

Gradbeni vestnik • GLASILO ZVEZE DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE in MATIČNE SEKCIJE GRADBENIH INŽENIRJEV INŽENIRSKO ZBORNICE SLOVENIJE

UDK-UDC 05 : 625; tiskana izdaja ISSN 0017-2774;

spletna izdaja ISSN 2536-4332.

Ljubljana, avgust 2017, letnik 66, str. 181-208

Izdajatelj:

Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije (ZDGITS), Karlovška cesta 3, 1000 Ljubljana, telefon 01 52 40 200; faks 01 52 40 199 v sodelovanju z **Matično sekcijo gradbenih inženirjev Inženirske zbornice Slovenije (MSG IZS)**, ob podpori **Javne agencije za raziskovalno dejavnost RS, Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani, Fakultete za gradbeništvo, prometno inženirstvo in arhitekturo Univerze v Mariboru in Zavoda za gradbeništvo Slovenije**

Izdajateljski svet:

ZDGITS: **mag. Andrej Kerin**, predsednik

Dušan Jukić

prof. dr. Matjaž Mikoš

IZS MSG: **Gorazd Humar**

mag. Mojca Ravnikar Turk

dr. Branko Zadnik

UL FGG: **izr. prof. dr. Sebastjan Bratina**

UM FG: **doc. dr. Milan Kuhta**

ZAG: **doc. dr. Matija Gams**

Glavni in odgovorni urednik:

prof. dr. Janez Duhovnik

Lektor:

Jan Grabnar

Lektorica angleških povzetkov:

Romana Hudin

Tajnica:

Eva Okorn

Oblikovalska zasnova:

Mateja Goršič

Tehnično urejanje, prelom in tisk:

Kočeviski tisk

Naklada:

950 tiskanih izvodov

3000 naročnikov elektronske verzije

Podatki o objavah v reviji so navedeni v bibliografskih bazah COBISS in ICONDA (The Int. Construction Database) ter na

<http://www.zveza-dgits.si>

Letno izide 12 števil. Letna naročnina za individualne naročnike znaša 23,16 EUR; za študente in upokojene 9,27 EUR; za družbe, ustanove in samostojne podjetnike 171,36 EUR za en izvod revije; za naročnike iz tujine 80,00 EUR. V ceni je všteti DDV.

Poslovni račun ZDGITS pri NLB Ljubljana:
SI56 0201 7001 5398 955

Navodila avtorjem za pripravo člankov in drugih prispevkov

1. Uredništvo sprejema v objavo znanstvene in strokovne članke s področja gradbeništva in druge prispevke, pomembne in zanimive za gradbeno stroko.
2. Znanstvene in strokovne članke pred objavo pregleda najmanj en anonimen recenzent, ki ga določi glavni in odgovorni urednik.
3. Članki (razen angleških povzetkov) in prispevki morajo biti napisani v slovenščini.
4. Besedilo mora biti zapisano z znaki velikosti 12 točk in z dvojnimi presledki med vrsticami.
5. Prispevki morajo vsebovati naslov, imena in priimke avtorjev z nazivi in naslovi ter besedilo.
6. Članki morajo obvezno vsebovati: naslov članka v slovenščini (velike črke); naslov članka v angleščini (velike črke); znanstveni naziv, imena in priimke avtorjev, strokovni naziv, navadni in elektronski naslov; oznako, ali je članek strokoven ali znanstven; naslov POVZETEK in povzetek v slovenščini; ključne besede v slovenščini; naslov SUMMARY in povzetek v angleščini; ključne besede (key words) v angleščini; naslov UVOD in besedilo uvoda; naslov naslednjega poglavja (velike črke) in besedilo poglavja; naslov razdelka in besedilo razdelka (neobvezno); ... naslov SKLEP in besedilo sklepa; naslov ZAHVALA in besedilo zahvale (neobvezno); naslov LITERATURA in seznam literature; naslov DODATEK in besedilo dodatka (neobvezno). Če je dodatkov več, so ti označeni še z A, B, C itn.
7. Poglavlja in razdelki so lahko oštevilčeni. Poglavlja se oštevilčijo brez končnih pik. Denimo: 1 UVOD; 2 GRADNJA AVTOCESTNEGA ODSEKA; 2.1 Avtocestni odsek ... 3 ...; 3.1 ... itd.
8. Slike (risbe in fotografije s primerno ločljivostjo) in preglednice morajo biti razporejene in omenjene po vrstnem redu v besedilu prispevka, oštevilčene in opremljene s podnapisi, ki pojasnjujejo njihovo vsebino.
9. Enačbe morajo biti na desnem robu označene z zaporedno številko v okroglem oklepaju.
10. Kot decimalno ločilo je treba uporabljati vejico.
11. Uporabljena in citirana dela morajo biti navedena med besedilom prispevka z oznako v obliki oglatih oklepajev: (priimek prvega avtorja ali kratica ustanove, leto objave). V istem letu objavljena dela istega avtorja ali ustanove morajo biti označena še z oznakami a, b, c itn.
12. V poglavju LITERATURA so uporabljena in citirana dela razvrščena po abecednem redu priimkov prvih avtorjev ali kraticah ustanov in opisana z naslednjimi podatki: priimek ali kratica ustanove, začetnica imena prvega avtorja ali naziv ustanove, priimki in začetnice imen drugih avtorjev, naslov dela, način objave, leto objave.
13. Način objave je opisan s podatki: knjige: založba; revije: ime revije, založba, letnik, številka, strani od do; zborniki: naziv sestanka, organizator, kraj in datum sestanka, strani od do; raziskovalna poročila: vrsta poročila, naročnik, oznaka pogodbe; za druge vrste virov: kratek opis, npr. v zasebnem pogovoru.
14. Prispevke je treba poslati v elektronski obliki v formatu MS WORD glavnemu in odgovornemu uredniku na e-naslov: janez.duhovnik@fgg.uni-lj.si. V sporočilu mora avtor napisati, kakšna je po njegovem mnenju vsebina članka (pretežno znanstvena, pretežno strokovna) oziroma za katero rubriko je po njegovem mnenju prispevek primeren.

Uredništvo

Vsebina • Contents

Članki • Papers

stran **182**

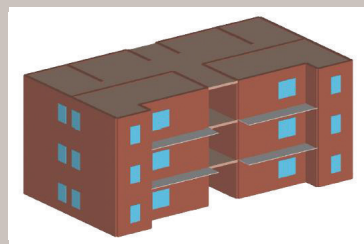
asist. dr. Jure Snoj, univ. dipl. inž. grad.

prof. dr. Matjaž Dolšek, univ. dipl. inž. grad.

OCENA POTRESNEGA TVEGANJA ZIDANIH STAVB:

VPLIV MEHANSKIH LASTNOSTI ZIDOVJA

SEISMIC RISK ASSESSMENT OF MASONRY BUILDINGS:
THE INFLUENCE OF MECHANICAL PROPERTIES OF MASONRY



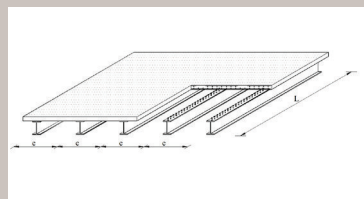
stran **194**

doc. dr. Tomaž Žula, univ. dipl. inž. grad.

prof. dr. Stojan Kravanja, univ. dipl. inž. grad.

MINLP-OPTIMIRANJE SOVPREŽNEGA STROPNEGA SISTEMA Z I-NOSILCI

MINLP OPTIMIZATION OF A COMPOSITE I BEAM FLOOR SYSTEM



Poročila z znanstvenih in strokovnih srečanj

stran **204**

Andrej Pogačnik, univ. dipl. inž. grad.

BIM SEMINAR



Novice iz ZDGITS

stran **206**

Eva Okorn

POROČILO S SKUPŠČINE ZVEZE DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE



Obvestila ZDGITS

stran **208**

ZADNJI PRIPRAVLJALNI SEMINAR IN IZPITNI ROK ZA STROKOVNE IZPITE ZA GRADBENO STROKO V LETU 2017

Novi diplomanti

Eva Okorn

Koledar prireditev

Eva Okorn

Slika na naslovnici: Obnova viadukta Ravbarkomanda, foto: arhiv DARS

OCENA POTRESNEGA TVEGANJA ZIDANIH STAVB: VPLIV MEHANSKIH LASTNOSTI ZIDOVJA

SEISMIC RISK ASSESSMENT OF MASONRY BUILDINGS: THE INFLUENCE OF MECHANICAL PROPERTIES OF MASONRY

asist. dr. Jure Snoj, univ. dipl. inž. grad.

jure.snoj@fgg.uni-lj.si

prof. dr. Matjaž Dolšek, univ. dipl. inž. grad.

matjaz.dolsek@fgg.uni-lj.si

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije,
potresno inženirstvo in računalništvo (IKPIR), Jamova 2, 1000 Ljubljana

STROKOVNI ČLANEK

UDK 001.8:624.042.7

Povzetek | V gradbeni praksi se za projektiranje potresnoodpornih konstrukcij uporabljajo računske kontrole, s katerimi se preveri, ali je projektna nosilnost konstrukcije in njenih elementov večja ali enaka projektni obremenitvi ter ali je zadoščeno minimalnim konstrukcijskim pogojem za gradnjo objektov na potresnih območjih. Takšen način projektiranja je zastarel, saj projektant le ugotovi, ali je objekt skladen s predpisi, na voljo pa nima nobenih kvalitetnih informacij, s katerimi bi investitorju svetoval o potresnem tveganju. Potresno inženirstvo se že nekaj časa razvija v smeri uporabe analize tveganja, s katero pridobimo informacije, ki so lahko razumljive tudi širšemu krogu ljudi. V članku obravnavamo metodologijo za oceno potresnega tveganja v smislu verjetnosti prekoračitve izbranih mejnih stanj poškodovanosti stavbe in njeno uporabo demonstriramo na primeru trietažne zidane stavbe, pri čemer za primerjavo upoštevamo dve vrsti zidovja. Rezultati nakazujejo, da je mediana spektralnega pospeška pri porušitvi objekta iz zidovja višje trdnosti skoraj še enkrat višja glede na vrednost, ki smo jo ocenili za stavbo, grajeno iz zidovja nižje trdnosti, pri čemer smo predpostavili enako geometrijo zidov. Posledično je verjetnost porušitve za boljšo stavbo osemkrat manjša. Zelo velika pa je razlika v pogojni verjetnosti, saj se izkaže, da je verjetnost porušitve stavbe iz zidovja višje trdnosti pri projektnem potresu zanemarljiva, za različico stavbe iz zidovja nižje trdnosti pa je ocenjena verjetnost porušitve pri projektnem pospešku skoraj 50 %.

Ključne besede: zidane stavbe, potisna analiza, inkrementalna dinamična analiza, ocena potresnega tveganja, verjetnost porušitve

Summary | State-of-practice of earthquake-resistant design of buildings is based on the design checks with the aim to verify that the design resistance of a structure and its elements is greater than or equal to the design action effects and that the minimum requirements for structures located in seismic regions are met. Such design procedure is outdated, since an engineer only determines whether the building complies with current regulations without providing high-quality information that would allow informing the stakeholder about seismic risk. However, earthquake engineering has been developing for quite some time towards the use of probabilistic risk assessment methods. These methods enable explicit quantification of the safety of buildings with various performance measures, which are more understandable to stakeholders. In this paper we briefly present the methodology for seismic risk assessment in terms of the probability of exceeding a designated damage state. The methodology is demonstrated by

means of two variants of three-storey masonry buildings with the same geometry but different quality of masonry. The results indicate that the median spectral acceleration, which causes collapse of a building made from higher-strength masonry, is almost two times higher than that estimated for a building made from lower-strength masonry. Consequently, the probability of collapse for a higher-strength masonry building is almost eight times lower. However, very large difference was observed in the conditional probability of collapse given a value of seismic intensity. It is shown that in the case of the design earthquake, the probability of collapse was almost negligible for a higher-strength masonry building, while in the case of a building made from lower-strength masonry, this probability was estimated to around 50 %.

Key words: masonry buildings, pushover analysis, incremental dynamic analysis, seismic risk assessment, probability of collapse

1 • UVOD

Gradbeni objekti morajo biti projektirani in izvedeni tako, da prenesejo vse obremenitve, ki delujejo nanje v predvideni dobi uporabnosti. Ta cilj lahko dosežemo le z določeno stopnjo zanesljivosti. V splošnem velja, da je stavba potresno odporna, če računsko dokažemo, da je projektna kapaciteta konstrukcijskih elementov večja od obremenitve pri potresni obtežni kombinaciji. Treba se je zavedati, da je tak izračun precej abstrakten, saj v računu ne ocenimo najbolj verjetne vrednosti nosilnosti niti potresne obremenitve, kar je posledica uporabe projektnih vrednosti materialnih karakteristik in faktorja obnašanja. Zaradi abstraktnosti konvencionalnega postopka projektiranja varnost konstrukcije ni ocenjena eksplicitno. Posledično se lahko zgodi, da je določena konstrukcija zaradi preveč konservativnih predpostavk bistveno predimenzionirana, po drugi strani pa je mogoče tudi, da tako projektirana konstrukcija ne izkazuje dovoljše zanesljivosti. Hiter razvoj v potresnem inženirstvu in računalništvu je omogočil uporabo metod projektiranja, s katerimi sorazmerno dobro lahko ocenimo obnašanje in potresno tveganje konstrukcij, pri čemer v verjetnostni analizi eksplicitno zajamemo različne negotovosti in kvantificiramo varnost konstrukcije v smislu različnih mer za

vrednotenje potresnega tveganja, npr. (ATC, 2012).

Kljub temu je bilo zaradi kompleksnosti metodologije narejenih relativno malo študij potresnega tveganja zidanih stavb, še posebej v smislu finančnih izgub, čeprav predstavljajo večino stavbnega fonda v Evropi, npr. ((Bothara, 2007), (Borzi, 2008)). Raziskovalci so se pogosto raje osredinili na določitev verjetnosti porušitve posameznih objektov. Tako so Rota in drugi (Rota, 2010) predlagali postopek za oceno verjetnosti porušitve stavb iz lehnjaka, v katerem so povezali potresno nevarnost in ranljivost zidanih stavb, podobno pa so verjetnost porušitve posamezne zidane stavbe določili tudi Oropeza in drugi (Oropeza, 2010). Analiza potresnega tveganja se uporablja tudi pri analizah stavbnega fonda, npr. mestnih središč. V takih primerih so se uveljavile poenostavljene metode za hitro oceno ranljivosti objektov na podlagi oglada konstrukcije ter indeksov poškodovanosti. Posledično so se uveljavile tudi splošne krivulje ranljivosti za oceno verjetnosti porušitve v odvisnosti od tipa in etažnosti stavbe ter materiala, iz katerega je bila zgrajena (npr. HAZUS (NIBS, 2009) in za zidane zgradbe ((Barrantes, 2012) in (Erbay, 2004))). V Sloveniji so pri projektu POTROG (Lutman,

2016) predstavili spletno aplikacijo, s katero je mogoče precej približno oceniti ranljivost zidanih objektov. Praktično za vse metode množičnega vrednotenja potresnega tveganja velja, da temeljijo na zelo približnih vhodnih podatkih o stavbah. Zato teh rezultatov ni mogoče uporabiti za oceno potresnega tveganja izbrane individualne stavbe znotraj obravnavanega stavbnega fonda.

V tem prispevku najprej na kratko opišemo metodologijo za oceno potresnega tveganja posameznega objekta in jo uporabimo na primeru zidane stavbe. Predpostavimo, da je stavba lahko zgrajena iz dveh različnih materialov, pri čemer v obeh primerih upoštevamo enako geometrijo zidov. Za prvo različico, ki jo poimenujemo stavba V, upoštevamo, da je grajena iz opečnih votlakov in podaljšane cementne malte, pri drugi različici konstrukcije pa za material uporabimo tradicionalno polno opeko z apneno malto. Drugo stavbo imenujemo stavba N, saj je zgrajena iz zidovja nižje trdnosti, vendar ne predstavlja tipične obstoječe stare zidane stavbe, ker je malo verjetno, da bi bila geometrija nove in obstoječe stavbe enaka, obenem pa pri številnih starejših stavbah z lesenimi strepi predpostavka o togi diafragmi ne drži. Za obe stavbi ocenimo potresno tveganje, ki ga izrazimo z verjetnostjo prekoračitve predpisanih mejnih stanj poškodovanosti in z verjetnostjo prekoračitve mejnih stanj pri pogoju spektralnega pospeška.

