_{Ed,y} \leq M_{b,Rd}$ (234.82 \leq 395.70)

6.3.3 Elementi konstantnog poprečnog presjeka opterećeni savijanjem i normalnim tlakom

Proračun koeficijenta interakcije izvršen je alternativnom metodom br. 2 (Aneks B)
Koeficijent uniformnog momenta $C_{my} = 0.950$
Koeficijent uniformnog momenta $C_{mz} = 0.950$
Koeficijent uniformnog momenta $C_{mLT} = 0.950$
Koeficijent interakcije $k_{yy} = 0.960$
Koeficijent interakcije $k_{yz} = 0.713$
Koeficijent interakcije $k_{zy} = 0.974$
Koeficijent interakcije $k_{zz} = 1.188$

Redukcijski koeficijent $\chi_y = 0.895$
 $N_{Ed} / (\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1})$ 0.040
 $k_{yy} \cdot (M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) / \dots$ 0.570
 $k_{yz} \cdot (M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}) / \dots$ 0.007
Uvjet 6.61: (0.62 \leq 1)

Redukcijski koeficijent $\chi_z = 0.188$
 $N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1})$ 0.179
 $k_{zy} \cdot (M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) / \dots$ 0.578
 $k_{zz} \cdot (M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}) / \dots$ 0.012
Uvjet 6.62: (0.77 \leq 1)

PROVJERA OTPORNOSTI NA POSMIK
(slučaj opterećenja 11, na 400.0 cm od početka štapa)

Računska uzdužna sila $N_{Ed} = 29.035 \text{ kN}$
Poprečna sila u y pravcu $V_{Ed,y} = 2.027 \text{ kN}$
Poprečna sila u z pravcu $V_{Ed,z} = 208.44 \text{ kN}$
Moment savijanja oko y osi $M_{Ed,y} = 215.77 \text{ kNm}$
Moment savijanja oko z osi $M_{Ed,z} = -0.752 \text{ kNm}$
Sistemska dužina štapa $L = 600.00 \text{ cm}$

6.2 NOSIVOST POPREČNIH PRESJEKA

6.2.6 Posmik

Računska nosivost na posmik $V_{pl,Rd,z} = 875.81 \text{ kN}$
Računska nosivost na posmik $V_{c,Rd,z} = 875.81 \text{ kN}$
Uvjet 6.17: $V_{Ed,z} \leq V_{c,Rd,z}$ (208.44 \leq 875.81)

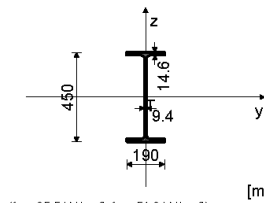
Računska nosivost na posmik $V_{pl,Rd,y} = 856.10 \text{ kN}$
Računska nosivost na posmik $V_{c,Rd,y} = 856.10 \text{ kN}$
Uvjet 6.17: $V_{Ed,y} \leq V_{c,Rd,y}$ (2.03 \leq 856.10)



ŠTAP 2536-939

POPREČNI PRESJEK: IPE 450 [S 355] [Set: 2]
EUROCODE 3 (EN 1993-1-1:2005)

GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE PRESJEKA



Ax	=	98.800 cm ²
Ay	=	47.976 cm ²
Az	=	50.824 cm ²
Ix	=	67.100 cm ⁴
Iy	=	33740 cm ⁴
Iz	=	1680.0 cm ⁴
Wy	=	1499.6 cm ³
Wz	=	176.94 cm ³
Wy,pl	=	1691.3 cm ³
Wz,pl	=	263.53 cm ³
γM0	=	1.000
γM1	=	1.100
γM2	=	1.250
Anet/A	=	1.000

(fy = 35.5 kN/cm², fu = 51.0 kN/cm²)

FAKTORI ISKORIŠTENJA PO KOMBINACIJAMA OPTEREĆENJA
12. γ=0.84 11. γ=0.58 10. γ=0.06
9. γ=0.04 14. γ=0.04 13. γ=0.03

ŠTAP IZLOŽEN TLAKU I SAVIJANJU
(slučaj opterećenja 12, na 200.0 cm od početka štapa)

Računska uzdužna sila	N _{Ed}	=	-142.08 kN
Poprečna sila u y pravcu	V _{Ed,y}	=	-2.828 kN
Poprečna sila u z pravcu	V _{Ed,z}	=	-129.70 kN
Moment savijanja oko y osi	M _{Ed,y}	=	-330.73 kNm
Moment savijanja oko z osi	M _{Ed,z}	=	1.135 kNm
Sistemska dužina štapa	L	=	600.00 cm

5.5 KLASIFIKACIJA POPREČNIH PRESJEKA
Klasa presjeka 1

6.2 NOSIVOST POPREČNIH PRESJEKA

6.2.4 Tlak

Računska otpornost na tlak N_{c,Rd} = 3507.4 kN

Uvjet 6.9: N_{Ed} ≤ N_{c,Rd} (142.08 ≤ 3507.40)

6.2.5 Savijanje y-y

Plastični moment otpora Wy,pl = 1691.3 cm³
Računska otpornost na savijanje Mc,Rd = 600.41 kNm

Uvjet 6.12: M_{Ed,y} ≤ Mc,Rd,y (330.73 ≤ 600.41)

6.2.5 Savijanje z-z

Plastični moment otpora Wz,pl = 263.53 cm³
Računska otpornost na savijanje Mc,Rd = 93.553 kNm

Uvjet 6.12: M_{Ed,z} ≤ Mc,Rd,z (1.13 ≤ 93.55)

6.2.6 Posmik

Računska nosivost na posmik V_{pl,Rd,z} = 1041.7 kN
Računska nosivost na posmik V_{c,Rd,z} = 1041.7 kN

Uvjet 6.17: V_{Ed,z} ≤ V_{c,Rd,z} (129.70 ≤ 1041.69)

Računska nosivost na posmik V_{pl,Rd,y} = 983.31 kN
Računska nosivost na posmik V_{c,Rd,y} = 983.31 kN

Uvjet 6.17: V_{Ed,y} ≤ V_{c,Rd,y} (2.83 ≤ 983.31)

6.2.10 Savijanje, posmik i centrična sila
Nije potrebna redukcija momenata otpornosti
Uvjet: V_{Ed,z} ≤ 50%V_{pl,Rd,z}; V_{Ed,y} ≤ 50%V_{pl,Rd,y}

6.2.9 Savijanje i centrična sila

Omjer N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0.041
Reduc. moment plast. otp. na savijanje M_{Ny,Rd} = 600.41 kNm
Koefficient α = 2.000
Omjer (M_{y,Ed} / M_{Ny,Rd})^α = 0.303
Reduc. moment plast. otp. na savijanje M_{Nz,Rd} = 93.553 kNm
Koefficient β = 1.000
Omjer (M_{z,Ed} / M_{Nz,Rd})^β = 0.012
Uvjet 6.41: (0.32 ≤ 1)

6.3 NOSIVOST ELEMENATA NA IZVIJANJE

6.3.1.1 Nosivost na izvijanje

Dužina izvijanja y-y ly = 600.00 cm
Relativna vitkost y-y λ_y = 0.425
Krivulja izvijanja za os y-y: B α = 0.340
Elastična kritična sila N_{cr,y} = 19425 kN
Redukcijski koefficient χ_y = 0.916
Računska otpornost na izvijanje N_{b,Rel,y} = 2920.9 kN
Uvjet 6.46: N_{Ed} ≤ N_{b,Rel,y} (142.08 ≤ 2920.90)

Dužina izvijanja z-z lz = 600.00 cm
Relativna vitkost z-z λ_z = 1.904
Krivulja izvijanja za os z-z: C α = 0.490
Redukcijski koefficient χ_z = 0.213
Računska otpornost na izvijanje N_{b,Rel,z} = 680.16 kN
Uvjet 6.46: N_{Ed} ≤ N_{b,Rel,z} (142.08 ≤ 680.16)

6.3.2.1 Nosivost na bočno-torziono izvijanje

Koefficient C1 = 1.132
Koefficient C2 = 0.459
Koefficient C3 = 0.525
Koeff. efek. dužine bočnog izvijanja k = 1.000
Koeff. efek. dužine torzijskog uvijanja kw = 1.000
Koordinata z₀ = 0.000 cm
Koordinata z₁ = 0.000 cm
Razmak bočno pridržanih točaka L = 200.00 cm
Sektorski moment inercije I_w = 7.91e+5 cm⁶
Krit. mom. za bočno torz. izvijanje M_{cr} = 2275.2 kNm
Odgovarajući moment otpora W_y = 1691.3 cm³
Koefficient imperf. α_{LT} = 0.340
Bezdimenzionalna vitkost λ_{LT} = 0.514
Koefficient redukcije (6.3.2.3.) φ_{LT} = 0.955
Računska otpornost na izvijanje M_{b,Rd} = 520.99 kNm
Uvjet 6.54: M_{Ed,y} ≤ M_{b,Rd} (330.73 ≤ 520.99)

6.3.3 Elementi konstantnog poprečnog presjeka opterećeni savijanjem i normalnim tlakom

Proračun koefficienta interakcije izvršen je alternativnom metodom br. 2 (Anex B)
Koefficient uniformnog momenta C_m = 0.950
Koefficient uniformnog momenta C_{mf} = 0.950
Koefficient uniformnog momenta C_{m1} = 0.950
Koefficient interakcije k_{φy} = 0.960
Koefficient interakcije k_{φz} = 0.737
Koefficient interakcije k_{ψy} = 0.970
Koefficient interakcije k_{ψz} = 1.228

Redukcijski koefficient

N_{Ed} / (χ_y N_{cr,y} / γM1) = 0.916
k_{φy} * (M_{y,Ed} + ΔM_{y,Ed}) / ... = 0.049
k_{ψy} * (M_{y,Ed} + ΔM_{y,Ed}) / ... = 0.610
Uvjet 6.61: (0.67 ≤ 1)

Redukcijski koefficient

N_{Ed} / (χ_z N_{cr,z} / γM1) = 0.213
k_{φz} * (M_{z,Ed} + ΔM_{z,Ed}) / ... = 0.209
k_{ψz} * (M_{z,Ed} + ΔM_{z,Ed}) / ... = 0.616
Uvjet 6.62: (0.84 ≤ 1)

PROVJERA OTPORNOSTI NA POSMIK
(slučaj opterećenja 11, na 400.0 cm od početka štapa)

Računska uzdužna sila N_{Ed} = 38.695 kN
Poprečna sila u y pravcu V_{Ed,y} = 3.150 kN
Poprečna sila u z pravcu V_{Ed,z} = 291.68 kN
Moment savijanja oko y osi M_{Ed,y} = 298.35 kNm
Moment savijanja oko z osi M_{Ed,z} = -1.158 kNm
Sistemska dužina štapa L = 600.00 cm

6.2 NOSIVOST POPREČNIH PRESJEKA

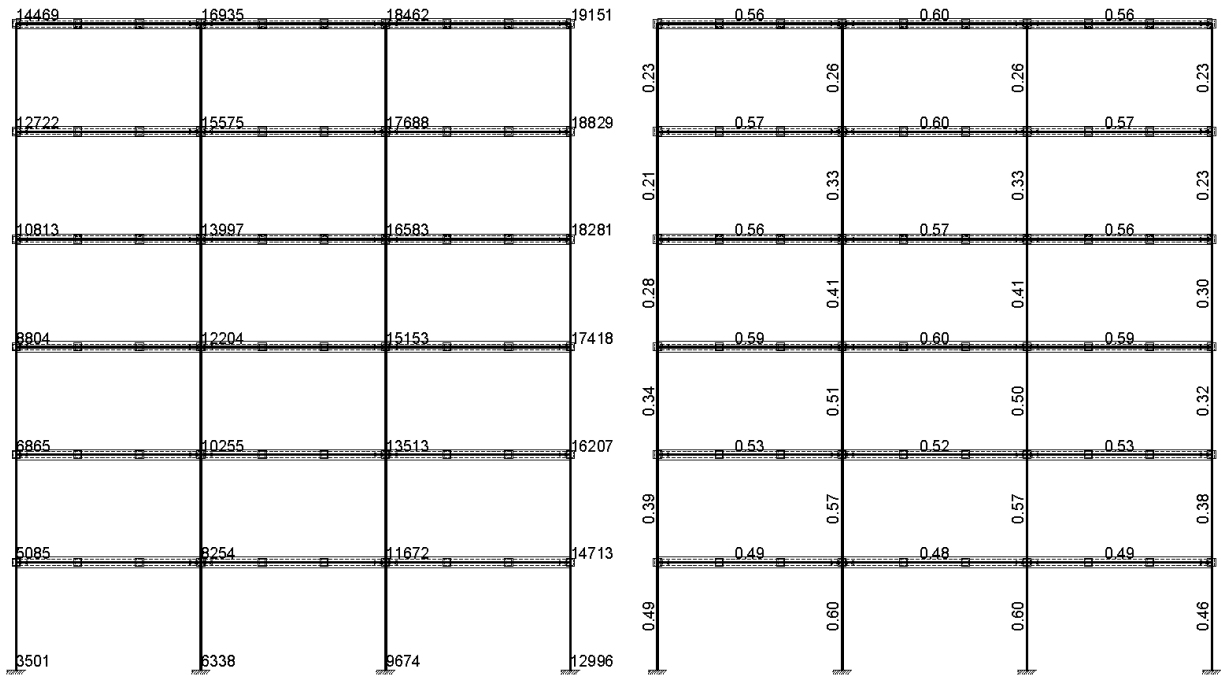
6.2.6 Posmik

Računska nosivost na posmik V_{pl,Rd,z} = 1041.7 kN
Računska nosivost na posmik V_{c,Rd,z} = 1041.7 kN
Uvjet 6.17: V_{Ed,z} ≤ V_{c,Rd,z} (291.68 ≤ 1041.69)

Računska nosivost na posmik V_{pl,Rd,y} = 983.31 kN
Računska nosivost na posmik V_{c,Rd,y} = 983.31 kN
Uvjet 6.17: V_{Ed,y} ≤ V_{c,Rd,y} (3.15 ≤ 983.31)



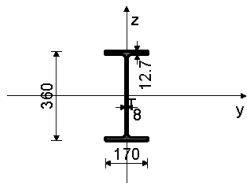
4.2.5.3 Glavni poprečni nosači okvira



STAP 17688-15575

POPREČNI PRESJEK IPE 360 [S 235] [Set: 9]
EUROCODE 3 (EN 1993-1-1:2005)

GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE PRESJEKA



($f_y = 23.5 \text{ kN/cm}^2$, $f_u = 36.0 \text{ kN/cm}^2$)

A_x	=	72.700 cm ²
A_y	=	37.592 cm ²
A_z	=	35.108 cm ²
I_x	=	37.500 cm ⁴
I_y	=	16270 cm ⁴
I_z	=	1040.0 cm ⁴
W_y	=	903.89 cm ³
W_z	=	122.35 cm ³
$W_{y,pl}$	=	1012.5 cm ³
$W_{z,pl}$	=	183.52 cm ³
γ_{M0}	=	1.000
γ_{M1}	=	1.100
γ_{M2}	=	1.250
A_{net}/A	=	1.000

FAKTORI ISKORIŠTENJA PO KOMBINACIJAMA OPTEREĆENJA

12. $\gamma=0.59$	10. $\gamma=0.56$	9. $\gamma=0.40$
14. $\gamma=0.35$	13. $\gamma=0.32$	11. $\gamma=0.22$

STAP IZLOŽEN TLAKU I SAVIJANJU (slučaj opterećenja 12, početak stapa)

Računska uzdužna sila	N_{Ed}	=	-1.575 kN
Poprečna sila u y pravcu	$V_{Ed,y}$	=	-0.039 kN
Poprečna sila u z pravcu	$V_{Ed,z}$	=	-103.96 kN
Moment savijanja oko y osi	$M_{Ed,y}$	=	-126.93 kNm
Sistemska dužina stapa	L	=	600.00 cm

5.5 KLASIFIKACIJA POPREČNIH PRESJEKA

Klasa presjeka 1

6.2 NOSIVOST POPREČNIH PRESJEKA

6.2.4 Tlak

Računska otpornost na tlak $N_{c,Rd} = 1708.5 \text{ kN}$

Uvjet 6.9: $N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$ (1.57 \leq 1708.45)

6.2.5 Savijanje y-y

Plastični moment otpora $W_{y,pl} = 1012.5 \text{ cm}^3$
Računska otpornost na savijanje $M_{c,Rd} = 237.95 \text{ kNm}$

Uvjet 6.12: $M_{Ed,y} \leq M_{c,Rd}$ (126.93 \leq 237.95)

6.2.6 Posmik

Računska nosivost na posmik $V_{pl,Rd,z} = 476.34 \text{ kN}$
Računska nosivost na posmik $V_{c,Rd,z} = 476.34 \text{ kN}$

Uvjet 6.17: $V_{Ed,z} \leq V_{c,Rd,z}$ (103.96 \leq 476.34)

Računska nosivost na posmik $V_{pl,Rd,y} = 510.04 \text{ kN}$
Računska nosivost na posmik $V_{c,Rd,y} = 510.04 \text{ kN}$

Uvjet 6.17: $V_{Ed,y} \leq V_{c,Rd,y}$ (0.04 \leq 510.04)

6.2.10 Savijanje, posmik i centrična sila

Nije potrebna redukcija momenata otpornosti
Uvjet: $V_{Ed,z} \leq 50\% V_{pl,Rd,z}$; $V_{Ed,y} \leq 50\% V_{pl,Rd,y}$

Okvir: V_5 Dispozicija greda

6.2.9 Savijanje i centrična sila

Omjer $N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0.001$
Reduc.moment plast otp na savijanje $M_{N_y,Rd} = 237.95 \text{ kNm}$
Koefficient $\alpha = 1.000$
Omjer $(M_{y,Ed} / M_{N_y,Rd})^{\alpha} = 0.533$

Uvjet 6.41: (0.53 \leq 1)

6.3 NOSIVOST ELEMENATA NA IZVIJANJE

6.3.1.1 Nosivost na izvijanje

Dužina izvijanja y-y $I_y = 600.00 \text{ cm}$
Relativna vitkost y-y $\lambda_{y} = 0.427$
Krivulja izvijanja za os y-y: B $\alpha = 0.340$
Elastična kritična sila $N_{cr,y} = 9367.1 \text{ kN}$
Redukcijski koefficient $\chi_y = 0.915$
Računska otpornost na izvijanje $N_{b,Rd,y} = 1421.4 \text{ kN}$

Uvjet 6.46: $N_{Ed} \leq N_{b,Rd,y}$ (1.57 \leq 1421.41)

6.3.1.2 Nosivost na izvijanje z-z

Dužina izvijanja z-z $I_z = 600.00 \text{ cm}$
Relativna vitkost z-z $\lambda_{z} = 1.689$
Krivulja izvijanja za os z-z: C $\alpha = 0.490$
Redukcijski koefficient $\chi_z = 0.260$
Računska otpornost na izvijanje $N_{b,Rd,z} = 404.47 \text{ kN}$

Uvjet 6.46: $N_{Ed} \leq N_{b,Rd,z}$ (1.57 \leq 404.47)

6.3.2.1 Nosivost na bočno-torziono izvijanje

Koefficient $C1 = 1.285$
Koefficient $C2 = 1.562$
Koefficient $C3 = 0.753$
Koeff efekt dužine bočnog izvijanja $k = 1.000$
Koeff efekt dužine torzijskog uvijanja $k_w = 1.000$
Koordinata $z_g = 0.000 \text{ cm}$
Koordinata $z_l = 0.000 \text{ cm}$
Razmak bočno pridržanih točaka $L = 200.00 \text{ cm}$
Sektorski moment inercije $I_w = 3.14e+5 \text{ cm}^6$
Krit.mom za bočno torz izvijanje $M_{cr} = 1309.7 \text{ kNm}$
Odgovarajući moment otpora $W_y = 1012.5 \text{ cm}^3$
Koefficient imperf. $\phi_{LT} = 0.340$
Bezdimenzionalna vitkost $\lambda_{LT} = 0.426$
Koefficient redukcije (6.3.2.3) $\chi_{LT} = 0.930$
Računska otpornost na izvijanje $M_{b,Rd} = 214.11 \text{ kNm}$

Uvjet 6.54: $M_{Ed,y} \leq M_{b,Rd}$ (126.93 \leq 214.11)

6.3.3 Elementi konstantnog poprečnog presjeka opterećeni savijanjem i normalnim tlakom

Proračun koefficienta interakcije izvršen je alternativnom metodom br. 2 (Aneks B)

Koefficient uniformnog momenta $C_{m,y} = 0.400$
Koefficient uniformnog momenta $C_{m,z} = 0.950$
Koefficient uniformnog momenta $C_{m,LT} = 0.400$
Koefficient interakcije $k_{\phi y} = 0.400$
Koefficient interakcije $k_{\phi z} = 0.573$
Koefficient interakcije $k_{\phi y} = 0.997$
Koefficient interakcije $k_{\phi z} = 0.955$

Redukcijski koefficient

$N_{Ed} / (\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}) = 0.001$
 $k_{\phi y} * (M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) / \dots = 0.237$

Uvjet 6.61: (0.24 \leq 1)

Redukcijski koefficient

$N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}) = 0.260$
 $k_{\phi z} * (M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}) / \dots = 0.591$

Okvir: V_5 Kontrola stabilnosti



Uvjet 6.54: $M_{Ed,y} \leq M_{b,Rd}$ (188.49 \leq 361.32)

6.3.3 Elementi konstantnog poprečnog presjeka opterećeni savijanjem i normalnim tlakom

Proračun koeficijenata interakcije izvršen je alternativnom metodom br. 2 (Aneks B)

Koeficijent uniformnog momenta	$C_{my} = 0.400$
Koeficijent uniformnog momenta	$C_{mz} = 0.950$
Koeficijent uniformnog momenta	$C_{mLT} = 0.400$
Koeficijent interakcije	$k_{yy} = 0.400$
Koeficijent interakcije	$k_{yz} = 0.576$
Koeficijent interakcije	$k_{zy} = 0.995$
Koeficijent interakcije	$k_{zz} = 0.959$

Redukcijski koeficijent	$\chi_y = 0.947$
$N_{Ed} / (\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1})$	0.002
$k_{yy} * (M_{yEd} + \Delta M_{yEd}) / \dots$	0.209

Uvjet 6.61: (0.21 \leq 1)

Redukcijski koeficijent	$\chi_z = 0.299$
$N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1})$	0.007
$k_{zy} * (M_{yEd} + \Delta M_{yEd}) / \dots$	0.519

Uvjet 6.62: (0.53 \leq 1)

PROVJERA OTPORNOSTI NA POSMIK
(slučaj opterećenja 11, kraj štapa)

Računska uzdužna sila	$N_{Ed} = 2.998 \text{ kN}$
Poprečna sila u y pravcu	$V_{Ed,y} = 0.060 \text{ kN}$
Poprečna sila u z pravcu	$V_{Ed,z} = 121.23 \text{ kN}$
Moment savijanja oko y osi	$M_{Ed,y} = 54.495 \text{ kNm}$
Sistemska dužina štapa	$L = 600.00 \text{ cm}$

6.2 NOSIVOST POPREČNIH PRESJEKA

6.2.6 Posmik

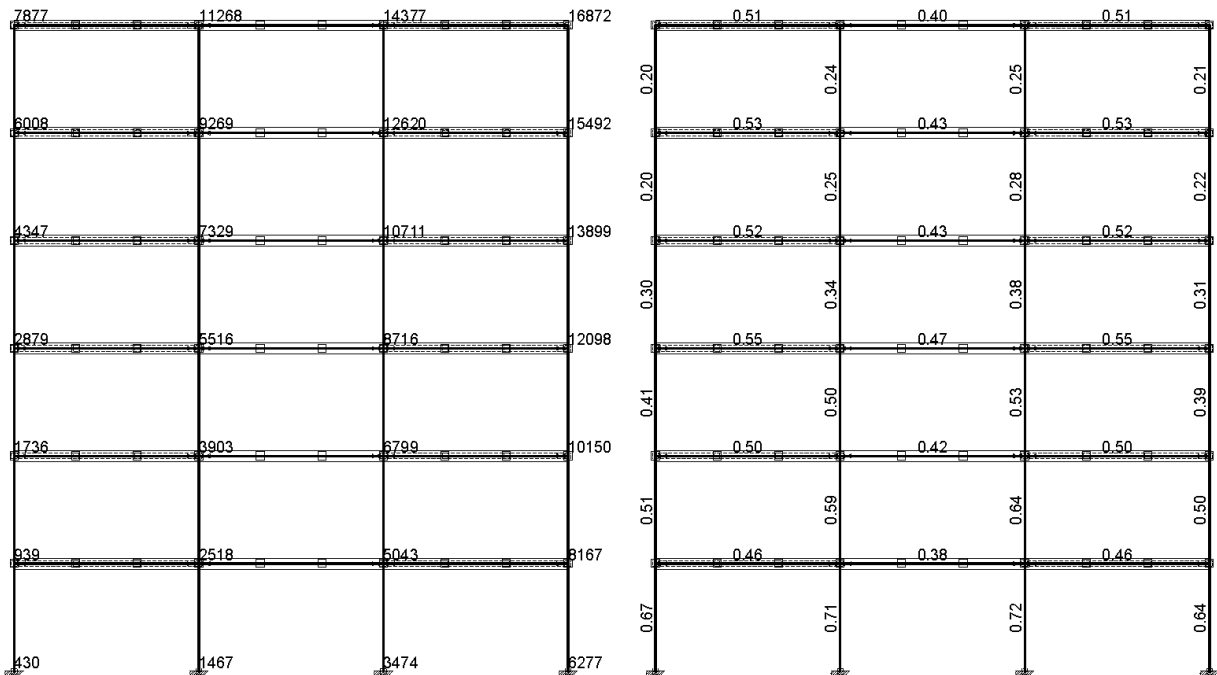
Računska nosivost na posmik	$V_{pl,Rd,z} = 689.57 \text{ kN}$
Računska nosivost na posmik	$V_{c,Rd,z} = 689.57 \text{ kN}$

Uvjet 6.17: $V_{Ed,z} \leq V_{c,Rd,z}$ (121.23 \leq 689.57)

Računska nosivost na posmik	$V_{pl,Rd,y} = 650.92 \text{ kN}$
Računska nosivost na posmik	$V_{c,Rd,y} = 650.92 \text{ kN}$

Uvjet 6.17: $V_{Ed,y} \leq V_{c,Rd,y}$ (0.06 \leq 650.92)

4.2.5.4 Stup



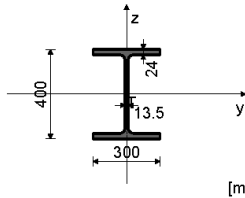
Okrvir: V_3
Dispozicija greda

Okrvir: V_3
Kontrola stabilnosti

ŠTAP 430-939

POPREČNI PRESJEK: HEB 400 [S 235] [Set: 1]
EUROCODE 3 (EN 1993-1-1:2005)

GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE PRESJEKA



A_x	=	198.00	cm ²
A_y	=	127.80	cm ²
A_z	=	70.200	cm ²
I_x	=	357.00	cm ⁴
I_y	=	57680	cm ⁴
I_z	=	10820	cm ⁴
W_y	=	2884.0	cm ³
W_z	=	721.33	cm ³
$W_{y,pl}$	=	3209.4	cm ³
$W_{z,pl}$	=	1080.0	cm ³
γ_{M0}	=	1.000	
γ_{M1}	=	1.100	
γ_{M2}	=	1.250	
A_{net}/A	=	0.900	

($f_y = 23.5$ kN/cm², $f_u = 36.0$ kN/cm²)

FAKTORI ISKORIŠTENJA PO KOMBINACIJAMA OPTEREĆENJA

12. $\gamma = 0.67$	10. $\gamma = 0.38$	9. $\gamma = 0.28$
14. $\gamma = 0.25$	13. $\gamma = 0.23$	11. $\gamma = 0.22$

ŠTAP IZLOŽEN TLAKU I SAVIJANJU (slučaj opterećenja 12, kraj štapa)

Računska uzdužna sila	N_{Ed}	=	-1593.1	kN
Poprečna sila u y pravcu	$V_{Ed,y}$	=	-1.098	kN
Poprečna sila u z pravcu	$V_{Ed,z}$	=	-39.358	kN
Moment savijanja oko y osi	$M_{Ed,y}$	=	-153.27	kNm
Sistemska dužina štapa	L	=	350.00	cm

5.5 KLASIFIKACIJA POPREČNIH PRESJEKA Klasa presjeka 1

6.2 NOSIVOST POPREČNIH PRESJEKA

6.2.4 Tlak

Računska otpornost na tlak $N_{c,Rd} = 4653.0$ kN

Uvjet 6.9: $N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$ (1593.07 <= 4653.00)

6.2.5 Savijanje y-y

U obzir su uzeti i rupe za spojna sredstva.

Efektivni moment otpora

Računska otpornost na savijanje

Uvjet 6.12: $M_{Ed,y} \leq M_{c,Rd,y}$ (153.27 <= 596.72)

6.2.6 Posmik

Računska nosivost na posmik

Računska nosivost na posmik

Uvjet 6.17: $V_{Ed,z} \leq V_{c,Rd,z}$ (39.36 <= 952.46)

Računska nosivost na posmik

Računska nosivost na posmik

Uvjet 6.17: $V_{Ed,y} \leq V_{c,Rd,y}$ (1.10 <= 1946.60)

6.2.10 Savijanje, posmik i centrična sila

Nije potrebna redukcija momenata otpornosti

Uvjet: $V_{Ed,z} \leq 50\%V_{pl,Rd,z}$; $V_{Ed,y} \leq 50\%V_{pl,Rd,y}$

6.2.9 Savijanje i centrična sila

Omjer $N_{Ed} / N_{c,Rd}$

Reduc. moment plast otp. na savijanje

Koeficijent

Omjer $(M_{y,Ed} / M_{Ny,Rd})^\alpha$

Uvjet 6.41: (0.27 <= 1)

$N_{c,Rd}$	=	0.342	
$M_{Ny,Rd}$	=	574.30	kNm
α	=	1.000	
	=	0.267	

6.3 NOSIVOST ELEMENATA NA IZVIJANJE

6.3.1.1 Nosivost na izvijanje

Dužina izvijanja y-y

Relativna vitkost y-y

Krivulja izvijanja za os y-y: B

Elastična kritična sila

Redukcijski koeficijent

Računska otpornost na izvijanje

Uvjet 6.46: $N_{Ed} \leq N_{b,Rd,y}$ (1593.07 <= 4202.47)

I_y	=	350.00	cm
λ_{y}	=	0.218	
α	=	0.340	
$N_{cr,y}$	=	97591	kN
χ_{y}	=	0.993	
$N_{b,Rd,y}$	=	4202.5	kN

Dužina izvijanja z-z

Relativna vitkost z-z

Krivulja izvijanja za os z-z: C

Redukcijski koeficijent

Računska otpornost na izvijanje

Uvjet 6.46: $N_{Ed} \leq N_{b,Rd,z}$ (1593.07 <= 3666.02)

I_z	=	350.00	cm
λ_{z}	=	0.504	
α	=	0.490	
χ_{z}	=	0.841	
$N_{b,Rd,z}$	=	3666.0	kN

6.3.2.1 Nosivost na bočno-torziono izvijanje

Koeficijent

Koeficijent

Koeficijent

Koef. efekt. dužine bočnog izvijanja

Koef. efekt. dužine torzijskog uvijanja

Koordinata

Koordinata

Razmak bočno pridržanih točaka

Selektorski moment inercije

Krit. mom. za bočno tor. izvijanje

Odgovarajući moment otpora

Koeficijent imperf.

Bezdimenzionalna vitkost

Koeficijent redukcije (6.3.2.2.)