2 • METODOLOGIJA ZA OCENO POTRESNEGA TVEGANJA

2.1 Definicija potresnega tveganja

Kakovostna presoja tveganj v zvezi z naravnimi nesrečami ni mogoča brez uporabe nedvoumno opredeljenih temeljnih pojmov in ustrezno izbranih pripadajočih izrazov. Obstaja zelo

veliko različnih mer, s katerimi lahko izrazimo potresno tveganje. V splošnem se potresno tveganje določa za izbrano časovno obdobje, pri čemer se lahko meri z zelo različnimi merami (npr. pričakovano število smrtnih

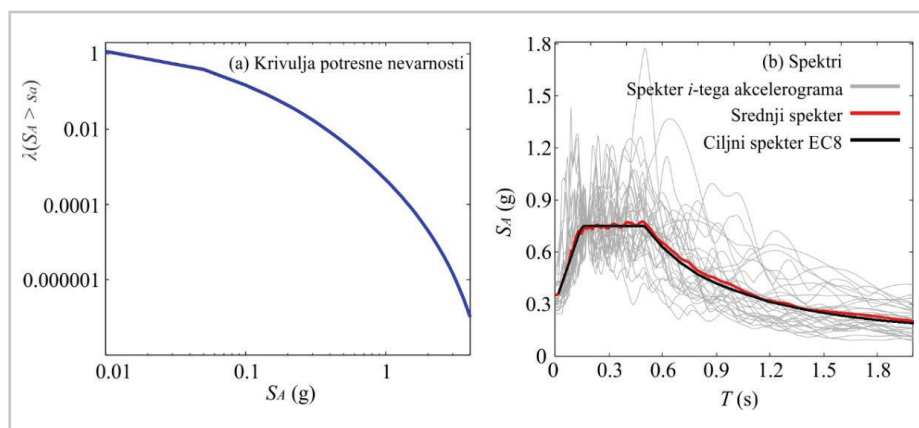
žrtev oziroma poškodovancev, pričakovane ekonomske izgube v določenem časovnem obdobju). Mogoče je oceniti tudi čas prekinitev v poslovanju, močnejše v ekonomski dejavnosti in verjetnost prekoračitve izbranega mejnega stanja poškodovanosti. V tem prispevku smo merjenje potresnega tveganja poenostavili, saj uporabljamo le dve najosnovnejši meri:

- **pogojno verjetnost prekoračitve določenega mejnega stanja poškodovanosti** $P(DS > ds | IM = im)$. Ta mera izraža verjetnost, da bo poškodovanost v stavbi zaradi delovanja potresa z intenziteto im (npr. s spektralnim pospeškom) presegla izbrano stopnjo poškodovanosti ds . S to mero lahko ocenimo tudi verjetnost za porušitev objekta pri projektnem potresu.
- **verjetnost prekoračitve določenega mejnega stanja poškodovanosti v izbranem časovnem obdobju** $P(DS > ds | t \text{ let})$. Mera izraža verjetnost, da bo poškodovanost v stavbi na izbrani lokaciji in tipu tal v izbranem časovnem obdobju t presegla določeno stopnjo zaradi delovanja potresov z različnimi možnimi intenzitetami im , ki so utežene z verjetnostjo za pojav takšnega potresa. Tako je mogoče določiti verjetnost, da se bo zgodila porušitev v dobi enega oziroma 50 let, kar se običajno šteje za pričakovano dobo uporabe objekta.

V nadaljevanju predstavimo teoretično ozadje uporabljene metodologije za oceno potresnega tveganja z upoštevanjem negotovosti, ki temelji na verjetnostnem pristopu. V veliki meri smo se oprli na obstoječo metodologijo PEER (ATC, 2012), ki združuje štiri analize: analizo potresne nevarnosti, analizo obnašanja konstrukcije, analizo poškodovanosti in analizo izgub. V tem prispevku podrobneje prikazujemo le prve tri korake analize, ki so zadostni za oceno zgoraj opisanih mer za vrednotenje potresnega tveganja.

2.2 Analiza potresne nevarnosti

Potresna nevarnost je odvisna od seizmoloških značilnosti lokacije na širšem območju stavbe in od lokalnih lastnosti tal. Pomembni so sestava tal na lokaciji terena, topografske značilnosti terena v okolici stavbe ter potek prelomov in drugih potencialnih virov nastanka potresa. Analiza potresne nevarnosti je še vedno negotova, saj vseh zgoraj naštetih dejavnikov, ki vplivajo na potresno nevarnost, ne znamo natančno opisati s fizikalnimi modeli. Zato potresno nevarnost določamo z verjetnostnimi metodami (Baker, 2008), pri čemer pogostost potresov in modeli pojemanja pospeška temeljijo na statistično določenih modelih, ki so zaradi kratkega časa opazovanja potresov še vedno negotovi. Osredinili se bomo le na določitev krivulje potresne nevarnosti in na izbiro akceleroگرامov za potresno analizo, kar sta pomembna vhodna podatka, ki sta potrebna za analizo potresnega tveganja.



Slika 1 • (a) Krivulja potresne nevarnosti za območje Ljubljane (Lapajne, 2001c) in (b) spektri pospeškov izbranih 30 akceleroگرامov skupaj s ciljnim spektrom iz Evrokoda 8 za tip tal B.

Določitev krivulje potresne nevarnosti

Z verjetnostno analizo potresne nevarnosti (Cornell, 1968) je mogoče izraziti pogojno verjetnost oziroma srednjo letno frekvenco λ , da bo izbrana mera za intenziteto IM prekoračila določeno vrednost im , pri čemer je rezultat odvisen od seizmičnosti lokacije objekta. V tem prispevku je bil za mero za intenziteto IM izbran spektralni pospešek pri osnovnem nihajnem času konstrukcije, ki nastopa v vlogi slučajne spremenljivke (S_A), ki lahko zavzame različne vrednosti s_a . Srednjo letno frekvenco $\lambda(S_A > s_a)$ je mogoče predstaviti v obliki krivulje potresne nevarnosti, ki jo lahko ob določenih predpostavkah ocenimo kar na podlagi kart pospeška tal ((Lapajne, 2001a), (Lapajne, 2001b)). V splošnem primeru se krivulja potresne nevarnosti določi z verjetnostno analizo potresne nevarnosti. Ta je sestavljena iz petih korakov, v katerih se najprej opredelijo vsi možni izvori potresov in njihova potencialna oddaljenost od izbrane lokacije. V tretjem koraku je treba določiti odnos med magnitudo potresov in njeno pogostostjo za vsak potresni izvor, pri čemer velja, da se verjetnost za pojav magnitud hitro zmanjšuje z naraščanjem magnitude. V četrtem koraku se z modeli za pojemanje pospeška določi odnos med magnitudo potresa, oddaljenostjo izvora in izbrano intenziteto potresa. Ti modeli so običajno določeni na podlagi statističnih obdelav podatkov baz preteklih potresov. V zadnjem koraku se vse informacije povežejo z uporabo izreka o popolni verjetnosti dogodka. Za območje Ljubljane smo krivuljo potresne nevarnosti določili po metodologiji, ki je bila uporabljena pri izračunu kart potresne nevarnosti za Slovenijo (Lapajne, 2001c). Prikazana je na sliki 1a, detajlni opis tega postopka pa presega obseg tega prispevka.

Izbira potresne obtežbe

Potresna obtežba je pomemben dejavnik pri analizi obnašanja konstrukcije med potresi. Žal še vedno ne znamo zanesljivo napovedati niti trenutka, ko se bo potres zgodil, kaj šele da bi lahko napovedali njegovo frekvenčno sestavo, spektralne lastnosti in v končni fazi časovni zapis pospeškov. V Sloveniji doslej ni bilo veliko močnih potresov, za katere bi zabeležili akceleroگرامe, zato nimamo dobro razvite baze preteklih potresov, ki bi jih lahko upoštevali pri analizi. Zato si pomagamo s podatkovnimi bazami registriranih potresov iz drugih držav ali pa z generiranimi akceleroگرامi. V tej študiji smo izbrali akceleroگرامe iz ameriške baze PEER Ground Motion Database (PEER, 2017a) skladno s postopkom, ki so ga predlagali Jayaram in drugi (Jayaram, 2011). V njem se akceleroگرامi izberejo glede na predpisane srednje vrednosti in varianco ciljnega spektra odziva. Pri izbiri akceleroگرامov smo za ciljni spekter uporabili kar Evrokodov elastični spekter za tip tal B (SIST, 2005a). Tako določen ciljni spekter ni optimalen, vendar bolj detajlna izbira akceleroگرامov presega okvir tega prispevka. Akceleroگرامe smo izbrali iz baze močnih potresov, pri čemer smo dodatno omejili razpon magnitude potresa (od 5,5 do 7,5) in oddaljenost epicentra od lokacije stavbe (od 5 do 50 km). Menimo, da je takšen razpon magnitud še smiseln za potresne analize stavb na območju Slovenije, saj je treba upoštevati akceleroگرامe močnih potresov v širši okolici z velikimi povratnimi dobami. Spektri pospeškov izbranih akceleroagramov so prikazani na sliki 1b skupaj pripadajočim srednjim spektrom in ciljnim spektrom pospeškov.

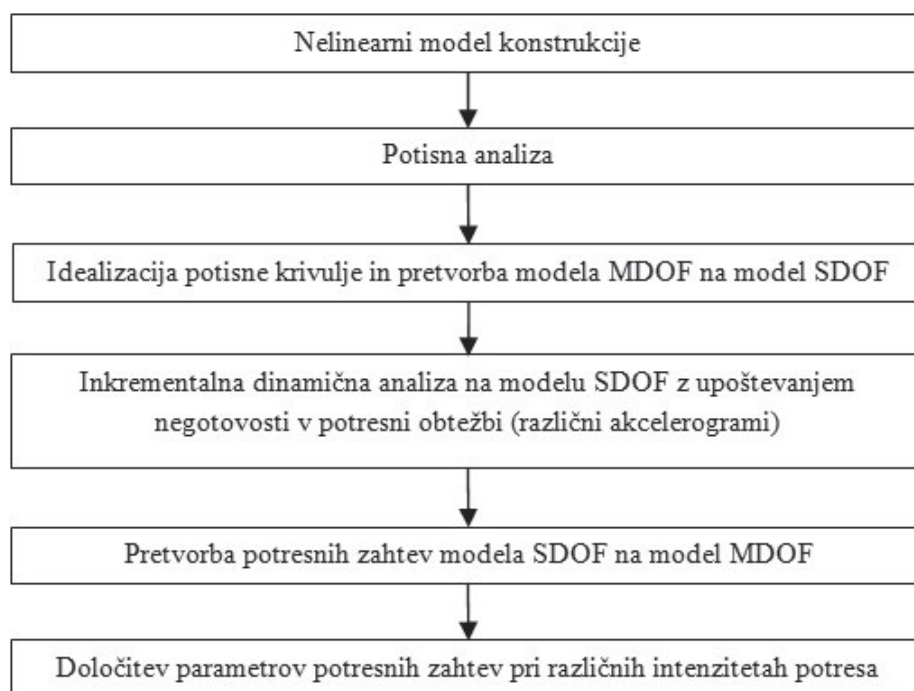
2.3 Analiza obnašanja konstrukcije pri potresni obtežbi

Drugi korak metodologije za oceno potresnega tveganja predstavlja analiza obnašanja konstrukcije, katere glavni cilj je določitev potresnih zahtev na elemente objekta v odvisnosti od intenzitete potresne obtežbe. Z izrazom »zahteve« pravzaprav opredelimo obremenitev (angl. *demand*) konstrukcije, ki jo povzroči potres, vendar imamo v mislih katerokoli količino, s katero kvantificiramo obremenitev konstrukcijskih ali nekonstrukcijskih elementov stavbe pri potresni obtežbi (notranje sile, deformacije, pomike, zasuke, pospeške). Običajno se uporabljajo take fizikalne količine, ki jih je mogoče enostavno povezati s poškodovanostjo: maksimalni etažni zasuk, zasuk v plastičnih členkih elementov in maksimalni etažni pospešek.

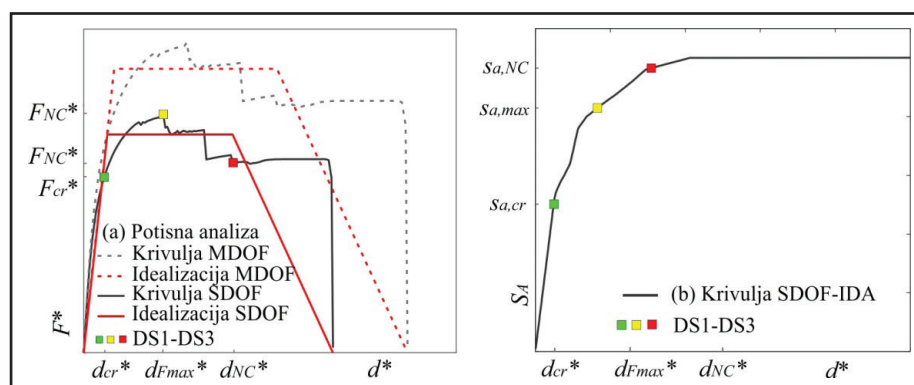
Postopek analize obnašanja konstrukcije, ki smo ga uporabili v tej študiji, je po korakih prikazan na sliki 2. Prvi korak predstavlja priprava modela konstrukcije, ki je podrobneje opisan v poglavju 3.2. V fazi modeliranja je treba definirati materialne karakteristike, geometrijo konstrukcije, robne pogoje in obtežbo, ki deluje na konstrukcijo. Model konstrukcije mora biti nelinearen, tako da pri močni potresni obtežbi lahko simuliramo poškodovanost stavbe. Za določitev potresnih zahtev in kapacitete smo uporabili poenostavljeno nelinearno analizo na osnovi konvencionalne metode N2 (Fajfar, 2002). Metoda obsega potisno analizo, s katero določimo kapaciteto konstrukcije. Rezultat potisne analize je odnos med celotno prečno silo ob vpetju konstrukcije F in kontrolnim pomikom na vrhu d , kar imenujemo potisna krivulja.

Potisna analiza in model SDOF

Potisna krivulja je določena za vsa stanja stavbe, zato je mogoče na potisni krivulji identificirati karakteristična mejna stanja poškodovanosti konstrukcije. Skladno z definicijami poškodovanosti Tomaževića (Tomažević, 2007) ter Bosiljkova in drugih (Bosiljkov, 2010), ki temeljijo na eksperimentalnih raziskavah na pomanjšanih modelih zidanih stavb, smo definirali tri globalna mejna stanja poškodovanosti konstrukcije (slika 3a): mejno stanje prvih razpok, ki je bilo definirano pri 70 % nosilnosti (DS1: d_{cr} , F_{cr}), mejno stanje nosilnosti (DS2: d_{Fmax} , F_{max}) in mejno stanje blizu porušitve (DS3: d_{NC} , F_{NC}), ko nosilnost upade na 80 % nosilnosti. Mejna stanja DS1-DS3 sovpadajo z majhnimi, srednjimi in velikimi poškodbami v konstrukciji. Pri zidanih stavbah, v katerih pogosto prevladuje



Slika 2 • Glavni koraki poenostavljene nelinearne analize obnašanja konstrukcije za določitev parametrov potresnih zahtev z upoštevanjem slučajnosti potresne obtežbe.



Slika 3 • (a) Shematični prikaz potisne krivulje in njene idealizacije za modela SDOF in MDOF ter (b) shematični prikaz odziva modela SDOF v smislu krivulje IDA (SDOF-IDA) z označenimi mejnimi stanji poškodovanosti.

etažni mehanizem porušitve, je običajno pri mejnem stanju blizu porušitve konstrukcija že zelo močno poškodovana. Numerične raziskave kažejo, da bi se taki objekti zelo verjetno porušili, če bi bil potres nekoliko močnejši od tistega, ki je povzročil zelo močno poškodovanost objekta, zato mejno stanje blizu porušitve v nadaljevanju privzamemo za porušitev konstrukcije.

Potisna krivulja je lastnost konstrukcije. Skladno s standardom Evrokod 8-1 (SIST, 2005a) je treba narediti potisno analizo v smereh +X, -X, +Y, -Y ter z dvema različnima razporeditvama horizontalnih sil po višini, enakomerno (U) in modalno (M). Na sliki 3a sta prikazani ideal-

izirani potisni krivulji in pretvorba iz sistema z več prostostnimi stopnjami (MDOF) na ekvivalentni sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF), na katerem smo določili potresne zahteve. Osnovo za določitev modela SDOF predstavlja idealizirana potisna krivulja. Med številnimi načini idealizacije krivulje potisne analize je najbolj osnovna elasto-plastična idealizacija, ker pa smo pomik na ekvivalentnem modelu SDOF računali z nelinearno dinamično analizo, smo potisno krivuljo idealizirali s trilinearno zvezo med pomikom in silo. Postopek idealizacije smo izvedli na način, ki se običajno uporablja pri zidanih stavbah (Tomažević, 2009). Začetni naklon

idealizirane potisne krivulje je določen s sekantno togostjo pri meji nastanka razpok, ki jo imenujemo tudi efektivna togost K_e . Meja nastanka razpok sovpada s točko, kjer se opazno spremeni naklon izračunane krivulje potisne analize, običajno pa se predpostavi, da se to zgodi pri določenem deležu nosilnosti (npr. 70 % F_{max}). Dodatno je treba definirati še točko mejnega stanja blizu porušitve (d_{NC} , F_{NC}), ki je doseženo na padajočem delu ovojnice, ko krivulja potisne analize pade pod 80 % nosilnosti F_{max} . Končno vrednost nosilnosti na idealizirani ovojnici F_y dobimo z upoštevanjem pogoja o enakosti površin pod dejansko in idealizirano potisno krivuljo (Tomažević, 2009):

$$F_y = K_e \cdot \left(d_{NC} - \sqrt{d_{NC}^2 - \frac{2 \cdot A_{ovoj}}{K_e}} \right), \quad (1)$$

kjer je K_e efektivna togost, A_{ovoj} pa površina pod potisno krivuljo do pomika pri mejnem stanju blizu porušitve d_{NC} . Padajoči del trilinearne idealizacije smo enostavno določili tako, da smo elastoplastični del idealizacije linearno povezali s točko (d_o , F_o), kjer nosilnost konstrukcije pade na zanemarljivo vrednost.

Idealizirano potisno krivuljo, ki je določena za model konstrukcije, moramo pretvoriti na model SDOF. Uporabili smo konvencionalni postopek, kjer količine iz modela konstrukcije delimo s transformacijskim faktorjem Γ (Fajfar, 2002), pri čemer dobimo silo F in pomik d modela SDOF:

$$F^* = \frac{F}{\Gamma}, \quad d^* = \frac{d}{\Gamma}. \quad (2)$$

Transformacijski faktor Γ izračunamo po enačbi:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum_{e=1}^n m_e \cdot \phi_e^2}, \quad m^* = \sum_{e=1}^n m_e \cdot \phi_e^2, \quad (3)$$

kjer je m^* masa ekvivalentnega modela SDOF, m_e in ϕ_e pa sta masa e -te etaže in komponenta normirane deformacijske oblike v e -ti etaži, ki je odvisna od porazdelitve horizontalnih sil po višini. Pri pretvorbi idealizirane potisne krivulje se njena oblika ohrani, merilo na oseh pa se spremeni (Fajfar, 2002). Nihajni čas ekvivalentnega modela SDOF T je nekoliko večji kot nihajni čas konstrukcije zaradi izbrane oblike idealizacije potisne krivulje, v kateri je bila uporabljena sekantna in ne tangentialna togost konstrukcije. Izračunamo ga po naslednji enačbi:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \cdot d_y^*}{F_y^*}}, \quad (4)$$

kjer sta F_y^* in d_y^* sila in pripadajoči pomik modela SDOF na prelomu idealizacije iz elastičnega v plastični del (slika 3a).

Določitev potresnih zahtev na modelu SDOF z inkrementalno dinamično analizo

Potresne zahteve na modelu SDOF smo določili z inkrementalno dinamično analizo (angl. *Incremental Dynamic Analysis* – IDA), ki je parametrična metoda za oceno odziva konstrukcij pri potresni obtežbi (Vamvatsikos, 2002). Sestavljena je iz serije nelinearnih dinamičnih analiz, s katerimi izračunamo odziv konstrukcije pri različnih nivojih intenzitete obtežbe. Različne intenzitete obtežbe smo upoštevali s skaliranjem izbranih akceleroگرامov. Pri vsaki intenziteti smo zabeležili odziv konstrukcije in tako dobili krivulje SDOF-IDA (slika 3b), s katerimi prikažemo odnos med mero za intenziteto S_A in parametrom potresnih zahtev, za katerega smo izbrali pomik na vrhu modela SDOF d . Za simulacijo cikličnega odziva modela SDOF smo uporabili Takedova histerezna pravila, s katerimi sorazmerno dobro opišemo sipanje energije v zidanih stavbah za primer, da se zidovi v stavbi poškodujejo na osnovi upogibnega in strižnega mehanizma. Ker je vpliv cikličnega utrujanja že zajet implicitno pri rezultatih potisne analize, se ta vpliv ne upošteva pri simulaciji cikličnega odziva modela SDOF. Vse nelinearne dinamične analize smo naredili s programom Opensees (PEER, 2017b). Rezultat IDA so t. i. krivulje IDA (slika 3b ali slika 9), ki so linearne vse do točke tečenja modela SDOF, kjer se začne nelinearno območje, ki poteka vse do točke, ko nastopi dinamična nestabilnost modela. Takrat postane krivulja IDA praktično vodoravna. Ukrivljenost krivulj IDA je precej odvisna tudi od nihajnega časa modela SDOF.

V območju mejnega stanja blizu porušitve (DS3) so parametri potresnih zahtev običajno zelo občutljivi in nestabilni, saj že zelo majhno povečanje intenzitete potresa povzroči veliko povečanje parametra potresnih zahtev, kar v realnosti pomeni porušitev konstrukcije. Običajno je prehod med »stabilnim« in »nestabilnim« delom krivulje IDA postopen in se kaže v postopnem zmanjševanju naklona krivulje IDA. Intenzitete potresa, ki povzročajo mejna stanja poškodovanosti DS1-DS3, so določene na podlagi pomikov, ki ustrezajo mejnim stanjem poškodovanosti (slika 3a) preko vnaprej

izračunanih krivulj IDA, ki podajajo odnos med intenziteto potresa in maksimalnim pomikom iz dinamične analize modela SDOF (slika 3b).

Analiza ranljivosti in račun verjetnosti prekoračitve mejnih stanj poškodovanosti

Rezultat analize ranljivosti je krivulja ranljivosti (angl. *fragility curve*), ki predstavlja pogojno verjetnost $P(DS > ds | S_A = s_a)$, da bo pri določenih vrednosti mere za intenziteto s_a poškodovanost konstrukcije večja kot pri določenem mejnem stanju poškodovanosti ds . V tem prispevku smo uporabili diskretna mejna stanja poškodovanosti, ki smo jih izrazili na nivoju celotne konstrukcije, zaradi preglednosti pa smo jih definirali že v prejšnjem poglavju.

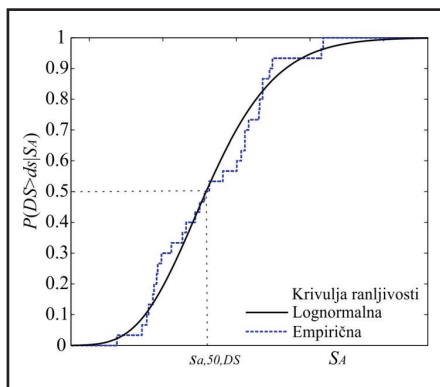
Krivuljo ranljivosti lahko z uporabo potisne analize izračunamo na več načinov (npr. (Dolšek, 2016)). Na neki način jo lahko interpretiramo tudi kot kapaciteto konstrukcije, če bi jo izrazili z mero za intenziteto potresa in s pripadajočo verjetnostjo. V splošnem je treba ugotoviti, pri kateri intenziteti potresa se pojavi določeno mejno stanje poškodovanosti, kar lahko pridobimo iz analize obnašanja konstrukcije na osnovi inkrementalne dinamične analize. Na sliki 3b je prikazan primer za en akceleroگرام, pri čemer točke predstavljajo iskano zvezo med intenziteto potresa in posameznim mejnim stanjem poškodovanosti. Zaradi slučajnosti potresne obtežbe je treba upoštevati vpliv večjega števila akceleroگرامov. Posledično dobimo toliko rezultatov, kot je akceleroگرامov. Če narišemo delež akceleroگرامov, ki pri določeni intenziteti potresa privedejo do prekoračitve izbranega mejnega stanja poškodovanosti, dobimo empirično krivuljo ranljivosti (slika 4).

Običajno se predpostavi, da so pospeški, ki konstrukcijo privedejo do določenega mejnega stanja poškodovanosti, porazdeljeni lognormalno in predstavljajo slučajno spremenljivko $S_{A,DS}$. S statistično obdelavo vzorca pospeškov je mogoče določiti parametra lognormalne porazdelitvene funkcije, ki ju lahko izračunamo na podlagi znanih zvez (npr. (Turk, 2012)):

$$s_{a,DS,50} = s_{a,DS,povp} \cdot e^{-0.5\sigma_{\ln S_A,DS}^2}$$

$$\beta_{DS} = \ln \left(\frac{\sigma_{\ln S_A,DS}^2}{s_{a,DS,povp}^2} + 1 \right), \quad (5)$$

kjer sta $s_{a,DS,50}$ in β_{DS} mediana oziroma standardna deviacija logaritmov vrednosti spektralnih pospeškov, pri katerih se pojavi mejno stanje poškodovanosti, $s_{a,DS,povp}$ in $\sigma_{\ln S_A,DS}$ pa predstavljata povprečno vrednost in stand-



Slika 4 • Shematični prikaz empirične krivulje ranljivosti in krivulje ranljivosti $P(DS>ds|S_A)$ v obliki lognormalne porazdelitvene funkcije.

ardno deviacijo logaritmov posameznih vrednosti slučajne spremenljivke $S_{A,DS}$. Na sliki 4 je označena mediana pospeškov $s_{a,DS,50}$ za kat-

ero obstaja 50-% verjetnost, da bo privedla do prekoračitve izbranega mejnega stanja, parameter β_{DS} pa odraža naklon krivulje ranljivosti. Če upoštevamo še rezultate analize potresne nevarnosti, pri čemer pogojno verjetnost prekoračitve izbranega mejnega stanja poškodovanosti pri določeni vrednosti mere za intenziteto $P(DS>ds|S_A)$ utežimo še s pričakovano srednjo letno frekvenco potresov s takšno intenziteto, lahko izračunamo tudi srednjo letno frekvenco prekoračitve izbranega mejnega stanja poškodovanosti zaradi delovanja vseh možnih potresov λ_{DS} :

$$\lambda_{DS} = \int_{vsf} P(DS|IM) \left| \frac{d\lambda_{S_A}(s_a)}{dS_A} \right| dS_A, \quad (6)$$

kjer je $\left| \frac{d\lambda_{S_A}(s_a)}{dS_A} \right|$ odvod krivulje potresne

nevarnosti, v integralu pa zajamemo vse vrednosti mere za intenziteto, ki se lahko na določenem območju pojavijo. Z naraščanjem

potresne intenzitete hitro narašča pogojna verjetnost prekoračitve izbranega mejnega stanja poškodovanosti, obenem pa hitro upada tudi verjetnost, da se bo potres s tako močno intenziteto sploh zgodil. Pri majhnih vrednostih srednje letne frekvence prekoračitve izbranega mejnega stanja poškodovanosti je mogoče rezultate aproksimirati kar z verjetnostjo prekoračitve izbranega mejnega stanja. Ob predpostavki Poissonove porazdelitve je mogoče izraziti tudi verjetnost, da se bo v določenem časovnem obdobju t zgodila porušitev objekta po enačbi:

$$\lambda_{DS} \equiv P(DS|1 \text{ leto}), \text{ za majhne vrednosti } \lambda_{DS} \quad (7)$$

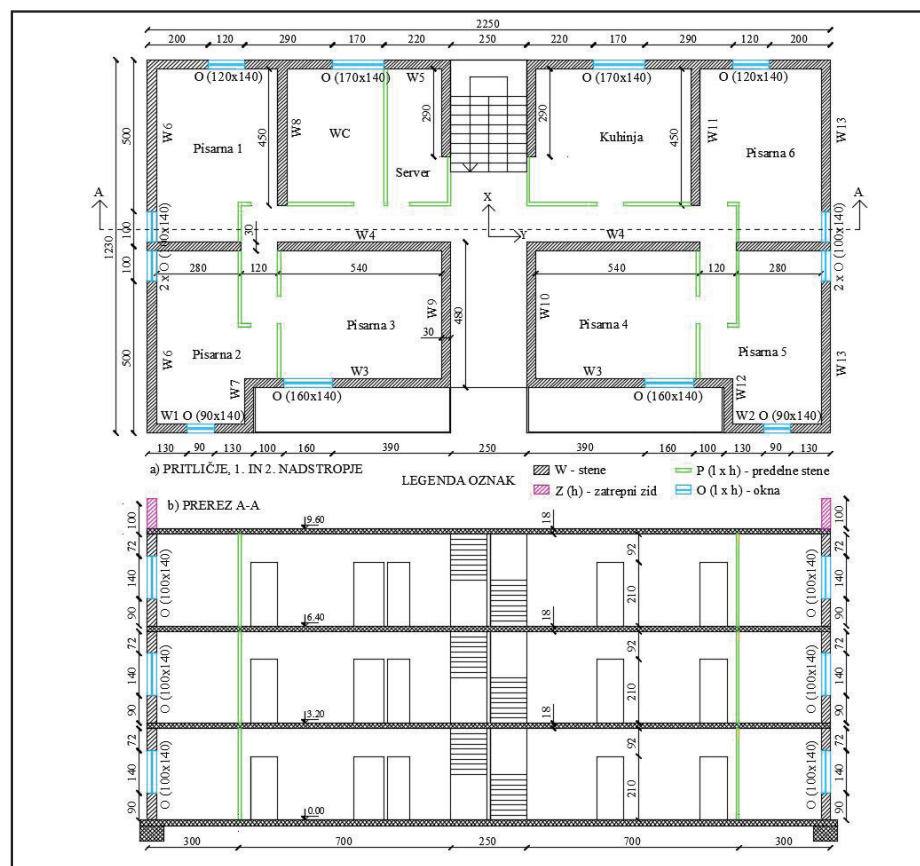
$$P(DS|t \text{ letih}) = 1 - e^{-\lambda_{DS} t}.$$

Na podlagi zgornjih enačb smo v nadaljevanju določili srednjo letno frekvenco prekoračitve mejnih stanj poškodovanosti DS1-DS3 za dve stavbi, nato pa še verjetnosti, da bodo mejna stanja prekoračena v 50 letih.

3 • PRIMER: OCENA POTRESNEGA TVEGANJA TRIETAŽNE ZIDANE STAVBE IZ SODOBNEGA ALI TRADICIONALNEGA ZIDOVJA

3.1 Opis objekta

V prispevku obravnavamo dve dokaj veliki poslovni stavbi z enako geometrijo (slika 5), ki imata tlorisne dimenzije 22,5 x 12,3 m. Za eno od zgradb je predpostavljeno, da je zgrajena iz modernih opečnih votlakov in podaljšane cementne malte (stavba iz zidovja višje trdnosti V), druga pa je zgrajena iz tradicionalne polne opeke in apnene malte (stavba iz zidovja nižje trdnosti N). Obe stavbi sestavljajo pritličje in dve nadstropji z etažnimi višinami 3,2 m. Kot je razvidno s slike 5, sta konstrukciji simetrični v prečni smeri. Debelina vseh zidov je enaka 0,3 m, skupno pa zidovi predstavljajo 5,3 % in 5,6 % celotne tlorisne površine v glavnih smereh X in Y. Za obe stavbi predpostavimo, da je medetažna konstrukcija armiranobetonska plošča debeline 0,18 m, temelji pa so armiranobetonski in pasovni. V realnosti so sicer zidovi starejših zidanih stavb običajno grajeni z večjimi debelinami zidov, pogosto pa imajo namesto armiranobetonske plošče kar lesene stropce, vendar smo v tem primeru želeli ovrednotiti predvsem vpliv materialnih lastnosti na potresno tveganje, zato smo predpostavili enako geometrijo obeh stavb. Poleg tlorisov vseh nadstropij in razporeditve prostorov prikaz geometrije zaokrožimo s prečnim prerezom, ki vsebuje dodatne informacije o konstrukciji (slika 5b). V obeh stavbah je višina vseh okenskih odprtin 1,4 m, višina



Slika 5 • (a) Tloris pritličja, prvega nadstropja in drugega nadstropja ter (b) prerez stavb V in N.

vseh vrtnih odprtih 2,1 m, dolžine vrat in oken pa so različne. Predpostavljeno je bilo, da sta obe stavbi v Ljubljani na tleh tipa B.