Računska otpornost na izvijanje

Uvjet 6.54: $M_{Ed,y} \leq M_{b,Rd}$ (153.27 <= 653.03)

$C1$	=	1.132	
$C2$	=	0.458	
$C3$	=	0.525	
k	=	1.000	
k_w	=	1.000	
z_g	=	0.000	cm
z_l	=	0.000	cm
L	=	350.00	cm
I_w	=	3.329e+6	cm ⁶
M_{cr}	=	4681.3	kNm
W_y	=	3209.4	cm ³
α_{LT}	=	0.210	
λ_{LT}	=	0.401	
χ_{LT}	=	0.952	
$M_{b,Rd}$	=	653.03	kNm

6.3.3 Elementi konstantnog poprečnog presjeka opterećeni savijanjem i normalnim tlakom

Proračun koeficijenta interakcije izvršen je alternativnom metodom br. 2 (Aneks B)

Koeficijent uniformnog momenta

Koeficijent uniformnog momenta

Koeficijent uniformnog momenta

Koeficijent interakcije

Koeficijent interakcije

Koeficijent interakcije

Koeficijent interakcije

Redukcijski koeficijent

$N_{Ed} / (\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1})$

$k_{y^*} * (M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) / \dots$

Uvjet 6.61: (0.53 <= 1)

C_{my}	=	0.626
C_{mz}	=	0.600
C_{mLT}	=	0.626
k_{y^*}	=	0.631
k_{z^*}	=	0.426
k_{y^*}	=	0.940
k_{z^*}	=	0.710

χ_y	=	0.993
	=	0.379
	=	0.148

Redukcijski koeficijent	χ_z	=	0.841
$N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1})$		=	0.448



$kzy * (M_{yEd} + \Delta M_{yEd}) / \dots$ 0.221
Uvjet 6.62: (0.67 <= 1)

PROVJERA OTPORNOSTI NA POSMIK
(slučaj opterećenja 11, kraj štapa)

Računska uzdužna sila	$N_{Ed} = 203.00$ kN
Poprečna sila u y pravcu	$V_{Ed,y} = 1.110$ kN
Poprečna sila u z pravcu	$V_{Ed,z} = 61.456$ kN
Moment savijanja oko y osi	$M_{Ed,y} = 129.95$ kNm
Sistemska dužina štapa	$L = 350.00$ cm

6.2 NOSIVOST POPREČNIH PRESJEKA

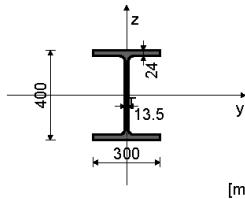
6.2.6 Posmik
Računska nosivost na posmik $V_{p,Rd,z} = 952.46$ kN
Računska nosivost na posmik $V_{c,Rd,z} = 952.46$ kN
Uvjet 6.17: $V_{Ed,z} <= V_{c,Rd,z}$ (61.46 <= 952.46)

Računska nosivost na posmik $V_{p,Rd,y} = 1946.6$ kN
Računska nosivost na posmik $V_{c,Rd,y} = 1946.6$ kN
Uvjet 6.17: $V_{Ed,y} <= V_{c,Rd,y}$ (1.11 <= 1946.60)

ŠTAP 3474-5043

POPREČNI PRESJEK: HEB 400 [S 235] [Set: 1]
EUROCODE 3 (EN 1993-1-1:2005)

GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE PRESJEKA



$A_x = 198.00$ cm ²
$A_y = 127.80$ cm ²
$A_z = 70.200$ cm ²
$I_x = 357.00$ cm ⁴
$I_y = 57680$ cm ⁴
$I_z = 10820$ cm ⁴
$W_y = 2884.0$ cm ³
$W_z = 721.33$ cm ³
$W_{y,pl} = 3209.4$ cm ³
$W_{z,pl} = 1080.0$ cm ³
$y_{M0} = 1.000$
$y_{M1} = 1.100$
$y_{M2} = 1.250$
$A_{net}/A = 0.900$

($f_y = 23.5$ kN/cm², $f_u = 36.0$ kN/cm²)

FAKTORI ISKORIŠTENJA PO KOMBINACIJAMA OPTEREĆENJA
12. $v=0.72$ 10. $v=0.51$ 9. $v=0.36$
14. $v=0.33$ 13. $v=0.30$ 11. $v=0.27$

ŠTAP IZLOŽEN TLAKU I SAVIJANJU
(slučaj opterećenja 12, kraj štapa)

Računska uzdužna sila	$N_{Ed} = -1736.9$ kN
Poprečna sila u y pravcu	$V_{Ed,y} = -4.647$ kN
Poprečna sila u z pravcu	$V_{Ed,z} = -59.635$ kN
Moment savijanja oko y osi	$M_{Ed,y} = -160.97$ kNm
Sistemska dužina štapa	$L = 350.00$ cm

5.5 KLASIFIKACIJA POPREČNIH PRESJEKA
Klasa presjeka 1

6.2 NOSIVOST POPREČNIH PRESJEKA

6.2.4 Tlak
Računska otpornost na tlak $N_{c,Rd} = 4653.0$ kN
Uvjet 6.9: $N_{Ed} <= N_{c,Rd}$ (1736.88 <= 4653.00)

6.2.5 Savijanje y-y
U obzir su uzete i rupe za spojna sredstva
Efektivni moment otpora $W_{y,eff} = 2539.2$ cm³
Računska otpornost na savijanje $M_{c,Rd} = 596.72$ kNm
Uvjet 6.12: $M_{Ed,y} <= M_{c,Rd,y}$ (160.97 <= 596.72)

6.2.6 Posmik
Računska nosivost na posmik $V_{p,Rd,z} = 952.46$ kN
Računska nosivost na posmik $V_{c,Rd,z} = 952.46$ kN
Uvjet 6.17: $V_{Ed,z} <= V_{c,Rd,z}$ (69.63 <= 952.46)

Računska nosivost na posmik $V_{p,Rd,y} = 1946.6$ kN
Računska nosivost na posmik $V_{c,Rd,y} = 1946.6$ kN
Uvjet 6.17: $V_{Ed,y} <= V_{c,Rd,y}$ (4.65 <= 1946.60)

6.2.10 Savijanje, posmik i centrična sila
Nije potrebna redukcija momenata otpornosti
Uvjet: $V_{Ed,z} <= 50\%V_{p,Rd,z}$; $V_{Ed,y} <= 50\%V_{p,Rd,y}$

6.2.9 Savijanje i centrična sila
Omjer $N_{Ed} / N_{p,Rd}$ 0.373
Reduc. moment plast. otp. na savijanje $M_{N,y,Rd} = 547.31$ kNm
Koeficijent $\alpha = 1.000$
Omjer $(M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}) \cdot \alpha$ 0.294
Uvjet 6.41: (0.29 <= 1)

6.3 NOSIVOST ELEMENATA NA IZVIJANJE

6.3.1.1 Nosivost na izvijanje
Dužina izvijanja y-y $l_y = 350.00$ cm
Relativna vitkost y-y $\lambda_{y} = 0.218$

Krivulja izvijanja za os y-y: B $\alpha = 0.340$
Elastična kritična sila $N_{cr,y} = 97591$ kN
Redukcijski koeficijent $\chi_y = 0.993$
Računska otpornost na izvijanje $N_{b,Rd,y} = 4202.5$ kN
Uvjet 6.46: $N_{Ed} <= N_{b,Rd,y}$ (1736.88 <= 4202.47)

Dužina izvijanja z-z $l_z = 350.00$ cm
Relativna vitkost z-z $\lambda_{z} = 0.504$
Krivulja izvijanja za os z-z: C $\alpha = 0.490$
Redukcijski koeficijent $\chi_z = 0.841$
Računska otpornost na izvijanje $N_{b,Rd,z} = 3556.0$ kN
Uvjet 6.46: $N_{Ed} <= N_{b,Rd,z}$ (1736.88 <= 3556.02)

6.3.2.1 Nosivost na bočno-torziono izvijanje

Koeficijent $C1 = 1.132$
Koeficijent $C2 = 0.459$
Koeficijent $C3 = 0.525$
Koef. efek. dužine bočnog izvijanja $k = 1.000$
Koef. efek. dužine torzijskog uvijanja $l_{w} = 1.000$
Koordinata $z_0 = 0.000$ cm
Koordinata $z_j = 0.000$ cm
Razmak bočno pridržanih točaka $L = 350.00$ cm
Sektorski moment inercije $I_w = 3.82e+6$ cm⁶
Krit. mom. za bočno tor. izvijanje $M_{cr} = 4681.3$ kNm
Odgovarajući moment otpora $W_y = 3209.4$ cm³
Koeficijent imperf. $\phi_{LT} = 0.210$
Bezdimenzionalna vitkost $\lambda_{LT} = 0.401$
Koeficijent redukcije (6.3.2.2.) $\chi_{LT} = 0.952$
Računska otpornost na izvijanje $M_{b,Rd} = 653.03$ kNm
Uvjet 6.54: $M_{Ed,y} <= M_{b,Rd}$ (160.97 <= 653.03)

6.3.3 Elementi konstantnog poprečnog presjeka opterećeni savijanjem i normalnim tlakom

Proračun koeficijenta interakcije izvršen je alternativnom metodom br. 2 (Aneks B)

Koeficijent uniformnog momenta $C_{my} = 0.658$
Koeficijent uniformnog momenta $C_{mz} = 0.600$
Koeficijent uniformnog momenta $C_{mLT} = 0.658$
Koeficijent interakcije $k_{y1} = 0.663$
Koeficijent interakcije $k_{y2} = 0.432$
Koeficijent interakcije $k_{y3} = 0.940$
Koeficijent interakcije $k_{z1} = 0.720$

Redukcijski koeficijent $\eta = 0.993$
 $N_{Ed} / (\chi_y N_{cr,y} / \gamma_{M1})$ 0.413
 $k_{y1} * (M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) / \dots$ 0.163
Uvjet 6.61: (0.58 <= 1)

Redukcijski koeficijent $\eta = 0.841$
 $N_{Ed} / (\chi_z N_{cr,z} / \gamma_{M1})$ 0.488
 $k_{y2} * (M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) / \dots$ 0.232
Uvjet 6.62: (0.72 <= 1)

PROVJERA OTPORNOSTI NA POSMIK
(slučaj opterećenja 11, kraj štapa)

Računska uzdužna sila	$N_{Ed} = -141.97$ kN
Poprečna sila u y pravcu	$V_{Ed,y} = 0.558$ kN
Poprečna sila u z pravcu	$V_{Ed,z} = 68.851$ kN
Moment savijanja oko y osi	$M_{Ed,y} = 151.38$ kNm
Sistemska dužina štapa	$L = 350.00$ cm

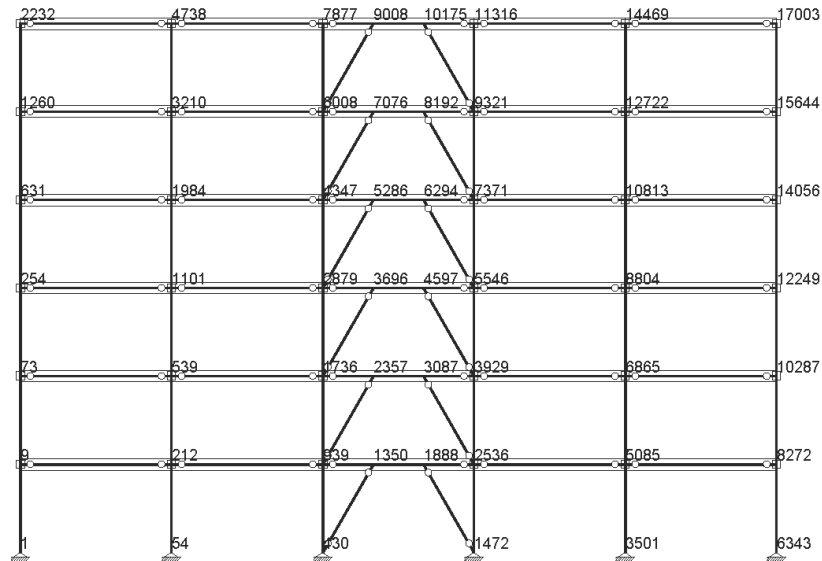
6.2 NOSIVOST POPREČNIH PRESJEKA

6.2.6 Posmik
Računska nosivost na posmik $V_{p,Rd,z} = 952.46$ kN
Računska nosivost na posmik $V_{c,Rd,z} = 952.46$ kN
Uvjet 6.17: $V_{Ed,z} <= V_{c,Rd,z}$ (68.85 <= 952.46)

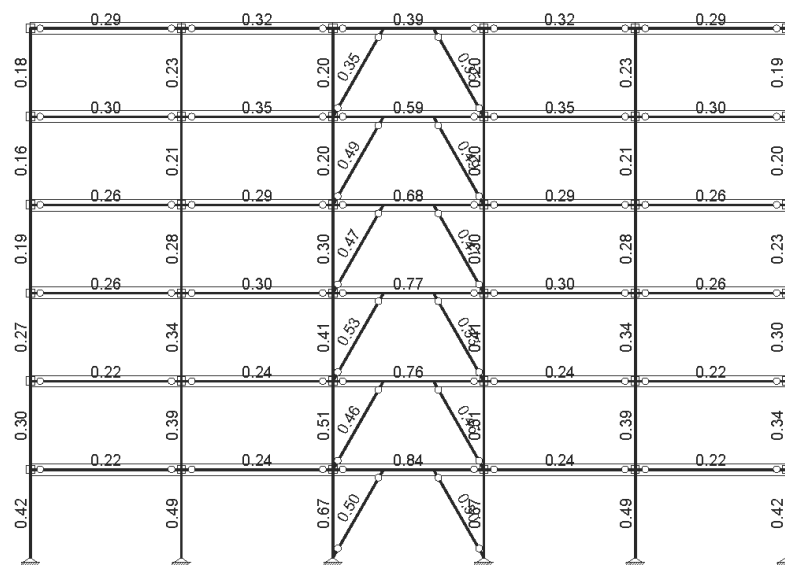
Računska nosivost na posmik $V_{p,Rd,y} = 1946.6$ kN
Računska nosivost na posmik $V_{c,Rd,y} = 1946.6$ kN
Uvjet 6.17: $V_{Ed,y} <= V_{c,Rd,y}$ (0.56 <= 1946.60)



4.2.5.5 Vertikalni uzdužni vez (kosnici)



Okvir: H_1
Dispozicija greda

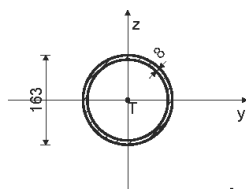


Okvir: H_1
Kontrola stabilnosti

ŠTAP 4347-7076

POPREČNI PRESJEK: Cjevasti [S 235] [Set: 3]
EUROCODE 3 (EN 1993-1-1:2005)

GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE PRESJEKA



($f_y = 23.5 \text{ kN/cm}^2$, $f_u = 36.0 \text{ kN/cm}^2$)

$A_x = 38.956 \text{ cm}^2$
 $A_y = 20.483 \text{ cm}^2$
 $A_z = 20.483 \text{ cm}^2$
 $I_x = 2346.0 \text{ cm}^4$
 $I_y = 1173.0 \text{ cm}^4$
 $I_z = 1173.0 \text{ cm}^4$
 $W_y = 143.93 \text{ cm}^3$
 $W_z = 143.93 \text{ cm}^3$
 $W_{y,pl} = 192.37 \text{ cm}^3$
 $W_{z,pl} = 192.37 \text{ cm}^3$
 $r_{y0} = 1.000$
 $r_{M1} = 1.100$
 $r_{M2} = 1.250$
 $A_{net}/A = 0.900$

[mm]

FAKTORI ISKORIŠTENJA PO KOMBINACIJAMA OPTEREĆENJA
12. $\nu=0.49$ 11. $\nu=0.28$ 10. $\nu=0.10$
9. $\nu=0.07$ 14. $\nu=0.06$ 13. $\nu=0.06$

ŠTAP IZLOŽEN TLAKU I SAVIJANJU
(slučaj opterećenja 12, na 218.4 cm od početka štapa)

Računska uzdužna sila $N_{Ed} = -323.04 \text{ kN}$
Poprečna sila u z pravcu $V_{Ed,z} = 0.028 \text{ kN}$
Momenat savijanja oko y osi $M_{Ed,y} = 0.331 \text{ kNm}$
Sistemska dužina štapa $L = 403.11 \text{ cm}$

5.5 KLASIFIKACIJA POPREČNIH PRESJEKA
Klasa presjeka 1

6.2 NOSIVOST POPREČNIH PRESJEKA

6.2.4 Tlak

Računska otpornost na tlak

$N_{c,Rd} = 915.46 \text{ kN}$

Uvjet 6.9: $N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$ ($323.04 \leq 915.46$)

6.2.5 Savijanje y-y
Plastični moment otpora
Računska otpornost na savijanje

$W_{y,pl} = 192.37 \text{ cm}^3$
 $M_{c,Rd} = 45.207 \text{ kNm}$

Uvjet 6.12: $M_{Ed,y} \leq M_{c,Rd,y}$ ($0.33 \leq 45.21$)

6.2.6 Posmik

Računska nosivost na posmik

$V_{pl,Rd,z} = 277.91 \text{ kN}$
 $V_{c,Rd,z} = 277.91 \text{ kN}$

Uvjet 6.17: $V_{Ed,z} \leq V_{c,Rd,z}$ ($0.03 \leq 277.91$)

6.2.10 Savijanje, posmik i centrična sila

Nije potrebna redukcija momenata otpornosti

Uvjet: $V_{Ed,z} \leq 50\% V_{pl,Rd,z}$

6.2.9 Savijanje i centrična sila

Orijent: $N_{Ed} / N_{pl,Rd}$

0.353

Uvjet 6.41: ($0.01 \leq 1$)

6.3 NOSIVOST ELEMENATA NA IZVIJANJE

6.3.1.1 Nosivost na izvijanje

Dužina izvijanja y-y

$I_y = 403.11 \text{ cm}$

Relativna vitkost y-y

$\lambda_{y} = 0.782$

Krivulja izvijanja za os y-y: A

$\alpha = 0.210$

Elastična kritična sila

$N_{cr,y} = 1496.1 \text{ kN}$

Redukcijski koeficijent

$\chi_y = 0.806$

Računska otpornost na izvijanje

$N_{b,Rd,y} = 670.53 \text{ kN}$

Uvjet 6.46: $N_{Ed} \leq N_{b,Rd,y}$ ($323.04 \leq 670.53$)

Dužina izvijanja z-z

$I_z = 403.11 \text{ cm}$

Relativna vitkost z-z

$\lambda_{z} = 0.782$

Krivulja izvijanja za os z-z: A

$\alpha = 0.210$

Redukcijski koeficijent

$\chi_z = 0.806$

Računska otpornost na izvijanje

$N_{b,Rd,z} = 670.53 \text{ kN}$

Uvjet 6.46: $N_{Ed} \leq N_{b,Rd,z}$ ($323.04 \leq 670.53$)

6.3.3 Elementi konstantnog poprečnog presjeka opterećeni savijanjem i normalnim tlakom

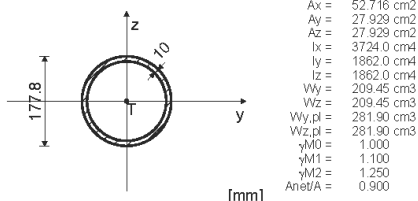
Proračun koeficijenta interakcije izvršen je alternativnom metodom br. 2 (Aneks B)



Koeficijent uniformnog momenta	$C_{my} = 0.950$
Koeficijent uniformnog momenta	$C_{mz} = 1.000$
Koeficijent uniformnog momenta	$C_{mLT} = 0.950$
Koeficijent interakcije	$k_{yy} = 1.216$
Koeficijent interakcije	$k_{yz} = 0.768$
Koeficijent interakcije	$k_{zz} = 1.281$
Redukcijski koeficijent	$\chi_y = 0.806$
$N_{Ed} / (\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1})$	0.482
$k_{yy} * (M_{yEd} + \Delta M_{yEd}) / ...$	0.010
Uvjet 6.61: (0.49 <= 1)	
Redukcijski koeficijent	$\chi_z = 0.806$
$N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1})$	0.482
$k_{zz} * (M_{zEd} + \Delta M_{zEd}) / ...$	0.006
Uvjet 6.62: (0.49 <= 1)	

STAP 1736-3696
POPREČNI PRESJEK: Cjevasti [S 235] [Set: 5]
EUROCODE 3 (EN 1993-1-1:2005)

GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE PRESJEKA



($f_y = 23.5 \text{ kN/cm}^2, f_u = 36.0 \text{ kN/cm}^2$)

FAKTORI ISKORIŠTENJA PO KOMBINACIJAMA OPTEREĆENJA		
12, $\nu=0.53$	11, $\nu=0.34$	10, $\nu=0.08$
9, $\nu=0.06$	14, $\nu=0.05$	13, $\nu=0.05$

ŠTAP IZLOŽEN TLAKU I SAVIJANJU
(slučaj opterećenja 12, na 218.4 cm od početka štapa)

Računska uzdužna sila	$N_{Ed} = -488.29 \text{ kN}$
Poprečna sila u z pravcu	$V_{Ed,z} = 0.037 \text{ kN}$
Moment savijanja oko y osi	$M_{Ed,y} = 0.447 \text{ kNm}$
Sistemska dužina štapa	$L = 403.11 \text{ cm}$

5.5 KLASIFIKACIJA POPREČNIH PRESJEKA
Klasa presjeka 1

6.2 NOSIVOST POPREČNIH PRESJEKA

6.2.4 Tlak
Računska otpornost na tlak
Uvjet 6.9: $N_{Ed} \leq N_{c,Rd} (488.29 \leq 1238.82)$

$N_{c,Rd} = 1238.8 \text{ kN}$

6.2.5 Savijanje y-y
Plastični moment otpora
Računska otpornost na savijanje
Uvjet 6.12: $M_{Ed,y} \leq M_{c,Rd,y} (0.45 \leq 66.25)$

$W_{y,pl} = 281.90 \text{ cm}^3$	$M_{c,Rd} = 66.247 \text{ kNm}$
----------------------------------	---------------------------------

6.2.6 Posmik
Računska nosivost na posmik
Računska nosivost na posmik
Uvjet 6.17: $V_{Ed,z} \leq V_{c,Rd,z} (0.04 \leq 378.93)$

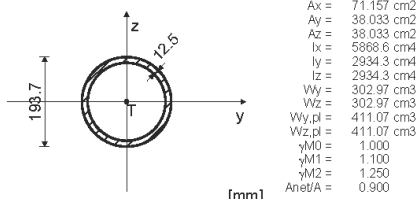
$V_{pl,Rd,z} = 378.93 \text{ kN}$	$V_{c,Rd,z} = 378.93 \text{ kN}$
-----------------------------------	----------------------------------

6.2.10 Savijanje, posmik i centrična sila
Nije potrebna redukcija momenata otpornosti
Uvjet: $V_{Ed,z} \leq 50\% V_{pl,Rd,z}$

6.2.9 Savijanje i centrična sila

STAP 430-1350
POPREČNI PRESJEK: Cjevasti [S 235] [Set: 7]
EUROCODE 3 (EN 1993-1-1:2005)

GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE PRESJEKA



($f_y = 23.5 \text{ kN/cm}^2, f_u = 36.0 \text{ kN/cm}^2$)

FAKTORI ISKORIŠTENJA PO KOMBINACIJAMA OPTEREĆENJA		
12, $\nu=0.50$	11, $\nu=0.34$	10, $\nu=0.06$
9, $\nu=0.04$	14, $\nu=0.04$	13, $\nu=0.04$

ŠTAP IZLOŽEN TLAKU I SAVIJANJU
(slučaj opterećenja 12, na 218.4 cm od početka štapa)

Računska uzdužna sila	$N_{Ed} = -648.79 \text{ kN}$
Poprečna sila u z pravcu	$V_{Ed,z} = 0.050 \text{ kN}$
Moment savijanja oko y osi	$M_{Ed,y} = 0.604 \text{ kNm}$
Sistemska dužina štapa	$L = 403.11 \text{ cm}$

5.5 KLASIFIKACIJA POPREČNIH PRESJEKA
Klasa presjeka 1

6.2 NOSIVOST POPREČNIH PRESJEKA

6.2.4 Tlak
Računska otpornost na tlak
Uvjet 6.9: $N_{Ed} \leq N_{c,Rd} (648.79 \leq 1672.19)$

$N_{c,Rd} = 1672.2 \text{ kN}$

6.2.5 Savijanje y-y
Plastični moment otpora
Računska otpornost na savijanje
Uvjet 6.12: $M_{Ed,y} \leq M_{c,Rd,y} (0.60 \leq 96.60)$

$W_{y,pl} = 411.07 \text{ cm}^3$	$M_{c,Rd} = 96.601 \text{ kNm}$
----------------------------------	---------------------------------

PROVJERA OTPORNOSTI NA POSMIK
(slučaj opterećenja 10, početak štapa)

Računska uzdužna sila	$N_{Ed} = -57.708 \text{ kN}$
Poprečna sila u z pravcu	$V_{Ed,z} = 0.446 \text{ kN}$
Sistemska dužina štapa	$L = 403.11 \text{ cm}$

6.2 NOSIVOST POPREČNIH PRESJEKA

6.2.6 Posmik
Računska nosivost na posmik
Računska nosivost na posmik
Uvjet 6.17: $V_{Ed,z} \leq V_{c,Rd,z} (0.45 \leq 277.91)$

$V_{pl,Rd,z} = 277.91 \text{ kN}$	$V_{c,Rd,z} = 277.91 \text{ kN}$
-----------------------------------	----------------------------------

Omjer $N_{Ed} / N_{d,Rd}$	0.394
---------------------------	-------

Uvjet 6.41: (0.01 <= 1)

6.3 NOSIVOST ELEMENATA NA IZVIJANJE

6.3.1.1 Nosivost na izvijanje

Dužina izvijanja y-y	$l_y = 403.11 \text{ cm}$
Relativna vitkost y-y	$\lambda_{y} = 0.722$
Krivulja izvijanja za os y-y: A	$\alpha = 0.210$
Elastična kritična sila	$N_{cr,y} = 2374.9 \text{ kN}$
Redukcijski koeficijent	$\chi_y = 0.837$
Računska otpornost na izvijanje	$N_{b,Rd,y} = 942.69 \text{ kN}$

Uvjet 6.46: $N_{Ed} \leq N_{b,Rd,y} (488.29 \leq 942.69)$

Dužina izvijanja z-z

$l_z = 403.11 \text{ cm}$	
Relativna vitkost z-z	$\lambda_{z} = 0.722$
Krivulja izvijanja za os z-z: A	$\alpha = 0.210$
Redukcijski koeficijent	$\chi_z = 0.837$
Računska otpornost na izvijanje	$N_{b,Rd,z} = 942.69 \text{ kN}$

Uvjet 6.46: $N_{Ed} \leq N_{b,Rd,z} (488.29 \leq 942.69)$

6.3.3 Elementi konstantnog poprečnog presjeka opterećeni savijanjem i normalnim tlakom

Proračun koeficijenta interakcije izvršen je alternativnom metodom br. 2 (Aneks B)

Koeficijent uniformnog momenta	$C_{my} = 0.950$
Koeficijent uniformnog momenta	$C_{mz} = 1.000$
Koeficijent uniformnog momenta	$C_{mLT} = 0.950$
Koeficijent interakcije	$k_{yy} = 1.207$
Koeficijent interakcije	$k_{yz} = 0.762$
Koeficijent interakcije	$k_{zy} = 0.724$
Koeficijent interakcije	$k_{zz} = 1.271$

Redukcijski koeficijent	$\chi_y = 0.837$
$N_{Ed} / (\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1})$	0.518
$k_{yy} * (M_{yEd} + \Delta M_{yEd}) / ...$	0.009

Uvjet 6.61: (0.53 <= 1)

Redukcijski koeficijent	$\chi_z = 0.837$
$N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1})$	0.518
$k_{zz} * (M_{zEd} + \Delta M_{zEd}) / ...$	0.005

Uvjet 6.62: (0.52 <= 1)

PROVJERA OTPORNOSTI NA POSMIK
(slučaj opterećenja 10, početak štapa)

Računska uzdužna sila	$N_{Ed} = -61.843 \text{ kN}$
Poprečna sila u z pravcu	$V_{Ed,z} = 0.603 \text{ kN}$
Sistemska dužina štapa	$L = 403.11 \text{ cm}$

6.2 NOSIVOST POPREČNIH PRESJEKA

6.2.6 Posmik
Računska nosivost na posmik
Računska nosivost na posmik
Uvjet 6.17: $V_{Ed,z} \leq V_{c,Rd,z} (0.60 \leq 378.93)$

$V_{pl,Rd,z} = 378.93 \text{ kN}$	$V_{c,Rd,z} = 378.93 \text{ kN}$
-----------------------------------	----------------------------------

6.2.8 Posmik	$V_{pl,Rd,z} = 516.02 \text{ kN}$
Računska nosivost na posmik	$V_{c,Rd,z} = 516.02 \text{ kN}$

Uvjet 6.17: $V_{Ed,z} \leq V_{c,Rd,z} (0.05 \leq 516.02)$

6.2.10 Savijanje, posmik i centrična sila

Nije potrebna redukcija momenata otpornosti
Uvjet: $V_{Ed,z} \leq 50\% V_{pl,Rd,z}$

6.2.9 Savijanje i centrična sila
Omjer $N_{Ed} / N_{d,Rd}$
Uvjet 6.41: (0.01 <= 1)

0.388

6.3 NOSIVOST ELEMENATA NA IZVIJANJE

6.3.1.1 Nosivost na izvijanje

Dužina izvijanja y-y	$l_y = 403.11 \text{ cm}$
Relativna vitkost y-y	$\lambda_{y} = 0.668$
Krivulja izvijanja za os y-y: A	$\alpha = 0.210$
Elastična kritična sila	$N_{cr,y} = 3742.6 \text{ kN}$
Redukcijski koeficijent	$\chi_y = 0.862$
Računska otpornost na izvijanje	$N_{b,Rd,y} = 1310.5 \text{ kN}$

Uvjet 6.46: $N_{Ed} \leq N_{b,Rd,y} (648.79 \leq 1310.50)$

Dužina izvijanja z-z

$l_z = 403.11 \text{ cm}$	
Relativna vitkost z-z	$\lambda_{z} = 0.668$
Krivulja izvijanja za os z-z: A	$\alpha = 0.210$
Redukcijski koeficijent	$\chi_z = 0.862$
Računska otpornost na izvijanje	$N_{b,Rd,z} = 1310.5 \text{ kN}$

Uvjet 6.46: $N_{Ed} \leq N_{b,Rd,z} (648.79 \leq 1310.50)$

6.3.3 Elementi konstantnog poprečnog presjeka opterećeni savijanjem i normalnim tlakom

Proračun koeficijenta interakcije izvršen je alternativnom metodom br. 2 (Aneks B)

Koeficijent uniformnog momenta	$C_{my} = 0.950$
Koeficijent uniformnog momenta	$C_{mz} = 1.000$
Koeficijent uniformnog momenta	$C_{mLT} = 0.950$
Koeficijent interakcije	$k_{yy} = 1.170$
Koeficijent interakcije	$k_{yz} = 0.739$
Koeficijent interakcije	$k_{zy} = 0.702$
Koeficijent interakcije	$k_{zz} = 1.232$

Redukcijski koeficijent	$\chi_y = 0.862$
$N_{Ed} / (\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1})$	0.495
$k_{yy} * (M_{yEd} + \Delta M_{yEd}) / ...$	0.008

Uvjet 6.61: (0.50 <= 1)

Redukcijski koeficijent	$\chi_z = 0.862$
$N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1})$	0.495



$$\frac{k_{zy} \cdot (M_{yEd} + \Delta M_{yEd}) / \dots}{\dots}$$

Uvjet 6.62: $(0.50 \leq 1)$ 0.005

PROVJERA OTPORNOSTI NA POSMIK
(slučaj opterećenja 10, početak štapa)

Računska uzdužna sila $N_{Ed} = -68.745 \text{ kN}$
 Poprečna sila u z pravcu $V_{Ed,z} = 0.814 \text{ kN}$

Sistemska dužina štapa

L = 403.11 cm

6.2 NOSIVOST POPREČNIH PRESJEKA

6.2.6 Posmik

Računska nosivost na posmik

Računska nosivost na posmik

Uvjet 6.17: $V_{Ed,z} \leq V_{c,Rd,z}$ (0.81 \leq 516.02) $V_{pl,Rd,z} = 516.02 \text{ kN}$ $V_{c,Rd,z} = 516.02 \text{ kN}$

4.2.5.6 Rekapitulacija GSN

U ovom poglavlju prikazana je rekapitulacija najiskorištenijih elemenata ovisno o njihovoj poziciji. U poglavlju 4.3 će se analiza nadopuniti dodatnim proračunom prema EN 1998-1-1. Najopterećeniji elementi će se dodatno proračunati na požarno djelovanje.

Tablica 6 Rekapitulacija odabranim presjeka, klase čelika i maksimalne iskorištenosti poprečnih presjeka

Pozicija	Čelični profil	Klasa čelika	Mjerodavna kombinacija opterećenja	Nosivost
Glavni uzdužni nosači (Potresna veza)	IPE 360	S 355 JR	Kombinacija savijanja i tlaka	59%
	IPE 400	S 355 JR	Kombinacija savijanja i tlaka	77%
	IPE 450	S 355 JR	Kombinacija savijanja i tlaka	84%
Glavni poprečni nosači okvira	IPE 360	S 235 JR	Kombinacija savijanja i tlaka	59%
	IPE 400	S 235 JR	Kombinacija savijanja i tlaka	60%
	IPE 450	S 235 JR	Kombinacija savijanja i tlaka	53%
Stup	HEB 400	S 235 JR	Kombinacija savijanja i tlaka	72%
Kosnici (vertikalni uzdužni spreg)	CHS 168,3×8,0 mm	S 235 JR	Izvijanje/ Kombinacija savijanja i tlaka	49%
	CHS 177,8×10,0 mm	S 235 JR	Izvijanje/ Kombinacija savijanja i tlaka	53%
	CHS 193,7×12,5 mm	S 235 JR	Izvijanje/ Kombinacija savijanja i tlaka	50%

Kontrola nosive konstrukcije po pitanju graničnog stanja uporabljivosti provedena je za međukatnu konstrukciju, a progibi su ograničeni na $u = L/200$ za konstrukciju krova (POZ 600) i $u = L/250$ za ostale međukatne konstrukcije (POZ 500 – POZ 100). Zbog sažetosti ovog rada, kontrola zasebni profila međukatne konstrukcije nije prikazivana. Kontrola međukatnog i ukupnog pomaka u horizontalnim smjerovima prikazana u sljedećem poglavlju.

4.3 Proračun konstrukcije na seizmičko djelovanje

4.3.1 Ulazni podaci za seizmičku analizu

Seizmička analiza provedena je prema EN 1998-1-1.

Ukupna težina građevine u trenutku djelovanja potresa

Ukupna težina građevine, za koju se računaju seizmičke sile, određuje se kao suma svih stalnih i promjenjivih djelovanja na konstrukciju:

$$W = \sum G_{k,i} + \sum (\psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (50)$$

gdje je:

- W - ukupna težina zgrade,
- $G_{k,i}$ - karakteristična vrijednost stalnog djelovanja,
- $Q_{k,i}$ - karakteristična vrijednost promjenjivog djelovanja,
- $\psi_{E,i}$ - koeficijent kombinacije za promjenjivo djelovanje.

Koeficijent kombinacije za promjenjiva djelovanja se računa kao:

$$\psi_{E,i} = \varphi \psi_{2,i} \quad (51)$$

gdje je:

- φ - koeficijent uporabnog opterećenja u zavisnosti od razreda građevine i stupnja opterećenosti pojedinog kata, a prema tablici 7.,
- $\psi_{2,i}$ - koeficijent nazovistalne vrijednosti, prema tablici A1.1 iz [6]
 - $\psi_2 = 0,3$ - uporabno opterećenje kategorije B,
 - $\psi_2 = 0,0$ - ostala promjenjiva djelovanja i krovovi.

Tablica 7 Vrijednosti φ prema [6]

Promjenjivo djelovanje	Etaža	φ
Kategorije A-C	Krov	1,0
	Etaže s povezanom nastanjenošću	0,8
	Etaže s nepovezanom nastanjenošću	0,5
Kategorije D-F i arhivi		1,0

Horizontalni proračunski spektar

Iz modela su očitana prva dva vlastiti perioda (translacija u poprečnom i u uzdužnom smjeru):

$$T_1 = T_y = 1,14 \text{ s}; T_2 = T_x = 1,04 \text{ s}$$

Horizontalni projektni spektar za elastičnu analizu definiran je sljedećim izrazima:

$$0 \leq T \leq T_B \quad \rightarrow \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (52)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad \rightarrow \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (53)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad \rightarrow \quad S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (54)$$

$$T_D \leq T \quad \rightarrow \quad S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (55)$$

gdje je:

- $S_d(T)$ - ordinata proračunskog spektra za period T ,
- a_g - proračunsko ubrzanje tla tipa A, $a_g = \gamma \cdot a_{gR}$
- a_{gR} - poredbeno vršno ubrzanje na tlu tipa A,
- γ - faktor važnosti,
- T_B, T_C, T_D - karakteristične vrijednosti perioda koje definiraju početak dijelova spektra s konstantnim ubrzanjem, brzinom i pomacima odziva,
- S - faktor tla,
- q - faktor ponašanja,
- β - donji granični faktor horizontalnog projektog spektra; preporučena vrijednost iznosi 0,2.

Proračunsko ubrzanje tla

Potresno djelovanje se određuje preko proračunskog ubrzanja tla a_g , koje odgovara povratnom periodu potresa od 475 godina. Projektom je predviđena poredbena vrijednost maksimalnog ubrzanja tla: $a_{gR} = 0,25 \cdot g$

Razredi i parametri tla

Tip tla na kojem je sagrađena konstrukcija od velike je važnosti za konstruktivni sustav građevine. Tlo kao i građevina ima svoja dinamička svojstva, prvi vlastiti period i prigušenje. Za razne vrste tla postoje različiti spektri ubrzanja te prema tome postoje konstrukcije koje su otpornije ovisno o vrsti tla. U Eurocodeu 8 definirano je pet tipova tla.

Konstrukcija koja je predmet proračuna nalazi se na tipu tla B (grad Zagreb).

4.3.2 Specifičnosti analize čeličnih konstrukcija u seizmički aktivnim područjima

Seizmička analiza čelične konstrukcije ima nekoliko specifičnosti u usporedbi s analizom drugih vrsta konstrukcija i iste treba uzeti u obzir pri analizi nosive čelične konstrukcije na potresno djelovanje:

- 1) **Fleksibilnost i elastičnost:** Čelične konstrukcije su obično fleksibilnije i elastičnije od armiranobetonskih ili zidanih konstrukcija. To znači da će se čelična konstrukcija deformirati više pri djelovanju seizmičkih sila, ali će istovremeno moći apsorbirati veći dio energije koja se oslobađa tijekom potresa.



- 2) **Ponašanje priključaka:** Seizmička analiza čelične konstrukcije često uključuje detaljnu analizu ponašanja čvorova i priključaka između čeličnih elemenata, koji moraju biti projektirani i izvedeni tako da mogu apsorbirati seizmička opterećenja i prenositi ih bez oštećenja.
- 3) **Dinamička svojstva:** Čelične konstrukcije imaju različita dinamička svojstva od drugih materijala, što utječe na način na koji će reagirati na seizmičke sile. Stoga je važno uzeti u obzir dinamičke karakteristike čeličnih konstrukcija prilikom seizmičke analize.
- 4) **Brzina izgradnje:** Čelične konstrukcije često imaju prednost u brzini izgradnje u usporedbi s drugim vrstama konstrukcija. To može biti važno u slučaju obnove nakon potresa ili u hitnim situacijama.

Proračun čeličnih konstrukcija na djelovanje potresa obuhvaća analizu strukturne otpornosti konstrukcije na seizmičke sile koje mogu nastati tijekom potresa. Ovaj proračun obično uključuje sljedeće korake:

- 1) **Analiza seizmičkog opterećenja:** Prvi korak je procjena seizmičkog opterećenja koje će utjecati na konstrukciju. To uključuje utvrđivanje potencijalnih seizmičkih sila i ubrzanja prema relevantnim seizmičkim propisima, normama i standardima.
- 2) **Modeliranje konstrukcije:** Konstrukcija se modelira koristeći odgovarajuće softverske alate za analizu konstrukcije. To uključuje definiranje geometrije konstrukcije, svojstava materijala i veza (rubnih uvjeta) između elemenata.
- 3) **Analiza unutarnjih sila uslijed seizmičkog djelovanja:** Nakon modeliranja konstrukcije, provodi se analiza kako bi se odredila distribucija seizmičkih sila kroz konstrukciju. Ova analiza uzima u obzir dinamičke karakteristike konstrukcije i odgovarajuće seizmičke parametre.
- 4) **Dimenzioniranje i provjera:** Na temelju rezultata analize seizmičkih sila, dimenzioniraju se čelični elementi kako bi se osigurala adekvatna otpornost na seizmička opterećenja. Provjeravaju se čelični stupovi, grede, spojevi i ostale komponente kako bi se osigurala njihova sposobnost da izdrže zadano opterećenje.
- 5) **Optimizacija i prilagodba:** U ovom koraku, dizajn konstrukcije može se prilagoditi kako bi se poboljšala njegova otpornost na seizmička opterećenja, uključujući promjene u materijalima, dimenzijama ili konfiguraciji elemenata.

Nakon završetka proračuna, konstrukcija se može detaljno provjeriti i ocijeniti kako bi se osiguralo da zadovoljava zahtjeve sigurnosti i stabilnosti prema propisanim standardima i propisima. Ovo uključuje provjeru uklapanja u granične uvjete nosivosti, uporabljivosti i drugih relevantnih kriterija. Prema Eurokodu 8, EN 1998-1-1 postoje posebna pravila za projektiranje čeličnih konstrukcija koje je potrebno poštovati pri projektiranju. Posebna pravila su integrirana u proračun u poglavlju 4.3.5.