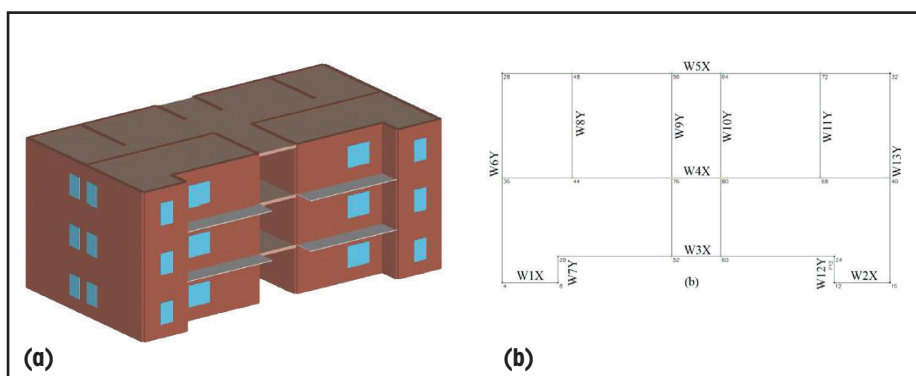
3.2 Opis modelov obeh konstrukcij

3D-modela obeh konstrukcij temeljita na ekvivalentnih okvirjih, ki so sestavljeni iz vertikalnih elementov (zidov) in horizontalnih elementov (preklad), ki so modelirani z linijskimi elementi, med seboj pa so povezani s togimi odseki. Preklade so sestavljene iz parapetov pod okenskimi odprtinami in delov zidov nad njimi, ki so v programu združene v en element, kar omogoča analizo objekta kot celote. Vertikalne in horizontalne armiranobetonske vezi v modelu niso upoštevane, zaradi česar sta dejanska nosilnost in tudi togost verjetno večji. Za lažje razumevanje naj pojasnimo, da skupen zidov, preklad in togih odsekov predstavlja eno steno objekta. Efektivna višina zidov je določena tako, da z navidezno črto povežemo vogale odprtih oziroma zidov in potem privzamemo srednjo višino zidu. Monolitne plošče AB na nivojih etaž so bile upoštevane kot toge diafragme, ki so neskončno toge v svoji ravnini. Pri obravnavanju modela smo za vsakega izmed materialov uporabili srednje mehanske lastnosti materiala, kot je razvidno iz preglednice 1. Večina podatkov je bila pridobljena iz literature, edini izjemi sta mejna zasuka pri strižnem in upogibnem obnašanju sten, ki smo ju pridobili na podlagi podatkovne baze (Snoj, 2014), v kateri so zbrani rezultati eksperimentov na zidanih preizkušancih. Vrednosti mejnih zasukov za strižno in upogibno obnašanje zidov so bile pridobljene na podlagi eksperimentov na zidanih preizkušancih iz opečnih votlakov. Za obe kvaliteti zidovja smo uporabili enake vrednosti mejnih zasukov, čeprav tako različne vrednosti materialnih karakteristik običajno predstavljajo različne tipologije zidovja. Prvi razlog je v pomanjkanju podatkov o mejnih zasukih zidov starejše tipologije v literaturi, po drugi strani pa tudi večina standardov mejne zasuke predpiše v odvisnosti od tipa porušitve elementa, ne loči pa različnih vrst zidovja (npr. Evrokod 8-3 (SIST, 2005b)). Za oceno potresnega tveganja dejanske stavbe je smiselno mehanske lastnosti zidovja določiti kar se da točno, saj imajo lahko precejšen vpliv na rezultate.

Obe stavbi smo modelirali v raziskovalni različici programa Tremuri (Lagomarsino, 2013), ki smo ga uporabili tudi za izvedbo vseh analiz. Model je shematično prikazan na slikah 6a in 6b. Porazdeljena stalna obtežba v prvih dveh nadstropjih je znašala 6,2 kN/m², na nivoju ravne strehe pa 6,3 kN/m². Ker

Parameter	Zidovje višje trdnosti	Zidovje nižje trdnosti
Specifična teža γ (kN/m ³)	14	16
Tlačna trdnost zidovja f (MPa)	5	2,5
Začetna strižna trdnost f_{v0} (MPa)	0,20	0,10
Elastični modul E (MPa)	5000	1000
Strižni modul G (MPa)	500	250
Mejni zasuk – strig δ_s (%)	0,41	0,41
Mejni zasuk – upogib δ_r (%)	0,72	0,72

Preglednica 1 • Srednje vrednosti materialnih karakteristik zidov za stavbi V in N, ki sta zgrajeni iz zidovja višje trdnosti in zidovja nižje trdnosti



Slika 6 • (a) Shematični prikaz matematičnega 3D-modela nosilne konstrukcije ter (b) oznake in lokacija posameznih sten v tlorisu za stavbi V in N.

stavba predstavlja poslovni objekt, smo za koristno obtežbo v pisarnah, na balkonih in stopnišču upoštevali 3 kN/m², 2,5 kN/m² oziroma 2 kN/m² (SIST, 2004). Program Tremuri v vsakem koraku potisne analize prerazporedi notranje statične količine, kar pomeni, da se nosilnost posameznih elementov ves čas spreminja skladno s spremembami osne sile. V programu je vgrajen poseben makroelement (Lagomarsino, 2013), ki omogoča eksplicitno upoštevanje razpokanosti elementa, upoštevanje različnih porušnih mehanizmov ter izračun strižne in upogibne nosilnosti elementa. Preko notranjih spremenljivk je mogoče spremljati tudi poškodovanost elementa vse do njegove odpovedi, ko zasuk elementa preseže mejno vrednost zasuka, ki je odvisna od tipa njegovega obnašanja.

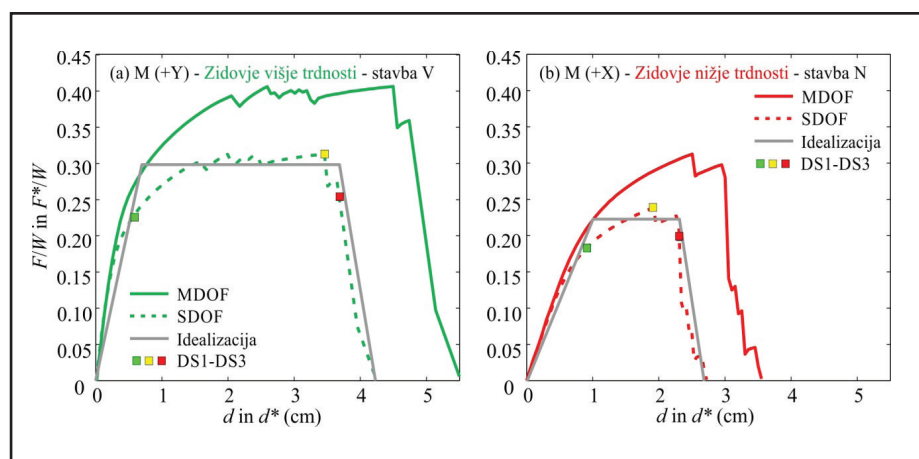
3.3 Potisne analize in poškodovanost konstrukcije

Predlagani postopek določanja potresnih zahtev temelji na rezultatih potisnih analiz. V nadaljevanju prikazujemo rezultate za vsakega izmed obravnavanih 3D-modelov stavb iz dveh različnih materialov. Kot je bilo opisano v poglavju 2.3, smo za vsako stavbo naredili 8

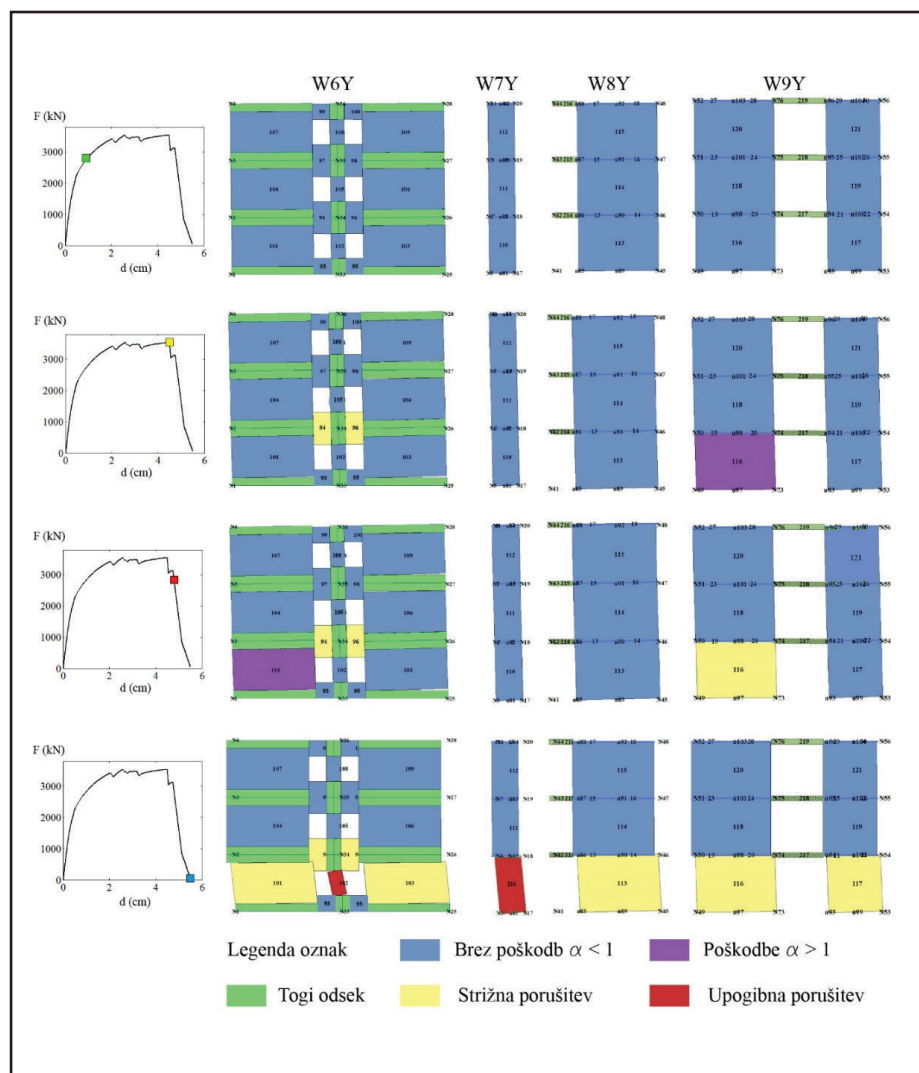
potisnih analiz. V vseh potisnih analizah smo krmlili pomicke v kontrolnem vozlišču na vrhu konstrukcije, ki je bilo najbližje centra mas. Velikost koraka mora biti pri zidanih konstrukcijah dovolj majhna, da lahko zajamemo razvoj poškodb, ki običajno nastopijo že pri zelo majhnih pomikih. Posebno podrobno v nadaljevanju prikazujemo rezultate za stavbo V v smeri +Y, kjer so bile horizontalne sile v potisni analizi po višini razporejene sorazmerno s prvo nihajno obliko ($M(+Y)$), ter za stavbo N v smeri +X, kjer so bile horizontalne sile v potisni analizi po višini razporejene sorazmerno s prvo nihajno obliko ($M(+X)$). V navedenih kritičnih primerih je bila verjetnost porušitve za obe obravnavani stavbi najvišja. V pregledu rezultatov potisne analize smo se osredinili predvsem na izračunano nosilnost konstrukcije F_{max} pripadajoče razmerje med nosilnostjo in težo konstrukcije F_{max}/W ter deformacijsko kapaciteto pri mejnem stanju blizu porušitve, ki jo izrazimo s pomikom na vrhu konstrukcije d_{NC} . Kritični potisni krivulji stavb V in N sta predstavljeni na sliki 7, z njih pa je mogoče razbrati precej o globalnem obnašanju konstrukcij. Nenadna padca v celotni prečni sili ob vpetju se dogodita, ko je v določenem

elementu presežen mejni zasuk. V primeru odpovedi preklad in manjših elementov so ti padci v celotni prečni sili majhni, lahko pa se zgodi tudi, da naenkrat odpove več nosilnih zidov hkrati, kar običajno hitro privede do odpovedi celotne konstrukcije. Če odpove več elementov hkrati v isti etaži, se v konstrukciji lahko zgodi tipični etažni plastični mehanizem, ki je pogosto vzrok za porušitev zidanih objektov, če pa se to zgodi pri majhnem etažnem zasuku, verjetno prevladuje strižno obnašanje elementov. Etažni mehanizem oziroma šibka etaža sta se pojavila ne glede na to, da je obravnavana stavba po višini regularna. Velikokrat je že iz oblike potisne krivulje mogoče razbrati tip obnašanja elementov, ki prevladuje v konstrukciji in privede do nastanka končnega plastičnega mehanizma.

Tako pri obnašanju stavbe N (slika 7b) prevladuje strižno obnašanje, saj nosilnost konstrukcije skoraj hipoma upade pri zelo majhnem pomiku kontrolnega vozlišča na vrhu konstrukcije $d_{NC} = 3,0$ cm, nosilnost, izražena z deležem lastne teže, pa je $F_{max}/W = 0,31$. V primeru stavbe V iz zidovja višje trdnosti je nosilnost konstrukcije $F_{max}/W = 0,41$ (+30 %), deformacijska kapaciteta pri mejnem stanju blizu porušitve pa je za 60 % večja kot v primeru stavbe iz slabšega materiala, to je $d_{NC} = 4,9$ cm. Vsa prikazana razmerja med nosilnostjo in težo konstrukcije so na prvi pogled visoka za zidane stavbe, vendar se je treba zavedati, da imata obe konstrukciji stene z debelino 0,30 m, ki so florisno dobro razporejene z veliko nosilnimi zidovi, ki predstavljajo relativno velik del florisne površine. Na sliki 7 sta za obe stavbi prikazani tudi idealizirani potisni krivulji in pretvorba iz modela MDOF v model SDOF. Pravila trilinearne idealizacije so opisana v poglavju 2.3, označene točke pa predstavljajo mejna stanja poškodovanosti DS1, DS2 in DS3. Transformacijska faktorja za kritični potisni analizi obeh stavb smo izračunali glede na predpostavljeni modalni deformacijski obliki in sta znašala 1,30 za stavbo V oziroma 1,31 za stavbo N. Masi sistema z eno prostostno stopnjo m^* za stavbi V in N sta bili 603 t in 619 t. Manjša razlika je nastala zaradi drugačne gostote obeh materialov, obenem pa sta bili obe m^* za približno 30 % manjši od mase celotne konstrukcije. Zaradi izbire idealizacije, pri kateri uporabimo sekantno togost, so efektivni nihajni časi modelov SDOF večji od nihajnih časov modelov MDOF. V primeru stavbe V je nihajni čas $T = 0,25$ s, v primeru stavbe N pa je $T = 0,35$ s, oba pa sta bila za približno 30 % večja od nihajnega časa modela MDOF.



Slika 7 • Potisni krivulji za kritični potisni analizi (a) stavbe V in (b) stavbe N.



Slika 8 • Razvoj poškodovanosti v stenah W6Y, W7Y, W8Y in W9Y pri potisni krivulji modela V v smeri +Y, ko so horizontalne sile sorazmerne z masami, pri treh karakterističnih mejnih stanjih poškodovanosti DS1-DS3. Zaradi simetrije sten W10Y, W11Y, W12Y in W13Y ne prikazujemo.

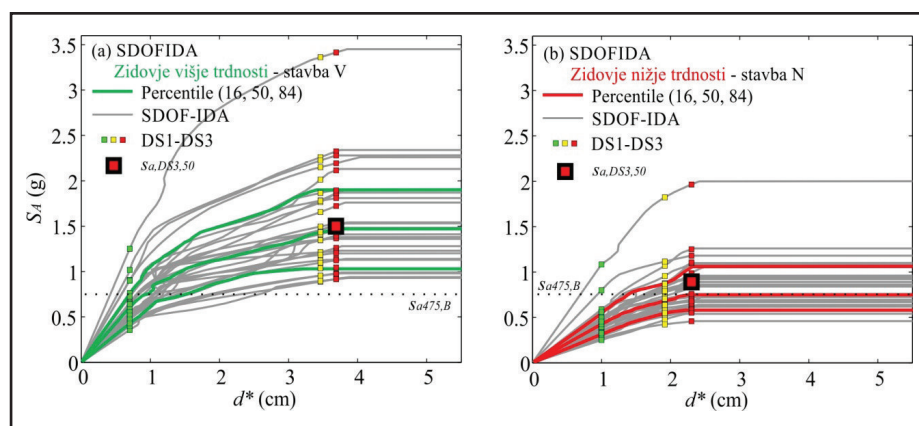
Na sliki 8 prikazujemo razvoj poškodovanosti v posameznih zidovih in prekladah sten za model V pri karakterističnih mejnih stanjih poškodovanosti konstrukcije, ki so prikazana tudi na pripadajoči krivulji potisne analize. V mejnem stanju prvih razpok DS1 nosilnost v nobenem izmed zidov še ni dosežena. V mejnem stanju poškodovanosti DS2 se v steni W6Y plastificirata dve prekladi, v steni W9Y pa je dosežena nosilnost, in se poškoduje označeni zid A v pritličju. Pri pomiku na vrhu stavbe $d_{NC} = 4,9$ cm nastopi v konstrukciji mejno stanje blizu porušitve (DS3), pri katerem prečna sila ob vpetju pade pod 80 % nosilnosti, omenjeni element A se poruši v strigu, poškoduje se tudi eden od zidov v pritličju stene W6Y.

Pri še nekoliko večjem pomiku odpovedo drugi zidovi v pritličju, daljši se porušijo strižno, dva krajša pa upogibno. To povzroči nastanek tipičnega etažnega mehanizma in praktično porušitev konstrukcije. Tudi v primeru stavbe N iz slabšega materiala pride do podobnega mehanizma, kjer se zgodi strižna porušitev večine elementov v pritličju, čemur sledi hiter upad prečne sile v krivulji potisne analize.

3.4 Inkrementalna dinamična analiza na modelih SDOF

Nelinearne dinamične analize smo opravili pri različnih vrednostih intenzitete za 30 izbranih akceleroگرامov. Na sliki 8 je razviden odziv izbranih konstrukcij pri vseh akceleroگرامih, dodane pa so še percentilne krivulje SDOF-IDA, ki določajo 16., 50. in 84. percentil potresnih zahtev. Točke na krivuljah SDOF-IDA ustrezajo majhnim, srednjim in velikim poškodbam oziroma mejnim stanjem DS1-DS3, ki se zgodijo pri pomikih, ki smo jih določili že v potisnih analizah. Z upoštevanjem večjega števila akceleroگرامov smo približno zajeli vpliv slučajnosti potresne obtežbe, ki ima precejšen vpliv na izračunani odziv konstrukcije. To potrjuje tudi raztros krivulj SDOF-IDA in pospeškov $s_{a,DS}$, ki povzročijo posamezno mejno stanje poškodovanosti v konstrukciji. V primeru stavbe V se majhne poškodbe v konstrukciji pojavijo pri spektralnih pospeških med 0,35 g in 1,3 g (DS1), mejno stanje nosilnosti (DS2) pa pri intenzitetah potresov med 0,9 g in 3,5 g, različno od akcelerograma do akcelerograma. Konstrukcija po doseženi nosilnosti zelo hitro odpove, zato so tudi intenzitete, pri katerih se zgodi mejno stanje blizu porušitve (DS3), zelo podobne kot pri mejnem stanju nosilnosti (DS2).

V primeru stavbe N iz slabšega materiala se prve razpoke v konstrukciji pojavijo pri inten-



Slika 9 • Krivulje SDOF-IDA in krivulje, ki določajo 16., 50. in 84. percentil potresnih zahtev za vse izbrane akceleroگرامe (a) za stavbo V in (b) za stavbo N, vključno z mejnimi stanji poškodovanosti DS1-DS3.

zitetah potresov med 0,25 g in 1,1 g (DS1), mejno stanje nosilnosti (DS2) pa pri intenzitetah med 0,40 g in 1,8 g. Mejno stanje blizu porušitve (DS3) se zgodi pri precej nižjih intenzitetah kot pri modelu V, in sicer pri intenzitetah potresov med 0,46 g ter 2,0 g. Značilnost vseh krivulj SDOF-IDA pri obeh obravnavanih stavbah z nizkim nihajnim časom ($T < T_c$) je tudi precejšnja ukrivljenost, kar pomeni, da po začetnem linearnem povečevanju potresnih zahtev sledi območje, ko potresne zahteve zelo hitro naraščajo z naraščanjem intenzitete.

3.5 Določitev verjetnosti prekoračitve različnih mejnih stanj poškodovanosti

Ko statistično obdelamo pospeške, ki povzročijo nastanek posameznega mejnega stanja poškodovanosti, lahko ugotovimo, da je mediana spektralnih pospeškov (50-% verjetnost prekoračitve), ki v stavbi S povzroči prvo razpokanost in tako nastanek manjših poškodb, enaka 0,60 g, mejno stanje nosilnosti lahko pričakujemo pri spektralnem pospešku 1,44 g, nastanek mejnega stanja blizu porušitve pa pri pospešku 1,49 g. Standardna deviacija logaritmskih vrednosti pospeškov (poenostavljeno disperzija pospeškov), ki povzročijo mejno stanje poškodovanosti, se z upoštevanjem vseh obravnavanih mejnih stanj giblje med 0,29 in 0,31.

Pri stavbi N, zgrajeni iz zidovja nižje trdnosti, ki se je uporabljal v preteklosti, smo pričakovano določili nižje vrednosti pospeškov, ki povzročijo mejna stanja poškodb, kar nakazuje večjo ranljivost objektov, zgrajenih iz tradicionalnega zidovja. V kritični analizi je bila mediana spektralnih pospeškov, ki povzročijo mejno stanje prvih razpok že 0,42 g, mejni stanji

poškodovanosti DS2 in DS3 pa nastopita pri medianah spektralnih pospeškov 0,71 g in 0,79 g, kar pomeni 30-%, 50-% in 45-% znižanje v primerjavi s stavbo S iz boljšega materiala. Za mejna stanja DS1-DS3 disperzije po vrsti znašajo 0,31, 0,30 in 0,30. Pri obeh objektih in pri vseh mejnih stanjih poškodovanosti je bil raztros pospeškov zelo podoben, kar kaže na to, da je v največji meri odvisen od izbranih akceleroگرامov, s katerimi definiramo potresno obtežbo. Spektralni pospeški, ki privedejo do posameznih mejnih stanj, se zdijo na prvi pogled visoki, a je treba upoštevati, da bi ob predpostavki enake oblike spektra kot v Evrokodu 8 (SIST, 2005a) dobili 2,5-krat manjše mediane maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi, to je 0,60 g in 0,32 g v primeru stavb V in N.

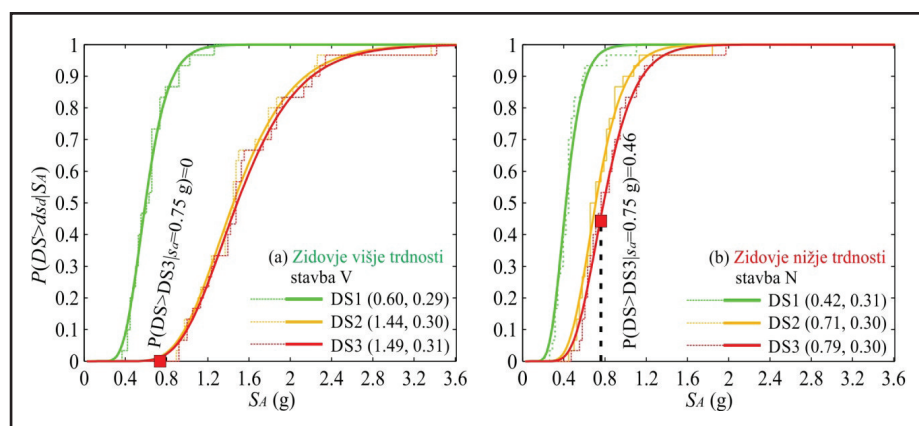
Na sliki 10 so prikazane krivulje ranljivosti, ki izražajo pogojno verjetnost prekoračitve izbranega mejnega stanja poškodovanosti. Z njih je mogoče oceniti verjetnost, da bo v konstrukciji ob potresu z določeno intenziteto, npr. $s_g = 0,75$ g, kar je spektralna vrednost pospeška v Ljubljani na tleh tipa B, nastalo določeno mejno stanje poškodovanosti oziroma se bo objekt porušil. Izkaže se, da je za stavbo V pogojna verjetnost, da bo pri takšnem potresu imela vsaj majhne poškodbe, okrog 80-% (slika 10a). Po drugi strani je pogojna verjetnost za nastanek velikih poškodb oziroma porušitve ob takšnem potresu za stavbo V izjemno majhna, saj v nobeni simulaciji ni prišlo do nastanka tega mejnega stanja poškodovanosti. To kaže na ustrezno obnašanje konstrukcije, ki je zgrajena iz zidovja višje trdnosti, saj obstaja določena verjetnost, da se pri projektnem potresu poškoduje, verjetnost za porušitev

pa je zanemarljiva. Tega žal ne bi mogli reči za stavbo N iz zidovja nižje trdnosti, saj so pogojne verjetnosti za nastanek mejnih stanj DS1-DS3 pri potresu z intenziteto $s_a = 0,75$ g po vrsti 93 %, 57 % in 46 %.

Ti podatki kažejo na to, da je pogojna verjetnost nastanka poškodb v stavbah iz polne opeke pri potresu s projektno vrednostjo pospeška precej večja kot pri stavbah iz sodobne opeke. Obenem nakazujejo tudi na to, da je varnost takšne stavbe neustrezna, saj pri projektnem potresu obstaja precejšnja verjetnost, da se bo porušila, kar ni sprejemljivo. Vse krivulje ranljivosti imajo pri vseh mejnih stanjih poškodovanosti zelo podoben naklon, kar je posledica približno enakih disperzij spektralnih pospeškov.

Poleg pogojne verjetnosti prekoračitve mejnih stanj poškodovanosti DS1-DS3 pri določeni intenziteti smo za obravnavane konstrukcije določili tudi srednjo letno frekvenco oziroma verjetnost prekoračitve vsakega izmed mejnih stanj poškodovanosti v obdobju enega oziroma petdesetih let (enačbi 6 in 7). Rezultati so zbrani v preglednici 2. Izkaže se, da obstaja dokaj velika verjetnost za obe stavbi, da bosta v 50 letih doživeli vsaj majhne poškodbe (DS1), 18-% za stavbo V in 40-% za stavbo N. Obstaja tudi 0,9-% verjetnost porušitve v 50 letih za stavbo V oziroma 7,4-% za stavbo N (povečanje za faktor 8).

Fajfar in drugi (Fajfar, 2014) so v Sloveniji naredili anketo med strokovnjaki in nestrokovnjaki, v kateri se je izkazalo, da bi bila sprejemljiva letna verjetnost porušitve objekta $1.1 \cdot 10^{-5}$ oziroma 0,05 % v 50 letih. Po tem kriteriju je torej potresno tveganje obeh stavb, izraženo z verjetnostjo porušitve, preveliko. Kljub temu se je treba zavedati, da so analitične ocene potresnega tveganja zaradi uporabe spektra po Evrokodu 8 nekoliko na varni strani. Za umerjanje ameriškega standarda ASCE 7-05 je bila uporabljena precej višja sprejemljiva verjetnost porušitve ($2 \cdot 10^{-4}$ v enem letu oziroma 1 % v 50 letih) (Luco, 2007). Po tem kriteriju bi bila stavba V sprejemljiva, stavbo



Slika 10 • Empirične in analitične krivulje ranljivosti (a) za stavbo V in (b) za stavbo N, ki omogočajo določitev pogojne verjetnosti prekoračitve mejnih stanj DS1-DS3 pri potresu z določeno intenziteto.

		DS1	DS2	DS3
Stavba V – zidovje višje trdnosti	$P(DS > ds_d \mid 1 \text{ leto})$ (%)	0,39	0,019	0,017
	$P(DS > ds_d \mid 50 \text{ let})$ (%)	18	0,9	0,9
Stavba N – zidovje nižje trdnosti	$P(DS > ds_d \mid 1 \text{ leto})$ (%)	1,0	0,22	0,17
	$P(DS > ds_d \mid 50 \text{ let})$ (%)	40	10	7,4

Preglednica 2 • Verjetnost, da bo v stavbah V in N prišlo do prekoračitve mejnih stanj poškodovanosti DS1-DS3 v enem oziroma 50 letih

N pa bi bilo treba utrditi do te mere, da bi bila njena verjetnost porušitve sprejemljiva.

Pri določanju verjetnosti prekoračitve mejnih stanj poškodovanosti se je treba zavedati, da je dojemanje takšnih verjetnosti zelo subjektivno. Gre predvsem za vprašanje, kaj je za koga še sprejemljivo tveganje in kaj ne, določitev sprejemljivega tveganja pa predstavlja zelo kompleksen proces, ki je odvisen od mnogih dejavnikov. V splošnem je sprejemanje tveganja najbolj povezano s koristmi, ki jih imamo ob izpostavljenosti, in narašča z večanjem koristi. Ločiti je treba tudi med primeri, ko smo določeni nevarnosti izpostavljeni prostovoljno (npr. adrenalinski športi, kajenje) oziroma neprostovoljno, pri

čemur na dogodek ne moremo vplivati (npr. naravna nesreča). Pri prostovoljni je lahko sprejemljivo tveganje tudi do tisočkrat večje kot pri neprostovoljni izpostavljenosti (Coburn, 1994). Pri naravnih nesrečah, npr. pri potresu, je sprejemljivo tveganje odvisno tudi od časa, ki je že minil od preteklega rušilnega dogodka. Ljudje hitro pozabimo, kakšno rušilno moč lahko ima potres, ko pa se potres znova zgodi, se te nevarnosti spet zavemo in ponovno se pojavi potreba po utrjevanju starejših, ranljivih objektov. Sprejemljivo tveganje pa je ne nazadnje povezano tudi z razvitostjo družbe, saj se v manj razvitih civilizacijah morda niti ne zavedajo vseh nevarnosti oziroma jih dojemajo drugače.

4 • SKLEP

V tem prispevku smo na kratko predstavili metodologijo za oceno potresnega tveganja, ki smo ga izrazili z verjetnostjo prekoračitve izbranega mejnega stanja poškodovanosti objekta. Potresno tveganje smo ocenili na primeru zidane stavbe,

ki je lahko zgrajena iz različnega zidovja. V primeru stavbe, zgrajene iz zidovja višje trdnosti, sta bila razmerje med nosilnostjo konstrukcije in njeno težo F_{max}/W ter deformacijska kapaciteta izražena s pomikom na vrhu konstrukcije pri mejnem stanju

blizu porušitve za 30 % oziroma 60 % višja kot v primeru konstrukcije, zgrajene iz zidovja nižje trdnosti. Pri obeh stavbah se je pojavil tipičen etažni porušni mehanizem. Mediana spektralnih pospeškov, ki so privedli do stanja blizu porušitve konstrukcije, in pripadajoča disperzija pospeškov sta bili 1,49 g in 0,31 za stavbo iz zidovja višje trdnosti oziroma

0,79 g in 0,30 za stavbo iz zidovja nižje trdnosti. Za primer prve stavbe je bila zato verjetnost porušitve pri pogoju projektnega potresa zanemarljiva, za slednjo pa je ta verjetnost znašala kar 46 %. Opazna je tudi razlika v primeru verjetnosti porušitve, ki je bila v primeru stavbe iz zidovja višje trdnosti za kar osemkrat manjša. V prvem

primeru je znašala 0,9 % v 50 letih, v drugem pa 7,4 % v 50 letih. Obnašanje stavbe iz zidovja višje trdnosti je torej sprejemljivo, saj se pri projektnem potresu sicer poškoduje, vendar se ne poruši, obenem pa tudi s stališča potresnega tveganja, ki je manjše od sprejemljivega. Po drugi strani je potresno tveganje ge-

ometrijsko enake stavbe iz materiala, ki se je za gradnjo pogosto uporabljal v preteklosti, preveliko, njeno obnašanje med projektnim potresom pa se je izkazalo za neustrezno, saj je verjetnost za porušitev pri projektnem potresu prevelika.

5 • ZAHVALA

Prispevek je del raziskovalnega projekta Obnašanje večetažnih strižnih sten z odprtini pri potresni obtežbi (J2-6749), ki ga financira Javna agencija za raziskovalno dejavnost Republike Slovenije. Za podporo se avtorja iskreno zahvaljujeta.