4.3.3 Modalna analiza konstrukcije

Napredne opcije seizmičkog proračuna:

Ploče - redukcija krutosti na savijanje: 0.500
Sprječeno osciliranje u Z pravcu

Faktori opterećenja za proračun masa		
No	Naziv	Koeficijent
1	G1 - Vlastita težina konstrukcije (g)	1.00
2	G2 - Dodatno stalno opterećenje	1.00
3	Q - Uporabno opterećenje	0.30

Raspored masa po visini objekta					
Nivo	Z [m]	X [m]	Y [m]	Masa [T]	T/m ²
POZ 600 - Strop 5. kata	21.00	15.00	9.00	352.51	0.70
POZ 500 - Strop 4. kata	17.50	15.00	9.00	318.15	0.63
POZ 400 - Strop 3. kata	14.00	15.00	9.00	320.67	0.64
POZ 300 - Strop 2. kata	10.50	15.00	9.00	320.88	0.64

Položaj centara krutosti po visini objekta (približna metoda)				
Nivo	Z [m]	X [m]	Y [m]	
POZ 600 - Strop 5. kata	21.00	15.00	9.00	
POZ 500 - Strop 4. kata	17.50	15.00	9.00	
POZ 400 - Strop 3. kata	14.00	15.00	9.00	
POZ 300 - Strop 2. kata	10.50	15.00	9.00	

Ekscentricitet po visini objekta (približna metoda)				
Nivo	Z [m]	eox [m]	eyy [m]	
POZ 600 - Strop 5. kata	21.00	0.00	0.00	
POZ 500 - Strop 4. kata	17.50	0.00	0.00	
POZ 400 - Strop 3. kata	14.00	0.00	0.00	
POZ 300 - Strop 2. kata	10.50	0.00	0.00	

Periodi osciliranja konstrukcije		
No	T [s]	f [Hz]
1	1.1495	0.8699
2	1.0484	0.9538
3	0.9837	1.0166
4	0.9824	2.6161

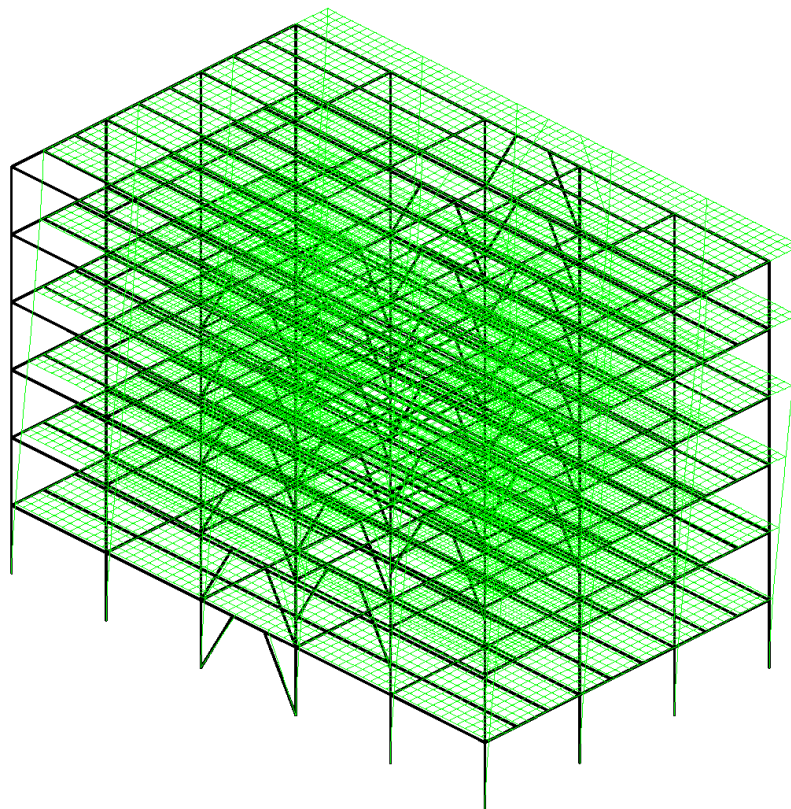
No	T [s]	f [Hz]
5	0.3775	2.6493
6	0.3345	2.9893
7	0.2236	4.4713

Nivo	Z [m]	X [m]	Y [m]	Masa [T]	T/m ²
POZ 200 - Strop 1. kata	7.00	15.00	9.00	323.93	0.64
POZ 100 - Strop prizemlja	3.50	15.00	9.00	324.19	0.64
POZ 000 - Termeji	0.00	15.00	9.00	8.18	
Ukupno:	12.31	15.00	9.00	1968.48	

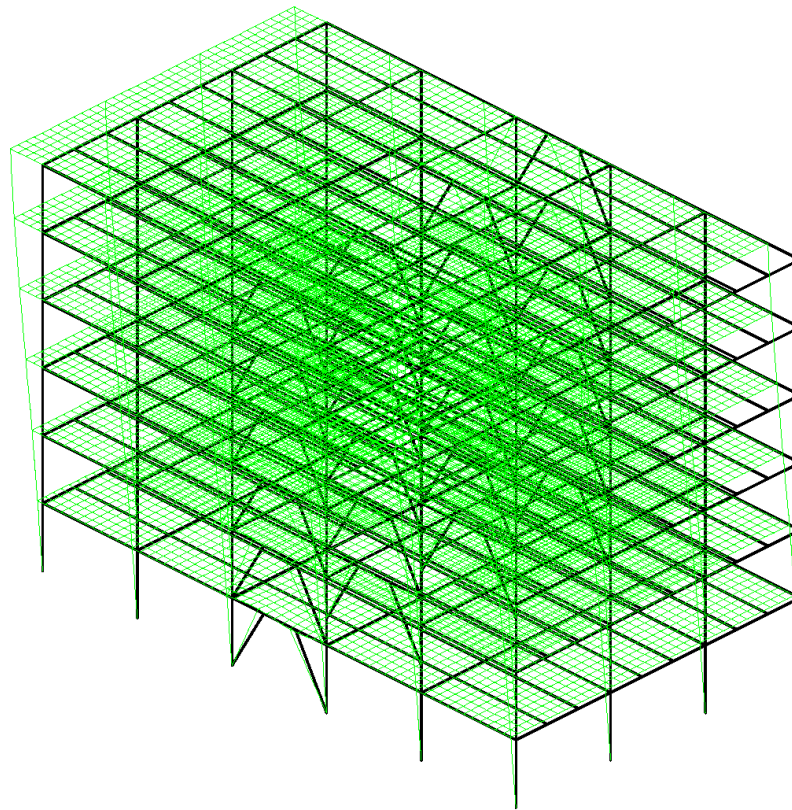
Nivo	Z [m]	X [m]	Y [m]
POZ 200 - Strop 1. kata	7.00	15.00	9.00
POZ 100 - Strop prizemlja	3.50	15.00	9.00
POZ 000 - Termeji	0.00	15.00	9.00

Nivo	Z [m]	eox [m]	eyy [m]
POZ 200 - Strop 1. kata	7.00	0.00	0.00
POZ 100 - Strop prizemlja	3.50	0.00	0.00
POZ 000 - Termeji	0.00	0.00	0.00

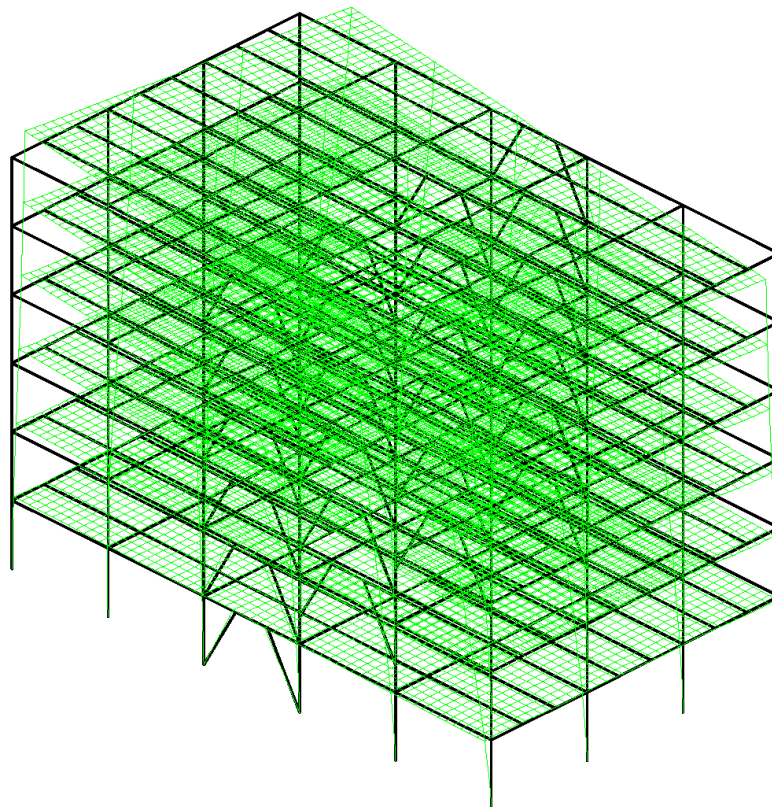
No	T [s]	f [Hz]
8	0.2002	4.9945
9	0.1830	5.4653
10	0.1590	6.2888



Izometrija
Forma osciliranja: 1/10 [T=1.1495sec / f=0.87Hz]



Izometrija
Forma osciliranja: 2/10 [T=1.0484sec / f=0.95Hz]



Izometrija
Forma osciliranja: 3/10 [T=0.9837sec / f=1.02Hz]



Seizmički proračun: EC8 (EN 1998)

Razred tla:	B
Razred važnosti:	II ($\gamma=1.0$)
Odnos $ag/R/g$:	0.250
Koeficijent prigušenja:	0.05
Slučajni ekscentritet mase etaže:	$e_i = \pm 0.050 \times L_i$

Faktori pravca potresa:

Slučaj opterećenja	Kut. α [°]	k_{α}	$k_{\alpha+90^\circ}$	k_z	Faktor P
Aex - Potres X	0	1.000	0.000	0.000	2.500
Aey - Potres Y	90	1.000	0.000	0.000	4.000

Tip spektra

Slučaj opterećenja	S	T _b	T _c	T _d	avg/ag
Aex - Potres X	1.200	0.150	0.500	2.000	1.000
Aey - Potres Y	1.200	0.150	0.500	2.000	1.000

Raspored seizmičkih sila po visini objekta - Aex - Potres X (+e)

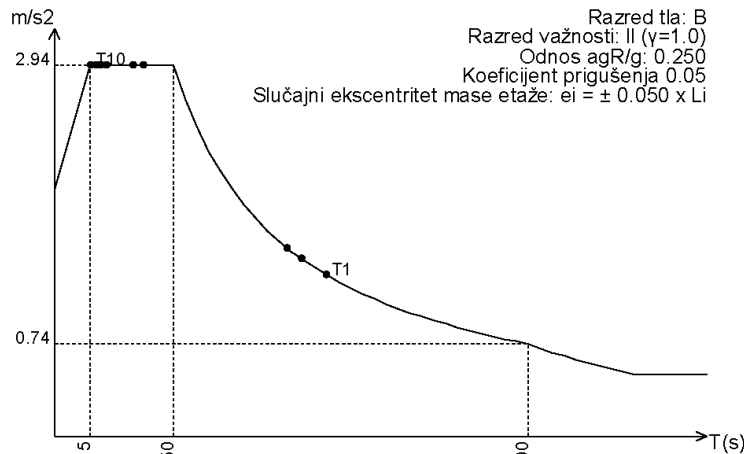
Nivo	Z [m]	Ton 1			Ton 2			Ton 3		
		Px [kN]	P _y [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	P _y [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	P _y [kN]	Pz [kN]
POZ 600 - Strop 5. kata	21.00	0.00	0.00	-0.00	655.61	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00
POZ 500 - Strop 4. kata	17.50	0.00	0.00	0.00	523.91	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00
POZ 400 - Strop 3. kata	14.00	0.00	0.00	0.00	426.51	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00
POZ 300 - Strop 2. kata	10.50	0.00	0.00	0.00	316.21	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
POZ 200 - Strop 1. kata	7.00	0.00	0.00	0.00	198.65	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00
POZ 100 - Strop prizemlja	3.50	0.00	0.00	-0.00	97.95	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00
POZ 000 - Temelji	0.00	0.00	0.00	0.62	-0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00
Σ		0.00	0.00	-0.00	2219.5	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00

Nivo	Z [m]	Ton 4			Ton 5			Ton 6		
		Px [kN]	P _y [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	P _y [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	P _y [kN]	Pz [kN]
POZ 600 - Strop 5. kata	21.00	-482.35	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00
POZ 500 - Strop 4. kata	17.50	-118.54	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00
POZ 400 - Strop 3. kata	14.00	240.39	0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00
POZ 300 - Strop 2. kata	10.50	434.04	0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
POZ 200 - Strop 1. kata	7.00	430.04	0.00	0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
POZ 100 - Strop prizemlja	3.50	269.31	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00	-0.00
POZ 000 - Temelji	0.00	1.81	0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00
Σ		774.69	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00	-0.00

Nivo	Z [m]	Ton 7			Ton 8			Ton 9		
		Px [kN]	P _y [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	P _y [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	P _y [kN]	Pz [kN]
POZ 600 - Strop 5. kata	21.00	206.12	0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00
POZ 500 - Strop 4. kata	17.50	-130.83	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00	-0.00
POZ 400 - Strop 3. kata	14.00	-246.32	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00
POZ 300 - Strop 2. kata	10.50	-41.79	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
POZ 200 - Strop 1. kata	7.00	217.74	0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
POZ 100 - Strop prizemlja	3.50	223.68	0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
POZ 000 - Temelji	0.00	1.62	-0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Σ		230.13	0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00

Nivo	Z [m]	Ton 10		
		Px [kN]	P _y [kN]	Pz [kN]
POZ 600 - Strop 5. kata	21.00	-84.36	-0.00	0.00
POZ 500 - Strop 4. kata	17.50	147.21	0.00	0.00
POZ 400 - Strop 3. kata	14.00	0.56	-0.00	0.00
POZ 300 - Strop 2. kata	10.50	-134.09	0.00	-0.00
POZ 200 - Strop 1. kata	7.00	16.13	0.00	0.00
POZ 100 - Strop prizemlja	3.50	119.99	-0.00	0.00
POZ 000 - Temelji	0.00	0.99	-0.00	-0.00
Σ		65.52	-0.00	0.00

Projektni spektar - Aex - Potres X (+e)



S=1.20, T_b=0.15, T_c=0.50, T_d=2.00

Raspored seizmičkih sila po visini objekta - Aex - Potres X (-e)

Nivo	Z [m]	Ton 1			Ton 2			Ton 3		
		Px [kN]	P _y [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	P _y [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	P _y [kN]	Pz [kN]
POZ 600 - Strop 5. kata	21.00	0.00	0.00	-0.00	655.61	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00
POZ 500 - Strop 4. kata	17.50	0.00	0.00	0.00	523.91	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00
POZ 400 - Strop 3. kata	14.00	0.00	0.00	0.00	426.51	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00
POZ 300 - Strop 2. kata	10.50	0.00	0.00	0.00	316.21	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
POZ 200 - Strop 1. kata	7.00	0.00	0.00	0.00	198.65	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00
POZ 100 - Strop prizemlja	3.50	0.00	0.00	-0.00	97.95	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00
POZ 000 - Temelji	0.00	0.00	0.00	0.00	0.62	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00
Σ		0.00	0.00	-0.00	2219.5	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00

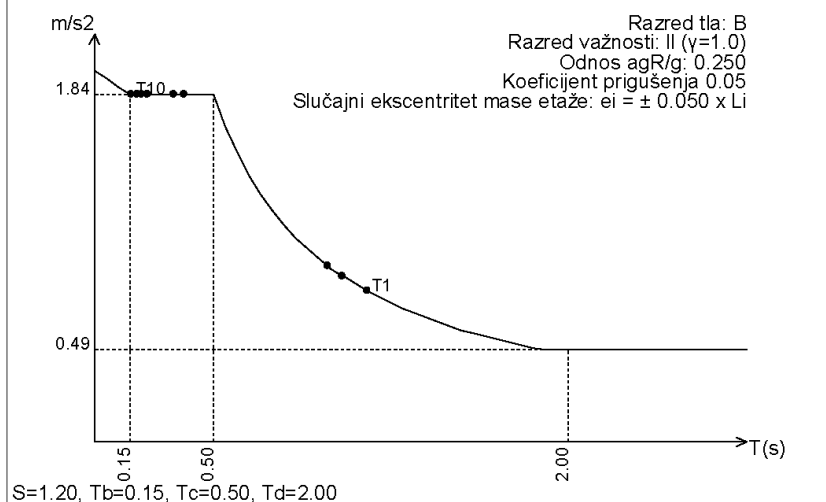
Nivo	Z [m]	Ton 4			Ton 5			Ton 6		
		Px [kN]	P _y [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	P _y [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	P _y [kN]	Pz [kN]
POZ 600 - Strop 5. kata	21.00	-482.35	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00
POZ 500 - Strop 4. kata	17.50	-118.54	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00
POZ 400 - Strop 3. kata	14.00	240.39	0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00
POZ 300 - Strop 2. kata	10.50	434.04	0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
POZ 200 - Strop 1. kata	7.00	430.04	0.00	0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
POZ 100 - Strop prizemlja	3.50	269.31	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00	-0.00
POZ 000 - Temelji	0.00	1.81	0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00
Σ		774.69	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00	-0.00



Nivo	Z [m]	Ton 7			Ton 8			Ton 9		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
POZ 600 - Strop 5. kata	21.00	206.12	0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00
POZ 500 - Strop 4. kata	17.50	-130.93	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00	-0.00
POZ 400 - Strop 3. kata	14.00	-246.32	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00
POZ 300 - Strop 2. kata	10.50	-41.79	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
POZ 200 - Strop 1. kata	7.00	217.74	0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
POZ 100 - Strop prizemlja	3.50	223.68	0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00	-0.00	-0.00
POZ 000 - Temelji	0.00	1.62	-0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.00	0.00
	Σ =	230.13	0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00

Nivo	Z [m]	Ton 10		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
POZ 600 - Strop 5. kata	21.00	-84.36	-0.00	0.00
POZ 500 - Strop 4. kata	17.50	147.21	0.00	0.00
POZ 400 - Strop 3. kata	14.00	0.56	-0.00	0.00
POZ 300 - Strop 2. kata	10.50	-134.09	0.00	-0.00
POZ 200 - Strop 1. kata	7.00	16.13	0.00	0.00
POZ 100 - Strop prizemlja	3.50	119.09	-0.00	0.00
POZ 000 - Temelji	0.00	0.99	-0.00	-0.00
	Σ =	65.52	-0.00	0.00

Projektni spektar - Aey - Potres Y (+e)



Faktori participacije - Relativno učešće

Ton \ Naziv	1. Aek - Potr1	2. Aek - Potr3	3. Aey - Potr4	4. Aey - Potr
1	0.000	0.000	0.662	0.662
2	0.675	0.675	0.000	0.000
3	0.000	0.000	0.000	0.000
4	0.235	0.235	0.000	0.000
5	0.000	0.000	0.242	0.242
6	0.000	0.000	0.000	0.000
7	0.070	0.070	0.000	0.000
8	0.000	0.000	0.096	0.096
9	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.020	0.020	0.000	0.000

Faktori participacije - Sudjelujuće mase

Ton	U [α=0°]	U [α=90°]
1	0.00	78.18
2	80.39	0.00
3	0.00	0.00
4	13.43	0.00

Ton	U [α=0°]	U [α=90°]
5	0.00	12.46
6	0.00	0.00
7	4.00	0.00
8	0.00	4.94

Ton	U [α=0°]	U [α=90°]
9	0.00	0.00
10	1.14	0.00
ΣU (%)	96.96	96.58

4.3.4 Analiza učinaka drugog reda i kontrola horizontalnog međukatnog pomaka

4.3.4.1 Analiza učinaka drugog reda na proračun nosive konstrukcije

Ukupna težina građevine, za koju se računaju seizmičke sile, određuje se kao suma svih stalnih i promjenjivih djelovanja na nosivu konstrukciju, te se u usporedbi sa horizontalnim opterećenjem na pojedinoj etaži (lokalno) i na globalnoj razini, analiziraju se učinci drugog reda na proračun nosive konstrukcije. Parametri koji su prikazani u tablicama 8 i 9 su navedeni u nastavku:

$$\Delta d = d_{POZ\ 600} - d_{POZ\ 500} \quad - \text{razlika u međukatnom pomaku}$$

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \quad - \text{koeficijent osjetljivosti}$$

$$\alpha = \frac{1}{(1-\theta)} \quad - \text{množitelj potresnog opterećenja}$$

P_{tot} - ukupna vertikalna sila na razini etaže

V_{tot} - ukupna seizmička sila na razini etaže

Tablica 8 Proračun koeficijenta osjetljivosti (smjer X)

Razina	Z[m]	Visina [m]	P_{tot} [kN]	V_{tot} [kN]	Δd [mm]	θ	α
POZ 600 – Strop 5. kata	21,0	3,5	3458	837	17,79	0,021	1,02
POZ 500 – Strop 4. kata	17,5	3,5	6578	1322	24,37	0,035	1,04
POZ 400 – Strop 3. kata	14,0	3,5	9722	1653	26,68	0,041	1,04
POZ 300 – Strop 2. kata	10,5	3,5	12869	1936	26,07	0,050	1,05
POZ 200 – Strop 1. kata	7,0	3,5	16046	2183	22,16	0,047	1,05
POZ 100 – Strop prizemlja	3,5	3,5	19225	2370	22,6	0,052	1,06

Tablica 9 Proračun koeficijenta osjetljivosti (smjer Y)

Razina	Z[m]	Visina [m]	P_{tot} [kN]	V_{tot} [kN]	Δd [mm]	θ	α
POZ 600 – Strop 5. kata	21,0	3,5	3458	495	19,27	0,038	1,04
POZ 500 – Strop 4. kata	17,5	3,5	6578	755	25,16	0,063	1,07
POZ 400 – Strop 3. kata	14,0	3,5	9722	939	28,62	0,085	1,09
POZ 300 – Strop 2. kata	10,5	3,5	12869	1095	29,56	0,099	1,11



POZ 200 – Strop 1. kata	7,0	3,5	16046	1239	27,91	0,103	1,12
POZ 100 – Strop prizemlja	3,5	3,5	19225	1326	17,48	0,072	1,08

Iz prethodne analize može se zaključiti da nije potrebna uzimati u obzir učinke drugog reda na proračun konstrukcije. Dostatan je proračun po teoriji I. reda.

4.3.4.2 Proračun faktora redukcije - v -

- Za poredbeno povratno razdoblje potresa $T_{NCR} = 475$ godina $\rightarrow a_{gR}/g = 0,25$,

- Za poredbeno povratno razdoblje potresa $T_{NCR} = 95$ godina $\rightarrow a_{gR}/g = 0,12$,

- Faktor redukcije kojim se uzima u obzir kraći povratni period seizmičkog djelovanja koje se odnosi

na granično stanje uporabljivosti:

$$v = 0,12 / 0,25 = 0,48$$

- Prema HRN EN 1998-1:2011 za građevine razreda važnosti III. može se usvojiti faktor redukcije u iznosu : $v = 0,400$

- Daljnja analiza ograničenja horizontalnog pomaka provesti će se za vrijednost $v = 0,5$ čime je proračun na strani sigurnosti.

4.3.4.3 Kontrola horizontalnog pomaka građevine

U građevini su predviđeni fasada i pregradnih zidovi od krutih materijala koji su vezani na glavnu nosivu konstrukciju građevine.

Stoga se za kontrolu relativnog katnog pomaka primjenjuje izraz: $d \times v \leq 0,005 \times h \rightarrow d_r \leq 0,010 \times h$

Pomaci u uzdužnom X smjeru su mjerodavni.

Ako se uzme faktor ponašanja $q = 2,5$ izraz vrijedi: $d_e \leq 0,004 \times h$

Pomaci u poprečnom Y smjeru su mjerodavni.

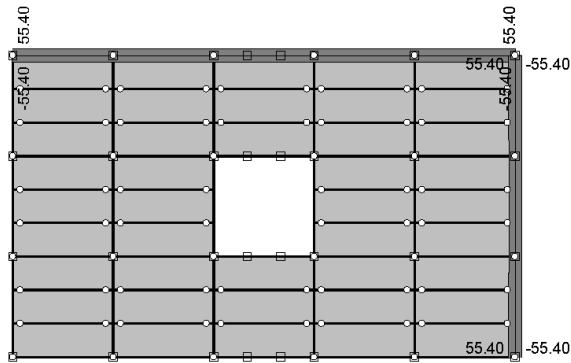
Ako se uzme faktor ponašanja $q = 4,0$ izraz se može napisati da vrijedi: $d_e \leq 0,0025 \times h$

Vrijednosti horizontalnih pomaka prikazane su na prethodnoj stranici.

- Kontrola relativnog katnog pomaka –



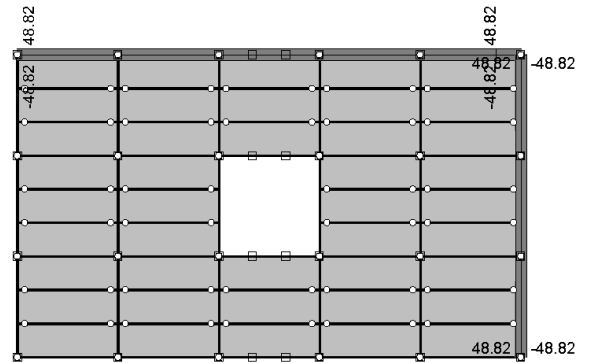
Opt. 8: SRSS: MAX(IV,V)+MAX(VI,VII)



Nivo: POZ 600 - Strop 5. kata [21.00 m]
Vektorski presjeci: Xp

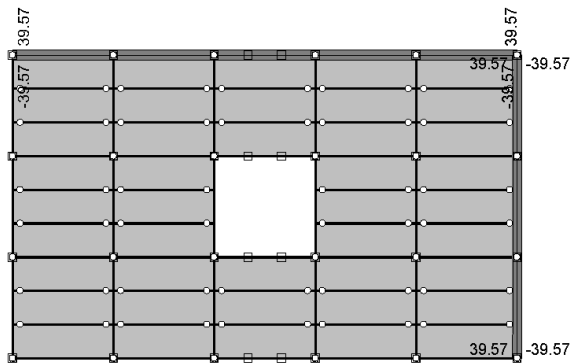
Opt. 8: SRSS: MAX(IV,V)+MAX(VI,VII)

Opt. 8: SRSS: MAX(IV,V)+MAX(VI,VII)



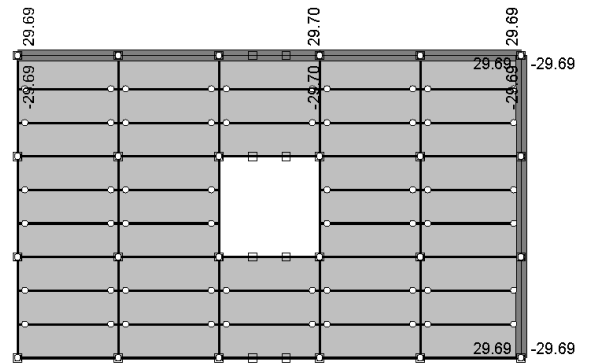
Nivo: POZ 500 - Strop 4. kata [17.50 m]
Vektorski presjeci: Xp

Opt. 8: SRSS: MAX(IV,V)+MAX(VI,VII)



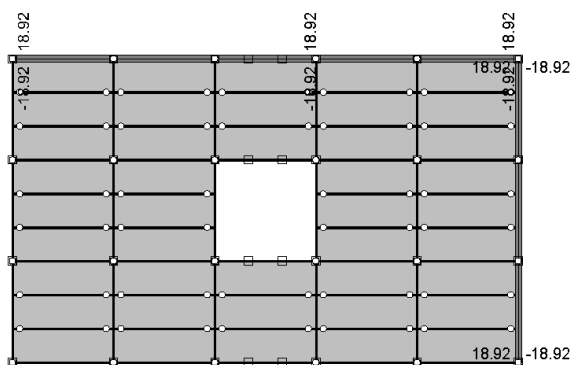
Nivo: POZ 400 - Strop 3. kata [14.00 m]
Vektorski presjeci: Xp

Opt. 8: SRSS: MAX(IV,V)+MAX(VI,VII)

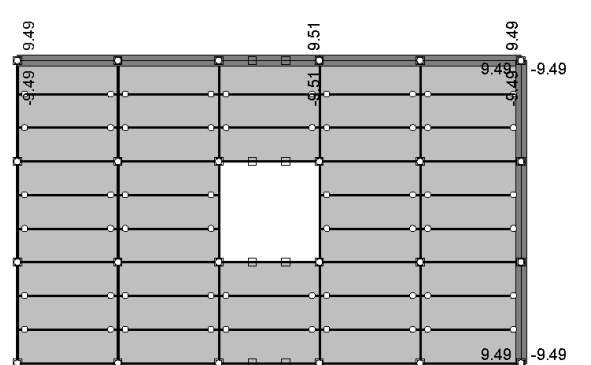


Nivo: POZ 300 - Strop 2. kata [10.50 m]
Vektorski presjeci: Xp

Opt. 8: SRSS: MAX(IV,V)+MAX(VI,VII)



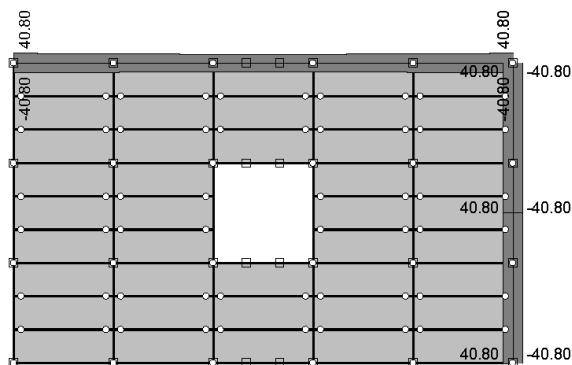
Nivo: POZ 200 - Strop 1. kata [7.00 m]
Vektorski presjeci: Xp



Nivo: POZ 100 - Strop prizemlja [3.50 m]
Vektorski presjeci: Xp



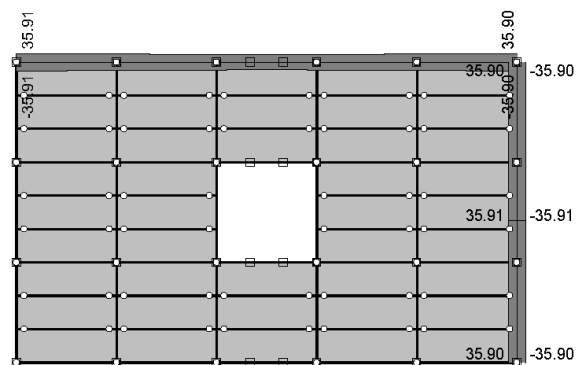
Opt. 8: SRSS: MAX(IV,V)+MAX(VI,VII)



Nivo: POZ 600 - Strop 5. kata [21.00 m]
Vektorski presjeci: Yp

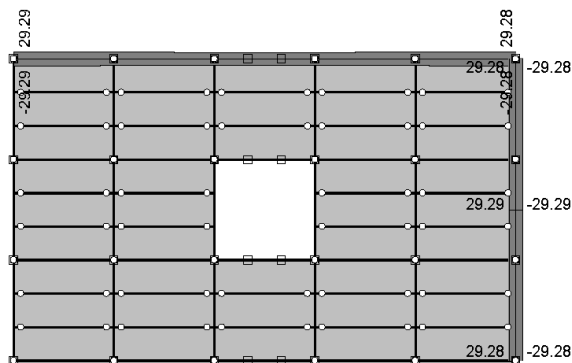
Opt. 8: SRSS: MAX(IV,V)+MAX(VI,VII)

Opt. 8: SRSS: MAX(IV,V)+MAX(VI,VII)



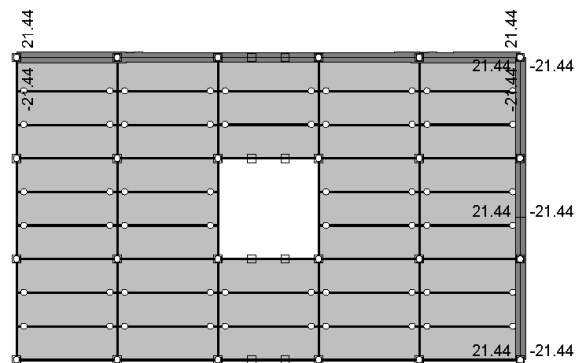
Nivo: POZ 500 - Strop 4. kata [17.50 m]
Vektorski presjeci: Yp

Opt. 8: SRSS: MAX(IV,V)+MAX(VI,VII)



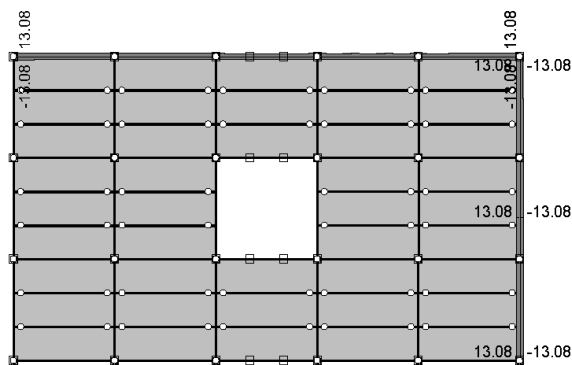
Nivo: POZ 400 - Strop 3. kata [14.00 m]
Vektorski presjeci: Yp

Opt. 8: SRSS: MAX(IV,V)+MAX(VI,VII)

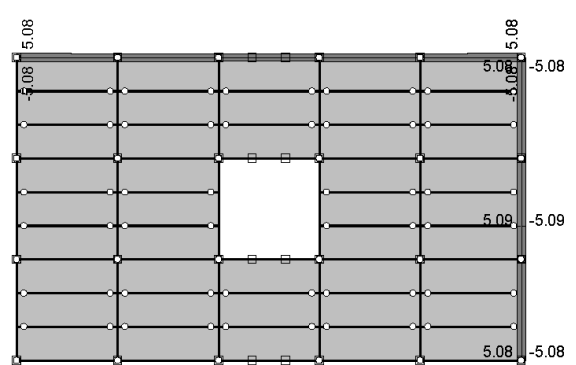


Nivo: POZ 300 - Strop 2. kata [10.50 m]
Vektorski presjeci: Yp

Opt. 8: SRSS: MAX(IV,V)+MAX(VI,VII)



Nivo: POZ 200 - Strop 1. kata [7.00 m]
Vektorski presjeci: Yp



Nivo: POZ 100 - Strop prizemlja [3.50 m]
Vektorski presjeci: Yp

Kontrola relativnog pomaka u smjeru X provedena je na globalnom 3D modelu i prikazana je u tablici 10.

Tablica 10 Kontrola relativnog katnog pomaka u smjeru X

Razina	Z[m]	Visina [m]	Pomak u smjeru Xp [mm]	δ [mm]	δ/h	δ/h dopušteno
POZ 600 – Strop 5. kata	21,0	3,5	55,40	6,56	0,0019	0,004
POZ 500 – Strop 4. kata	17,5	3,5	48,84	9,26	0,0026	0,004
POZ 400 – Strop 3. kata	14,0	3,5	39,58	9,87	0,0028	0,004
POZ 300 – Strop 2. kata	10,5	3,5	29,71	10,79	0,0031	0,004
POZ 200 – Strop 1. kata	7,0	3,5	18,92	9,43	0,0027	0,004
POZ 100 – Strop prizemlja	3,5	3,5	9,49	9,49	0,0027	0,004

Kontrola relativnog pomaka u smjeru Y provedena je na globalnom 3D modelu i prikazana je u tablici 11.

Tablica 11 Kontrola relativnog katnog pomaka u smjeru Y

Razina	Z[m]	Visina [m]	Pomak u smjeru Yp [mm]	δ [mm]	δ/h	δ/h dopušteno
POZ 600 – Strop 5. kata	21,0	3,5	40,80	4,88	0,0014	0,0025
POZ 500 – Strop 4. kata	17,5	3,5	35,92	6,62	0,0019	0,0025
POZ 400 – Strop 3. kata	14,0	3,5	29,30	7,86	0,0022	0,0025
POZ 300 – Strop 2. kata	10,5	3,5	21,44	8,35	0,0024	0,0025
POZ 200 – Strop 1. kata	7,0	3,5	13,09	8,00	0,0023	0,0025
POZ 100 – Strop prizemlja	3,5	3,5	5,09	5,09	0,0015	0,0025

Ukupni relativni horizontalni pomaci su manji od dopuštenog. Građevina ima potrebnu krutost.

4.3.4.4 Određivanje mjerodavnog tipa spektra odziva

U nastavku je prikazana analiza ukupne poprečne sile na razini temelja (*engl. Base Shear*) kako bi se utvrdilo je li Spektar odziva tipa 1 definiran Eurokodom 8 (EN 1998-1-1) ili Spektar odziva tipa 2 daje veću mjerodavnu horizontalnu silu.