6 • LITERATURA

- ATC, Applied Technology Council, FEMA P-58-1 – Seismic performance assessment of buildings: Volume 1 – Methodology. Redwood City, 2012.
- Baker, J. W., 2008, An introduction to probabilistic seismic hazard analysis (PSHA), http://www.stanford.edu/~bakerjw/publications.html#Other_publications_2008.
- Barrantes, J. M., Seismic risk assessment of unreinforced masonry buildings at a territorial scale, Doktorska disertacija, Firenze, Univerza v Firenci, 2012.
- Bosiljkov, V., Page, A. W., Bokan-Bosiljkov, V., Žarnić, R., Progress in structural engineering and material: Structural masonry – Evaluation of the seismic performance of brick masonry walls, Structural Control and Health Monitoring 17, 1:100-118, 2010.
- Bothara, J. K., Mander, J. B., Dhakal, R. P., Khare, R. K., Maniyar, M. M, Seismic performance and financial risk of masonry houses, Journal of Earthquake Technology 44, 4: 1-27, 2007.
- Borzi, B., Crowley, H., Pinho, R., Simplified pushover-based earthquake loss assessment (SP-BELA) method for masonry buildings, International Journal of Architectural Heritage 2, 4: 353-376, 2008.
- Coburn, A. W., Spence, R. J. S., Pomonis, A., Vulnerability and risk assessment, Cambridge, 1994.
- Cornell, C. A., Engineering seismic risk analysis, Bulletin of the Seismological Society of America 58, 5: 1583-1606, 1968.
- Dolšek, M., Analytic Fragility and Limit States (P(EDP|IM)) – Nonlinear Static Procedures, V: Beer, M. Encyclopedia of Earthquake Engineering. Springer, Berlin, 2016.
- Erbay, O. O., A methodology to assess seismic risk for populations of unreinforced masonry buildings, Illinois, Mid-America Earthquake center, Report 07-10, 2004.
- Fajfar, P., Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi, Gradbeni Vestnik 51, 11: 302-315, 2002.
- Fajfar, P., Polič, M., Klinc, R., Zaznavanje potresne ogroženosti pri strokovnjakih in nestrokovnjakih, Gradbeni Vestnik 63, 5: 111-118, 2014.
- Jayaram, N., Lin, T., Baker, J.W., A computationally efficient ground-motion selection algorithm for matching a target response spectrum mean and variance. Earthquake Spectra 27, 3:797-815, 2011.
- Lagamarsino, S., Penna, A., Galasco, A., Cattari, S., TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings. Engineering Structures, 56:1787-1799, 2013.
- Lapajne, J., Motnikar, B. Š., Zupančič, P., Potresna nevarnost Slovenije – projektni pospešek tal, MOP, Uprava Republike Slovenije za geofiziko, Ljubljana, http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni_pospesek_tal.html, 2001a.
- Lapajne, J., Motnikar, B. Š., Zupančič, P., Potresna nevarnost Slovenije – pospešek tal za 10.000 let, MOP, Uprava Republike Slovenije za geofiziko, Ljubljana, http://www.arso.gov.si/potresi/podatki/pospesek_10000.html, 2001b.
- Lapajne, J., Škef Motnikar, B., Zupančič, P., Nova karta potresne nevarnosti – projektni pospešek tal namesto intenzitete, Gradbeni vestnik, 50: 140-149, 2001c.

- Luco, N., Ellingwood, B. R., Hamburger, R. O., Hooper, J. D., Kimball, J. K., Kircher, C. A., Risk-targeted versus current seismic design maps for the conterminous United States, Structural Engineers Association of California convention, Squaw Creek, California, 2007.
- Lutman, M., Kreslin, M., Banovec, P., Cerk M., POTROG 2 – nadgradnja sistema za določanje potresne ogroženosti in odzivnosti za potrebe zaščite in reševanja v Sloveniji, raziskovalni projekt, zaključno poročilo, Zavod za gradbeništvo Slovenije, Ljubljana, http://www.sos112.si/slo/tdocs/naloga_102.pdf, 2016.
- National Institute of Building Sciences (NIBS), Multihazard loss estimation methodology – earthquake model (HAZUS 09 technical manual), Washington, 2009.
- Oropeza, M., Michel, C., Lestuzzi, P., Fragility functions for seismic risk in regions with moderate seismicity, V: Proceedings of the 9th US National and Canadian Conference on Earthquake Engineering, Toronto, Kanada, 25–29, July 2010.
- PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center), PEER Strong Motion Database. Berkley, University of California, <http://peer.berkeley.edu/smcat/>, 2017a.
- PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center), Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees) – OpenSees command language manual. Berkley, Pacific Earthquake Engineering Research Center, <http://opensees.berkeley.edu>, 2017b.
- Rota, M., Penna, A., Magenes, G., A methodology for deriving analytical fragility curves for masonry buildings based on stochastic nonlinear analyses. Engineering structures 32, 5:1312–1323, 2010.
- SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1 – Vplivi na konstrukcije, 1-1. del: splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb, Bruselj, Evropski komite za standardizacijo, 2004.
- SIST EN 1998-1:2005a. Evrokod 8 – Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij, 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe, Bruselj, Evropski komite za standardizacijo, 2005.
- SIST EN 1998-3: 2005b, Evrokod 8 – Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij, 3. del: Ocena in prenova stavb, Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo, 2005.
- Snoj, J., Ocena potresnega tveganja zidanih stavb, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Ljubljana, 2014.
- Tomažević, M., Damage as a measure for earthquake resistant design of masonry structures: Slovenian experience. Canadian Journal of Civil Engineering 34, 11:1403–1412, 2007.
- Tomažević, M., Potresno odporne zidane stavbe. Ljubljana, Tehnis revije, 2009.
- Vamvatsikos, D., Cornell, C. A., Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 31, 3:491–514, 2002.
- Turk, G., Verjetnostni račun in statistika, Ljubljana, Slovenija, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, 2012.

MINLP-OPTIMIRANJE SOVPREŽNEGA STROPNEGA SISTEMA Z I-NOSILCI

MINLP OPTIMIZATION OF A COMPOSITE I BEAM FLOOR SYSTEM

doc. dr. Tomaž Žula, univ. dipl. inž. grad.

tomaz.zula@um.si

prof. dr. Stojan Kravanja, univ. dipl. inž. grad.

stojan.kravanja@um.si

Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo, prometno inženirstvo in arhitekturo

ZNANSTVENI ČLANEK

UDK 519.853:624.016

Povzetek | V prispevku predstavljamo stroškovno optimiranje sovprežnega stropnega sistema. Konstrukcija je sestavljena iz armiranobetonske plošče in jeklenih I-nosilcev. Optimiranje je izvedeno z mešanim celoštevilskim nelinearnim programiranjem (MINLP). Razvit je bil optimizacijski model, kjer je podrobna namenska funkcija lastnih izdelavnih stroškov podvržena pogojem iz statike konstrukcije in dimenzioniranja. Pogoji dimenzioniranja so definirani v skladu z Evrokodom 4. Za reševanje nekonveksnega, nelinearnega in kombiniranega diskretnozveznega optimizacijskega problema sovprežnega stropnega sistema smo uporabili modificirani algoritem zunanje aproksimacije s substitucijo enačb (Modified OA/ER). Poleg izračunanih minimalnih lastnih izdelavnih stroškov konstrukcije so bile dobljene še optimalna trdnost materiala betona in jekla ter dimenzije prečnega prereza stropnega sistema. Na koncu članka je predstavljen računski primer optimizacije sovprežnega stropnega sistema.

Glavne besede: sovprežne konstrukcije, stroškovno optimiranje, optimiranje standardnih materialov, optimiranje diskretnih dimenzij, mešano celoštevilsko nelinearno programiranje, MINLP

Summary | This paper presents the cost optimization of a composite I beam floor system, designed to be made from a reinforced concrete slab and steel I sections. The optimization was performed by using the mixed-integer non-linear programming (MINLP) approach. An accurate economic objective function of the self-manufacturing costs was developed and subjected to design, resistance and deflection (in)equality constraints. Dimensioning constraints were defined in accordance with Eurocode 4. The Modified Outer-Approximation/Equality-Relaxation (OA/ER) algorithm was applied for the solution of non-convex, non-linear combined discrete-continuous optimization problem of the composite structure. The optimal result includes the minimal produced costs of the structure, the optimal concrete and steel strengths, and dimensions of the structure. A numerical example of the optimization of a composite I beam floor system is presented at the end of this paper.

Key words: Composite structures, Cost optimization, Standard material optimization, Discrete sizing optimization, Mixed-integer non-linear programming, MINLP

1 • UVOD

Sovprežni stropni sistemi, sestavljeni iz betona in jeklenih I-nosilcev, predstavljajo stroškovno učinkovito vrsto konstrukcijskih elementov v gradbeništvu. Zato je njihova uporaba postala zelo priljubljena konstrukcijska rešitev med arhitekti in inženirji. Posledično je optimizacija sovprežnih konstrukcij priljubljeno področje tudi med raziskovalci.

Zaradi znatnega napredka računalništva in računalniške strojne opreme je bilo razvitih in uporabljenih več učinkovitih metod in algoritmov za izračun optimalnih sovprežnih konstrukcij. Adeli in Kim (Adeli, 2001) sta za optimizacijo sovprežnih plošč uporabila algoritem nevronske dinamike (neural dynamics). Kravanja in Šilih (Kravanja, 2003), Klanšek in Kravanja ((Klanšek, 2006a), (Klanšek, 2006b)) so za raziskavo konkurenčnosti različnih sovprežnih stropnih sistemov uporabili metodo nelinearnega programiranja (NLP). V nadaljevanju so naštetih raziskovalci za optimalno obliko sovprežnih konstrukcij uporabili različne algoritme. Kaveh in Ahangaran (Kaveh, 2012) sta uporabila algoritem družbenega harmonijske iskanja (social harmony search), Poitras idr. (Poitras, 2011) roj delcev (particle swarm optimization), Se-

nouci in Al-Ansari (Senouci, 2009) pa genetski algoritem (genetic algorithm).

V prispevku predstavljamo stroškovno optimiranje sovprežnega stropnega sistema. Optimiranje konstrukcije je izvedeno z metodo mešanega celoštevilskega nelinearnega programiranja (MINLP). MINLP je kombinirana diskretnozvezna metoda optimiranja, pri kateri se sočasno izvaja diskretno optimiranje materiala (trdnostnega razreda), diskretno optimiranje standardnih dimenzij (standardnih jeklenih prerezov nosilcev in armaturnih mrež), zaokroženih dimenzij (debeline armiranobetonske plošče) in optimiranje zveznih parametrov (stroškov, mase).

Kombinirani diskretnozvezni optimizacijski problem sovprežne konstrukcije MINLP je obsežen, nekonvexen in nelinearen. Optimiranje zato poteka v treh korakih. V prvem koraku se izvede generacija mehanske superstrukture različnih alternativ materiala, standardnih dimenzij in zaokroženih dimenzij. Drugi korak obsega razvoj modelne formulacije MINLP. Zadnji korak pa predstavlja rešitev definirane optimizacijskega problema MINLP. Optimiranje konstrukcije je izvedeno

z modificiranim algoritmom zunanje aproksimacije s sprostitvijo enačb (Modified OA/ER-algoritem), ((Kravanja Z., 1994), (Kravanja S., 1998a), (Kravanja S., 1998b)). Uporabimo dvofazno MINLP-strategijo, kjer opravimo optimiranje v dveh zaporednih fazah, kar pospeši konvergenco OA/ER-algoritma oz. omogoči izračun rezultata.

Namen optimiranja je določiti minimalne lastne izdelavne stroške sovprežnega stropnega sistema. Namenska stroškovna funkcija je podvržena pogojnim (ne)enačbam, poznanim iz analize in dimenzioniranja sovprežnih konstrukcij. Pogoji dimenzioniranja so definirani v skladu s standardi Evrokod (Evrokod 1, Evrokod 2, Evrokod 3 in Evrokod 4), pri čemer so zadovoljeni vsi pogoji za mejno stanje nosilnosti in mejno stanje uporabnosti.

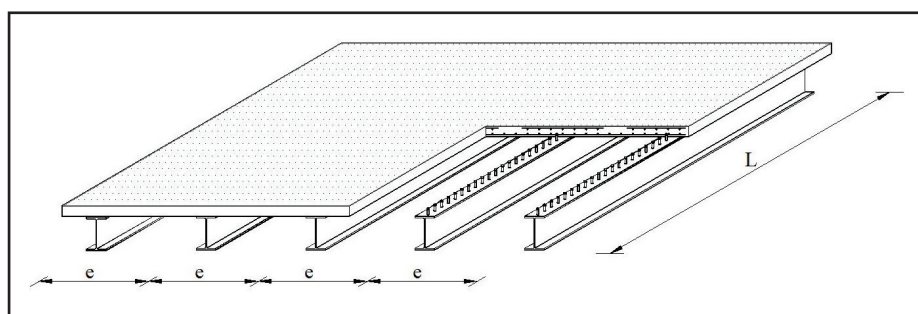
Sovprežni stropni sistem sestavljajo armiranobetonska plošča in jekleni I-nosilci, ki so lahko varjeni I-prerezi, standardni vročevaljani IPE-prerezi ali standardni vročevaljani HEA-prerezi. Odpornost sovprežnega sistema je odvisna tudi od lege nevtralne osi, ki lahko leži v armiranobetonski plošči, v zgornji pasnici I-prereza in v stojini I-prereza. Ker na ta način obstaja več možnosti odpornosti sovprežnega prereza, smo razvili različne optimizacijske modele v kombinaciji med I-prerezi in legami nevtralnih osi.

2 • SOVPREŽNI STROPNI SISTEM

Sovprežni stropni sistem je statično obravnavan kot prostoležeči sovprežni nosilni sistem, glej sliko 1. Obravnavana konstrukcija je sestavljena iz množice sovprežnih nosilcev z medsebojnimi vodoravnimi razmiki e . Vsak sovprežni nosilec je nadalje sestavljen iz sodelujoče širine betonske plošče b_{eff} in enega jeklenega dvojno simetričnega I-prereza.

Armiranobetonska plošča in jekleni nosilec sta medsebojno povezana preko valjčnih moznikov, ki so privarjeni na zgornjo pasnico I-nosilca in zabetonirani v ploščo, slika 2. Pri tem so zadoščeni vsi pogoji polne sovprežnosti. Med betoniranjem so nosilci podprti z vmesnimi podporami tako, da se po strditvi betona lastna in spremenljiva obtežba v celoti prenese na sovprežni prerez.

Dimenzioniranje je izvedeno v skladu z evropskimi standardi Evrokod ((Evrokod 1, 2002), (Evrokod 2, 2004), (Evrokod 3, 2005), (Evrokod 4, 2004)), pri čemer so zadovoljeni



Slika 1 • Sovprežni stropni sistem.

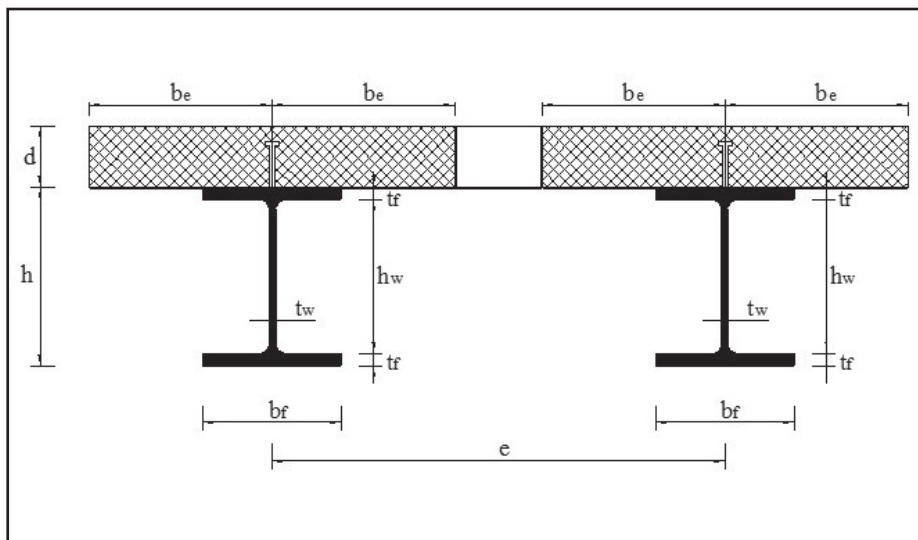
vsil pogoji mejnih stanj nosilnosti (MSN) in uporabnosti (MSU). Sovprežni I-nosilci so dimenzionirani v skladu s standardom Evrokod 4 (Evrokod 4, 2004), po katerem so upoštevane še dodatne zahteve za jekleni del prereza v skladu s standardom Evrokod 3 (Evrokod 3, 2005), za armiranobetonsko ploščo pa dodatne zahteve po standardu

Evrokod 2 (Evrokod 2, 2004). Obtežbe na sovprežnih nosilcih so kombinirane v skladu s standardom Evrokod 1 (Evrokod 1, 2002).

Po MSN so zadoščeni vsi pogoji na plastično upogibno nosilnost sovprežnega prereza, strižno nosilnost sovprežnega prereza, lokalno izbočenje stojine nosilca zaradi striga, strižno

odpornost moznikov (strig in bočni pritisk na beton) in plastično upogibno nosilnost armiranobetonske plošče. Armiranobetonska plošča je dimenzionirana kot kontinuirna plošča, nosilna v eni smeri. Pri dimenzioniranju sovprednega stropnega sistema smo upoštevali, da nevtralna os lahko leži v betonu, v zgornji pasnici l-prereza ali v stojini l-prereza.

Pri MSU so navpični upogibki sovprednih nosilcev računani po elastični metodi z upoštevanjem lezenja in krčenja betona pod vplivom stalne obtežbe. Pri tem največji upogibki zaradi stalnih obtežb in spremenljivih obtežb niso presegli predpisanih mejnih navpičnih upogibkov. Prav tako smo kontrolirali končne navpične upogibke in razpoke armiranobetonske plošče ter jih omejili z mejnimi vrednostmi.



Slika 2 • Prečni prerez sovprednega stropnega sistema z I-nosilci.

3 • OPTIMIZACIJSKI MODEL COMBOPT

Ker je optimizacijski problem sovprednega stropnega sistema nelinearen, nekonvexen in diskretnozvezen, smo za reševanje optimizacije uporabili mešano celoštevilsko nelinearno programiranje MINLP.

3.1 Splošna modelna formulacija MINLP

Splošni nelinearni, nekonvexni in kombinirani diskretnozvezni optimizacijski problem (MINLP) lahko zapišemo v obliki:

$$\begin{aligned} \min \quad & z = c^T y + f(x) \\ \text{p.p.} \quad & h(x) = 0 \\ & g(x) \leq 0 \\ & By + Cx \leq b \end{aligned} \quad (\text{MINLP})$$

$$\begin{aligned} x \in X = \{x \in R^n: x^{LO} \leq x \leq x^{UP}\} \\ y \in Y = \{0, 1\}^m \end{aligned}$$

pri čemer je x vektor zveznih spremenljivk, definiran na definicijskem območju X , in y je vektor diskretnih binarnih spremenljivk, ki lahko zavzamejo vrednost 0–1. Vsakemu alternativnemu konstrukcijskemu elementu superstrukture je dodeljena binarna spremenljivka y . Element je izbran, kadar je izračunana pripadajoča binarna spremenljivka ena ($y=1$), in iz superstrukture izločen, kadar je izračunana binarna spremenljivka nič ($y=0$). Funkcija $f(x)$ je namenska funkcija, $h(x)$ je množica pogojnih enačb, $g(x)$ pa je množica pogojnih neenačb. Vse funkcije $f(x)$, $h(x)$ in $g(x)$ so nelinearne, zvezne in zvezno odv-

edljive. Dodan je tudi sistem linearnih enačb in neenačb $By + Cx \leq b$, ki vsebuje tako zvezne kot diskretne spremenljivke. Stroškovna namenska funkcija z vsebuje stalne izdelavne stroške z linearnim izrazom $c^T y$ in dimenzijsko odvisne stroške, zapisane v nelinearnem izrazu $f(x)$.

3.2 Optimizacijski modeli

Za optimizacijo sovprednega stropnega sistema z I-nosilci smo razvili 18 različnih MINLP optimizacijskih modelov COMBOPT (COMPOSITE Beam OPTimization). Modeli omogočajo različne optimalne rešitve, ki jih dobimo s kombinacijo med:

- 3 različnimi l-prerezi sovprednega stropnega sistema:
 - jekleni varjeni l-prerez
 - standardni IPE-prerez
 - standardni HEA-prerez
- 3 različnimi legami nevtralnih osi:
 - v betonski plošči
 - v zgornji pasnici jeklenega l-prereza
 - v stojini jeklenega l-prereza
- 2 različnima legama težiščnih osi idealiziranega sovprednega prereza:
 - v betonski plošči
 - v jeklenem l-nosilcu.

Optimizacijske modele sovprednega stropnega sistema smo zapisali v višjem algebrskem modelnem jeziku GAMS (General Algebraic Modeling System) (Brooke, 1988). Vsak model vsebuje stroškovno namensko

funkcijo, pogojne (ne)enačbe, celoštevilske in mešane celoštevilske pogojne (ne)enačbe, vhodne podatke (konstante) in spremenljivke, glej sliko 3.

3.3 Stroškovna namenska funkcija

V optimizacijskem programu COMBOPT je definirana namenska funkcija lastnih izdelavnih stroškov, ki predstavlja obsežni sistem stroškovnih postavk, zapisanih v obliki nelinearnih funkcij, ki so jih razvili Klanšek in Kravanja ((Klanšek, 2006a), (Klanšek, 2006b)) ter Žula idr. (Žula, 2016). Pri tem namenska funkcija obsega stroške materiala, energije in dela, ki so potrebni za izdelavo obravnavanega sovprednega stropnega sistema. Namenska funkcija je podana v naslednji obliki:

$$\begin{aligned} \min: \text{Cost} = & C_{Ms} + C_{Mc} + C_{Mt} + C_{Msc} + C_{Me} + C_{Mac,fp,lc} + C_{Mt} \\ & + C_{Mc,ng} + C_{Mc,ox} + C_{P,c,gm} + C_{P,w} + C_{P,sw} \\ & + C_{P,v} + C_{L,c,ox,ng} + C_{L,g} + C_{L,p,af} + C_{L,w} + C_{L,sw} \\ & + C_{L,sp} + C_{L,r} + C_{L,t} + C_{L,c} + C_{L,v} + C_{L,cc} / (\theta L) \end{aligned} \quad (1)$$

kjer spremenljivka Cost (€/m²) predstavlja lastne izdelavne stroške na enoto uporabne površine sovprednega stropnega sistema; $C_{M...}$, $C_{P...}$ in $C_{L...}$ označujejo posamezne stroškovne postavke materiala, električne energije in dela, izračunane v €, glej preglednico 1; L (m) je razpon sovprednega stropnega sistema in e (m) je medsebojna razdalja dveh sosednjih I-nosilcev. Stroški materiala so: konstrukcijsko jeklo $C_{M,sv}$, beton $C_{M,or}$, rebrasta mrežna armatura $C_{M,rv}$, valjni mozni $C_{M,so}$, elektrode $C_{M,or}$, antikorozijska barva, protipožarna barva in barva končnega premaza $C_{M,ac,fp,lv}$, prefabricirane opažne plošče $C_{M,lv}$, naravni plin $C_{M,c,ng}$ in kisik $C_{M,c,ox}$. Stroški električne energije so: proces brušenja robov pločevin $C_{P,gn}$, pro-

PROGRAM COMBOPT
za optimiranje sovprežnega stropnega sistema

Stroškovna namenska funkcija: $\min z = \mathbf{c}^T \mathbf{y} + f(\mathbf{x})$

pri pogojih: $\mathbf{h}(\mathbf{x}) = \mathbf{0}$

$\mathbf{g}(\mathbf{x}) \leq \mathbf{0}$

$\mathbf{B}\mathbf{y} + \mathbf{C}\mathbf{x} \leq \mathbf{b}$

izračun notranjih statičnih količin

Pogojne (ne)enačbe mejnega stanja nosilnosti:

- plastična upogibna odpornost sovprežnega sistema
- odpornost proti strigu
- strižna odpornost moznikov
- odpornost armiranobetonske plošče proti upogibnemu momentu

izračun deformacij

Pogojne (ne)enačbe mejnega stanja uporabnosti:

- kontrola navpičnih upogibkov sovprežnega sistema
- kontrola navpičnih upogibkov armiranobetonske plošče
- kontrola razpok armiranobetonske plošče

Logične pogojne (ne)enačbe diskretnih materialov:

- izračun standardnega materiala (trdnost betona in jekla)

Logične pogojne (ne)enačbe standardnih dimenzij:

- izračun standardnih prerezov
- varjenih prerezov

Logične pogojne (ne)enačbe zaokroženih dimenzij:

- izračun debeline armiranobetonske plošče

Vhodni podatki (konstante):

- razpon, obtežba, faktorji varnosti, elastični modul, cene materialov, električne energije itd.

Zvezne spremenljivke: $\mathbf{x} \in X$

- Neodvisne: višina profila, meja plastičnosti jekla, tlačna trdnost betona, razdalja med nosilci itd.
- Odvisne: geometrijske karakteristike prereza, lastna teža, nosilnost, upogibki itd.

Binarne spremenljivke: $\mathbf{y} \in Y$

- za izračun standardnega materiala, varjenih prerezov, jeklenih profilov, armaturnih mrež in debeline armiranobetonske plošče

Slika 3 • Struktura programa COMBOPT.

ces obločnega varjenja pločevin $C_{P,w}$ proces obločnega varjenja valjčnih moznikov $C_{P,sw}$ in proces vibriranja betona $C_{P,v}$. Stroški dela zajemajo: plinsko rezanje jeklenih pločevin s tehnologijo kisik-naravni plin C_{L,CO_2-ng} brušenje robov pločevin $C_{L,g}$ priprava, sestavljanje in pritrdjevanje elementov za varjenje $C_{L,p,a,b}$ ročno obločno varjenje $C_{L,SMAW}$ polavtomatsko obločno varjenje valjčnih moznikov $C_{L,sw}$ peskanje pločevine in nanos antikorozijskega, protipožarnega in končnega premaza $C_{L,sp}$ montaža, niveliranje, demontaža in čiščenje opaznega sistema $C_{L,b}$ rezanje, postavitve in vezanje mrežne armature $C_{L,r}$ betoniranje plošče $C_{L,c}$ konsolidacija betona $C_{L,v}$ in nega betona $C_{L,cc}$. Podrobno je stroškovna namenska funkcija predstavljena v člankih Klanšek in Kravanja ((Klanšek, 2006a), (Klanšek, 2006b)), Kravanja s sodelavci (Kravanja, 2017) in Žule s sodelavci (Žula, 2016).

3.4 Pogoje (ne)enačbe

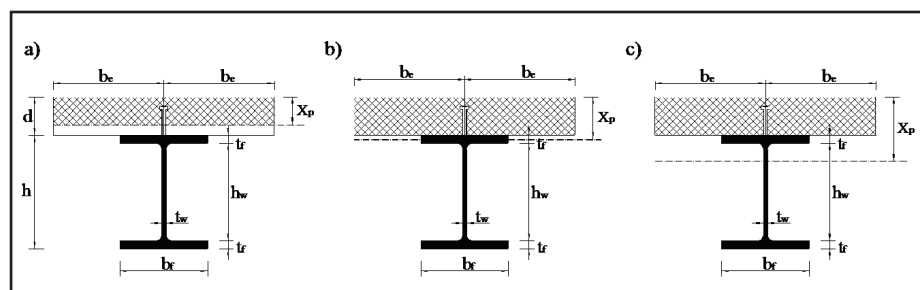
Namenska funkcija lastnih izdelavnih stroškov je podvržena pogojem analize in dimenzioniranja obravnavane sovpredne konstrukcije. Pogoje (ne)enačbe dimenzioniranja sovprednega stropnega sistema so definirane skladno s standardom Evrokod 4. Razdeljene so v dve skupini: pogoje (ne)enačbe mejnega stanja nosilnosti (MSN) in pogoje (ne)enačbe mejnega stanja uporabnosti (MSU). V nadaljevanju so prikazane le nekatere pomembnejše pogoje (ne)enačbe, glej preglednico 2.

Enačbi (2)–(3) obravnavata odpornost sovprednega prereza proti upogibnemu momentu, kjer $M_{ed,cb}$ predstavlja projektni upogibni moment, $M_{pl,Rd,cb}$ pa označuje plastično odpornost sovprednega prereza na upogibni moment. Enačbe (4a)–(6a) podrobneje obravnavajo plastično odpornost sovprednega prereza proti upogibnemu momentu, ko leži nevtralna os v betonski plošči, slika 4a, enačbe (4b)–(6b) predstavljajo plastično odpornost sovprednega prereza proti upogibnemu momentu, ko leži nevtralna os v zgornji pasnici jeklenega I-prereza, slika 4b, medtem ko enačbe (4c)–(6c) definirajo plastično odpornost sovprednega prereza proti upogibnemu momentu, ko leži nevtralna os v stojini jeklenega I-prereza, slika 4c. Drugi členi v (ne)enačbah so: $q_{ed,cb}$ je projektna zvezna obtežba, γ_g je delni faktor za stalno obtežbo, γ_a je delni faktor za spremenljivo obtežbo, g je stalna obtežba, q je spremenljiva obtežba, A_g je prečni presek jeklenega profila, h je višina jeklenega profila, f_t je napetost tečenja, f_{ck} je

C_{Ms}	Cena konstrukcijskega jekla S 235 za 8 mm debelo jekleno pločevino: $c_s = 1,25$ €/kg
C_{Ms}	$C_{Ms} = c_s \cdot (a_1 \cdot f_y^2 + a_2 \cdot f_y^2 + a_3 \cdot f_y \cdot t + a_4 \cdot f_y + a_5 \cdot t + a_6)$ (€/kg); $a_1 = -3,7313 \times 10^{-4}$; $a_2 = -1,7170 \times 10^{-2}$; $a_3 = -4,9858 \times 10^{-4}$; $a_4 = 2,8962 \times 10^{-2}$ $a_5 = 1,2934 \times 10^{-1}$; $a_6 = 4,4147 \times 10^{-1}$ f_y (kN/cm ²); t (cm) debelina pločevine
C_{Ms}	Cena konstrukcijskega jekla S 235 za standardni presek IPE 80: $c_s = 1,25$ €/kg
C_{Ms}	$C_{Ms} = c_s \cdot (a_1 \cdot f_y^2 + a_2 \cdot h^2 + a_3 \cdot f_y \cdot h + a_4 \cdot f_y + a_5 \cdot h + a_6)$ (€/kg); $a_1 = 1,8783 \times 10^{-4}$; $a_2 = 3,0707 \times 10^{-4}$; $a_3 = 1,6530 \times 10^{-5}$; $a_4 = -3,3288 \times 10^{-3}$ $a_5 = -1,3915 \times 10^{-2}$; $a_6 = 1,0630 \times 10^0$ f_y (kN/cm ²); h (cm) višina profila
C_{Ms}	Cena konstrukcijskega jekla S 235 za standardni presek HEA 100: $c_s = 1,25$ €/kg
C_{Ms}	$C_{Ms} = c_s \cdot (a_1 \cdot f_y^2 + a_2 \cdot h^2 + a_3 \cdot f_y \cdot h + a_4 \cdot f_y + a_5 \cdot h + a_6)$ (€/kg); $a_1 = 2,1982 \times 10^{-4}$; $a_2 = 6,2266 \times 10^{-5}$; $a_3 = 4,1031 \times 10^{-5}$; $a_4 = -5,3682 \times 10^{-3}$ $a_5 = 4,9888 \times 10^{-4}$; $a_6 = 9,8361 \times 10^{-1}$ f_y (kN/cm ²); h (cm) višina profila
C_{Mc}	Cena betona C 20/25: $c_c = 85,00$ €/m ³
C_{Mc}	$C_{Mc} = c_c \cdot (k_1 \cdot f_{ck}^2 + k_2 \cdot f_{ck} + k_3)$ (€/kg); $k_1 = -3,2220 \times 10^{-2}$; $k_2 = 4,0571 \times 10^{-1}$; $k_3 = 1,8829 \times 10^{-1}$ f_{ck} (kN/cm ²)
C_{Mf}	Materialni strošek prefabriciranih opažnih plošč:
C_{Mf}	$C_{Mf} = c_{Mf} \cdot 1/n_{uc} \cdot A_{cs}$ c_{Mf} cena prefabriciranih opažnih plošč; n_{uc} število ciklov uporabe opažnih plošč, od 10 do 100; $n_{uc} = 30$ A_{cs} površina opaža na sovpredni nosilec; $A_{cs} = e \cdot l$ (m ²) $c_{Mf} = 30,00$ €/m ²
C_{Mr}	Cena armaturnega jekla S 400 0,70 €/kg
C_{Msc}	Cena valjčnih moznikov 0,50 €/moznik
C_{Me}	Cena elektrod 1,70 €/kg
C_{Mac}	Cena antikorozijskega zaščitnega premaza 0,85 €/m ²
C_{Mfp}	Cena protipožarnega zaščitnega premaza R 30 9,00 €/m ²
C_{Mlc}	Cena končnega zaščitnega premaza 0,65 €/m ²
C_{Mng}	Cena naravnega plina 0,50 €/m ³
C_{Maxy}	Cena kisika 1,60 €/m ³
C_P	Cena električne energije 0,10 €/kWh
C_L	Stroškovna urna postavka delavca 20,00 €/h

*napetost tečenja jekla, **tlačna trdnost betona

Preglednica 1 • Stroškovni parametri materiala, energije in dela v optimizacijskem modelu COMBOPT



Slika 4 • Lega plastičnih nevtrálnih osi.

karakteristična tlačna trdnost betona, γ_a je delni varnostni faktor za jeklo, γ_c je delni varnostni faktor za beton, b_s sodelujoča širina betonske pasnice na vsaki strani stojine, d je debelina armiranobetonske plošče, x_p je oddaljenost nevtralne osi od zgornjega roba sovprednega prereza: za nevtralno os v armiranobetonski plošči enačba (6a), za nevtralno os v zgornji pasnici I-prereza enačba (6b) in za nevtralno os v stojini I-prereza (6c). Odpornost sovprednega prereza proti strigu opisujejo enačbe od (7) do (9), kjer je

upoštevana nevarnost lokalnega izbočenja zaradi striga. $V_{ed,cb}$ predstavlja projektno strižno silo, $V_{b,Rd,cb}$ je projektna strižna odpornost z upoštevanjem lokalnega izbočenja stojine, χ_v je zmanjševalni koeficient strižnega izbočenja, t_f je debelina pasnice, t_w je debelina stojine in γ_{M1} je delni faktor odpornosti elementov.