Tablica 12 Usporedba ukupne poprečne sile za Spektar tip 1 i Spektar tip 2

Mod osciliranja	Spektar tip 1		Spektar tip 2	
	Smjer X [kN]	Smjer Y [kN]	Smjer X [kN]	Smjer Y [kN]
1	0	1231	0	755
2	2220	0	1249	0
3	0	0	0	0
4	0	451	570	0
5	775	0	0	336
6	0	0	0	0
7	230	0	259	0
8	0	178	0	201
9	0	0	0	0
10	66	0	74	0
Suma:	3290	1860	2151	1291

Prema tablici 12 usporedbom je vidljivo da je u oba smjera mjerodavno djelovanje za Spektar tip 1, s kojim će se nastaviti proračun.

U nastavku je prikazana usporedba (tablica 13) horizontalnog djelovanja vjetra u odnosu na potresno djelovanje kako bi se prikazalo i odredilo maksimalno i mjerodavno horizontalno djelovanje na nosivu konstrukciju zgrade.

Tablica 13 Prikaz horizontalnog djelovanja vjetra na površinu zgrade

	Smjer X		Smjer Y	
	wD/ wD'	wE	wD	wE
Pritisak vjetra na površinu [kN/m ²]	0,65/0,695	0,407	0,722	0,459
F1 [kN]	211	154	455	289
F2 [kN]	38	0	0	0
Fuk [kN]	402		744	
Fuk × 1,5 [kN]	603		1116	



Tablica 14 Usporedba horizontalnog djelovanja vjetra i potresa

Smjer	Vjetar (faktorirano)	Potres	Razlika	Potres/Vjetar
X	603	3290	2687	5,46
Y	1116	1860	744	1,67

Usporedbom djelovanja vjetra i potresa vidljivog u tablici 14 prikazano je da je mjerodavno horizontalno opterećenje u ovoj situaciji sa osnovnom brzinom vjetra ($v_b = 25$ m/s, kategorija terena IV) i opterećenje potresom $a_g = 0,25$ g (primjerice za zgradu u Zagrebu) i ovim specifičnim dimenzijama zgrade mjerodavno opterećenje u horizontalnom smjeru opterećenje potresom u oba horizontalna smjera.

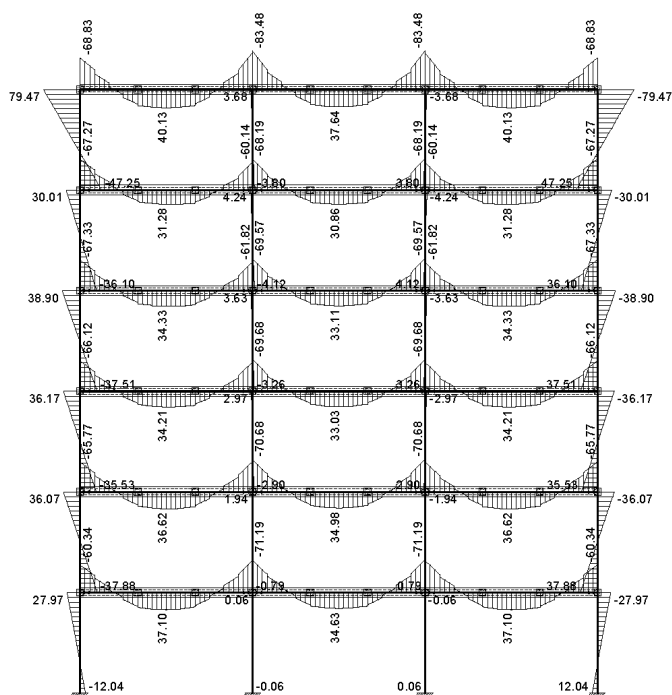
4.3.5 Proračun nosive čelične konstrukcije na seizmičko djelovanje

Proračun nosive čelične na seizmičko djelovanje proveden je prema dodatnim pravilima poglavlje 6 Eurocodea 8 (EN 1998-1-1), posebna pravila za projektiranje čeličnih konstrukcija u seizmičkom području. U smjeru X projektiran je sustav okvira, a u smjeru Y sustav sa ekscentričnim V vezova, sa projektiranim potresnim sponama.

4.3.5.1 Smjer Y – Okviri (engl. Moment resisting frame – MRF)

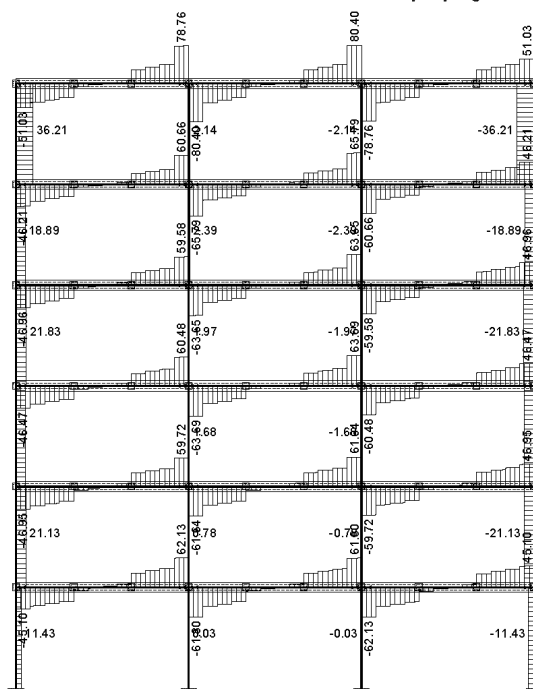
Prikaz unutarnjih sila u okvirima za djelovanje vertikalnog opterećenja ($M_{Ed,G}$) i opterećenja potresom ($M_{Ed,E}$) prikazan je u nastavku:

Opt. 13: I+II+0.3xIII



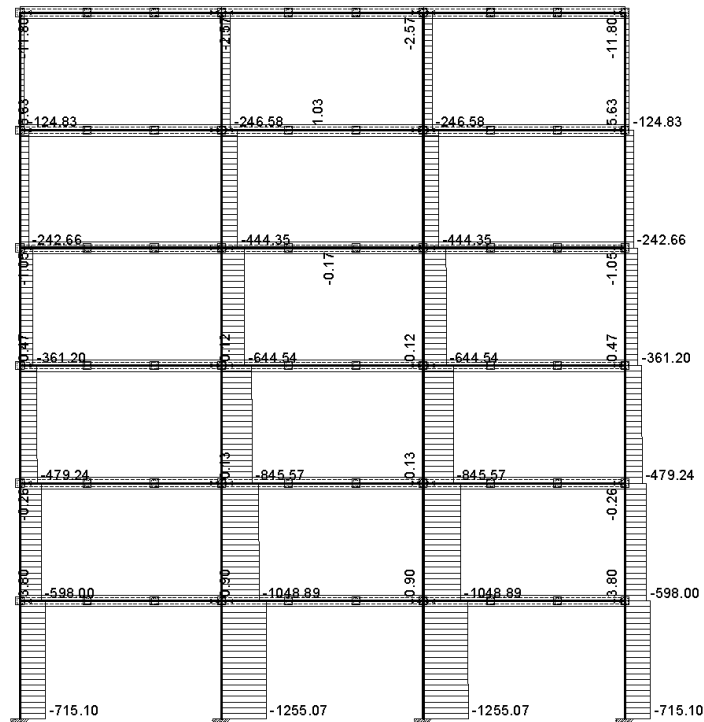
Opt. 13: I+II+0.3xIII

Okvir: V_5
Utjecaji u gredi: max M3= 79.47 / min M3= -83.48 kNm



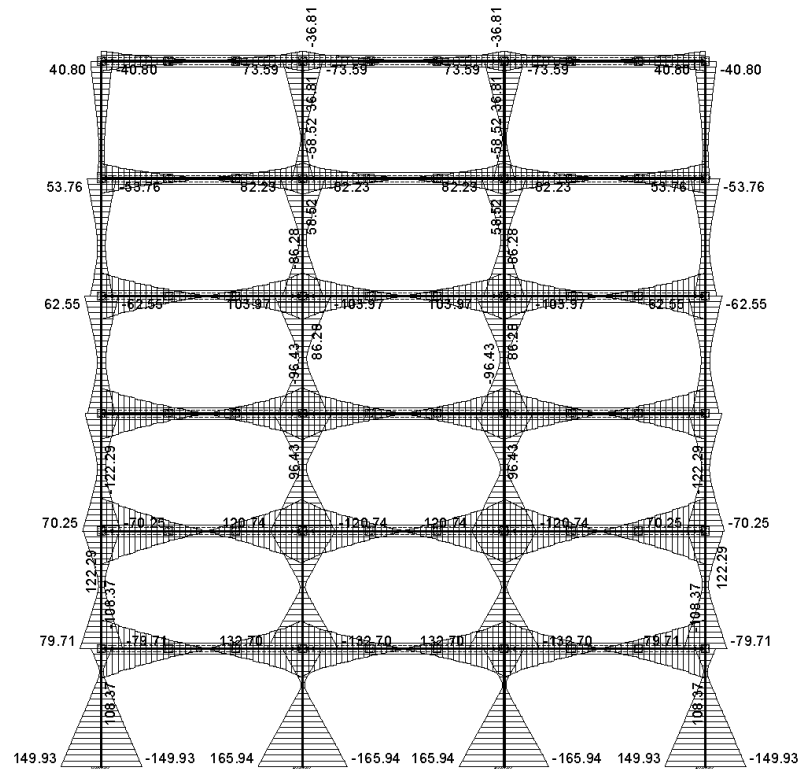
Okvir: V_5
Utjecaji u gredi: max T2= 80.40 / min T2= -80.40 kN

Opt. 13: I+II+0.3xIII



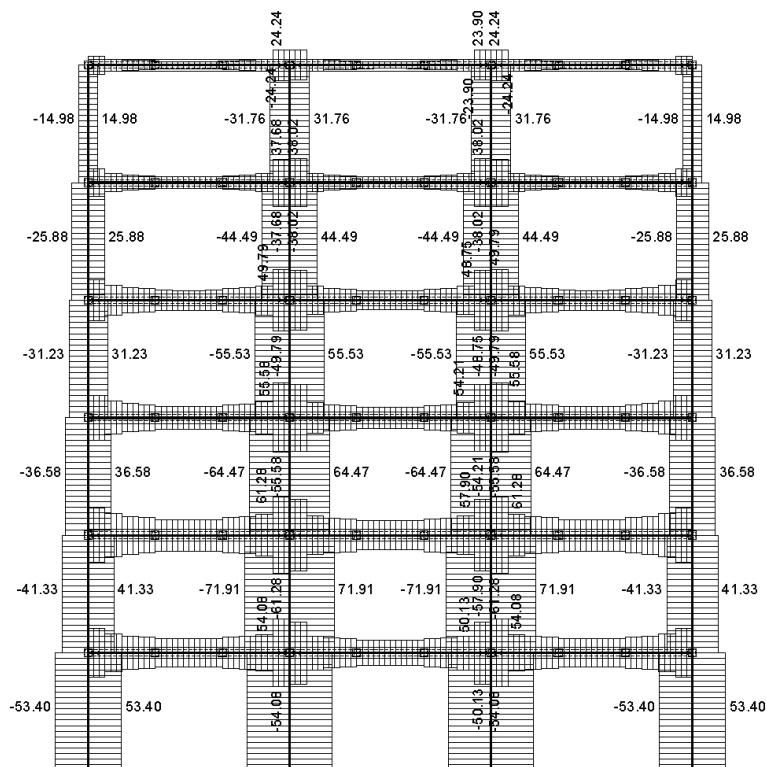
Opt. 6: Aey - Potres Y (+e)

Okvir: V_5
Utjecaji u gredi: max N1= 5.63 / min N1= -1255.07 kN



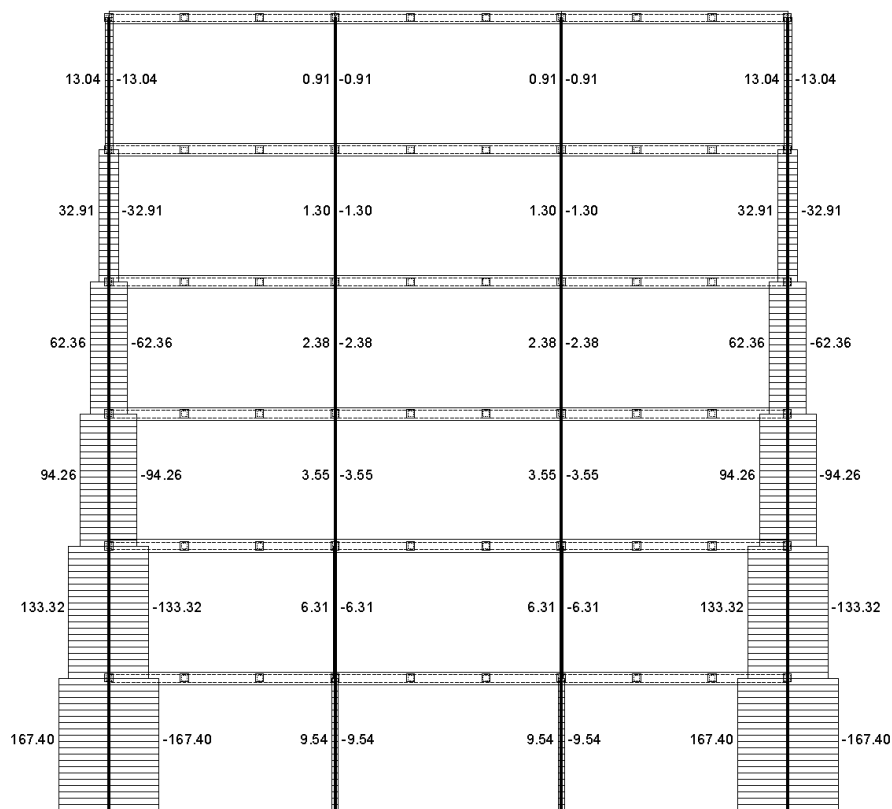
Okvir: V_5
Utjecaji u gredi: max M3= 165.94 / min M3= -165.94 kNm

Opt. 6: Aey - Potres Y (+e)



Okvir: V_5
Utjecaji u gredi: max T2= 71.91 / min T2= -71.91 kN

Opt. 6: Aey - Potres Y (+e)



Okvir: V_5
Utjecaji u gredi: max N1= 167.40 / min N1= -167.40 kN

Proračunsko djelovanje momenta savijanja na gredama okvira uzrokovano vertikalnim djelovanjem i djelovanjem potresa

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + \alpha \cdot M_{Ed,E} \quad (56)$$

$$\Omega_i = M_{pl,Rd} / M_{Ed,i} \quad (57)$$

Tablica 15 Kontrola prečki okvira na savijanje u smjeru Y

	Pozicija	Lijevi kraj				Desni kraj				Ω_{min}
		$M_{Ed,G}$	$M_{Ed,E}$	M_{Ed}	Ω_i	$M_{Ed,G}$	$M_{Ed,E}$	M_{Ed}	Ω_i	
		(kNm)	(kNm)	(kNm)		(kNm)	(kNm)	(kNm)		
Raspon A - B	600	68.8	36.5	106.8	2.24	79.8	36.8	118.1	2.03	1,75
	500	67.3	53.8	124.7	1.92	60.1	57.7	121.6	1.97	
	400	67.3	84.8	160.0	1.92	61.8	86.3	156.1	1.97	
	300	66.1	94.4	170.9	1.80	63.5	96.4	170.5	1.80	
	200	65.8	122.3	202.1	1.98	65.8	119.8	199.4	2.01	
	100	60.3	108.4	177.2	2.26	70.4	105.6	184.1	2.17	
Raspon B - C	600	83.5	36.8	121.8	1.97	83.5	36.8	121.8	1.97	
	500	68.2	58.5	130.6	1.83	68.2	58.5	130.6	1.83	
	400	69.6	85.5	163.0	1.88	69.6	85.5	163.0	1.88	
	300	69.7	95.1	175.2	1.75	69.7	95.1	175.2	1.75	
	200	70.7	115.4	199.3	2.01	70.7	115.4	199.3	2.01	
	100	71.2	122.3	203.0	1.97	71.2	122.3	203.0	1.97	

Proračunsko djelovanje momenta savijanja i uzdužne sile na stupovima okvira uzrokovano vertikalnim djelovanjem i djelovanjem potresa:

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + \alpha \cdot 1,1 \cdot \gamma_{OV} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad (58)$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + \alpha \cdot 1,1 \cdot \gamma_{OV} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad (59)$$

Tablica 16 Kontrola stupova okvira na savijanje u smjeru Y – rubni dio okvira (raspon A-B)

	Pozicija	$M_{Ed,G}$	$M_{Ed,E}$	M_{Ed}	$N_{Ed,G}$	$N_{Ed,E}$	N_{Ed}	M_{Rc}	$\frac{M_{N,Rd}}{M_{Ed}}$
		(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	
Gornji dio stupa	600	79.5	40.8	181.7	119.0	13.0	151.6	759.5	4.18
	500	30.0	53.8	168.2	236.8	32.9	321.4	759.5	4.51
	400	38.9	62.6	203.6	355.3	62.4	519.5	759.5	3.73
	300	36.2	61.1	199.7	473.4	94.3	725.6	759.5	3.80
	200	36.1	70.3	224.9	592.1	133.3	950.5	759.5	3.38

	100	28.0	37.7	125.9	709.2	167.4	1144.2	759.5	6.03
Donji dio stupa	600	47.3	16.1	87.6	124.8	13.0	157.5	759.5	8.67
	500	36.1	41.1	141.9	242.7	32.9	327.3	759.5	5.35
	400	37.5	51.2	172.4	361.2	62.4	525.4	759.5	4.41
	300	35.5	70.3	223.5	479.2	94.3	731.5	759.5	3.40
	200	37.9	79.7	252.1	598.0	133.3	956.3	759.5	3.01
	100	12.0	149.9	401.6	715.1	167.4	1150.1	759.5	1.89

Tablica 17 Kontrola stupova okvira na savijanje u smjeru Y – rubni dio okvira (raspon B-C)

	Pozicija	$M_{Ed,G}$	$M_{Ed,E}$	M_{Ed}	$N_{Ed,G}$	$N_{Ed,E}$	N_{Ed}	M_{Rc}	$\frac{M_{N,Rd}}{M_{Ed}}$
		(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	
Gornji dio stupa	600	3.68	73.6	188.1	240.7	0.91	243.0	759.5	4.04
	500	4.24	82.3	215.9	438.5	1.3	441.8	759.5	3.52
	400	3.63	104.0	277.4	638.7	2.38	644.9	759.5	2.74
	300	2.79	106.3	287.1	839.7	3.55	849.2	759.5	2.65
	200	1.94	120.7	326.5	1043.0	6.31	1060.0	759.5	2.33
	100	0.06	74.4	193.3	1249.2	9.54	1274.0	759.5	3.93
Donji dio stupa	600	3.8	38.7	100.7	246.6	0.91	246.6	759.5	7.54
	500	4.12	75.3	197.7	444.4	1.3	444.4	759.5	3.84
	400	3.26	92.2	246.2	644.5	2.38	644.5	759.5	3.09
	300	2.9	120.7	326.0	845.6	3.55	845.6	759.5	2.33
	200	0.79	132.7	357.5	1048.9	6.31	1048.9	759.5	2.12
	100	0.06	165.9	431.2	1255.1	9.54	1255.1	759.5	1.76

Kontrola lokalnog kriterija za vanjske i unutarnje stupove MRF u Y smjeru zgrade.

$$\sum M_{Rc} = 2 \cdot M_{Rc} \quad (60)$$

$$\sum M_{Rb} = 2 \cdot M_{Rb} \quad (61)$$

$$\frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \geq 1,3 \quad (62)$$

Tablica 18 Kontrola stupova okvira na savijanje u smjeru Y – rubni dio okvira (raspon B-C)

Pozicija	Rubni raspon A-B			Srednji raspon B-C			
	M_{Rc}	M_{Rb}	$\frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}$	M_{Rc}	$M_{Rb,lijevo}$	$M_{Rb,desno}$	$\frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}$
600	759.5	239.5	6.34	759.5	239.5	239.5	3.17
500	759.5	239.5	6.34	759.5	239.5	239.5	3.17

400	759.5	307.1	4.95	759.5	307.1	307.1	2.47
300	759.5	307.1	4.95	759.5	307.1	307.1	2.47
200	759.5	400.0	3.80	759.5	400.0	400.0	1.90
100	759.5	400.0	3.80	759.5	400.0	400.0	1.90

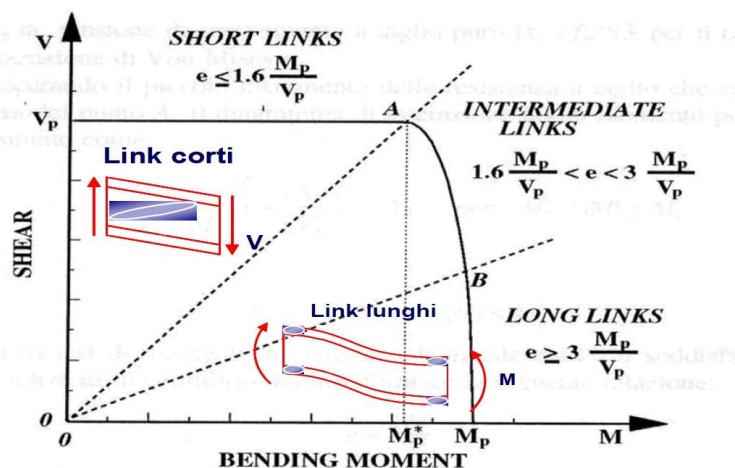
Uvjet duktilnosti $\frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} = 1,90 \geq 1,30$ je ispunjen. Sustav je projektiran kao sustav sa krutim stupovima i mekanim gredama.

4.3.5.2 Smjer X – Sustav s ekscentričnim vezovima (engl. System with eccentric bracings - EBS)

Okviri i ekscentrična ukrućenja proračunavaju se tako da su posebni elementi ili njihovi dijelovi koji se nazivaju potresne sponne sposobne trošiti energiju stvaranjem mehanizma plastičnog savijanja i/ili plastičnog posmika. Sustav konstrukcije proračunava se tako da se postigne homogeno ponašanje pri trošenju energije za cijeli skup potresnih veza. Potresne veze generalno smiju biti horizontalni ili vertikalni elementi. Pravila za potresne veze imaju za cilj osigurati da će do popuštanja, uključujući i učinke ojačanja u plastičnim zglobovima ili posmičnim panelima, doći će i vezama prije popuštanja ili sloma bilo gdje drugdje.

Potresne sponne se razvrstavaju u tri kategorije u skladu s tipom plastičnog mehanizma u njima:

- 1) **Kratke sponne** koje troše energiju popuštanjem pretežito pri posmiku;
- 2) **Duge sponne** koje troše energiju popuštanjem pretežito pri savijanju;
- 3) **Sponne srednje duljine** u kojima plastični mehanizam obuhvaća savijanje i posmik.



Slika 50 Potresne veze ovisno o duljini

Hrbat veze treba biti pojedinačni lim bez pojačanja i bez rupa ili prodora. Za profile I oblika (što je slučaj i u ovom primjeru) budući da su profili potresne veze IPE 360, IPE 400 i IPE 450) za definiranje proračunske otpornosti i razgraničenje kategorija upotrebljavaju se sljedeći parametri:

$$M_{p,link} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (d - t_f) \quad (63)$$

$$V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) \cdot t_w \cdot (d - t_f) \quad (64)$$

Tablica 19 Proračun parametara $M_{p,link}$ i $V_{p,link}$ potresne veze

Profil	$M_{p,link}$	$V_{p,link}$
IPE 360	266,2 kNm	568,0 kN
IPE 400	333,4 kNm	681,3 kN
IPE 450	428,8 kNm	838,8 kN

Tablica 20 Kategorizacija potresne spone ovisno o duljini

Potresna veza	IPE 360	IPE 400	IPE 450
Kratka veza	0,75 m	0,78 m	0,82 m
Duga veza	1,41 m	1,47 m	1,53 m
Stvarna duljine veze	2,0 m	2,0 m	2,0 m
Kategorizacija veze	Duga veza	Duga veza	Duga veza
Očekivani mehanizam otkazivanja	Savijanje	Savijanje	Savijanje

Ako je $N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,15$ proračunska otpornost veze treba zadovoljiti obje jednadžbe na oba kraja veze:

$$V_{Ed} \leq V_{p,link} \quad (65)$$

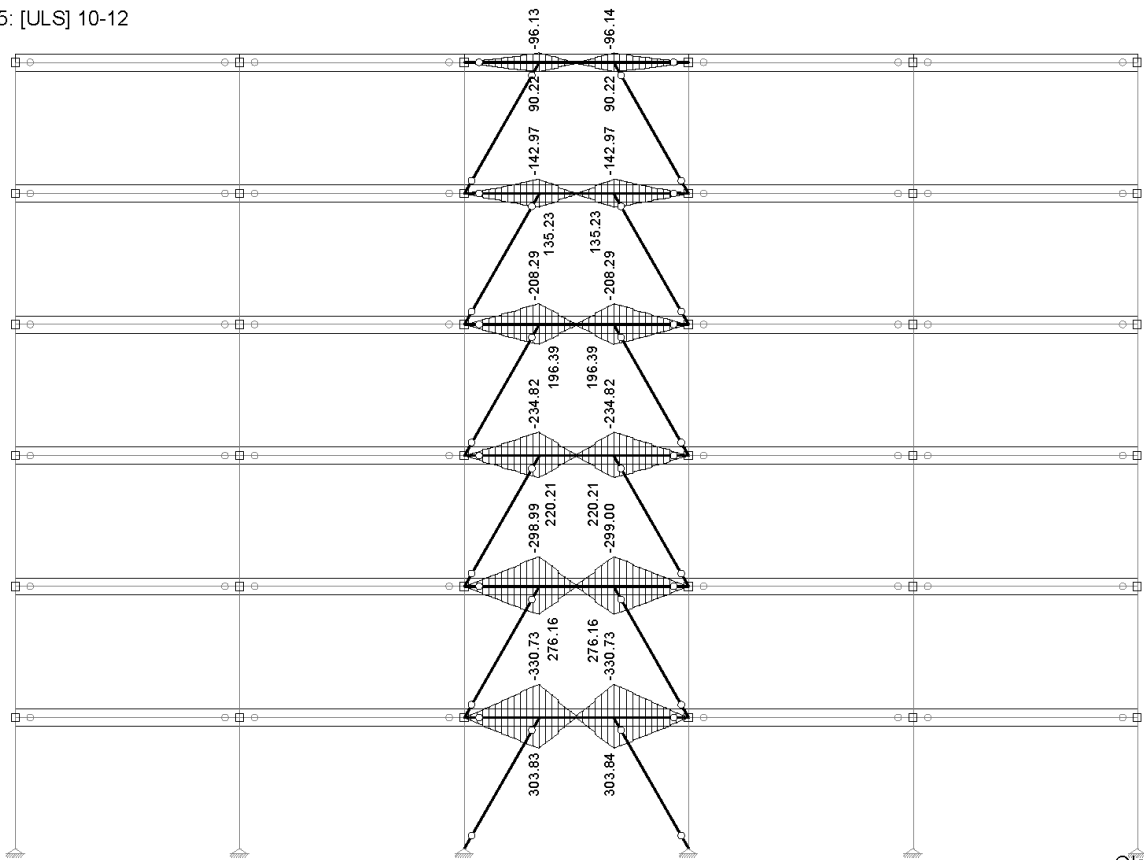
$$M_{Ed} \leq M_{p,link} \quad (66)$$

gdje su: N_{Ed} , V_{Ed} , M_{Ed} proračunske unutarnje sile i to uzdužna sila, moment savijanja i poprečna sila na oba kraja veze.

Prikaz unutarnjih sila za nosivi sustav u uzdužnom smjeru (smjer X) prikazan je u nastavku.



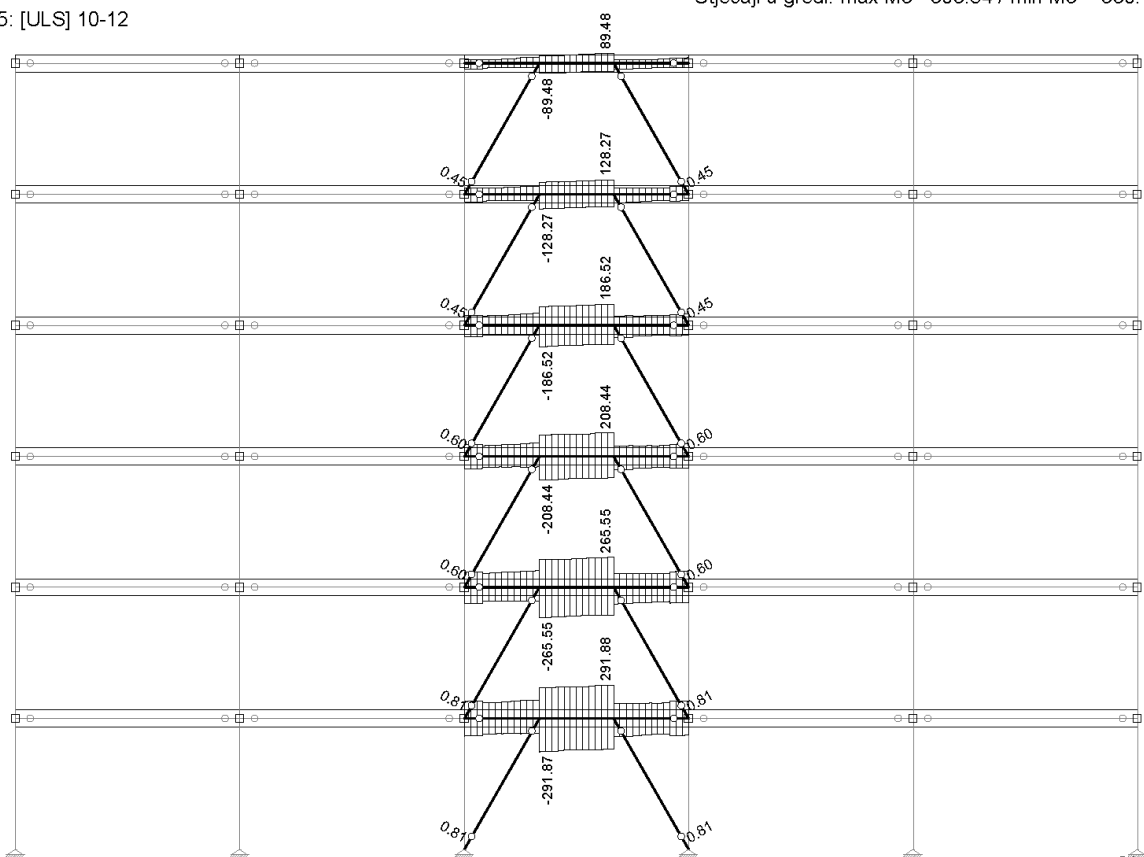
Opt. 15: [ULS] 10-12



Okvir: H_1

Utjecaji u gredi: max M3= 303.84 / min M3= -330.73 kNm

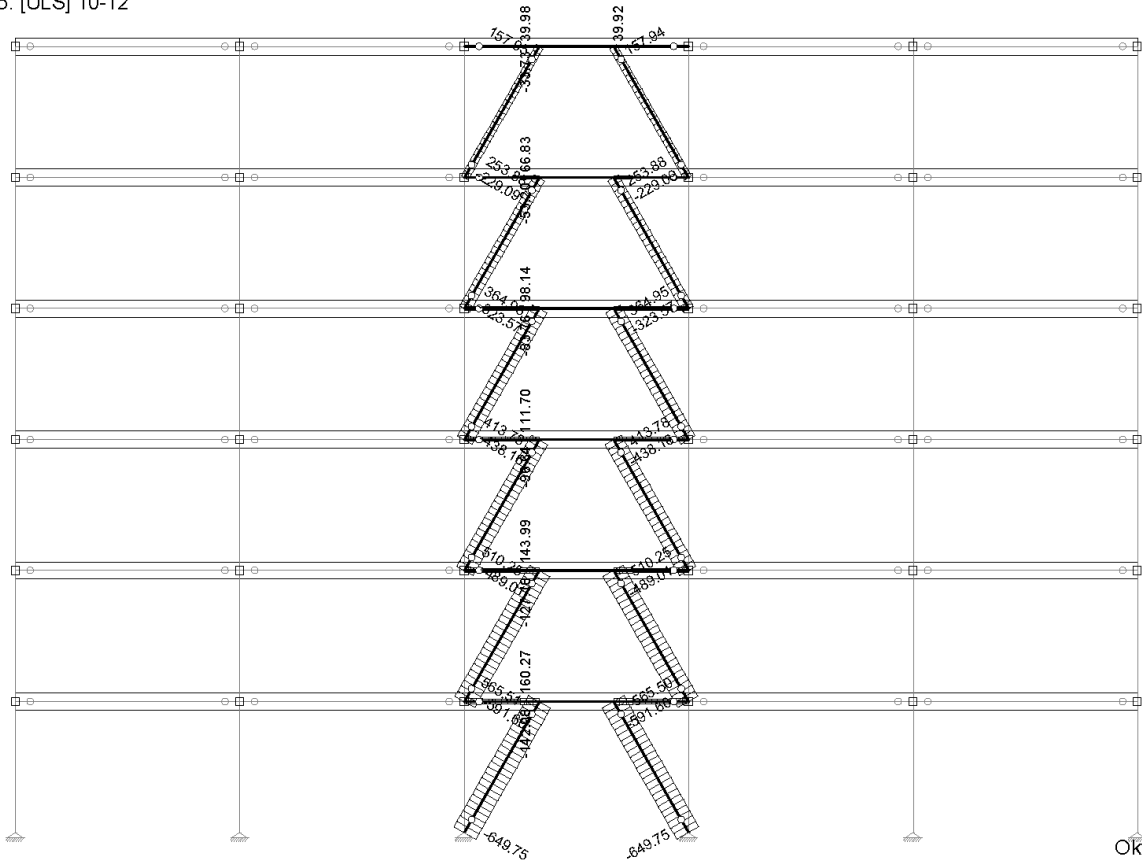
Opt. 15: [ULS] 10-12



Okvir: H_1

Utjecaji u gredi: max T2= 291.88 / min T2= -291.87 kNm

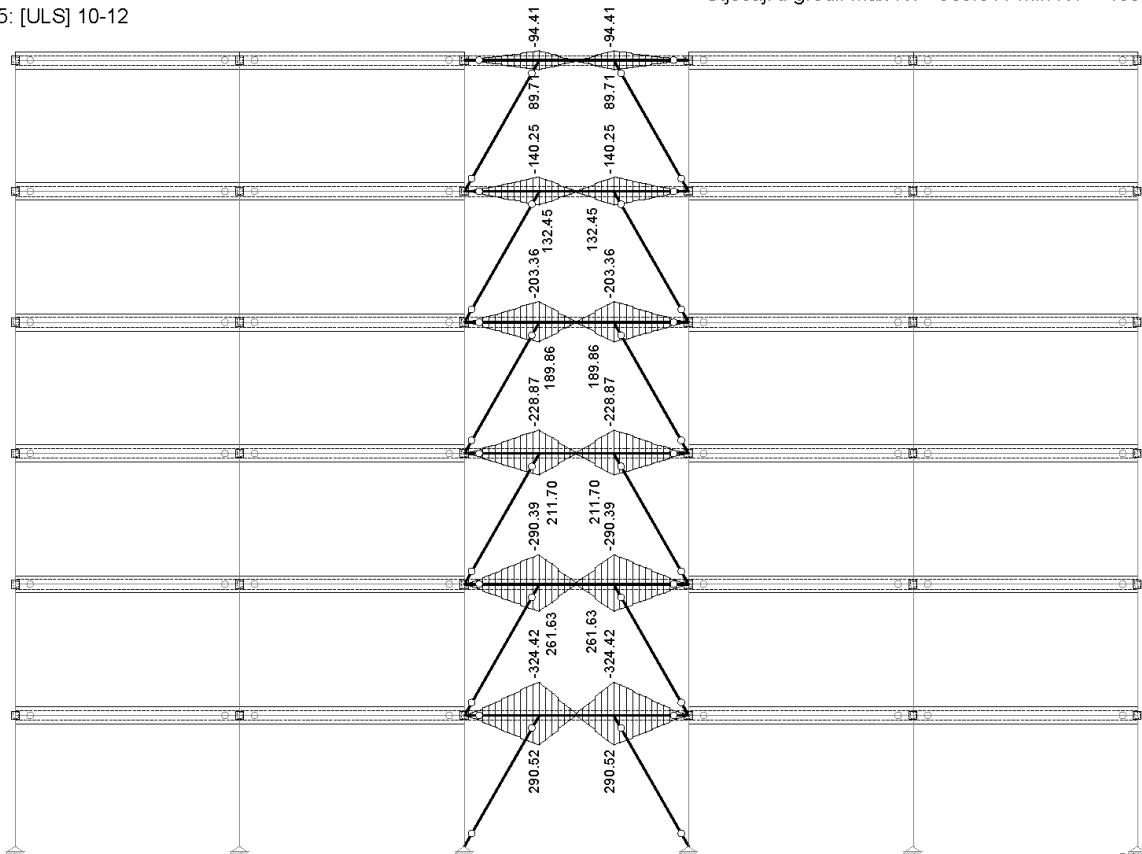
Opt. 15: [ULS] 10-12



Okvir: H_1

Utjecaji u gredi: max N1= 565.51 / min N1= -1593.07 kN

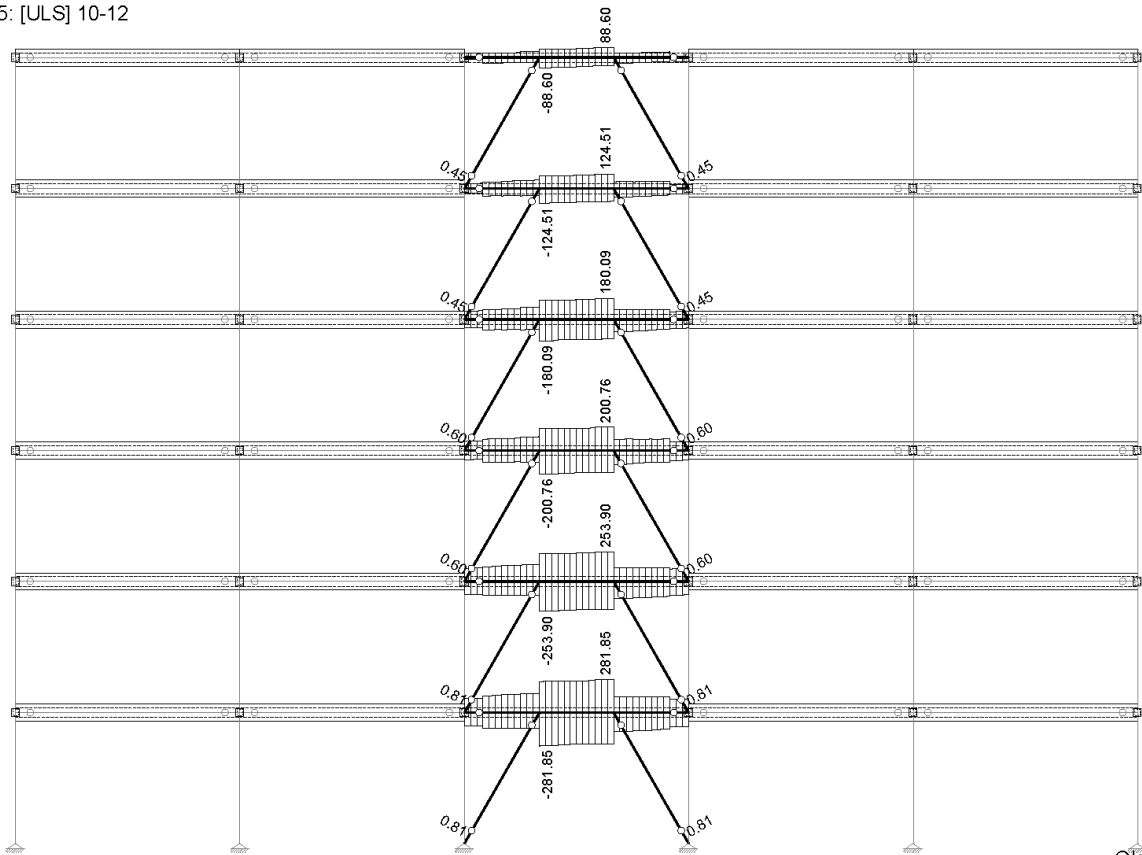
Opt. 15: [ULS] 10-12



Okvir: H_2

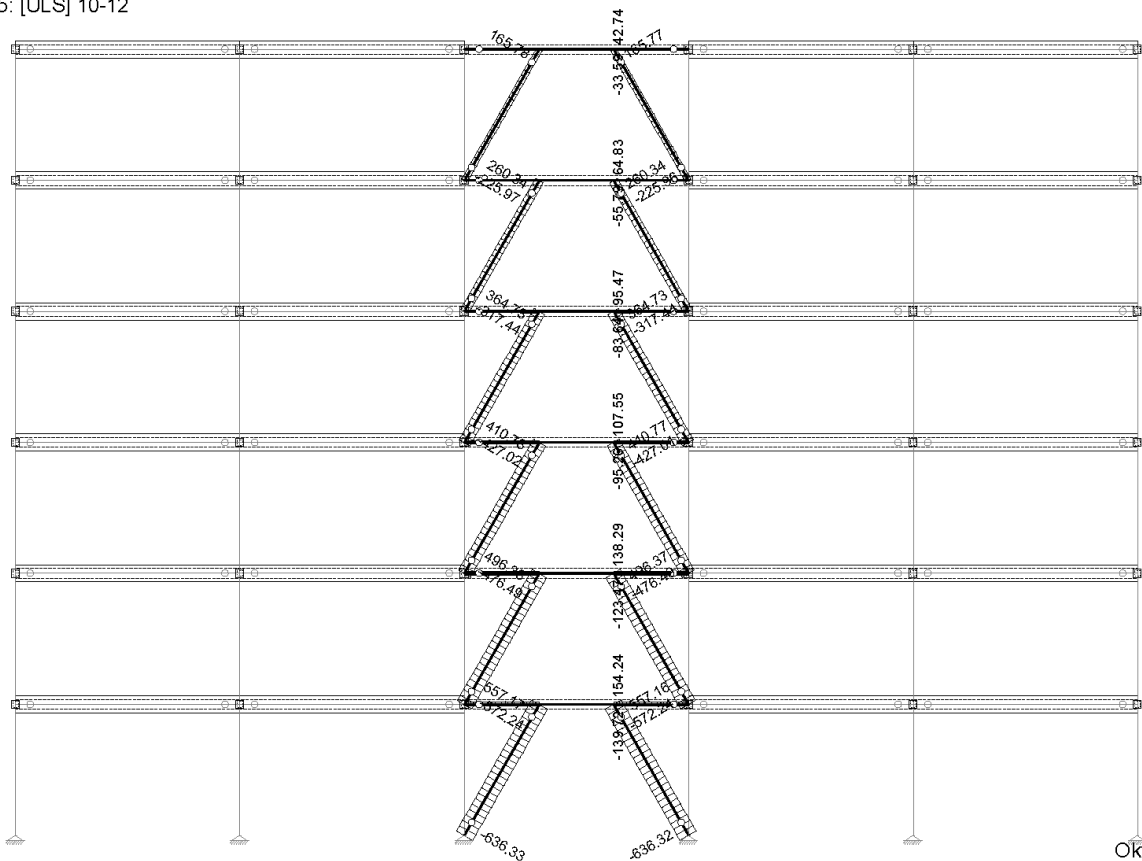
Utjecaji u gredi: max M3= 290.52 / min M3= -324.42 kNm

Opt. 15: [ULS] 10-12



Okvir: H_2
Utjecaji u gredi: max T2= 281.85 / min T2= -281.85 kN

Opt. 15: [ULS] 10-12



Okvir: H_2
Utjecaji u gredi: max N1= 557.17 / min N1= -2125.18 kN

Tablica 21 Proračun odnosa proračunske uzdužne sile (N_{Ed}) u odnosu na otpornost poprečnog presjeka $N_{pl,Rd}$

Profil	N_{Ed}	$N_{pl,Rd}$	$N_{Ed}/N_{pl,Rd}$	$(N_{Ed}/N_{pl,Rd})_{lim}$
IPE 360	95,5 kN	2582	0.037	0,15
IPE 400	107,6 kN	2998	0.036	0,15
IPE 450	154,2 kN	3508	0.044	0,15
			ZADOVOLJAVA	

Usporedba proračunskog djelovanja i parametara potresne veze kako bi se provjerilo zadovoljenje mjerodavnog uvjeta.

Tablica 22 Usporedba proračunskog djelovanja i parametra potresne veze po pojedinom profilu

Profil	M_{Ed}	$M_{p,link}$	$M_{Ed}/M_{p,link}$	V_{Ed}	$V_{p,link}$	$V_{Ed}/V_{p,link}$
IPE 360	143,0 kNm	266,2 kNm	0.54	128,3 kN	568,0 kN	0.23
IPE 400	234,8 kNm	333,4 kNm	0.70	208,44 kN	681,3 kN	0.31
IPE 450	330,7 kNm	428,8 kNm	0.77	291,9 kN	838,8 kN	0.35
			ZADOVOLJAVA			ZADOVOLJAVA

Detalje spajanja potrebno je izvesti prema dodatnim pravilima definiranim unutar EN 1998-1-1 koji definiraju posebne propise za čelične konstrukcije. Dodatno, ako se konstrukcija proračuna da troši energiju u potresnim vezama (u ovom slučaju predviđen je minimalni faktor ponašanja $q = 2,5$), spojeve veza ili elementa koji sadrže veze treba proračunati na unutarnje sile E_d (izraz 6.3.1. EC 1998-1-1).

4.3.6 Zaključak seizmičke analize

Projektirana čelična konstrukcija zadovoljava uvijete graničnog stanja nosivosti (GSN) i graničnog stanja uporabljivosti (SLS). Na elementima nosive konstrukcije nije dosegnuta plastična otpornost, tj. pri samom projektiranom potresnom djelovanju konstrukcija na niti jednoj poziciji nije dosegnula plastičnu otpornost, tj. nije došlo do otvaranja plastičnih zglobova. Potrebno je naglasiti da je pri potresnom djelovanju ovakvog intenziteta moguće je da dođe do oštećenja požarne zaštite i na taj način požarna zaštita prestane funkcionirati.

U građevini su na strani sigurnosti predviđeni materijali fasada i pregradnih zidovi od krutih materijala (u ovu kategoriju može se smjestiti i požarna zaštita) koji su vezani na glavnu nosivu konstrukciju građevine. Kako bi se izbjeglo oštećenje potrebno je osigurati da nema međukatnih pomaka većih od dopuštenih.

U nastavku će stoga biti nastavljen proračun konstrukcije na požarno djelovanje. Analizirat će se različiti scenariji koji će uzeti u obzir moguće otkazivanje aktivne ili pasivne zaštite od požara te će se doći do zaključka u kojoj mjeri potresno opterećenje koje prethodi požaru može negativno utjecati na samu požarnu otpornost nosive čelične konstrukcije.

4.4 Proračun konstrukcije na požarno djelovanje

Otpornost na požar (*engl. fire resistance*) je svojstvo konstrukcije, odnosno elementa (a ne materijala), da u uvjetima izloženosti normiranom požaru kroz određeno vrijeme ispunjava zahtijevanu nosivost (R) i/ili cjelovitost (E) i/ili toplinsku izolaciju (I) i/ili drugo očekivano svojstvo, kako je propisano normom za ispitivanje otpornosti na požar. Prema zahtjevima iz Elaborata zaštite od požara zahtijevana je nosivost konstrukcije u trajanju od 30 minuta (R_{30}). Mehanička otpornost i stabilnost u tom trajanju standardnog požara dokazivat će se u nastavku.

Jednostavni proračunski modeli su pojednostavljene proračunske metode koje se upotrebljavaju za pojedine elemente, a utemeljene su na pretpostavkama koje daju veću sigurnost.

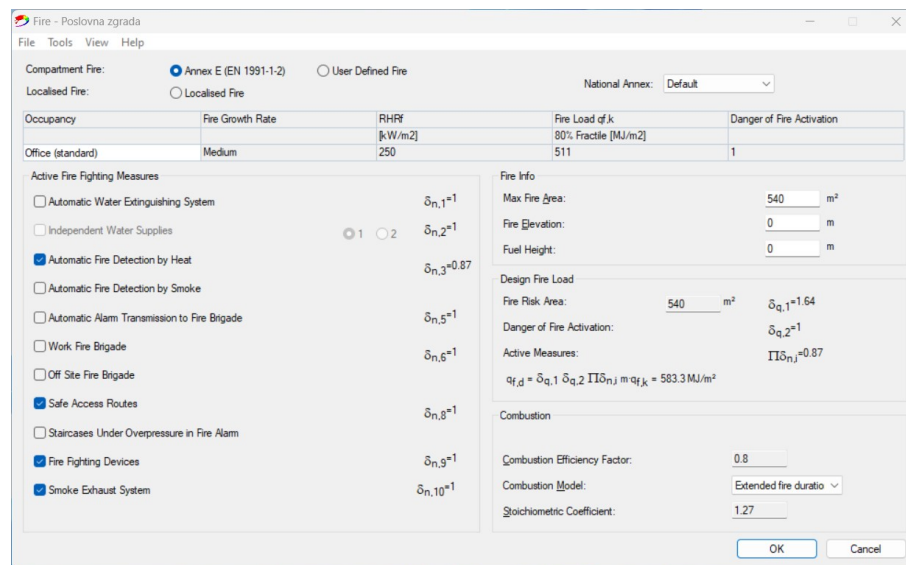
4.4.1 Proračun požarnog opterećenja

4.4.1.1 Proračun u programskom paketu Ozone V3

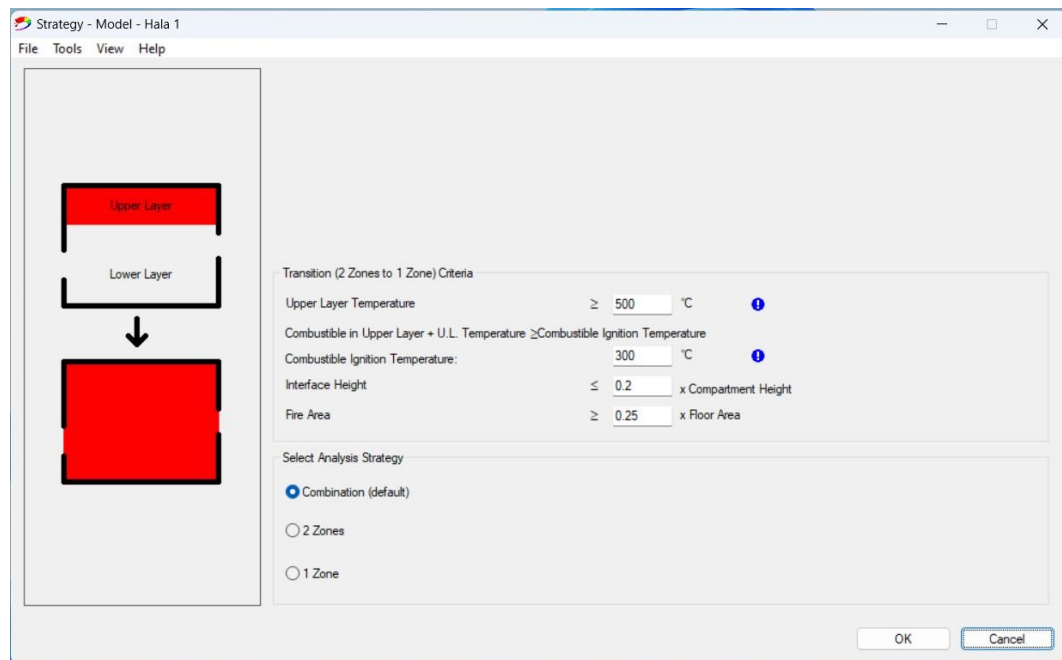
OZone V3 je softver za izračunavanje toplinskog opterećenja koje stvara požar i razvoj temperature u čeličnom konstrukcijskom elementu, koristeći nominalne požarne krivulje ili prirodne požarne modele temeljene na fizičkim i kemijskim parametrima. Upotrebom Ozone-a moguće je definirati dvije vrste prirodnih požarnih modela: lokalizirani požar i požar u odjeljku. Također omogućuje izračunavanje požarne otpornosti pomoću jednostavnog modela.

Svaka etaža projektirana je i zadana u programu kao zasebni požarni odjeljak pravokutnog oblika, ukupne površine 540 m^2 tlocrtnih dimenzija u uzdužnom smjeru $L_x = 30$ m, a u poprečnom smjeru $L_y = 18$ m visine $H = 3,5$ m, sa ravnim stropom.

Prozor „Fire window“ omogućuje definiranje lokaliziranog požara ili požara u odjeljku (koristeći Aneks E iz EN 1991-1-2 i odgovarajući Nacionalni aneks ili „ručno“ definiranje požara, *User Defined Fire*).



Slika 51 Primjer zadavanja požarnog opterećenja (Scenarij 4)



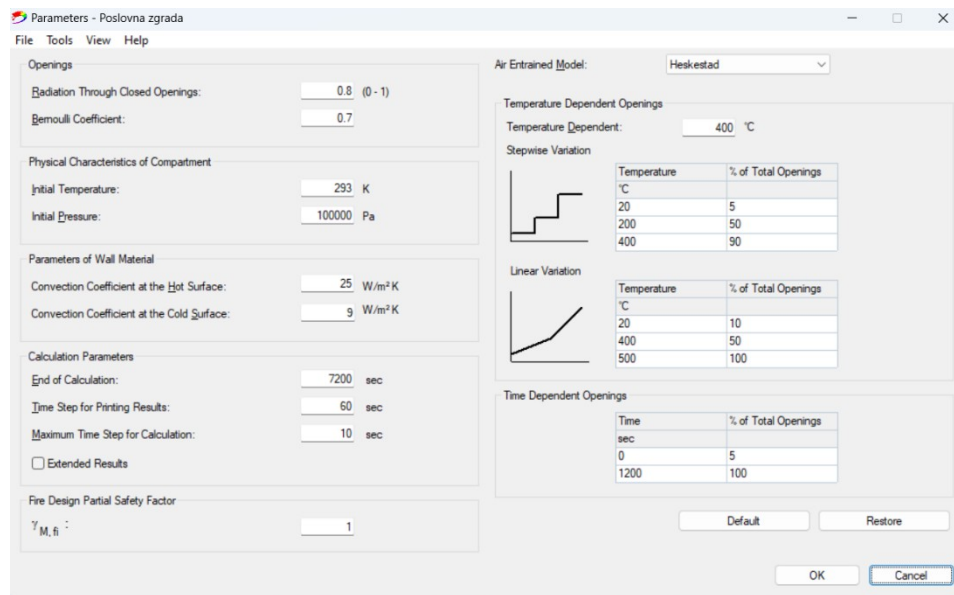
Slika 52 Prikaz definiranih parametara za požar u odjeljku

Model dvije zone i model jedne zone temelje se na različitim hipotezama. Ovi modeli odgovaraju različitim vrstama požara ili različitim fazama istog požara. Imaju različite domene primjene i, u stvari, oni su komplementarni. Požarno opterećenje može se smatrati jednoliko rasprostranjeno ako je gorivi materijal prisutan više ili manje na cijeloj površini poda odjeljka i kada je stvarna gustoća požara (količina goriva po podu) više ili manje jednolična. S druge strane, gorivi materijal može biti koncentriran na prilično maloj površini, dok ostatak podne površine nema goriva. U ovom slučaju, granica između 2 zone je definirana na način da je temperatura gornjeg sloja ≥ 500 °C.

Zapaljenje (ignition) je u većini slučajeva lokalizirano i zbog toga požar ostaje ograničen (zatvoren) unutar određenog područja i vremena. U ovom slučaju temperatura paljenja zapaljivog materijala je definirana u iznosu $T = 300$ °C. Ako su temperature dovoljno visoke da izazovu spontano zapaljenje svih prisutnih goriva, u odjeljku se pojavi bljesak (flashover). Općenito, modeli s dvije zone vrijede kada požar ostane lokaliziran ili za pre-flashover požar, dok modeli jedne zone vrijede u slučaju potpuno razvijenih požara ili požara poslije flashover-a. Slično tome, pretpostavka dviju zona više nije prikladna kada je visina hladne zone premala. Ako je požarna površina velika u odnosu na podnu površinu, pretpostavka modela jedne zone je realnija od dvije zone.

Automatska kombinacija strategija implementirana je u *OZone*. S ovom strategijom, simulacija uvijek započinje s pretpostavkom modela s dvije zone i ako je zadovoljen jedan od kriterija za flashover (vidi Aneks F), simulacija će se prebaciti na model jedne zone.

Većina parametara koji se koriste u proračunu prikazani su na slici ispod (slika 53)

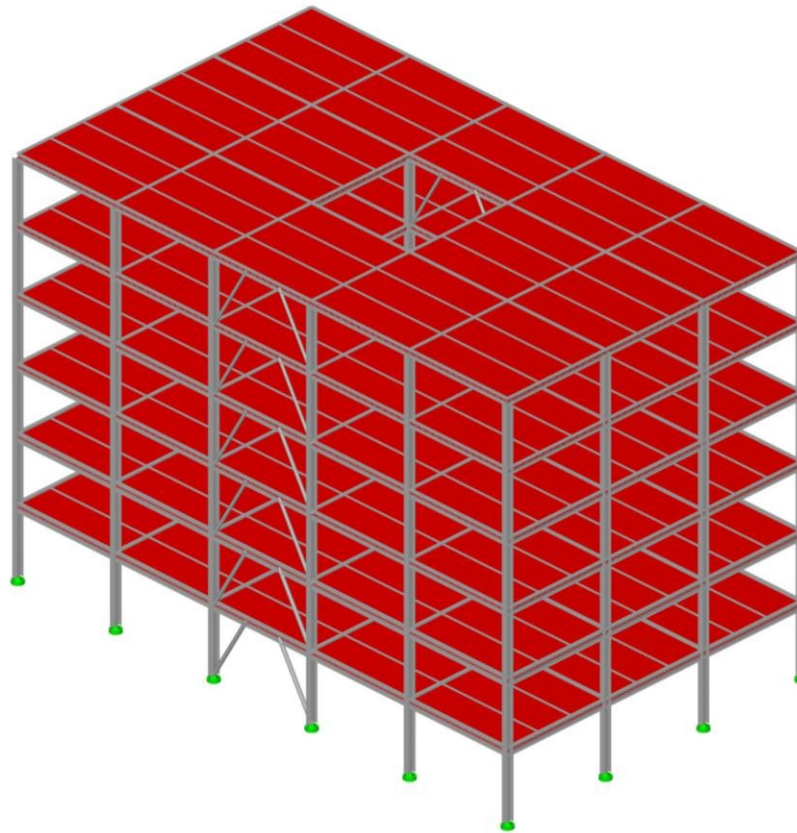


Slika 53 Prozor za definiranje parametara proračuna požarnog opterećenja (Ozone V3)

Program ima opciju zadavanja nominalna požarna krivulja (ISO 853/ASTM E 119/ugljikovodična) ili proračuna prirodnog požara. Nakon definiranja scenarija zagrijavanja, potrebno je zadati tip profila i njegovu izloženost. Mogu se definirati zaštićeni i nezaštićeni presjeci čelika, izloženi na četiri ili tri strane. Zagrijavanje nezaštićenog ili zaštićenog čeličnog profila izračunato je primjenom metoda iz EN 1993-1-2. Rezultat je razvoj temperature u vremenu u prostoru (temperatura plina) i na čeličnom profilu (temperatura čelika). U nastavku je prikazan proračun razvoja temperature u požarnom odjeljku. Postupak proračuna je na način da se prvo izračuna realna krivulja požara nezaštićenih čeličnih profila, zatim se provodi proračun mehaničke otpornosti i stabilnosti na djelovanje požara, a zatim po potrebi slijedi proračun zaštite čelične konstrukcije.

4.4.1.2 Razvoj požara u odjeljku

Na slici 54 prikazane je globalni numerički model promatrane građevine:



Slika 54 Globalne dimenzije zgrade (3D prikaz numeričkog modela zgrade)

Ova građevina predstavlja modernu poslovnu zgradu. Kako bi se mogao koristiti EN 1991-1-2 Aneks E, potrebno je imati različite informacije o građevini:

- Geometrija:
- veličina odjeljka
 - granična svojstva
 - visina stropa
 - otvoreni prostor
- Požar:
- površine izložene požaru

Veličina odjeljka

Za odabrani primjer, cijela površina jednog kata smatrat će se odjeljkom.

Nacionalni propisi mogu nametnuti ograničenja u veličini odjeljka, ali u ovom slučaju, veličina je 540 m^2 . Softverski paket koji će se koristiti za izvođenje ovog proračuna je OZone 3, koji je razvijen od strane Sveučilišta Liège.

U sljedećim koracima ovog proračuna prikazat će se kako koristiti EN 1991-1-2 Aneks E, pomoću ovog softverskog paketa. Prvi korak je određivanje veličine odjeljka.

U ovome slučaju, dimenzije odjeljka su:

- visina: 3,30 m

- širina: 18 m
- duljina 30 m

Kako bi se definirale granice odjeljka, potrebno je utvrditi određene pretpostavke. Za karakteristični kat pretpostavke su sljedeće:

- vanjski zidovi: 20 cm, obični beton
- ploča: 15 cm, običan beton
- strop: 15 cm, običan beton

Za definiranje otvora na pročelju, Eurokod ne propisuje scenarij koji mora biti izabran za provedbu proračuna. Otvori mogu biti vrata, prozori i općenito „poroznost“ zgrade. Ako otvori nisu uzeti u proračun od početka djelovanja požara, količina kisika u odjeljku bit će premala i požar se neće razviti. U literaturi se mogu naći informacije vezane o ponašanju stakla izloženog vatri:

- Obično staklo počinje se lomiti pri ΔT od 40°C
- Kaljeno staklo počinje se lomiti pri ΔT od 120°C
- Kaljeno staklo s ojačanjem počinje se lomiti pri ΔT od 120°C (ojačanje će se rastopiti pri temperaturi od 300°C)

U nastavku će biti prikazan proračun različitih scenarija požarnog opterećenja ovisno o dostupnoj požarnoj zaštiti. Budući da se radi o zgradi poslovne namjene, sa 6 katova ukupne površine etaže aktivna zaštita je pretpostavljena u vidu detektora dima i omogućen je siguran pristup vatrogasaca (mjerodavan za projektiranje u konkretnoj studiji slučaja je u ovom slučaju Scenarij 4). Dodatno, za potrebe parametarske analize analizirat će se ukupno 6 scenarija različite aktivne zaštite od požara, kako bi se promatrao potencijalni utjecaj potresa na rad sprinklera, detektora dima i topline (kvar električne instalacije u potresnom scenariju), te situacija u kojoj uslijed rušenja, pristupi zgradi nisu sigurni i slobodni za pristup vatrogasaca.

4.4.2 Usporedba različitih scenarija aktivne zaštite od požara

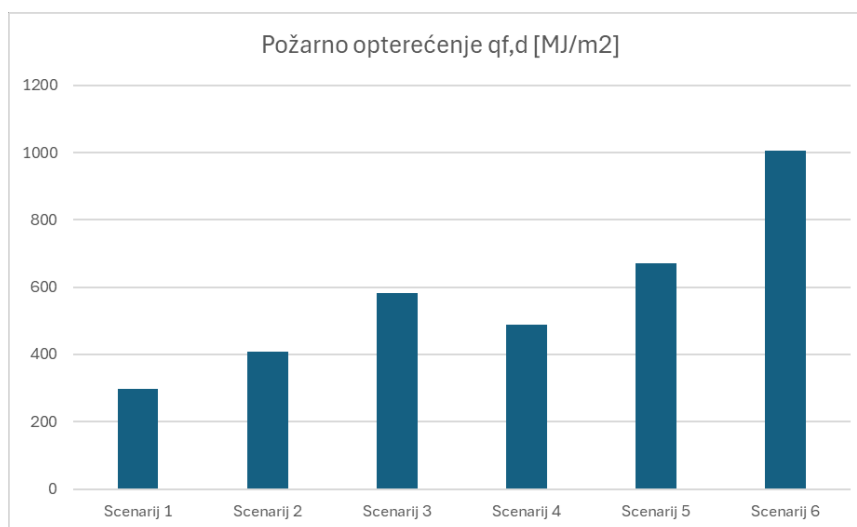
Za odabrani primjer, cijela površina jednog kata smatrat će se odjeljkom. U ovom poglavlju bit će prikazana usporedba različitih scenarija aktivne zaštite nosive konstrukcije od požara. Podaci su prikazani za različite scenarije aktivne zaštite, te se uzima u obzir potencijalni scenarij oštećenja aktivne zaštite uslijed potresa. U tablici 23 je vidljiv prikaz različitih scenarija aktivne požarne zaštite i proračuna požarnog opterećenja.

Tablica 23 Prikaz različitih scenarija aktivne požarne zaštite i proračuna požarnog opterećenja

Scenariji	Princip aktivne zaštite od požara	q_{fd} [MJ/m ²]	T [°C] - realna max/minuta	T [°C] - realna 60 min	T [°C] čelik - realna max/minuta	T [°C] čelik - realna 60 min
Scenarij 1	Sa aktivnom zaštitom od požara u vidu sprinklera i detektora dima	298,5	498°C/52 min	304°C	426°C/55 min	398°C
Scenarij 2	Sa aktivnom zaštitom od požara u vidu sprinklera	409,0	597°C/57 min	540°C	532°C/60 min	532°C

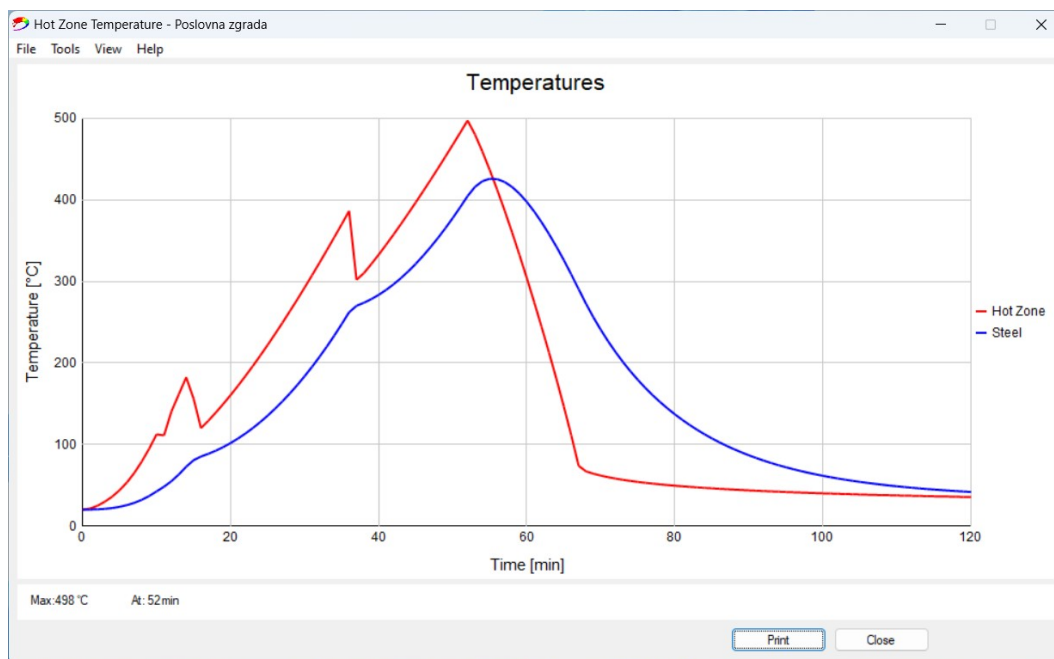
Scenarij 3	Sa aktivnom zaštitom od požara u vidu detektora topline	583,3	618°C/65 min	607°C	592°C/67 min	547°C
Scenarij 4	Sa aktivnom zaštitom od požara u vidu detektora dima	489,4	608°C/61 min	607°C	567°C/63 min	547°C
Scenarij 5	Bez aktivne zaštite od požara sa sigurnim pristupnim putevima za vatrogasce	670,4	624°C/69 min	607°C	608°C/69 min	547°C
Scenarij 6	Bez aktivne zaštite od požara i bez sigurnog pristupnog puta za vatrogasce	1005,6	641°C/85 min	607°C	635°C/86 min	547°C

Sa grafičkog prikaza na slici 55 se može očitati trend porast požarnog opterećenja [MJ/m²] za različite scenarije aktivne požarne zaštite. Isto je prikazano s detaljnijim objašnjenjima u tablici 23. U odnosu na Scenarij 1 sa aktivnom požarnom zaštitom u vidu sprinklera detektora dima i topline i sigurnih pristupnih puteva, Scenarij 6, Bez aktivne zaštite od požara i bez sigurnog pristupnog puta za vatrogasce ima cca. 3,37 puta veće požarno opterećenje u odjeljku i zbog toga je maksimalna dosegnuta temperatura plina u prostoriji veća za 143 °C.

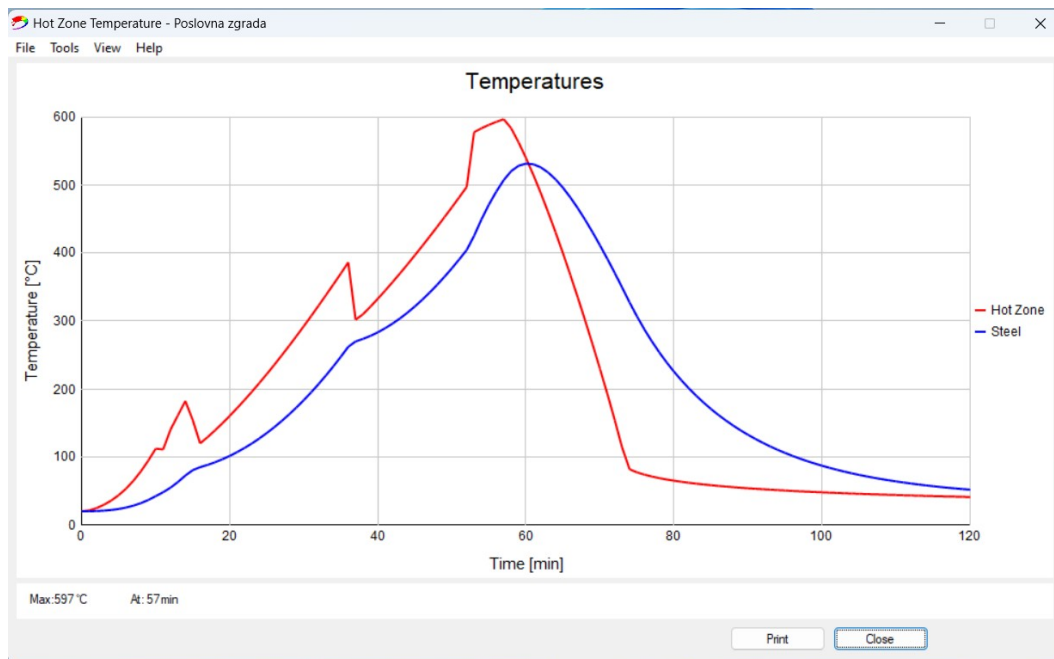


Slika 55 Usporedba požarnog opterećenja [MJ/m²] za različite scenarije požarne zaštite

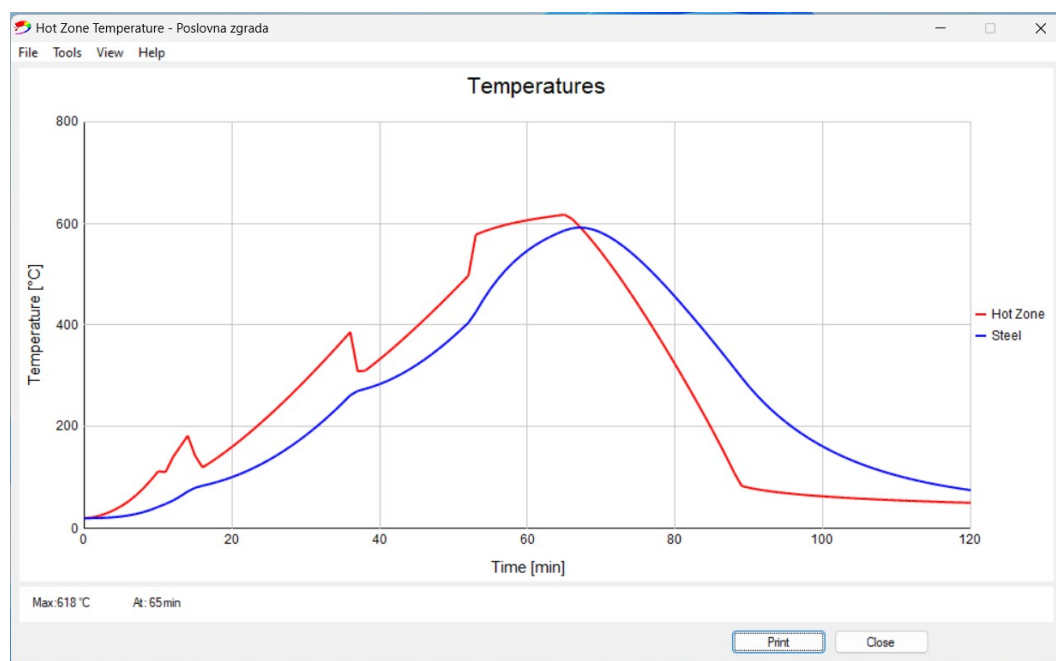
U nastavku (slike 56-61) prikazane su krivulje temperatura vrijeme plina (krivulja realnog požara) u odjeljku – crvena boja i temperatura čelika u ovisnosti o vremenu – plava boja.



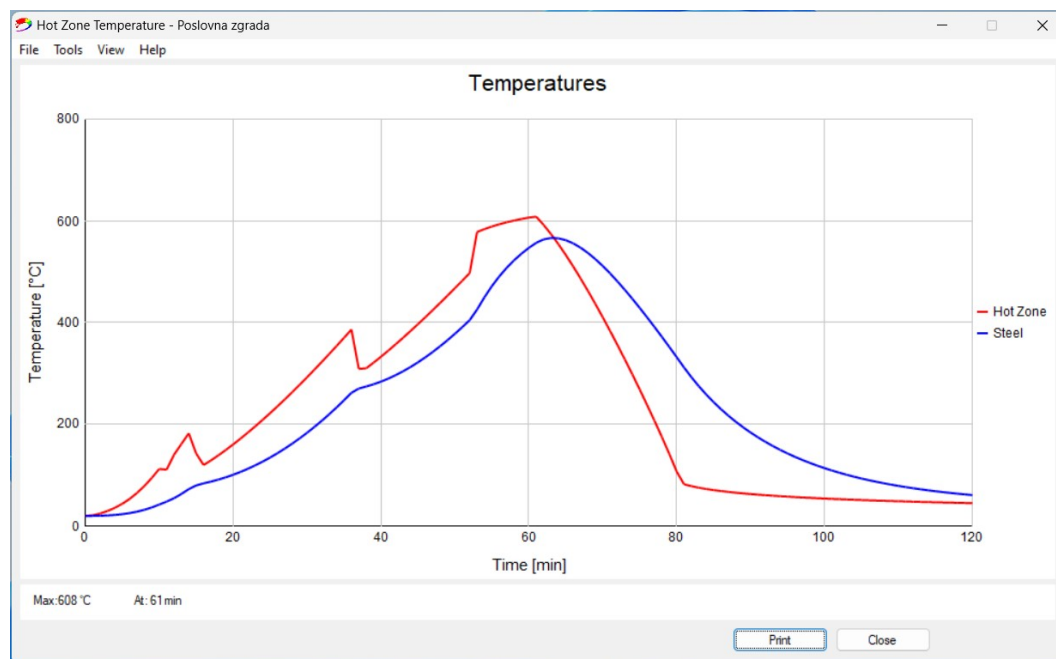
Slika 56 Scenarij 1 – Sa aktivnom zaštitom od požara u vidu sprinklera i detektora dima



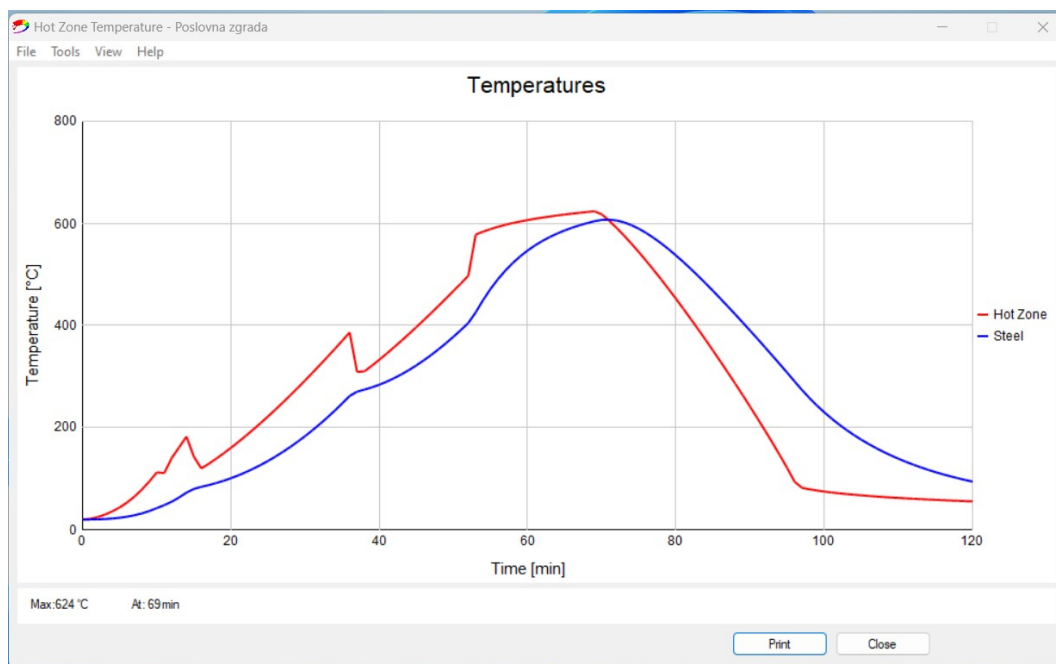
Slika 57 Scenarij 2 – Sa aktivnom zaštitom od požara u vidu sprinklera



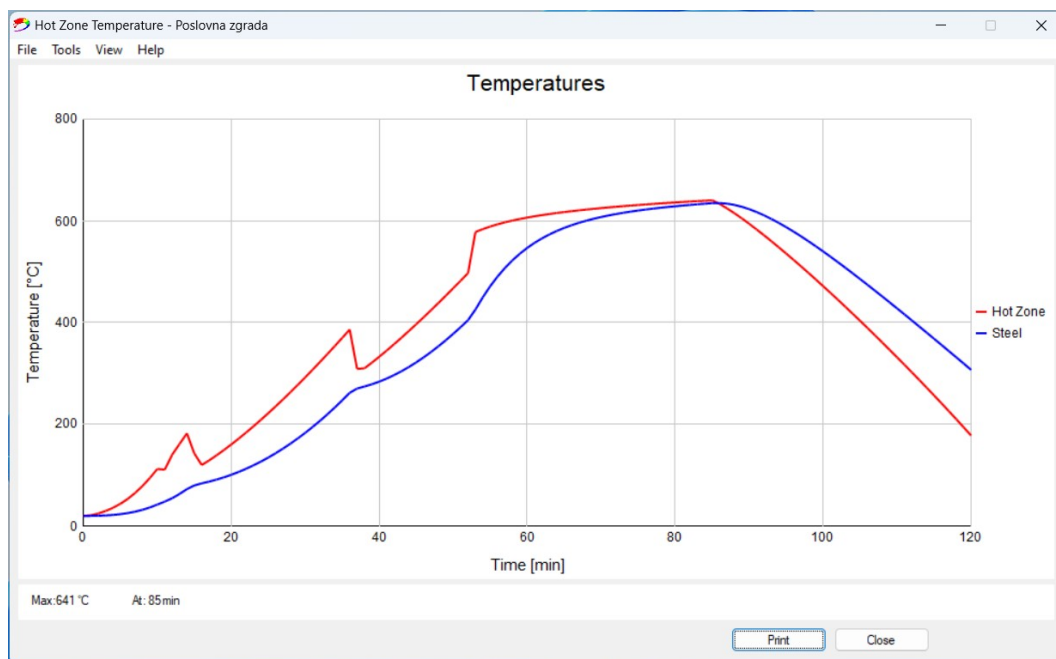
Slika 58 Scenarij 3 – Sa aktivnom zaštitom od požara u vidu detektora topline



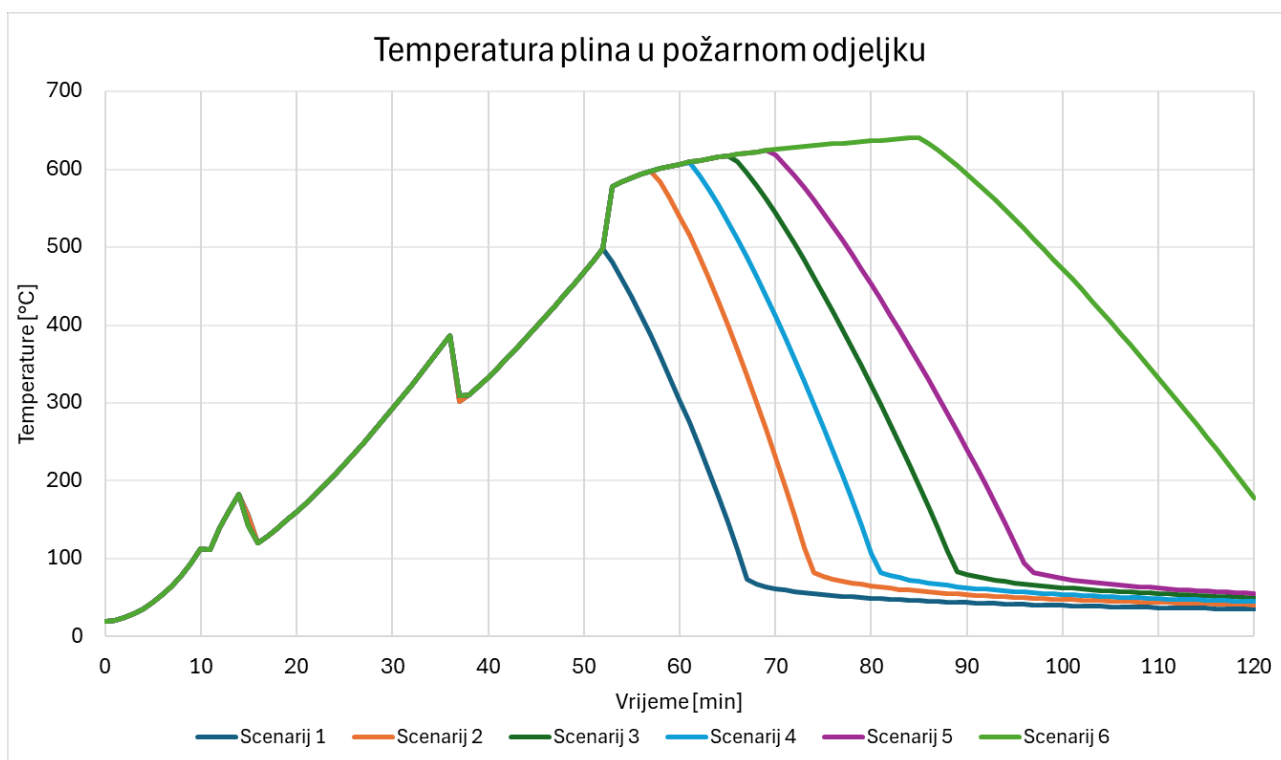
Slika 59 Scenarij 4 – Sa aktivnom zaštitom od požara u vidu detektora dima



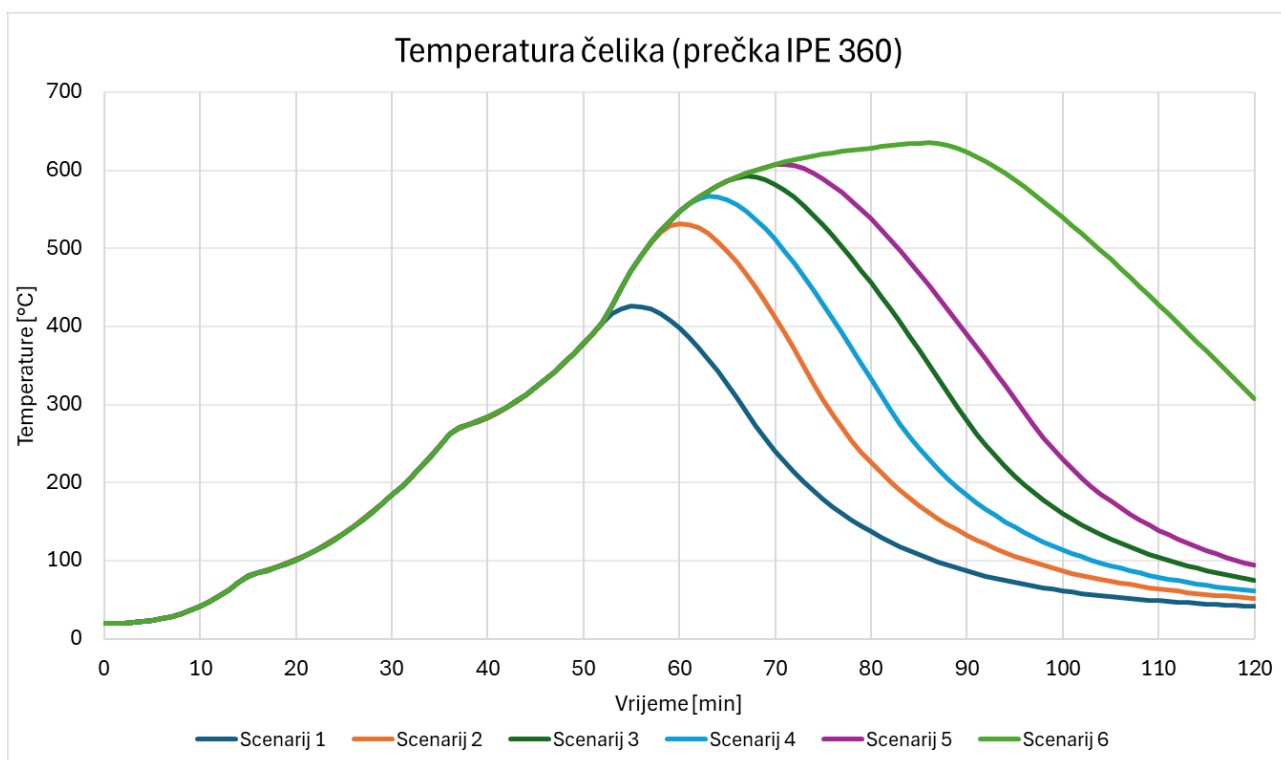
Slika 60 Scenarij 5 – Bez aktivne zaštite od požara sa sigurnim pristupnim putevima za vatrogasce



Slika 61 Scenarij 6 – Bez aktivne zaštite od požara i bez sigurnog pristupnog puta za vatrogasce



Slika 62 Usporedba različitih scenarija požarne zaštite nosive konstrukcije (Realna krivulja požara)



Slika 63 Usporedba različitih scenarija požarne zaštite nosive konstrukcije (Temperatura čeličnog elementa prečke IPE 360)

Iz grafova usporedbe temperature plina u odjeljku i temperature čeličnog elementa prečke IPE 360 (kritični element, budući da je za ostale elemente temperatura manja) može se primijetiti da u prvih cca. 50 minuta trend rasta temperature u požarnom odjeljku je jednak (sve krivulje su većinom preklopljene). Nakon čega ovisno o aktivnoj požarnoj zaštiti koja u trenutku nakon potresa i dalje aktivna temperatura plina i temperatura čelika nastavi rasti ili se smanjivati. Logično, što je

više aktivne požarne zaštite i dalje ispravno i funkcionalno nakon djelovanja potresa ona prema propisu omogućava smanjenje temperature čelika i temperature u odjeljku. Norma EN 1991-1-2 (Aneks E) naime ovisno o razini (količini i vrsti) aktivne požarne zaštite definira požarno opterećenje. Uzrok veće temperature je veće požarno opterećenje koje je veće zbog izostanka djelovanja aktivnih mjera zaštite od požara koji teoretski u ovom radu otkazuju uslijed djelovanja požara. Najveći utjecaj na temperaturu ima sprinkler i njen raniji pad ima sprinkler stoga je jako bitno osigurati da instalacija sprinklera bude funkcionira nakon potresnog udara.

Nadalje, u potresu jako često vatrogasne službe kao i ostale službe koje reagiraju u hitnim slučajevima budu preopterećene, ali zbog urušavanja dijelova zgrada nemaju siguran pristup građevini koju trebaju gasiti i kako je vidljivo, prema scenariju 6, budući da pomoć nije pravovremeno na terenu, tj. da nema pravovremene intervencije vatrogasaca, temperatura ostaje visoka sve do 90 minuta i 120 minuta u odnosu na ostale scenarije koji makar uz otkazivanje aktivne zaštite od požara (sprinklera i detektora topline i dima) imaju pomoć vatrogasaca.

Potrebno je stoga, da u situaciji potresa stanovništvo bude educirano, da ljudi znaju reagirati i ostanu pribrani, te nakon evakuacije iz građevine koja je pogođena potresom i u kojoj je nastupio požar uz poziv vatrogascima pozvati i hitne službe koje mogu očistiti prilazne putove. Takve službe bi trebale postojati i izaći na teren po pozivu i/ili s vatrogascima.

Dodatno, posebnu pozornost je potrebno posvetiti projektiranju (i na potresno opterećenje u seizmički aktivnim područjima) i izvedbi sprinkler sustava te električnih instalacija i samih uređaja detektora dima i topline. Naime, ukoliko kompletna aktivna zaštita od požara, konkretno u ovom slučaju funkcionira, te su pristupni putevi sigurni, za cijelog požara ne bi trebalo doći do rušenja građevine, čak i kada dođe do oštećenja pasivne požarne zaštite (pod uvjetom da je čelična konstrukcija ispravno projektirana na potresno djelovanje i nisu se otvorili plastični zglobovi pri opterećenju od potresa).

4.4.3 Proračun armiranobetonske ploče i spregnutog nosača

Otpornost na požar (*engl. fire resistance*) je svojstvo konstrukcije, odnosno elementa (a ne materijala), da u uvjetima izloženosti normiranom požaru kroz određeno vrijeme ispunjava zahtijevanu nosivost (R) i/ili cjelovitost (E) i/ili toplinsku izolaciju (I) i/ili drugo očekivano svojstvo, kako je propisano normom za ispitivanje otpornosti na požar. Prema zahtjevima iz Elaborata zaštite od požara zahtijevana je nosivost konstrukcije u trajanju od 90 minuta (R_{90}). Mehanička otpornost i stabilnost u tom trajanju standardnog požara dokazivat će se u nastavku.

Ploče

Tablica 5.8: U tablici 5.8. iz EN 1992-1-2:2004 dane su najmanje debljine ploča i udaljenost od težišta armature do ruba za slobodno oslonjene armiranobetonske i prednapete ploče nosive u jednom i dva smjera.

Normirana požarna otpornost	Najmanje dimenzije [mm]			
	Debljina ploče h_x [mm]	Nosive u jednom smjeru	Osni razmak a	
			Nosive u dva smjera	
			$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$
1	2	3	4	5
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20

Minimalne debljine ploča nosivih u jednom ili dva smjera i njihovih zaštitnih slojeva iznose:

Požarna otpornost	Minimalne debljine ploča (cm)	Minimalni zaštitni sloj betona (mm)
R 60	$h_{min} = 8$ cm	$c_{nom} \geq 20 - 10/2 = 15$ mm → odabrano $c_{nom} = 25$ mm
R 90	$h_{min} = 10$ cm	$c_{nom} \geq 20 - 10/2 = 15$ mm → odabrano $c_{nom} = 25$ mm

Tablica 5.9: U tablici 5.9. iz EN 1992-1-2:2004 dane su najmanje debljine ploča i udaljenost od težišta armature do ruba za slobodno oslonjene armiranobetonske i prednapete ravne ploče.

Normirana požarna otpornost	Najmanje dimenzije [mm]	
	Debljina ploče h_s	Osni razmak a
1	2	3
REI 30	150	10*
REI 60	180	15*
REI 90	200	25

Minimalne debljine ravnih ploča i njihovih zaštitnih slojeva iznose:

Požarna otpornost	Minimalne debljine ploča (cm)	Minimalni zaštitni sloj betona (mm)
R 60	$h_{\min} = 18 \text{ cm}$	$c_{\text{nom}} \geq 15 - 10/2 = 10 \text{ mm} \rightarrow$ odabrano $c_{\text{nom}} = 25 \text{ mm}$
R 90	$h_{\min} = 20 \text{ cm}$	$c_{\text{nom}} \geq 25 - 10/2 = 20 \text{ mm} \rightarrow$ odabrano $c_{\text{nom}} = 25 \text{ mm}$

Zaključak: Projektirana AB ploča ne zadovoljava požarnu otpornost zbog male debljine ploče te je samu konstrukciju stropa potrebno požarno zaštititi vatrootpornim spuštenim stropom ili žbukanjem cijeloga stropa vatrootpornom cementnom žbukom a s gornje strane se izvodi glazura. Nije ekonomično ukoliko se podeblja ploča, budući da bi u tom slučaju zbog značajnog povećanja mase konstrukcije porasla i seizmička sila te bi dovela do neracionalnih dimenzija poprečnog presjeka. Iz tog razloga potrebno je štiti nosivu AB konstrukciju. Jednako vrijedi i za čelični nosač IPE 270. Spregnuta konstrukcija može se štiti i pločama debljine $d = 15 \text{ mm}$. Budući da međukatna spregnuta konstrukcija u ovom slučaju nije predmet interesa, ona se adekvatno štiti i nastavlja se proračun čelične nosive konstrukcije na djelovanje požara.

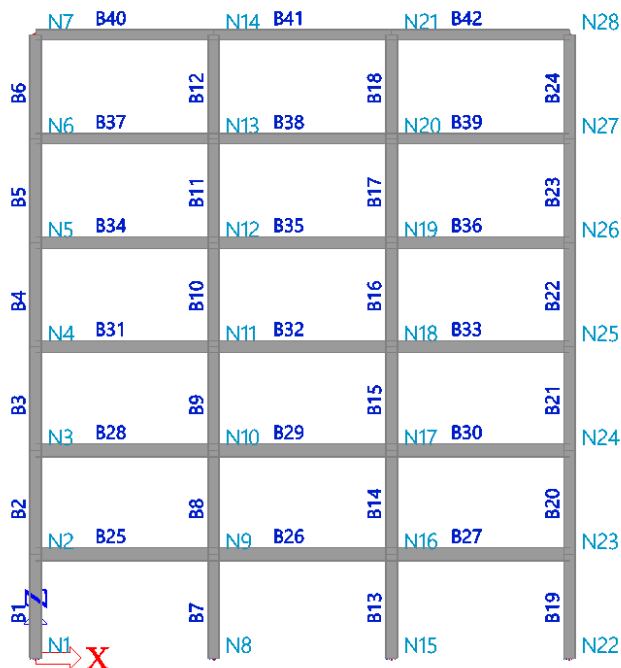
4.4.4 Proračun čelične nosive konstrukcije na djelovanje požara

Proračun čelične konstrukcije na djelovanje požara proveden uz upotrebu software-a SCIA Engineer 22 (studentska verzija) uz upotrebu modula *Fire Resistance* i *Fire Check*. Na početku je napravljen proračun konstrukcije na razini elementa usporedbom proračunskog djelovanja $E_{fi,d}$ i otpornosti $R_{fi,d,t}$, te dokazom u području temperature na način da se temperatura koju doseže čelična konstrukcija u određenom odjeljku usporedi sa temperaturom čelika prema krivulji ISO 834 i realnoj krivulji temperatura vrijeme koja je proračunata koristeći modele dvije zone u programu Ozone 3.

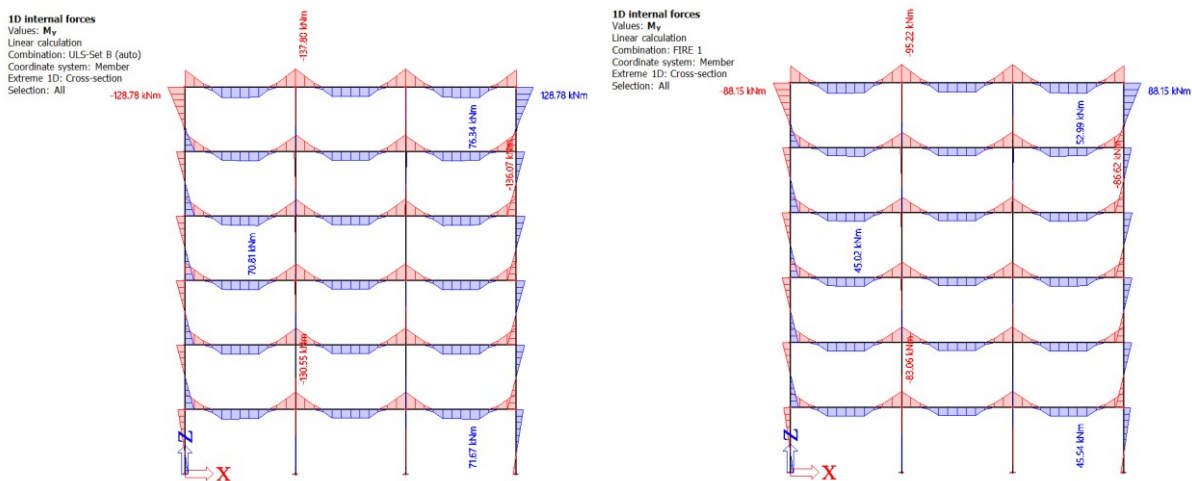
Kako bi se prešlo iz 3D modela u 2D ravninski model napravljena je prijenos opterećenja i kalibracija u odnosu na unutarnje sile i mjerodavne progibe koji su jednaki u odnosu na mjerodavni okvir u 3D modelu. Simplifikacija (3D u 2D) je napravljena iz razloga kako bi se jednostavnije mijenjali scenariji i uočile promjene na razini 2D modela koje se kasnije lako prebace u 3D analizu. Obzirom na više scenarija koji se analiziraju i uspoređuju analize u 2D su dostatne.

4.4.4.1 Scenarij sa statičkim sustavom CS1 - okvir

Scenarij sa statičkim sustavom CS1 (engl. Case Study 1) – U ovoj studiji slučaja nije se otvorio plastični zglob u okviru, već je ostao upet spoj prečke i stupa na razini okvira (realni slučaj za okvir koji je projektirani u poglavljima 4.1 – 4.3 i proračunat na mjerodavno opterećenje definirano normom).



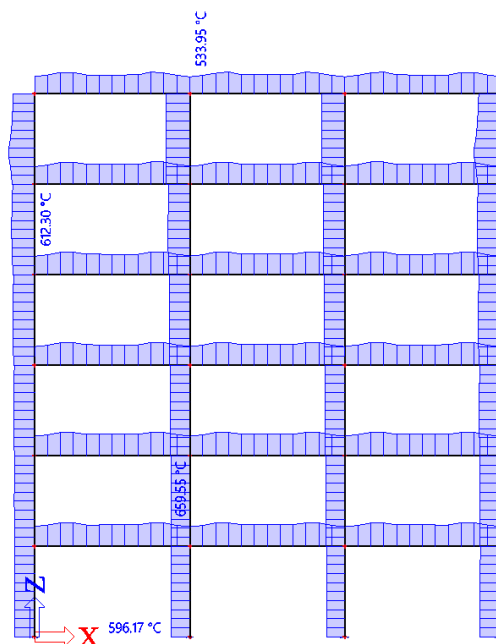
Slika 64 Prikaz statičkog sustava CS1 – okvir



Slika 65 Prikaz momenata savijanja za (a) mjerodavnu kombinaciju GSN (b) kombinaciju požarnog opterećenja

Za kombinaciju požarnog opterećenja proračunata je kritična temperatura, a prikaz kritične temperature po pojedinim profilima uz trend promjene po duljini poprečnog presjeka prikazan je na slici 66 i u tablici 24.

EC-EN 1993 Steel check fire
resistance
Values: Critical Temp.
Linear calculation
Combination: FIRE 1
Coordinate system: Principal
Extreme 1D: Cross-section
Selection: All



Slika 66 Prikaz kritične temperature čeličnih prečki i stupova – CS1

Tablica 24 Prikaz kritične temperature čeličnih prečki i stupova – CS1

Profil	Kritična temperatura $\theta_{a,cr}$ (°C)	Kritična lokacija
IPE 360	533,95	Okvirni spoj prečke i stupa u sredini
IPE 400	612,30	Okvirni spoj prečke i stupa na rubu
IPE 450	659,35	Okvirni spoj prečke i stupa na sredini
HEB 400	596,17	Prizemlje (spoj s temeljem)

Proračun čelične konstrukcije (elementa) na požarno opterećenje za jednostavni proračunski model temelji se na uvjetu da je je nosiva funkcija čeličnog elementa održana nakon vremena t u zadanom požaru ako vrijedi:

$$E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t} \quad (67)$$

gdje je:

$E_{fi,d}$ – proračunski učinak djelovanja u požarnoj proračunskoj situaciji, u skladu s normom EN 1991-1-2;

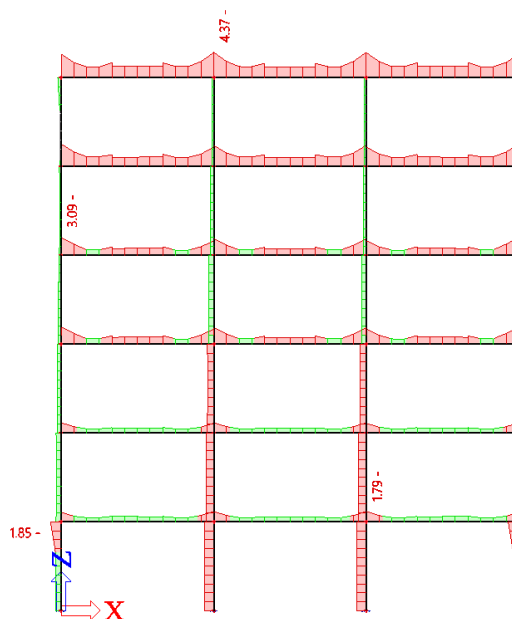
$R_{fi,d,t}$ – odgovarajuća proračunska otpornost čeličnog elementa za požarnu proračunsku situaciju, u vrijeme t .

Treba odrediti proračunski otpornosti $R_{fi,d,t}$ u vrijeme t , obično uz pretpostavku jednolike temperature u poprečnom presjeku, tako da se izmijeni proračunska otpornost za uobičajenu temperaturu u skladu s normom EN 1993-1-1, kako bi se uzela u obzir mehanička svojstva čelika pri povišenim temperaturama kako je to definirano u točki 4.2.3. EN 1993-1-2. Druga je mogućnost u odnosu na izraz (xy) da se pri upotrebi jednolike temperature provjera smije provesti u području temperature prema točki 4.2.4, EN 1993-1-1.

$$\theta_{a,cr} = 39,19 \ln \left[\frac{1}{0,9674 \mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482 \quad (68)$$

**EC-EN 1993 Steel check fire
resistance**

Values: U_{Csec}
Linear calculation
Combination: FIRE 1
Coordinate system: Principal
Extreme 1D: Cross-section
Selection: All

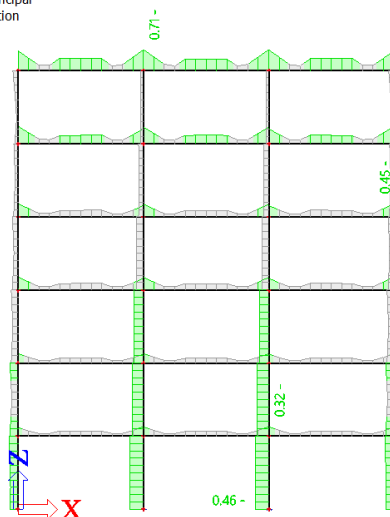


Slika 67 Proračun čeličnih elemenata okvira na djelovanje požara (krivulja ISO 834)

Na slici 67 prikazan je proračun čeličnih elemenata okvira na djelovanje požara prema standardnoj krivulji ISO 834. Maksimalna iskoristivost u slučaju zahtjeva R90, na koliko je zgrada projektirana je 4.37 za profile IPE 360. Još jednom je potvrđeno je proračun prema standardnoj krivulji daje nerealne i neekonomične rezultate, stoga je proračun proveden za realni požar prema Scenariju 1 (slika 68) i nosiva konstrukcija zadovoljava prema uvjetu nosivosti požarnu situaciju. Potrebno je provesti i analizu lokaliziranog požara, ali za potrebe ovog istraživanja usporedba sa situacijom lokaliziranog požara nije rađena.

**EC-EN 1993 Steel check fire
resistance**

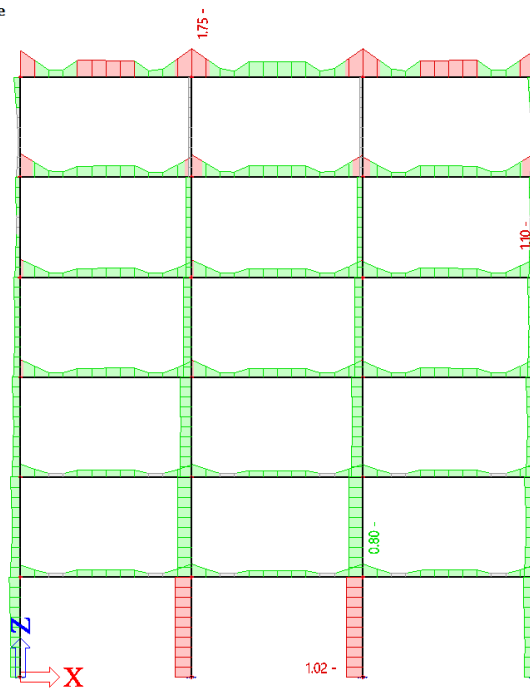
Values: $U_{Coverall}$
Linear calculation
Combination: FIRE 1
Coordinate system: Principal
Extreme 1D: Cross-section
Selection: All



Slika 68 Proračun čeličnih elemenata okvira na djelovanje požara (Scenarij 1)

EC-EN 1993 Steel check fire resistance

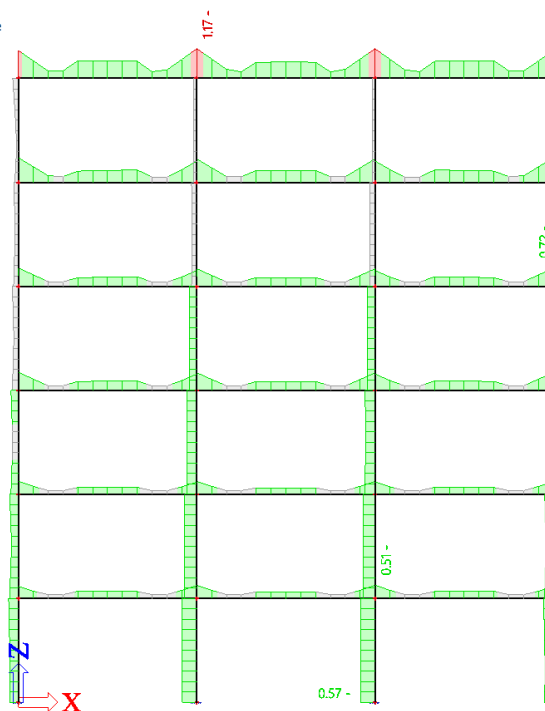
Values: $U_{C_{overall}}$
Linear calculation
Combination: FIRE 1
Coordinate system: Principal
Extreme 1D: Cross-section
Selection: All



Slika 69 Proračun čeličnih elemenata okvira na djelovanje požara (Scenarij 6)

EC-EN 1993 Steel check fire resistance

Values: $U_{C_{overall}}$
Linear calculation
Combination: FIRE 1
Coordinate system: Principal
Extreme 1D: Cross-section
Selection: All

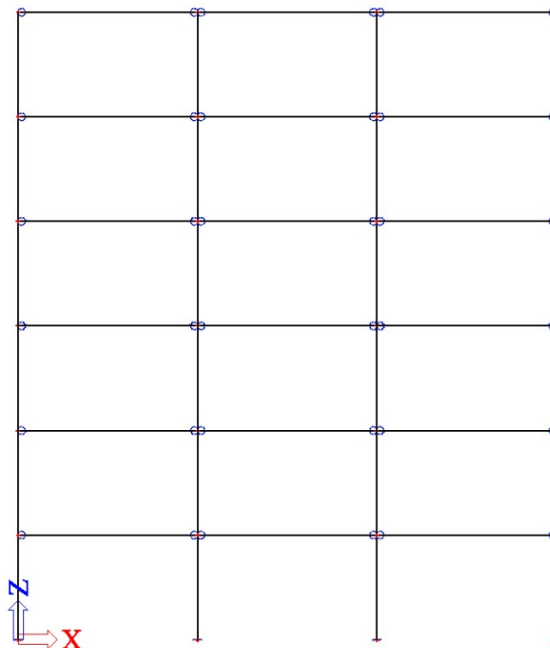


Slika 70 Proračun čeličnih elemenata okvira na djelovanje požara (Scenarij 4)

Konačno, proveden je i proračun čeličnih elemenata okvira u slučaju Scenarija 4 – sa aktivnom zaštitom od požara u vidu detektora dima. Vidljivo je da je po uvjetu nosivosti elementa potrebna zaštita profila IPE 360 i IPE 400. Potrebno je štiti nosivu konstrukciju. Kada se pogleda najnepovoljniji slučaj – Scenarij 6 sa aktivnom požarnom zaštitom koja je otkazala i pristupnim putevima za vatrogasce koji nisu sigurni, potrebno je štiti sve nosive elemente. Također, u oba scenarija će biti proračunata nezaštićena i zaštićena konstrukcija kako bi se dobio odgovor što se dogodi u slučaju da se zaštita od požara u potresu ošteti.

4.4.4.2 Scenarij sa statičkim sustavom CS2 – Plastični zlog na spoju prečke i stupa

Scenarij sa statičkim sustavom CS2 (Case study 2) – U ovom slučaju promatra se otpornost elemenata za slučaj kada je otvoren plastični zglob na kontaktu stupa i prečke te u ovom slučaju prečka pri opterećenju požarom zbog otvaranja plastičnog zgloba ima veće unutarnje sile u polju. Pretpostavka ove studije slučaja je da su na okviru uslijed potresnog opterećenja otvoreni zglobovi na spoju prečke i stupa.



Slika 71 Prikaz statičkog sustava CS2 – plastični zglob

Za potrebe definiranja plastičnih zglobova u software SCIA Engineer 22 i provođenje nelinearne analize, proračunata je plastična rotacija čeličnih prečki (IPE 360, IPE 400 i IPE 450) prema formuli (69). U tablici 25 prikazani su proračunati kutovi zaokreta i ulazni definirani parametri za proračun kuta zaokreta. U tablici 26 prikazana je rotacijska krutost plastičnog zgloba.

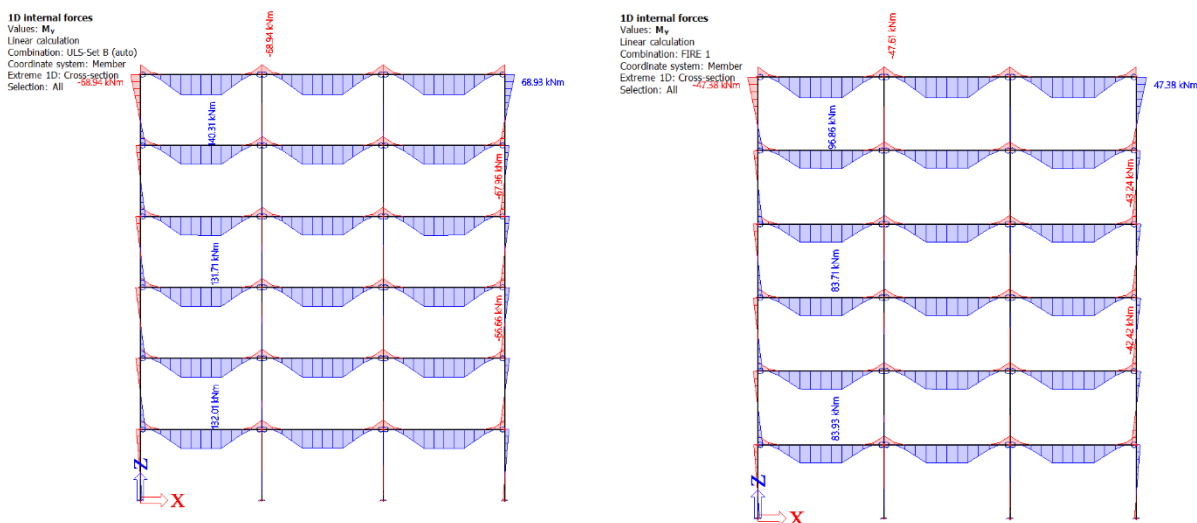
$$\varphi_{pl} = \frac{M_{pl} \cdot L_{raspon}}{2EI} \quad (69)$$

Tablica 25 Proračun kutova zaokreta

φ_{pl} (rad)	M_{pl} [Nmm]	L_{raspon} (mm)	E (N/mm ²)	I (mm ⁴)
0.0210291	239500000	6000	210000	162700000
0.0189723	307180000	6000	210000	231300000
0.0169328	399920000	6000	210000	337400000

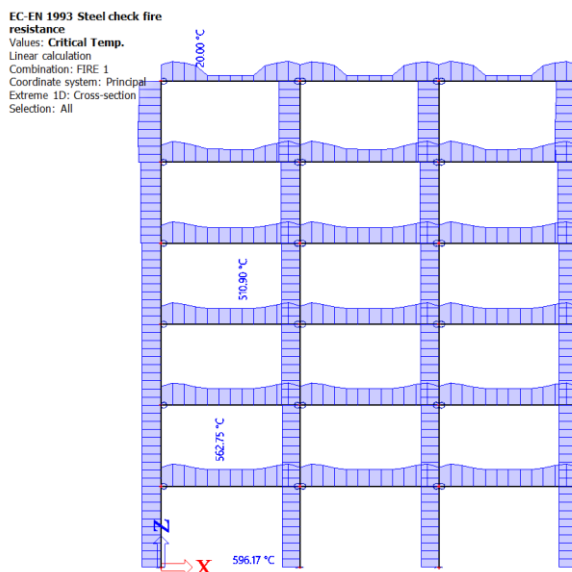
Tablica 26 Proračun rotacijske krutosti

M_{pl} [MNm]	φ_{pl} (rad)	Krutost [MNm/rad]
0.2395	0.0210291	11.389
0.30718	0.0189723	16.191
0.39992	0.0169328	23.618



Slika 72 Prikaz momenata savijanja za (a) mjerodavnu kombinaciju GSN (b) kombinaciju požarnog opterećenja

Za kombinaciju požarnog opterećenja proračunata je kritična temperatura, a prikaz kritične temperature po pojedinim profilima uz trend promjene po duljini poprečnog presjeka prikazan je na slici 73 i u tablici 27.



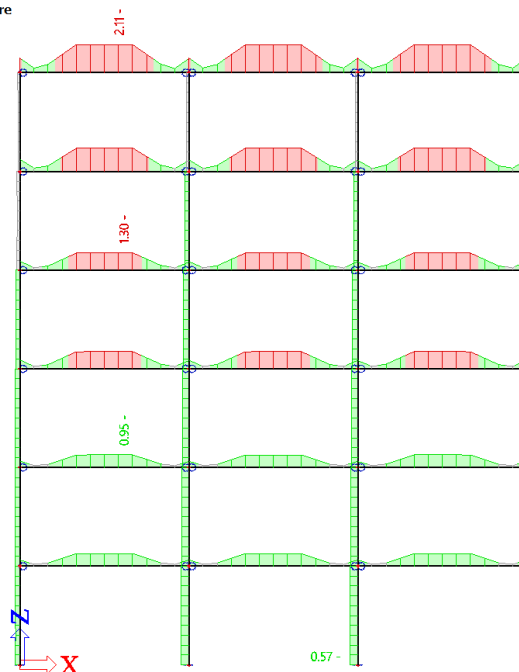
Slika 73 Prikaz kritične temperature čeličnih prečki i stupova – CS2

Tablica 27 Prikaz kritične temperature čeličnih prečki i stupova – CS2

Profil	Kritična temperatura θ (°C)	Kritična lokacija
IPE 360*	20,00*	Sredina prečke
IPE 400	510,90	Sredina prečke
IPE 450	562,75	Sredina prečke
HEB 400	596,17	Stup

*Napomena: Prečka IPE 360 otkazuje na požarnu vertikalnu kombinaciju u ovom slučaju već pri sobnoj temperaturi. (nema dovoljnu nosivost da izdrži požarnu proračunsku situaciju).

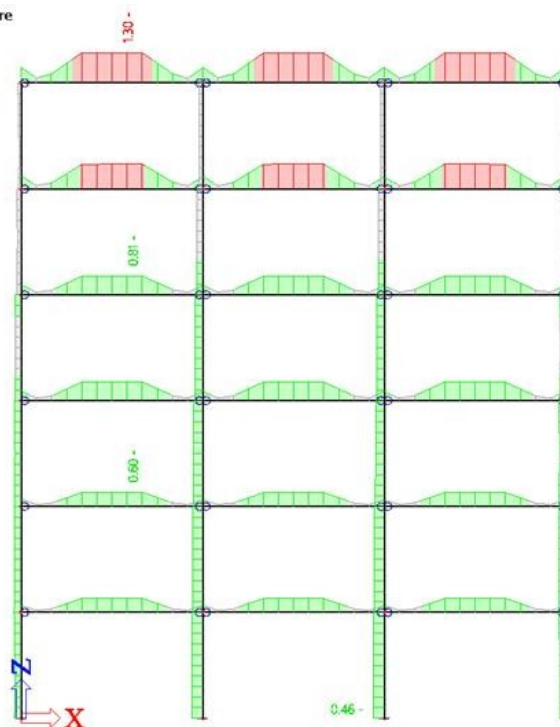
EC-EN 1993 Steel check fire
resistance
Values: $U_{Overall}$
Linear calculation
Combination: FIRE 1
Coordinate system: Principal
Extreme 1D: Cross-section
Selection: All



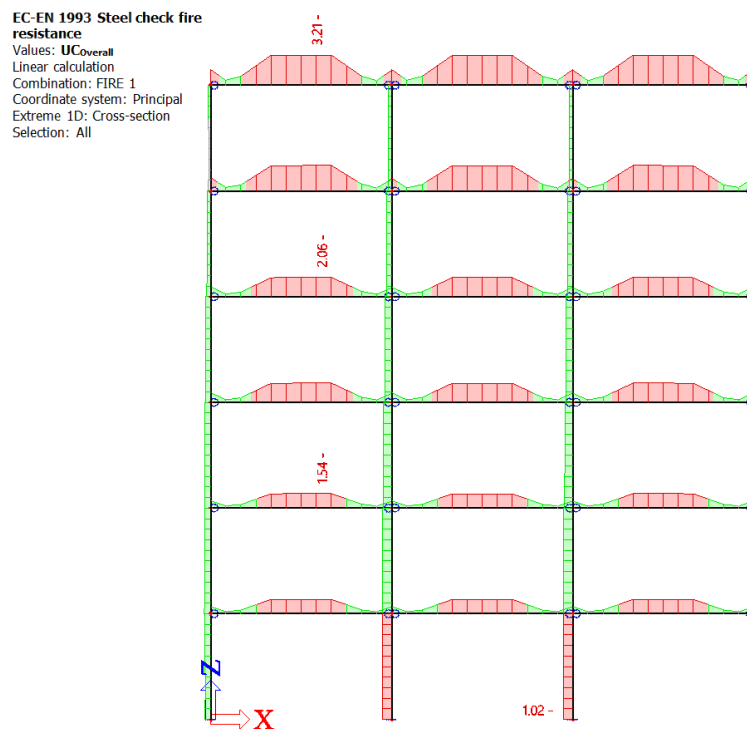
Slika 74 Proračun čeličnih elemenata CS2 na djelovanje požara (Scenarij 4)

Na slici 74 prikazan je proračun čeličnih elemenata prečke sa konzolnim stupovima na djelovanje požara prema projektiranom scenariju 4. Maksimalna iskoristivost u slučaju zahtjeva R90, na koliko je zgrada projektirana je 2.11 za profile IPE 360, što je više od prethodne situacije s okvirima prikazane na slici 68 sa okvirima. U nastavku je prikazan proračun konstrukcije za realnu krivulju požara za scenarij 1 i scenarij 6 aktivne zaštite od požara u poglavlju 4.4.2.

EC-EN 1993 Steel check fire
resistance
Values: $U_{Overall}$
Linear calculation
Combination: FIRE 1
Coordinate system: Principal
Extreme 1D: Cross-section
Selection: All



Slika 75 Proračun čeličnih elemenata CS2 na djelovanje požara (Scenarij 1)



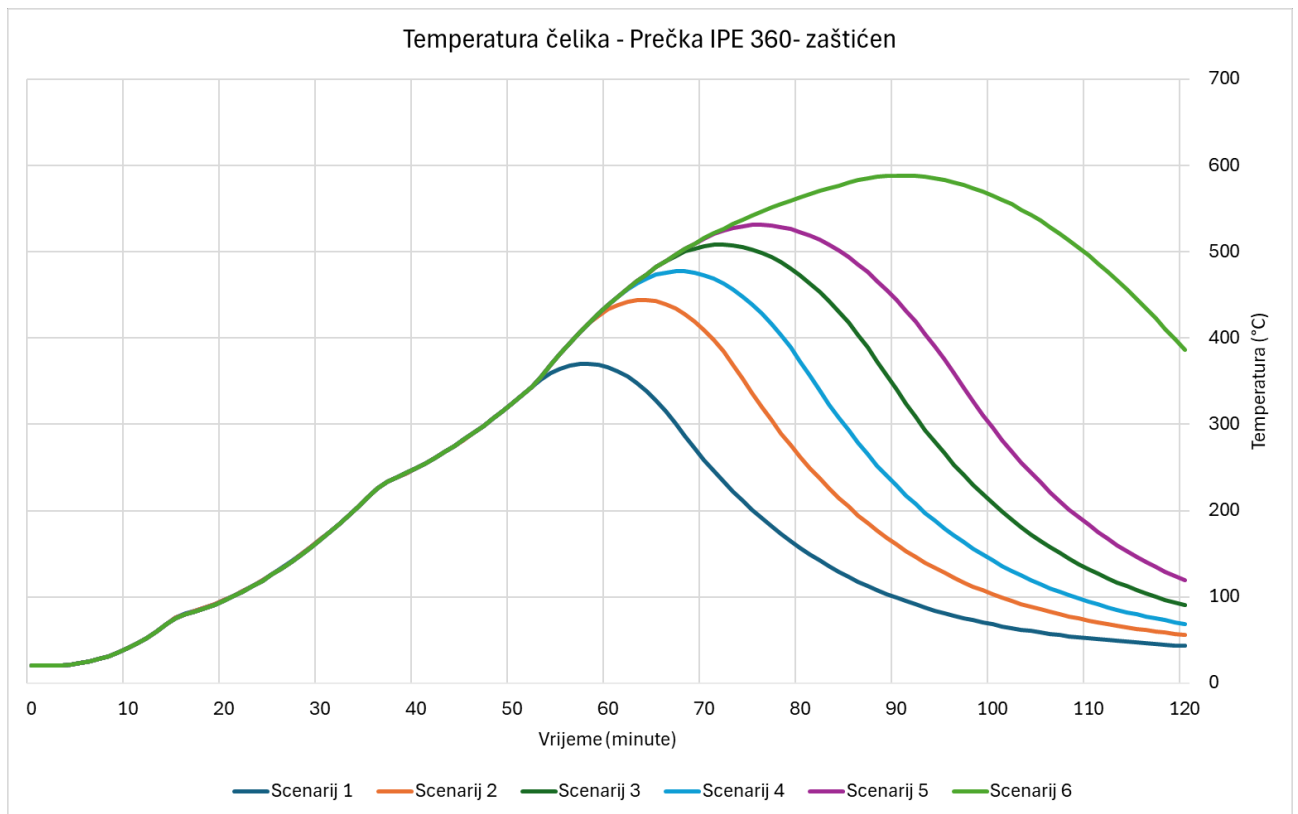
Slika 76 Proračun čeličnih elemenata CS2 na djelovanje požara (Scenarij 6)

Usporedbom scenarija s okvirom (CS1) i scenarija sa otvorenim plastičnim zglobovima na prečkama i konzolnim stupovima (CS) vidljivo je da ukoliko u potresnom opterećenju dođe do otvaranja plastičnih zglobova na okviru (prečkama) i otpornost na požarnu proračunsku situaciju se smanjuje. Nije za očekivati da dođe do otvaranja plastičnih zglobova u čeličnim okvirnim konstrukcijama koje su projektirane prema EN 1998-1-1 i EN 1993-1-1, ali ovakav scenarij moguć je u postojećim čeličnim konstrukcijama koje nisu projektirane prema modernim propisima i normama i kod njihove rekonstrukcije definitivno treba uzeti u obzir fenomen mogućeg požara nakon potresa (FFE)

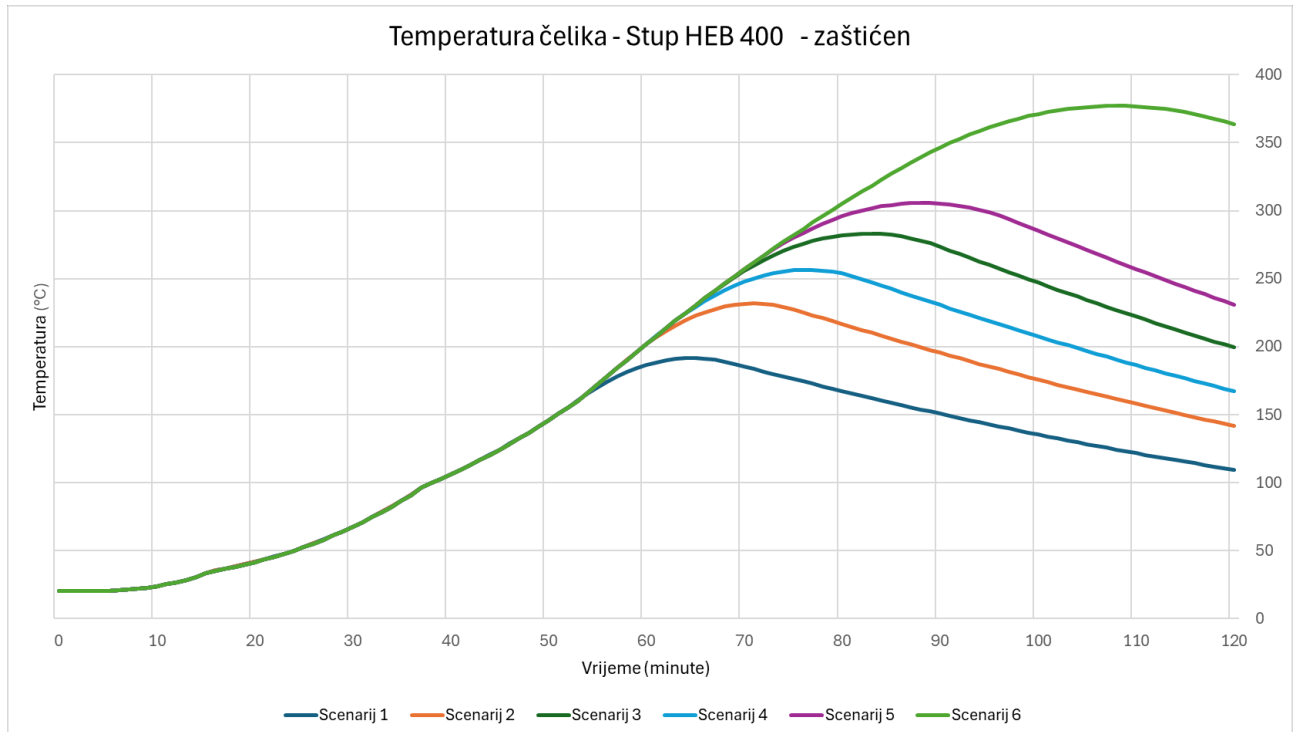
4.4.4.3 Zaštićena nosiva konstrukcija okvira (smjer Y – CS1)

Požarne otpornosti čeličnih elemenata koji nisu zaštićeni, prikazano je u poglavlju 4.4.4.1 Zaključeno je da je potrebna primjena pasivne požarne zaštite. Odabrana zaštita od požara je sljedeća: za horizontalnu nosivu konstrukciju (prečke IPE 360, IPE 400 i IPE 450) odabrani je zaštita špricanim mortom minimalne debljine $t = 4,0$ mm, dok su za stupove (HEB 400) odabrane obložne ploče debljine $t = 10$ mm).

Na slici 77 prikazana je temperatura čelika za slučaj zaštićene čelične konstrukcije prečke IPE 360 (najvitkija prečka/najnepovoljniji slučaj), zaštićene zaštitnim premazima debljine $t = 4,0$ mm. Na slici 78 prikazana je temperatura čelika za slučaj zaštićene čelične konstrukcije stupa HEB 400 zaštićene obložnim pločama debljine $t = 4,0$ mm.



Slika 77 Prikaz temperature čelika zaštićene prečke IPE 360 za različite scenarije



Slika 78 Prikaz temperature čelika zaštićenog stupa HEB 400 za različite scenarije

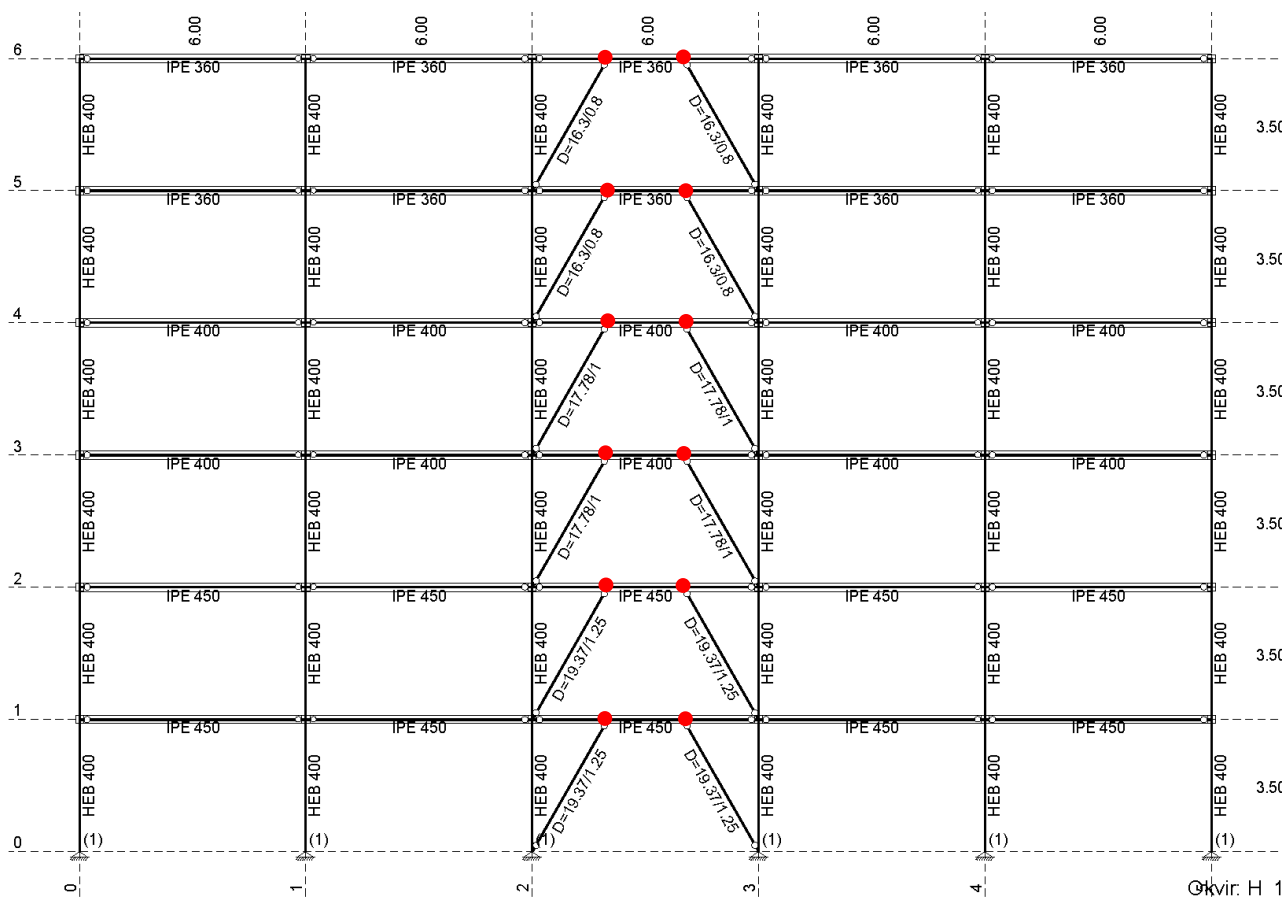
Tablica 28 Prikaz maksimalne temperature zaštićenog čeličnog elementa u usporedbi s kritičnom temperaturom

Profil	Kritična temperatura $\theta_{a,cr}$ (°C)	Scenariji	Maksimalna temperatura zaštićenog čeličnog elementa (°C)
IPE 360	533,95	Scenarij 1	370,49
		Scenarij 2	444,31
		Scenarij 3	508,41
		Scenarij 4	477,42
		Scenarij 5	531,33
		Scenarij 6	588,58*
IPE 400	612,30	Scenarij 4	477,42
IPE 450	659,35	Scenarij 4	477,42
HEB 400	596,17	Scenarij 1	191,52
		Scenarij 2	231,72
		Scenarij 3	283,15
		Scenarij 4	256,45
		Scenarij 5	305,70
		Scenarij 6	377,11
*Napomena: Za Scenarij 6, prečka IPE 360 ne zadovoljava ni sa primijenjenom zaštitom. Mjerodavan kriterij za dimenzioniranje i početno stanje bio je Scenarij 4.			

4.4.4.4 Komentar na slučaj vertikalnog uzdužnog veza sa potresnim sponama izloženim FFE

U ovom poglavlju dodatno će biti komentiran slučaj uzdužnog sustava u smjeru X sa potresnim sponama. Za početak potrebno je pogledati poglavlje 4.2.5.5. Dimenzioniranje vertikalnog veza (kosnici) i rekapitulacija proračuna u slučaju graničnog stanja nosivosti (GSN). Također iz poglavlja 4.3.5.2. Smjer X sustav s vertikalnim ekscentričnim vezom prikazan je dodatan proračun prema posebnim pravilima za čelične konstrukcije, mjerodavni mod otkazivanja za slučaj sa ovom specifičnom duljinom potresnih spona je savijanje.

Prema dijagramima momenata savijanja i dijagramima uzdužnih sila moguće je zaključiti da potresne spona kao takve mogu otkazati pri scenariju potresa otvaranjem plastičnih zglobova (crveno – slika 79). Druga stvar koja se može dogoditi je otkazivanje jednog ili više kosnika.



Slika 79 Prikaz potencijalnih plastičnih zglobova na mjestima potresnih spona – smjer X

Bilo koji od ranije navedenih scenarija (otvaranje plastičnog zgloba ili otkazivanje jednog ili oba kosnika) ne bi trebao uzrokovati kolaps konstrukcije na vertikalno djelovanje i u situaciji požarnog scenarija. Razlog tome je potresno opterećenje čijom pobudom je element potresne veze (IPE 360, IPE 400 i IPE 450) na razini iskorištenosti od 60-85 %, dok su na djelovanje vertikalnog opterećenja ostale prečke maksimalno iskorištene do 30%. Dodatno, na ove prečke obzirom na smjer nosivosti sekundarne spregnute konstrukcije, su manje opterećene na vertikalno opterećenje. Projektirana pasivna požarna zaštita prečki stoga je dovoljna da bude jednake debljine kao i prečke okvira, 4 mm zaštitni premaz.

Problem u požaru nakon potresa može uzrokovati povećanje temperature u kosnicima koje bi tada moglo unositi dodatnu uzdužnu silu u nosače potresne veze, ali zbog vremenskog okvira taj slučaj nije detaljno analiziran u ovom radu i sugerira se provjera ovog slučaja u budućim istraživanjima.

4.4.4.5 Zaključak proračuna konstrukcije na požarno opterećenje

Proračun nosive konstrukcije na požarno opterećenje proveden je prema EN 1991-1-2 i EN 1993-1-2. Za potrebe proračuna izdvojen je najopterećeniji poprečni okvir iz 3D modela koji je analiziran kao 2D konstrukcija. Proračun na požarno opterećenje je proveden za početak prema standardnoj ISO 834 požarnoj krivulji, te je još jednom potvrđeno da proračun prema standardnoj krivulji daje nerealne i neekonomične rezultate, stoga je proračun proveden za realni požar prema različitim scenarijima primjene aktivne zaštite (obzirom na potencijalno otkazivanje u potresu). Proračun je bio u domeni otpornosti i temperature, a zaključak je bio da je potrebno primijeniti metode pasivne zaštite od požara prikazane u tablici 29.

Tablica 29 Vrsta zaštite svih zaštićenih čeličnih elemenata

Analizirani čelični elementi	Vrsta zaštite	Debljina [mm]
Prečka okvira IPE 360	Špricani mort	4,0
Prečka okvira IPE 400	Špricani mort	4,0
Prečka okvira IPE 450	Špricani mort	4,0
Stup okvira HEB 400	Obložne ploče	10,0

4.5 Rezime rezultata

Za proučavanje kompleksnog fenomena požara nakon potresa izazovan proces bio je odrediti dispoziciju relativno pravilne čelične konstrukcije, sa pravilnim dinamičkim ponašanjem, da zadovoljava sve moderne propise/norme te da je i dalje dovoljno realna. Analizirane su različite varijante nosivih čeličnih konstrukcija, kako okvirnih tako i sa vezovima, te se na kraju odlučeno za konstrukciju s okvirima u poprečnom smjeru (smjer Y, konstrukcija sa jakim stupovima i slabim prečkama) i konstrukciju sa potresnim sponama u vertikalnom vezu u uzdužnom smjeru X sa ciljem da se ostvare oštećenja, rezidualni pomaci i plastični zglobovi u prečkama pri seizmičkom scenariju.

Okviri koji su projektirani u poprečnom smjeru, jako su „mekan“ statički sustav (nemaju značajnu krutost) i mjerodavna situacija za projektiranje čelične konstrukcije okvira bila je kontrola međukatnog horizontalnog pomaka u slučaju kada postoje neduktilni pregradni elementi, među kojima su i požarne pregrade i to je bio mjerodavan slučaj koji je trebalo zadovoljiti, dok je zbog ove situacije, rezerva u nosivosti ostala značajna.

U usporedbi s opterećenjem vjetrom za specifičan slučaj **grada Zagreba** ($v_b = 25$ m/s i kategoriju terena IV) potresno opterećenje određeno je kao mjerodavno horizontalno opterećenje, a spektar odziva tipa 1, kao mjerodavan horizontalni spektar odziva s kojima je proračun nastavljen.

Proračun na **požarno opterećenje** je proveden prema standardnoj ISO 834 požarnoj krivulji, te je još jednom potvrđeno da proračun prema standardnoj ISO 834 krivulji daje nerealne i neekonomične rezultate. Na kraju je proračun proveden za **realni požarni scenarij** čije su krivulje izrađene ovisno o različitim scenarijima (dostupne) aktivne zaštite od požara koja je ostala funkcionalna nakon potresa.

Potresno opterećenje može uzrokovati oštećenje vodovodnih i električnih instalacije, aktivne i pasivne zaštite od požara, te pucanje i ispadanje pasivne požarne zaštite. U slučaju kada otkáže primjerice sprinkler ili kada pristupni put nije siguran požarno opterećenje raste (prema EN 1991-1-2), a nosiva konstrukcija je ranjivija i konkretno na ovoj studiji slučaja je dokazano za otkazivanjem požarne zaštite može doći do kolapsa nosive čelične konstrukcije pri požaru nakon potresa.

Oštećenje aktivne i pasivne požarne zaštite u scenariju potresa, može izazvati kolaps u scenariju požara koji je uslijedio nakon potresa.

Posebno je zanimljiv slučaj kada se pri potresnom scenariju na okvirnoj konstrukciji otvore **plastični zglobovi** (može biti slučaj sa starijim građevinama koje nisu projektirane prema novim propisima, ili sa neispravno projektiranim konstrukcijama na potresno djelovanje). Posebnu pozornost potrebno je posvetiti projektiranju i požarnoj zaštiti spojeva, jer na njima dolazi do koncentracije naprezanja. Pojavom plastičnog zgloba u spoju i promjenom rubnih uvjeta, konstrukcija postaje značajno ranjivija na djelovanje požara nakon potresa (CS2). Nosivost prečki na požarno djelovanje je smanjena u oba slučaja i sa zaštićenom i sa nezaštićenom konstrukcijom koja je projektirana kao okvir.

Dobra je vijest da u tom slučaju stupovi nisu ranjiviji u odnosu na situaciju kada su dio okvira (CS1) na požarno djelovanje nakon potresa, jer su u slučaju vertikalnog opterećenja u tom slučaju opterećeni samo uzdužnom silom (CS2). Jako je bitno



da sustav bude ispravno projektiran na način da je konstrukcija sa **jakim stupovima i slabim prečkama** (definirano sa EN 1998-1-1) jer bi potencijalno otkazivanje stupa u prizemlju moglo uzrokovati kolaps cijele konstrukcije dok otkazivanje prečke pri požaru nakon potresa uzrokuje samo lokalna oštećenja, a ne nužno globalni kolaps. Potrebno je pod svaku cijenu izbjeći otkazivanje stupova.

Još jednom je potvrđeno iz pristupa koji je korišten da je **vitkost** jako bitan kriterij u požarnoj otpornosti. Vitkije prečke (IPE 360) opterećene približno jednakim opterećenjem ranjivije na djelovanje požara nakon potresa od masivnijih prečki (IPE 450), kako na požarno djelovanje, tako i u slučaju požara nakon potresa.

Konačno, ukoliko je čelična nosiva konstrukcija projektirana na djelovanje potresa u visokom seizmičkom području ($a_g \geq 0,24 g$) pri tome zadovoljavajući sve kriterije zadane normom EN 1998-1-1, i ukoliko **primijenjena aktivna i pasivna požarna zaštita nije oštećena**, u naknadnom požaru ne bi trebalo doći do kolapsa, jer bi tada teoretski neoštećena konstrukcija trebala biti dostatno otporna i na zasebno požarno djelovanje. Problem je ako konstrukcija doživi oštećenja požarne zaštite, kako pasivne, tako i aktivne u potresnom scenariju jer u tom trenutku postaje ranjivija na požarno djelovanje. Konstrukcije projektirane na zasebno djelovanje požara i potresa prema važećim normama u području visoke seizmičnosti, redovito održavane, s redovito održavanom aktivnom zaštitom od požara i duktilnom pasivnom zaštitom koja bez odlamanja može pratiti pomake nosive konstrukcije, nisu ugrožene.

S druge strane, neadekvatni pristupni put za vatrogasce zgradi u scenariju nakon potresa ili otkazivanje pasivne zaštite od požara može uzrokovati kolaps. Na djelovanje požara nakon potresa ugrožene su **neodržavane čelične zgrade**, kojima je aktivna i pasivna zaštita ne zadovoljava prethodno navedene kriterije, te starije čelične konstrukcije koje nisu projektirane u skladu s modernim propisima već je kod njih podcijenjen scenarij potresa i eventualno može doći do promjene statičkog sustava okvira u sustav sa obostranim plastičnim zglobovima na spoju prečki na stupove (CS2). U tom slučaju čak i ako zaštita postoji i djelotvorna je postoji velika opasnost kolapsa.

Također po sadašnjim razumijevanju, vidljivo je da bi potencijalno ugrožene na djelovanje požara nakon potresa bile bi konstrukcije koje su projektirane na način da se seizmičko opterećenje prenosi **AB jezgrama**, a okolna čelična konstrukcija je vitka (vitki stupovi i masivne grede, jer ne prijenose potresno opterećenje). **Vitki stupovi**, u slučaju kad im je zaštita od požara pomakom ili vibracijom uslijed potresa oštećena, dolazi do mogućnosti otkazivanja stupa, što posebno ako je lociran u prizemlju zgrade može izazvati kolaps dijela zgrade.

Konstrukcija studije slučaja u uzdužnom smjeru X – kao nosivi vertikalni vez ima potresne spona, ekscentrični V okviri izdrži potres i čak ako dođe do (a) otkazivanja spona ili samo (b) otvaranja plastičnih zglobova na mjestima oslanjanja spona ne bi trebalo biti problema za uzdužne prečke pri vertikalnom opterećenju i požarnom scenariju jer je potres dominantno (mjerodavno) djelovanje, a opterećenje prečki u okviru je izraženije. Dakle, u ovom mješovitom sustavu trebalo bi se voditi principom da su prečke okvira i prečke koje su dio potresne veze i vertikalnog veza zaštićene jednakom pasivnom zaštitom od požara.

Napomena je da radom nije uzeta u obzir potencijalna pojava naknadnih manjih potresa („**aftershockova**“) nakon djelovanja prvog potresnog scenarija i kasnije požara, što je problematika za sebe, jako opasna, ali i daleko manje vjerojatna.

5. ZAKLJUČAK

5.1 Zaključak rada

Fenomen požara nakon potresa (*engl. Fire Following Earthquake, FFE*) predstavlja značajan izazov u kontekstu pouzdanosti nosivih konstrukcija te rizika od povećanog oštećenja i kolapsa. Zaključci dobiveni iz istraživanja otvaraju važna pitanja koja zahtijevaju detaljnija istraživanje i unaprijeđenje regulativnog okvira i građevinske prakse u projektiranju, izvođenju i održavanju građevina. Povijest je pokazala da požari koji uslijede nakon potresa budu razorniji i opasniji od samog potresa, stoga se rad kao takav usredotočio se na razumijevanje fenomena požara nakon potresa kroz proučavanje regulative i pregled dosadašnjeg znanstvenog rada (*engl. state of the art*) i kasnijom primjenom na konkretnom čelične nosive konstrukcije sa spregnutom čelično – betonskom nosivom konstrukcijom projektirane na mjerodavna opterećenja za grad Zagreb.

Unatoč tome što se požari u zgradama mogu pojaviti kao posljedica prethodnog potresa, važeći propisi (poglavlje 2.4.2) ne zahtijevaju provjeru požara na konstrukciji koja je prethodno ili istodobno bila izložena seizmičkim djelovanjem, čime se požar i potres implicitno smatraju statistički neovisnim slučajnim djelovanjem. S druge strane, moderno seizmičko projektiranje oslanja se na duktilnost konstrukcije, što dovodi do pretpostavke da će požar nakon potresa djelovati na oslabljenu i deformiranu konstrukciju, koja potencijalno može imati manju otpornost na požar od očekivane otpornosti izračunate kad se požar smatra neovisnim djelovanjem. U nastavku su kroz nekoliko točaka analizirani zaključci iz ovog istraživanja, te je naglašeno nekoliko ključnih točaka.

Nedostatak definicije fenomena požara nakon potresa (FFE) u **građevinskoj regulativi (propisima/normama)** pokazuje potrebu za unapređenjem regulativnog okvira kako bi se ispravno adresirali potencijalni rizici i osigurala pouzdana zaštita građevina u cjelini i njihovih stanovnika/korisnika. Razvoj preciznijih smjernica i standarda za postupanje s požarom nakon potresa mogao bi značajno doprinijeti povećanju sigurnosti i otpornosti građevina. Opasnost fenomena požara nakon potresa ne očituje se samo u požaru koji djeluje na zaštićenu ili nezaštićenu čeličnu konstrukciju već se očituje i u oštećenju infrastrukture, aktivne i pasivne požarne zaštite, električnih i vodovodnih instalacija.

Važnost projektiranja **aktivne požarne zaštite** uzimajući u obzir mjerodavna seizmička opterećenja ističe se kao jedna od ključnih mjera za minimiziranje rizika kolapsa nosive konstrukcije uslijed požara nakon potresa. Kontinuirano održavanje aktivnih sustava zaštite općenito se pokazalo kao imperativ, jer otkazivanje segmenata aktivne požarne zaštite može značajno povećati opasnost od požara i izložiti konstrukciju većem riziku od štete, uslijed nastanka veće temperature plina u prostoriji i temperature čelika. Na studiji slučaja u poglavlju 4.4.2 ovog rada prikazana je i kvantificirana parametarska analiza različitih scenarija uslijed otkazivanja pojedinih projektiranih mjera aktivne zaštite od požara. Parametarskom analizom utvrđeno je povećanje požarnog opterećenja u slučaju kada kao posljedica potresa bude oštećenje aktivne požarne zaštite poput sprinklera. Zanimljiv je i jako mogući slučaj koji ne ovisi samo o specifičnoj zgradi nego i urbanoj razini, a odnosi se na pristup vatrogasaca opožarenom području. Ukoliko ono nije osigurano prema normi se povećava požarno djelovanje i visoka temperatura se održava jako dugo sve do trenutka dok se ne osigura sigurni pristupni put.

Pasivna požarna zaštita i pregradni nenosivi elementi na razinama odjeljaka (EI), trebaju biti dovoljno fleksibilni, duktilni i prilagodljivi kako bi pratili pomake nosive konstrukcije tijekom potresa. Redovito održavanje ovih elemenata ključno je za očuvanje njihove funkcionalnosti tijekom životnog vijeka građevine. Također, obloge, ploče i premazi moraju biti dovoljno duktilni i pravilno nanoseni (izvedeni) kako ne bi došlo do oštećenja protupožarne zaštite. Pucanje i odvajanje pasivne zaštite od požara od čeličnih elemenata može smanjiti njihovu otpornost u odnosu na projektirano stanje i uzrokovati otkazivanje. Dodatno, oštećenjem pregradnih ne nosivih elemenata, požarni sektori se mogu povećati, što uzrokuje situaciju u kojoj projektirane mjere zaštite od požara više nisu zadovoljene. Uočen je nedostatak broja eksperimentalnih istraživanja ponašanja pasivne požarne zaštite u situacijama požara nakon potresa i povećan broj eksperimentalnih istraživanja ovog



fenomena pomogli bi u unaprijeđenju razumijevanja problema i regulative. Dodatna istraživanja u ovom području ključna su za razumijevanje ponašanja materijala i konstrukcija te razvoj pouzdanih smjernica i standarda za praksu.

Četvrto, **ograničenje pomaka okvirne čelične konstrukcije (MRF)** zbog neduktilnih nekonstrukcijskih elemenata može se rješavati primjenom kriterija poput ograničenja međukatnog pomaka (*engl. Inter Story Drift (IDR)*). Pravilno projektirana čelična konstrukcija, koja uzima u obzir seizmička i požarna opterećenja (kao zasebna djelovanja), može osigurati očuvanje nosivosti čak i u slučaju požara nakon potresa jer nosivost elemenata nosive konstrukcije (ULS) nije mjerodavni uvjet za projektiranje već IDR, tj. SLS kombinacija. Također, općenito je vjerojatnije da će gornji katovi doseći navedena stanja oštećenja nego donji katovi zbog manjih veličina projektiranih nosača u okvirima, što je bio slučaj i u ovoj studiji slučaja. Sveukupno, rezultati sugeriraju da moderni MRF-ovi s principom projektiranja koji je uvjetovan ograničenim međukatnim pomacima imaju dovoljnu zaostalu otpornost nakon potresa tako da naknadni požar obično ne dovodi do rezultata i odziva koji se značajno razlikuju u usporedbi s onima u slučaju kada se požar dogodi bez prethodnog seizmička oštećenja. Međutim, seizmička oštećenja mogu dovesti do većeg širenja požara (zbog otkazivanje požarne zaštite), povećane opasnosti za zgradu u cjelini i većih ekonomskih gubitaka.

Novogradnje, ako su **propisno projektirane** za slučaj potresnog djelovanja (prema europskim normama), i ako su pravilno projektirane na požarno opterećenje te ako je požarna zaštita **ispravno izvedena** i pri izvedbi je uzeto u obzir djelovanje potresa na aktivnu i pasivnu zaštitu od požara, ne bi trebalo doći do značajnih oštećenja u odnosu na situaciju kada opterećenja potresom i požarom djeluju zasebno. Ukoliko potresom dođe do oštećenja požarne zaštite, konstrukcija postaje ranjivija na požarno opterećenje. Požarnom nakon potresa posebno bi mogli biti ugroženi horizontalni i vertikalni nosivi elementi, primjerice prečke okvira manjeg poprečnog presjeka na višim etažama, i stupovi koji su projektirani kao vitkiji zglobni („pendl“) u sustavu sa AB konstrukcijom koja osigurava krutost u horizontalnom smjeru. Oštećenje požarne zaštite uslijed pomaka i vibracija u sustavu s vitkim stupovima može izazvati lokalni kolaps građevine u slučaju naknadnog požara nakon potresa.

Nakon djelovanja potresa, a prije analize nosivosti konstrukcije na požarno opterećenje, u slučaju potrebe za **rekonstrukcijom** potrebno je temeljito procijeniti stvarno stanje građevine, ali pri pregledu uzeti u obzir detaljno i tri vrste nastalih **oštećenja**: oštećenje konstrukcije, oštećenje požarne zaštite konstrukcijskih elemenata i oštećenje nekonstruktivnog sustava požarne zaštite. **Postojeće građevine** koje su projektirane i izvedene prema starijim tehničkim propisima su izloženije od pravilno projektirane zgrade prema modernim propisima, jer je s vremenom potencijalno došlo i do oštećenja pasivne i aktivne zaštite od požara ako nije pravilno održavana. Za takve, postojeće konstrukcije pri analizi i/ili rekonstrukciji potrebno je također svakako uzeti u obzir utjecaj višestrukog hazarda, tj. potencijalnog nastanka požara nakon potresa.

Ono što je bitno uzeti u obzir je i ljudski faktor. Dodatno u situaciji nakon razornog potresa postoji mogućnost da evakuacija ljudi iz zgrade bude sporija. Sporiju evakuaciju mogu uzrokovati strah ljudi, potencijalne ozljede pri potresu, ali i činjenica da evakuacijski putevi mogu biti zapriječeni nekonstrukcijskim elementima i namještajem koji je zapriječio prolaz uslijed potresnog djelovanja. Ta činjenica može dovesti do toga da se zahtijevana otpornost poveća primjerice sa R30 na R60 ili R60 na R75, R90, a u tom slučaju projektirana požarna zaštita čak i ako nije oštećena nije dostatna. Razumijevanje fenomena i pravilno educiranje ljudi da budu spremni na opasnost, da drže evakuacijske putove čistima i prolaznima, može spasiti život.

U skladu s navedenim zaključcima, daljnje napore treba usmjeriti na unapređenje regulativa, poticanje istraživanja, edukacija stanovništva i razvoj inovativnih pristupa kako bi se osigurala sveobuhvatna i učinkovita zaštita od požara nakon potresa, čime će se povećati sigurnost građevina i stanovnika na ove složene i izazovne situacije. Razumijevanje fenomena FFE, ključno je za provođenje analize temeljena na ponašanju (*engl. Performance based analysis*), koja je jedino rješenje u slučaju kompleksnih izloženosti višestrukoj opasnosti (*engl. Multiple Hazard Approach*) i analizi više različitih scenarija.



5.2 Prijedlog i potencijal za buduća istraživanja

Fenomen pojave požara nakon potresa još uvijek je nedovoljno istražen, sa značajnim deficitom numeričkih analiza, a naročito eksperimentalnih istraživanja u velikom mjerilu. Navedeno znači da su buduća istraživanja trebala svakako uključiti definiranje i preciziranje fenomena požara nakon potresa kako bi se bez dileme razumjelo i bilo moguće kvantificirati kako potresi utječu na požarnu sigurnost građevina. Ovo uključuje istraživanje interakcije između seizmičkih opterećenja i požara te identifikaciju specifičnih rizika i izazova koji proizlaze iz ove kombinacije.

Jedan od bitnijih odgovora koji bi trebalo dobiti je **utjecaj seizmičkog opterećenja na aktivnu požarnu zaštitu**. Potrebno je istražiti kako seizmička opterećenja utječu na aktivne sustave požarne zaštite, poput sprinkler sustava i detektora požara. Ovo uključuje proučavanje pouzdanosti i učinkovitosti ovih sustava tijekom potresa te identifikaciju mogućih poboljšanja u njihovom projektiranju i održavanju i unaprjeđenju postojećih instalacija.

Pouzdanost pasivne požarne zaštite u situacijama potresa je definitivno nedovoljno istraženo područje. Buduća istraživanja trebala bi se usredotočiti na proučavanje ponašanja i trajnosti pasivne požarne zaštite, uključujući vatrootporne materijale, pregradne elemente i sustave zaštite od širenja požara, tijekom seizmičkih događaja. Ovo uključuje istraživanje njihove otpornosti i duktilnosti na seizmička opterećenja u cilju poboljšanja njihove pouzdanosti u seizmičkim situacijama. Također, održavanje pasivne požarne zaštite je imperativ kojeg treba kontinuirano naglašavati.

Potrebno je provesti više **eksperimentalnih istraživanja** koja će simulirati situacije požara nakon potresa kako bi se bolje razumjelo ponašanje materijala, konstrukcije i cjelokupnog sustava zaštite u ovim složenim uvjetima. Ova istraživanja mogu pružiti dragocjene uvide i podatke potrebne za razvoj pouzdanih smjernica i standarda za praksu.

Budući da je u ovom radu zaključeno da je jedno od mjerodavnih scenarija za projektiranje čeličnih konstrukcija u potresnim zonama visoke seizmičnosti (u ovom slučaju $a_g = 0,25 \text{ g}$) međukatni pomak nosive konstrukcije koji uzrokuje da iskorištenost vertikalnog nosivog sustava konstrukcije nije prevelika (30 – 70 %). Budući da u tom slučaju konstrukcija nije blizu maksimalne iskorištenosti, zanimljivo bi bilo pogledati i slučaj kada je krutost sustava osigurana armiranobetonskom jezgrom. U tom slučaju čelični okolni stupovi koji prenose pretežito vertikalno opterećenje bi mogli biti vitkiji, a međukatni pomak ne bi bio mjerodavan projektni scenarij i samom tom činjenicom stupovi bi bili projektirani bliže maksimalnoj nosivosti te bi dodatno opterećenje požarom nakon potresa moglo uzorkovati njihovo otkazivanje i kolaps građevine. Ovo pogotovo treba naglasiti budući da će čelična konstrukcija pri potresnom opterećenju također može „izgubiti“ dio zaštite od požara koja će biti oštećena.

Prema dosadašnjem iskustvu, čini se kao da je **sustav čelične konstrukcije sa AB jezgrom** jako čest tip čelične konstrukcije u RH, a vjerojatno i u drugim dijelovima svijeta izloženim visokoj seizmičnosti, jer koristi prednosti oba materijala u sustavu, kako bi se postigle ekonomičnije i više građevine, a isti, vjerojatno zbog složenosti nije dovoljno istražen. Sugerira se napraviti parametarsku analizu takvog sustava, koristeći principe analize temeljene na ponašanju (*engl. Performance based analysis*). Ranije je spomenuto da je ograničenje međukatnog pomaka ograničenje koje će vjerojatno osigurati da postoje rezerve u nosivosti. Ovo je posebno zanimljivo budući da je uočeno da veličina stupa ima veliki utjecaj na smanjenje njegove otpornosti; a vitki stupovi/nosači su više pogođeni gubitkom požarne zaštite. Dodatno, u ovakvom tipu konstrukcija jako izloženi fenomenu požara nakon potresa vjerojatno bi bili sami detalji spajanja čelične i armiranobetonske konstrukcije zbog različite krutosti materijala, što bi moglo izazvati lokalno otpadanje požarne zaštite na mjestima spojeva uslijed velikih naprezanja.

Konačno, buduća istraživanja trebala bi se usredotočiti na integriranje znanja o požarnoj sigurnosti i seizmičkoj otpornosti kako bi se osigurala sveobuhvatna i učinkovita zaštita od požara nakon potresa. Ovo će zahtijevati suradnju između stručnjaka iz različitih disciplina i sektora te primjenu multidisciplinarnog pristupa u formiranju zaključaka i rješavanju ovog kompleksnog problema.

6. LITERATURA

- [1] Androić, B.; Dujmović, D.; Džeba, I., *Čelične konstrukcije I*, IA Projektiranje, Zagreb, 2009.
- [2] Vassart, O.; Zhao, B.; Cajot, L.G.; Robert, F.; Meyer, U.; Frangi, A., *Eurocodes: Background & Applications Structural Fire Design*, JRC, Luxembourg, 2014.
- [3] Peroš, B.; Boko, I., *Sigurnost konstrukcija u požaru*, Fakultet građevinarstva, arhitekture i geodezije, Split, 2015.
- [4] Smjernice za izradu analize postojećeg stanja zgrade s prijedlogom mjera i procjenom investicije u dijelu – mehanička otpornost i stabilnost, potresna otpornost zgrade
- [5] Elnashai, A.S. and Di Sarno, L. 2002. SEISMIC RETROFITTING OF STEEL AND COMPOSITE BUILDING STRUCTURES. USA: Mid-America Earthquake Center.
- [6] N.E. Khorasani, M. Garlock, and P. Gardoni. Multi-hazard Approaches to Civil Infrastructure Engineering, chapter 10: Probabilistic Evaluation Framework for Fire and Fire Following Earthquake, pages 211-227. Springer International Publishing Switzerland, 2016.
- [7] H. Yassin, F. Iqbal, A. Bagchi, and V.K.R. Kodur. Assessment of post-earthquake fire performance of steel-frame buildings. In The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008.
- [8] B. Faggiano. Urban habitat constructions under catastrophic events: Fire after earthquake. In The WG1 Meeting, Praha, Czech Republic, 2007.
- [9] C. Scawthorn, J.M. Edinger, and A.J. Schiff: Fire Following Earthquake. American Society of Civil Engineers Publications, 2005.
- [10] D. Todd, N. Carino, R.M. Chung, H.S. Lew, A.W. Taylor, and W.D. Walton. 1994 Northridge earthquake: Performance of structures, lifelines and fire protection systems. Technical report, National Institute of Standards and Technology Gaithersburg, 1994.
- [11] Takeyoshi Tanaka. Characteristics and problems of fires following the great east japan earthquake in march 2011. Fire Safety Journal, 2012.
- [12] Risco, Gabriel – Victor: Collapse Mode of Steel Frame Exposed to Post-Earthquake Fires, Masters Thesis in Civil Engineering, Technical University of Denmark, 2017
- [13] Suwondo, R.; Cunningham, L.; Gillie, M.; Bailey, C., *Behaviour of Earthquake Damage Steel Structures in Fire, International Journal on Advanced Science Engineering Information Technology*, 2022
- [14] BBC News, "Lombok earthquake," 2018., link: <https://www.bbc.com/indonesia/indonesia-45237703>, pristup 27.01.2024.
- [15] BBC News, "California earthquake: Larger 7.1 magnitude quake hits," 2019. <https://www.bbc.co.uk/news/world-us-canada-48891511>, pristup 27.01.2024.
- [16] G. Della Corte, R. Landolfo, and F. M. Mazzolani, "Post-earthquake fire resistance of moment resisting steel frames," Fire Saf. J., vol. 38, no. 7, pp. 593–612, 2003, doi: 10.1016/S0379-7112(03)00047-X.
- [17] R. Zaharia and D. Pintea. Fire after earthquake analysis of steel moment resisting frames. International Journal of Steel Structures, 9(4):275-284, December 2009
- [18] B. Behnam and H. R. Ronagh, "Post-Earthquake Fire performance-based behavior of unprotected moment resisting 2D steel frames," KSCE Journal of Civil Engineering, vol. 19, pp. 274-284, 2015.



- [19] B. Behnam and H. R. Ronagh, "Behavior of moment-resisting tall steel structures exposed to a vertically traveling post-earthquake fire," *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 23, pp. 1083-1096, 2014.
- [20] B. Behnam, "Structural response of vertically irregular tall moment-resisting steel frames under pre-and post-earthquake fire," *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2015.
- [21] B. Faggiano and F. M. Mazzolani, "Fire after earthquake robustness evaluation and design: Application to steel structures," *Steel Construction*, vol. 4, pp. 183-187, 2011.
- [22] FEMA 356, "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings," Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington D.C., U.S., 2000.
- [23] D. Pantousa and E. Mistakidis, "Fire-after-earthquake resistance of steel structures using rotational capacity limits," *Earthquakes and Structures*, vol. 10, pp. 867-891, 2016.
- [24] M. Memari, H. Mahmoud, and B. Ellingwood. Post-earthquake fire performance of moment resisting frames with reduced beam section connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 103:215-229, September 2014.
- [25] H. Yassin, F. Iqbal, A. Bagchi and V. Kodur, "Assessment of post-earthquake fire performance of steel-frame buildings," in *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering Beijing*, 2008.
- [26] D.V. Tomecek and J.A. Milke. A study of the effect of partial loss of protection on the fire resistance of steel columns. *Fire Technology*, 29(1):3-21, 1993.
- [27] N. L. Ryder, S. D. Wolin and J. A. Milke, "An investigation of the reduction in fire resistance of steel columns caused by loss of spray-applied fire protection," *Journal of fire protection engineering*, vol. 12, pp. 31-44, 2002.
- [28] N. L. Braxtan and S. P. Pessiki, "Postearthquake fire performance of sprayed fire-resistive material on steel moment frames," *Journal of Structural Engineering*, vol. 137, pp. 946-953, 2011.
- [29] B. Behnam, P. J. Lim, and H. R. Ronagh, "Plastic Hinge Relocation in Reinforced Concrete Frames as a Method of Improving Postearthquake Fire Resistance," *Structures*, vol. 2, pp. 21–31, 2015, doi: 10.1016/j.istruc.2014.12.003.
- [30] R. Zaharia and D. Pintea. Fire after earthquake analysis of steel moment resisting frames. *International Journal of Steel Structures*, 9(4):275-284, December 2009.
- [31] B. Faggiano and F.M. Mazzolani. Fire after earthquake robustness evaluation and design: Application to steel structures. *Steel Constructions*, 4(3):183-187, 2011.
- [32] N.E. Khorasani, M. Garlock, and P. Gardoni. Multi-hazard Approaches to Civil Infrastructure Engineering, chapter 10: Probabilistic Evaluation Framework for Fire and Fire Following Earthquake, pages 211-227. Springer International Publishing Switzerland, 2016.
- [33] T. Petrina. Steel connections deterioration coefficient introduction for post-earthquake fire analysis. *Procedia Engineering*, 161:137-142, 2016.
- [34] M. Memari, H. Mahmoud, and B. Ellingwood. Post-earthquake fire performance of moment resisting frames with reduced beam section connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 103:215-229, September 2014.
- [35] D. Todd, N. Carino, R.M. Chung, H.S. Lew, A.W. Taylor, and W.D. Walton. 1994 Northridge Earthquake: Performance of structures, lifelines and fire protection systems. Technical report, National Institute of Standards and Technology Gaithersburg, 1994.
- [36] G.R. Johnson and W.H. Cook. Fracture characteristics of three metals subjected to various strains, strain rates, temperatures and pressures. *Engineering Fracture Mechanics*, 21(1):31-48, September 1985.



- [37] D.V. Tomecek and J.A. Milke. A study of the effect of partial loss of protection on the fire resistance of steel columns. *Fire Technology*, 29(1):3-21, 1993.
- [38] Dehcheshmeh, E.M.; Rashed, P.; Broujerdian, V.; Shakouri, A.; Aslani, F. Predicting Seismic Collapse Safety of Post-Fire Steel Moment Frames. *Buildings* 2023, 13, 1091. <https://doi.org/10.3390/buildings13041091>
- [39] Jelinek, T., Zania, V., & Giuliani, L. (2017). Post-earthquake fire resistance of steel buildings. *Journal of Constructional Steel Research*, 138, 774-782. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.08.021>
- [40] Patrick Covi, Nicola Tondini, Amir Sarreshtehdari, Negar Elhami-Khorasani, Development of a novel fire following earthquake probabilistic framework applied to a steel braced frame, *Structural Safety*, Volume 105, 2023, 102377, ISSN 0167-4730, <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2023.102377>
- [41] Negar Elhami Khorasani, Maria E.M. Garlock, Spencer E. Quiel, Modeling steel structures in OpenSees: Enhancements for fire and multi-hazard probabilistic analyses, *Computers & Structures*, Volume 157, 2015, Pages 218-231, ISSN 0045-7949, <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2015.05.025>.
- [42] International Building Code (IBC): link: <https://codes.iccsafe.org>, pristup 11.01.2024.
- [43] International Fire Code (IFC): link: <https://codes.iccsafe.org>, pristup 11.01.2024.
- [44] National Fire Protection Association (NFPA) Standards, link: <https://www.nfpa.org>, pristup: 15.01.2024.
- [45] American Concrete Institute (ACI): link: <https://www.concrete.org>
- [46] American Institute of Steel Construction (AISC): link: <https://www.aisc.org>
- [47] National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP) Guidelines: link: <https://www.nehrp.gov>, , pristup 11.01.2024.
- [48] Hrvatski zavod za norme (2016) – Opća načela pouzdanosti konstrukcija, General principles on reliability of the structures (HRN ISO 2394:2015)
- [49] Hrvatski zavod za norme (2012) – Eurokod 1: Djelovanja na konstrukcije – Dio 1-2: Opća djelovanja – Djelovanja na konstrukcije izložene požaru (HRN EN 1991-1-2)
- [50] Hrvatski zavod za norme (2012) – Eurokod 1: Djelovanja na konstrukcije – Dio 1-7: Opća djelovanja – Izvanredna djelovanja (HRN EN 1991-1-7)
- [51] Hrvatski zavod za norme (2023) – Eurokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcija – Dio 1-2: Opća pravila: Proračun konstrukcija na djelovanje požara (HRN EN 1992-1-2:2023)
- [52] Hrvatski zavod za norme (2014) – Eurokod 3: Projektiranje čeličnih konstrukcija – Dio 1-2: Opća pravila: Proračun konstrukcija na djelovanje požara (HRN EN 1993-1-2)
- [53] Hrvatski zavod za norme (2012) – Eurokod 4: Projektiranje spregnutih čelično - betonskih konstrukcija – Dio 1-2: Opća pravila: Proračun konstrukcija na djelovanje požara (HRN EN 1994-1-2)
- [54] Hrvatski zavod za norme (2013) – Eurokod 5: Projektiranje drvenih konstrukcija – Dio 1-2: Opća pravila: Proračun konstrukcija na djelovanje požara (HRN EN 1995-1-2)
- [55] Hrvatski zavod za norme (2012) – Eurokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcija – Dio 1-2: Opća pravila: Proračun konstrukcija na djelovanje požara (HRN EN 1996-1-2)
- [56] Hrvatski zavod za norme (2013) – Eurokod 9: Projektiranje aluminijskih konstrukcija – Dio 1-2: Opća pravila: Proračun konstrukcija na djelovanje požara (HRN EN 1996-1-2)
- [57] Ferraz, G., *Thermal analysis of steel columns exposed to localised fires*, University of Coimbra, 2014.



- [58] Lamperti Tornaghi, M., Tsionis, G., Pegon, P., Molina, J., Peroni, M., Korzen, M., Tondini, N., Covi, P., Abbiati, G., Antonelli, M., & Gilardi, B. (2021). Experimental study of braced steel frames subjected to fire after earthquake. In 2021 17WCEE Proceedings Article C001800
- [59] Davor Skejić, Ivica Boko – Sigurnost nosivih konstrukcija u požaru, Poslijediplomski specijalistički studij požarno inženjerstvo, predavanja, akademska godina 2019./2020.



Popis kratica:

FFE – Požar nakon potresa (*engl. Fire following earthquake*)

MRF – Okvirna konstrukcija (*engl. Moment Resistant Frame*)

CSS – Čelična konstrukcija proračunata u hladnom stanju (*engl. – Cold Steel Structure*)

AB - Armiranobetonska konstrukcija

USD – Američki dolar

RBS – Smanjeni presjek grede (*engl. Reduced Beam Sections*)

FEM – Metoda konačnih elemenata (*engl. Finite Element Model*)

PGA – Vršno ubrzanje tla (*engl. Peak Ground Acceleration*)

ULS – Granično stanje nosivosti – (*engl. Ultimate Limit State*)

SLS - Granično stanje uporabljivosti (*engl. Serviceability Limit State*)

IBC – (*engl. International Building Code*)

IFC – (*engl. International Fire Code*)

NFPA – (*engl. National Fire Protection Association*)

ACI - (*engl. American Concrete Institute*)

AISC - (*engl. American Institute of Steel Construction*)

NEHRP – (*engl. National Earthquake Hazards Reduction Program*)

CFD – Numerički Model plina (*engl. Computational Fluid Dynamic*)

ZPS – Zgrada podskupine

EBS – sustav sa ekscentričnim vezom u vidu potresnih spona (*engl. Eccentric Bracing System*)

CHS – Kružni cijevni poprečni presjek – (*engl. Circular Hollow Section*)

IDR – Međukatni pomak (*engl. Inter - Story Drift*)

T_{NCR} - Poredbeno povratno razdoblje potresa

Popis slika:

Slika 1 Čelični profil izložen požaru: a) sa četiri strane; b) s tri strane (primjer spregnute čelične konstrukcije)	10
Slika 2 Fotografije otkazivanja dijagonala vezova u potresu, te oštećenja pročelja i stakala zbog velike fleksibilnosti okvirmih konstrukcija [4]	16
Slika 3 Kolaps vertikalnog sprega u potresu Kobe u Japanu 1996. [5]	17
Slika 4 Krsti lom donjih pojasnica grede u zavarenoj MRF vezi tijekom potresa Northridge, California, 1994 : lom koji se širi kroz spoj stupa i pojasnicu (lijevo) i lom koji uzrokuje otkazivanje stupa [5]	17
Slika 5 Oštećenje na zavarenim spojevima grede i stupa: lom na vrhu stupa (lijevo) i kraju grede (desno) u potresu Kobe u Japanu [5]	18
Slika 6 Koraci u FFE analizi ponašanja okvirmih konstrukcija [25]	22
Slika 7 Različiti mehanizam kolapsa dva okvira sa dva kata: (a) globalni mehanizam otkazivanja; (b) otkazivanje prečke [30]	23
Slika 8 Razina ponašanja konstrukcije uslijed požara nakon potresa [31]	23
Slika 9 Spoj izložen fenomenu požara nakon potresa [33]	24
Slika 10 Ovisnost naprezanje – deformacija ugljičnog čelika pri povišenim temperaturama [59]	25
Slika 11 Prikaz primijenjenih koraka u implementiranom FFE okviru [40]	27
Slika 12 Shematski prikaz „malog“ lokaliziranog požara (EN 1991-1-2)	33
Slika 13 Lokalizirani požar koji utječe na strop odjeljka (EN 1991-1-2)	33
Slika 14 Model jedne zone	36
Slika 15 Model dvije zone	37
Slika 16 Uvjeti prijelaza s 'dvije zone' na 'jednu zonu' [2]	38
Slika 17 CFD model [59]	38
Slika 18 Standardna ISO požarna krivulja	40
Slika 19 Vanjska požarna krivulja	40
Slika 20 Ugljikovodična požarna krivulja	41
Slika 21 Specifična toplina konstrukcijskog čelika u ovisnosti temperature [59]	42
Slika 22 Toplinska provodljivost konstrukcijskog čelika u ovisnosti temperature [59]	42
Slika 23 Općeniti razvoj požara u fazama	43
Slika 24 Prikaz različitih požara u zatvorenim prostorima [3]	44
Slika 25 Slijed događaja na konstrukciju pojavom požara [8]	44
Slika 26 Koraci faza konstrukcije (a) normalno („hladno“) stanje; (b) Djelovanje potresa; (c) Djelovanje požara na oštećenu konstrukciju	45
Slika 27 Različiti pristupi analizi mehaničkog odgovora konstrukcije izložene požaru	47
Slika 28 Usporedba analize elementa i globalne analize za mehanički odgovor kod konstrukcija izloženih požaru	47
Slika 29 Promjena faktora redukcije η_f u ovisnosti omjera $Q_{k,1}/G_k$	49
Slika 30 Klasifikacija poprečnih presjeka u slučaju povišenih temperatura [2]	50
Slika 31 Postupak proračuna otpornosti (kritična temepratura) [59]	52
Slika 32 Kritična temperatura odnosu na stupanj iskorištenosti	52
Slika 33 Duljina izvijanja stupova izloženih požaru	53
Slika 34 Faktor presjeka: a) nezaštićeni čelični profili ; b) zaštićeni čelični profil [2]	53
Slika 35 Faktor presjeka za nezaštićeni čelični profil [2]	54
Slika 36 Distribucija temperature na zaštićenom čeličnom elementu [2]	56
Slika 37 Faktor presjeka za zaštićeni čelični profil [2]	57
Slika 38 Detektor i alarmni uređaj [57]	59
Slika 39 Sprinkler sustav projektiran prema NFPA 13 Standardu (lijevo); Aktivacija sprinklera (desno)	59
Slika 40 Ploče kao zaštita od požara a) pričvršćenje ploča na čelični stup; b) požarna otpornost	60
Slika 41 Ne reaktivni materijal za zaštitu – sprej ; a) nanošenje spreja b) požarna otpornost [5]	61
Slika 42 Bubreći premaz [5]	61
Slika 43 Oštećenja i pukotina na požarnoj zaštiti uslijed kombinacije potresa i požara [58]	63
Slika 44 Oštećenja i pukotina na požarnoj zaštiti uslijed kombinacije potresa i požara [58]	63
Slika 45 3D prikaz numeričkog modela poslovne zgrade	65
Slika 46 3D prikaz numeričkog modela čelične konstrukcije poslovne zgrade	66
Slika 47 Karta karakterističnog opterećenja snijegom za Republiku Hrvatsku	78
Slika 48 Karta osnovne brzine vjetra za Republiku Hrvatsku	79
Slika 49 Referentna visina ze za odnos $h < b$, te odgovarajući profil tlaka uslijed brzine vjetra	80
Slika 50 Potresne veze ovisno o duljini	126
Slika 51 Primjer zadavanja požarnog opterećenja (Scenarij 4)	132
Slika 52 Prikaz definiranih parametara za požar u odjeljku	133
Slika 53 Prozor za definiranje parametara proračuna požarnog opterećenja (Ozone V3)	134
Slika 54 Globalne dimenzije zgrade (3D prikaz numeričkog modela zgrade	135
Slika 55 Usporedba požarnog opterećenja [MJ/m ²] za različite scenarije požarne zaštite	137



Slika 56 Scenarij 1 – Sa aktivnom zaštitom od požara u vidu sprinklera i detektora dima	138
Slika 57 Scenarij 2 – Sa aktivnom zaštitom od požara u vidu sprinklera	138
Slika 58 Scenarij 3 – Sa aktivnom zaštitom od požara u vidu detektora topline	139
Slika 59 Scenarij 4 – Sa aktivnom zaštitom od požara u vidu detektora dima	139
Slika 60 Scenarij 5 – Bez aktivne zaštite od požara sa sigurnim pristupnim putevima za vatrogasce	140
Slika 61 Scenarij 6 – Bez aktivne zaštite od požara i bez sigurnog pristupnog puta za vatrogasce	140
Slika 62 Usporedba različitih scenarija požarne zaštite nosive konstrukcije (Realna krivulja požara)	141
Slika 63 Usporedba različitih scenarija požarne zaštite nosive konstrukcije (Temperatura čeličnog elementa prečke IPE 360)	141
Slika 64 Prikaz statičkog sustava CS1 – okvir	144
Slika 65 Prikaz momenata savijanja za (a) mjerodavnu kombinaciju GSN (b) kombinaciju požarnog opterećenja	144
Slika 66 Prikaz kritične temperature čeličnih prečki i stupova – CS1	145
Slika 67 Proračun čeličnih elemenata okvira na djelovanje požara (krivulja ISO 834)	146
Slika 68 Proračun čeličnih elemenata okvira na djelovanje požara (Scenarij 1)	146
Slika 69 Proračun čeličnih elemenata okvira na djelovanje požara (Scenarij 6)	147
Slika 70 Proračun čeličnih elemenata okvira na djelovanje požara (Scenarij 4)	147
Slika 71 Prikaz statičkog sustava CS2 – plastični zglob	148
Slika 72 Prikaz momenata savijanja za (a) mjerodavnu kombinaciju GSN (b) kombinaciju požarnog opterećenja	149
Slika 73 Prikaz kritične temperature čeličnih prečki i stupova – CS2	149
Slika 74 Proračun čeličnih elemenata CS2 na djelovanje požara (Scenarij 4)	150
Slika 75 Proračun čeličnih elemenata CS2 na djelovanje požara (Scenarij 1)	150
Slika 76 Proračun čeličnih elemenata CS2 na djelovanje požara (Scenarij 6)	151
Slika 77 Prikaz temperature čelika zaštićene prečke IPE 360 za različite scenarije	152
Slika 78 Prikaz temperature čelika zaštićenog stupa HEB 400 za različite scenarije	152
Slika 79 Prikaz potencijalnih plastičnih zglobova na mjestima potresnih spona – smjer X	154



Popis tablica:

Tablica 1 Klase požarne otpornosti.....	43
Tablica 2 Preporučene vrijednosti faktor ψ za zgrade	48
Tablica 3 Neto opterećenje vjetrom na užu stranu građevine ($b = 18,0$ m)	81
Tablica 4 Neto opterećenje vjetrom na širu stranu građevine ($b = 30,0$ m)	81
Tablica 5 Kombinacije opterećenja za poslovnu zgradu studije slučaja	85
Tablica 6 Rekapitulacija odabranim presjeka, klase čelika i maksimalne iskorištenosti poprečnih presjeka	106
Tablica 7 Vrijednosti ϕ prema [6]	107
Tablica 8 Proračun koeficijenta osjetljivosti (smjer X)	114
Tablica 9 Proračun koeficijenta osjetljivosti (smjer Y)	114
Tablica 10 Kontrola relativnog katnog pomaka u smjeru X	118
Tablica 11 Kontrola relativnog katnog pomaka u smjeru Y	118
Tablica 12 Usporedba ukupne poprečne sile za Spektar tip 1 i Spektar tip 2	119
Tablica 13 Prikaz horizontalnog djelovanja vjetra na površinu zgrade	119
Tablica 14 Usporedba horizontalnog djelovanja vjetra i potresa	120
Tablica 15 Kontrola prečki okvira na savijanje u smjeru Y	124
Tablica 16 Kontrola stupova okvira na savijanje u smjeru Y – rubni dio okvira (raspon A-B)	124
Tablica 17 Kontrola stupova okvira na savijanje u smjeru Y – rubni dio okvira (raspon B-C)	125
Tablica 18 Kontrola stupova okvira na savijanje u smjeru Y – rubni dio okvira (raspon B-C)	125
Tablica 19 Proračun parametara $M_{p,link}$ i $V_{p,link}$ potresne veze	127
Tablica 20 Kategorizacija potresne spone ovisno o duljini	127
Tablica 21 Proračun odnosa proračunske uzdužne sile (N_{Ed}) u odnosu na otpornost poprečnog presjeka $N_{Pl,Rd}$	131
Tablica 22 Usporedba proračunskog djelovanja i parametra potresne veze po pojedinom profilu	131
Tablica 23 Prikaz različitih scenarija aktivne požarne zaštite i proračuna požarnog opterećenja	136
Tablica 24 Prikaz kritične temperature čeličnih prečki i stupova – CS1	145
Tablica 25 Proračun kutova zaokreta	148
Tablica 26 Proračun rotacijske krutosti	148
Tablica 27 Prikaz kritične temperature čeličnih prečki i stupova – CS2	149
Tablica 28 Prikaz maksimalne temperature zaštićenog čeličnog elementa u usporedbi s kritičnom temperaturom	153
Tablica 29 Vrsta zaštite svih zaštićenih čeličnih elemenata	155