Enačbe (10)–(12) predstavljajo strižno odpornost moznikov. V_i je vzdolžna strižna sila, n_{sc} je število moznikov, P_{rd} je projektna strižna nosilnost moznika, α je koeficient, odvisen

Mejno stanje nosilnosti (MSN)	
- odpornost proti upogibnemu momentu sovprežnega stropnega sistema z I-nosilci:	
$MEd,cb \leq Mpl,Rd,cb$	(2)
$MEd,cb = qEd,cb \cdot L^2 / 8$ kjer je $qEd,cb = (\gamma_g \cdot g + \gamma_q \cdot q \cdot e)$	(3)
kadar plastična nevtralna os leži v betonski plošči (glej sliko 4a):	
$(Aa \cdot fy \cdot \gamma_c) / (0.85 \cdot fck \cdot \gamma_d) \leq 2 \cdot be \cdot d$	(4a)
$Mpl,Rd,cb = (h / 2 + d - (Aa \cdot fy \cdot \gamma_c) / (4 \cdot be \cdot 0.85 \cdot fck \cdot \gamma_d)) \cdot Aa \cdot fy / \gamma_a$	(5a)
$xp = (Aa \cdot fy \cdot \gamma_c) / (2 \cdot 0.85 \cdot fck \cdot \gamma_d \cdot be \cdot \gamma_d)$	(6a)
kadar plastična nevtralna os leži v zgornji pasnici I-nosilca (glej sliko 4b):	
$2 \cdot be \cdot d < (Aa \cdot fy \cdot \gamma_c) / (0.85 \cdot fck \cdot \gamma_d) \leq 2 \cdot be \cdot d + 2 \cdot (fy \cdot \gamma_c) / (0.85 \cdot fck \cdot \gamma_d) \cdot bf \cdot ff$	(4b)
$Mpl,Rd,cb = (Aa \cdot (h / 2 + d / 2) - bf \cdot xp \cdot (xp - d)) \cdot fy / \gamma_a$	(5b)
$xp = d + ff + Aa / (2 \cdot fw) - (0.85 \cdot fck \cdot \gamma_d \cdot be \cdot d) / (fw \cdot fy \cdot \gamma_c) - ff \cdot bf / fw$	(6b)
kadar plastična nevtralna os leži v stojini I-nosilca (glej sliko 4c):	
$(fy \cdot \gamma_c) / (0.85 \cdot fck \cdot \gamma_d) \cdot (Aa - 2 \cdot ff \cdot fw) > 2 \cdot be \cdot d$	(4c)
$Mpl,Rd,cb = (Aa \cdot (h / 2 + d / 2) - ff \cdot bf \cdot (d + ff) - fw \cdot (xp - ff - d) \cdot (xp - ff)) \cdot fy / \gamma_a$	(5c)
$xp = d + ff + Aa / (2 \cdot bf) - (0.85 \cdot fck \cdot \gamma_d \cdot be \cdot d) / (bf \cdot fy \cdot \gamma_c)$	(6c)
- odpornost prosti strižni sili sovprežnega stropnega sistema z I-nosilci	
$VEd,cb \leq Vb,Rd,cb$	(7)
$VEd,cb = qEd,cb \cdot L / 2$ kjer je $qEd,cb = (\gamma_g \cdot g + \gamma_q \cdot q \cdot e)$	(8)
$Vb,Rd,cb = (\chi_v \cdot fy \cdot (h - 2 \cdot ff) \cdot fw) / (3^{1/2} \cdot \gamma_{M1})$	(9)
- strižna odpornost moznikov	
$VI \leq 1/2 \cdot nsc \cdot PRd$	(10)
$VI = \min \{ Aa \cdot fy / \gamma_a; 2 \cdot be \cdot 0.85 \cdot fck / \gamma_c \}$	(11)
$PRd = \min \{ 0.29 \cdot a \cdot dsc^2 \cdot (fck \cdot Ecm)^{1/2} / \gamma_v, 0.8 \cdot fu \cdot \pi \cdot dsc^2 / (4 \cdot \gamma_v) \}$	(12)
- odpornost armiranobetonske plošče proti upogibnemu momentu	
$MEd,cs \leq Mult,cs$	(13)
$MEd,cs = qEd,cs \cdot e^2 / 16$ kjer je $qEd,cs = (\gamma_g \cdot pc \cdot bcu \cdot d + \gamma_q \cdot q \cdot bcu)$	(14)
$Mult,cs = 0.48 \cdot 0.85 \cdot fck \cdot bcu \cdot xpc^2 / \gamma_c + As \cdot bcu \cdot (d - c - xpc) \cdot fya / \gamma_s$	(15)
Mejno stanje uporabnosti (MSU)	
- kontrola navpičnega upogibka sovprežnega stropnega sistema z I-nosilci	
$\delta_2 \leq L / 300$	(16)
$\delta_2 = 5 \cdot q \cdot e \cdot L^4 / (384 \cdot Ea \cdot I)$	(17)
$\delta_{max} \leq L / 250$	(18)
$\delta_{max} = \delta_2 + \delta_{cr} + \delta_{sh}$	(19)
$\delta_{cr} = 5 \cdot q \cdot e \cdot L^4 / (384 \cdot Ea \cdot I_{cr})$	(20)
$\delta_{sh} = Msh \cdot L^2 / (8 \cdot Ea \cdot I_{sh})$	(21)
- kontrola navpičnega upogibka betonske plošče med I-nosilci	
$\delta \leq L / 250$	(22)
$\delta = \zeta \cdot \delta_{II} + (1 - \zeta) \cdot \delta_I$	(23)
$\zeta = 1 - 0.5 \cdot (\sigma_{sr} / \sigma_s)$	(24)
$\delta_{II} = k \cdot (pc \cdot bcu \cdot d \cdot e^4 / (Ec,eff \cdot I_c) + q \cdot bcu \cdot e^4 / (Ecm \cdot I_c))$	(25)
$\delta_I = k \cdot (pc \cdot bcu \cdot d \cdot e^4 / (Ec,eff \cdot I_u) + q \cdot bcu \cdot e^4 / (Ecm \cdot I_u))$	(26)

Preglednica 2 • Pogoje (ne)enačbe (MSN) in (MSU) v optimizacijskem modelu COMBOPT

od vitkosti moznika, d_{sc} je premer valjčnega moznika, E_{cm} je sekantni modul elastičnosti betona, f_{td} natezna trdnost jekla, π je Ludolfovo število in γ_v je delni faktor za projektno strižno nosilnost moznika.

Obravnavane enačbe (13)–(15) določajo odpornost armiranobetonske plošče proti upogibnemu momentu, kjer $M_{Ed,cs}$ in $M_{ult,cs}$ označujeta projektni upogibni moment in plastično upogibno odpornost prereza armiranobetonske plošče. p_c je prostorninska teža betona, b_{cu} je enotska širina betonske

plošče (1m), c je debelina krovnega sloja betona, x_{pc} je oddaljenost nevtralne osi od zgornjega roba betonske plošče, f_{ya} je meja plastičnosti armature, γ_s je delni varnostni faktor za armaturno jeklo.

Pogoje (ne)enačbe mejnega stanja uporabnosti so definirane z enačbami (16)–(26). Navpični upogibki sovprežnega nosilca so preverjeni z enačbami (16)–(21), kjer je δ_2 upogibek sovprežnega nosilca zaradi spremenljive obtežbe, δ_{max} je upogibek sovprežnega

nosilca zaradi celotne obtežbe, δ_{cr} je upogibek sovprežnega nosilca zaradi lezenja betona in δ_{sh} je upogibek sovprežnega nosilca zaradi krčenja betona. M_{sh} je upogibni moment zaradi krčenja betona, E_a je elastični modul konstrukcijskega jekla, I je idealiziran vztrajnostni moment sovprežnega prereza, I_{cr} je idealiziran vztrajnostni moment zaradi krčenja betona in I_{sh} je idealiziran vztrajnostni moment sovprežnega prereza zaradi lezenja betona.

Pogoji za navpični upogibek armiranobetonske plošče so prikazani v enačbah (22)–(26), kjer je δ upogibek armiranobetonske plošče zaradi celotne obtežbe, δ_i je upogibek armiranobetonske plošče zaradi celotne obtežbe pri upoštevanju nerazpokanega prereza in δ_{ii} je upogibek armiranobetonske plošče zaradi celotne obtežbe pri upoštevanju razpokanega prereza. ζ je koeficient porazdelitve, σ_{sr} je napetost v natezni armaturi razpokanega prereza pri obtežnih pogojih nastanka prvih razpok, σ_s je napetost v natezni armaturi pri razpokanem prerezu, $E_{c,eff}$ je učinkoviti modul elastičnosti betona, E_{cm} je sekantni modul elastičnosti betona, I_u je vztrajnostni moment nerazpokane betonske plošče širine 1m, I_c je vztrajnostni moment razpokane betonske plošče širine 1 m.

3.5 Logične pogoje (ne)enačbe

Mešane linearne omejitve $\mathbf{Py}^e + \mathbf{M}(\mathbf{d}^{mat}) \leq \mathbf{m}$ definirajo diskretne materiale $\mathbf{d}^{mat}$. Posamezni diskretni material $\mathbf{d}^{mat}$ (trdnost betona, napetost tečenja jekla) je definiran kot skalarni produkt med vektorjem i , $i \in I$, diskretnimi številskimi vrednostmi alternativ materiala $\mathbf{q} = \{q_1, q_2, q_3, \dots, q_i\}$ in vektorjem pridruženih binarnih spremenljivk $\mathbf{y}^{mat} = \{y_1^{mat}, y_2^{mat}, \dots, y_i^{mat}\}$, enačba (27). Izračunana je natanko ena vrednost standardnega materiala, ker je vsota binarnih spremenljivk enaka 1, glej enačbo (28);

$$\mathbf{d}^{mat} = \sum_{i \in I} q_i y_i^{mat} \quad (27)$$

$$\sum_{i \in I} y_i^{mat} = 1 \quad (28)$$

Mešani linearni pogoji $\mathbf{Py} + \mathbf{N}(\mathbf{d}^{st}) \leq \mathbf{n}$ definirajo standardne dimenzije $\mathbf{d}^{st}$. Posamezna standardna dimenzija $\mathbf{d}^{st}$ (jekleni I-profil, debeline pločevin) je definirana kot skalarni produkt med vektorjem k , $k \in K$, alternativ standardnih dimenzij $\mathbf{q} = \{q_1, q_2, q_3, \dots, q_k\}$, in vektorjem pridruženih binarnih spremenljivk $\mathbf{y}^{st} = \{y_1^{st}, y_2^{st}, y_3^{st}, \dots, y_k^{st}\}$, glej enačbo (29). Samo ena diskretna vrednost je lahko izbrana za posamezno standardno dimenzijo, ker je vsota vrednosti binarnih spremenljivk enaka 1, enačba (30).

$$d^t = \sum_{k \in K} q_k y_k^t \quad (29)$$

$$\sum_{k \in K} y_k^t = 1 \quad (30)$$

Mešani linearni pogoji $\mathbf{Py} + \mathbf{K}(\mathbf{d}^t) \leq \mathbf{k}$ definirajo zaokrožene dimenzije $\mathbf{d}^t$. Posamezna zaokrožena dimenzija d^t (debelina

armiranobetonske plošče) je določena kot skalarni produkt med vektorjem m , $m \in M$, alternativ zaokroženih dimenzij $\mathbf{q} = \{q_1, q_2, q_3, \dots, q_m\}$, in vektorjem pridruženih binarnih spremenljivk $\mathbf{y}^t = \{y_1^t, y_2^t, y_3^t, \dots, y_m^t\}$, glej enačbo (31). Samo ena diskretna vrednost je izbrana za posamezno zaokroženo dimenzijo, saj

vsota vrednosti binarnih spremenljivk znaša 1, enačba (32).

$$d^t = \sum_{m \in M} q_m y_m^t \quad (31)$$

$$\sum_{m \in M} y_m^t = 1 \quad (32)$$

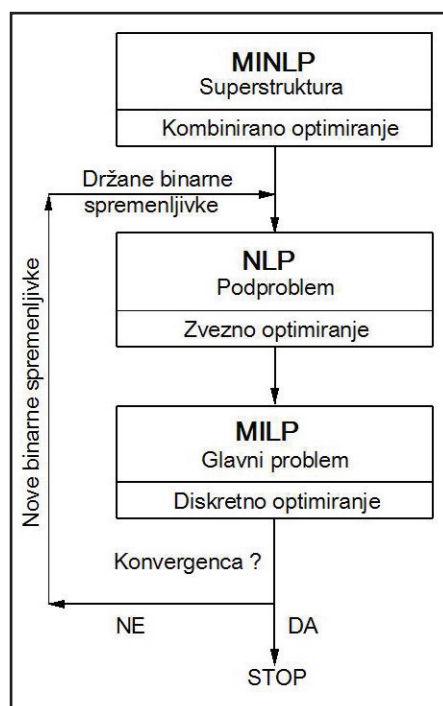
dveh zaporednih fazah, kar pospeši konvergenco OA/ER-algoritma oz. omogoči izračun rezultata:

- Iskanje optimalne rešitve sovprežnega stropnega sistema se začne s prvim NLP-jem, kjer so vse spremenljivke zvezne (tudi standardni material, standardne dimenzije in zaokrožene dimenzije). Dobljeni rezultat predstavlja prvo dobro začetno točko za nadaljnje diskretno optimiranje.
- Ko je optimalni rezultat zveznih spremenljivk dosežen, se v drugi fazi standardni materiali, standardne in zaokrožene dimenzije vzpostavijo v izračun. Sočasno diskretno optimiranje stroškov, standardnih materialov, standardnih in zaokroženih dimenzij se nadaljuje, vse dokler ni dosežen optimalen rezultat.

Čeprav so pri uporabi povezane dvofazne MINLP-strategije binarne spremenljivke definirane v enem samem nizu, so v prvi fazi deaktivirane. Binarne spremenljivke alternativ standardnih materialov, standardnih in zaokroženih dimenzij tedaj začasno deaktiviramo (postavimo na vrednost nič). Te binarne spremenljivke aktiviramo v drugi fazi. Isto velja za logične pogoje (ne)enačbe diskretnih spremenljivk materialov, standardnih in zaokroženih dimenzij. Te so v prvi fazi izključene iz modela, v drugi fazi pa vključene v optimiranje. Inicializacijo vhodnih podatkov in spremenljivk izvedemo samo enkrat na začetku. Omenjena povezana dvofazna strategija zagotavlja rešitev globalnega optimuma za konveksne in kvazikonveksne optimizacijske probleme.

4 • MINLP-OPTIMIRANJE

Diskretno MINLP-optimiranje sovprežnega stropnega sistema je izvedeno z modificiranim algoritmom zunanje aproksimacije s sprostitvijo enačb (Modified OA/ER), Kravanja in Grossmann (Kravanja Z., 1994). Modificirani OA/ER-algoritem izmenično rešuje zaporedje optimizacijskih podproblemov nelinearnega programiranja (NLP) in glavnih problemov mešanega celoštevilskega linearnega programiranja (MILP), glej sliko 5. Reševanje posameznega NLP-podproblema predstavlja optimiranje zveznih parametrov sovprežnega stropnega sistema pri držanih, standardnih materialih, standardnih dimenzijah in zaokroženih dimenzijah (pri držanih 0–1 binarnih spremenljivk, izračunanih v prejšnjem MILP) in daje trenutno zgornjo mejo namenski funkciji, ki jo minimiramo. Rešitev posameznega glavnega problema MILP pomeni spodnjo mejo namenski funkciji. MILP vsebuje globalno linearno aproksimacijo superstrukturnih alternativ in identificira nove standardne materiale, nove standardne dimenzije in nove zaokrožene dimenzije (nove 0–1 spremenljivke), tako da spodnja meja ne preseže najboljšo zgornjo mejo. Izmenično reševanje zaporedja NLP-podproblemov in glavnih problemov MILP se pri konveksnih problemih ustavi, ko napovedana spodnja meja preseže najboljšo zgornjo mejo. Nekonveksni problemi so izračunani, kadar se vrednost NLP-podproblemov več ne izboljšuje. OA/ER-algoritem zagotavlja za konveksne in kvazikonveksne



Slika 5 • Koraki OA/ER-algoritma.

optimizacijske probleme rešitev globalnega optimuma.

Pri obsežnih nekonveksnih in nelinearnih MINLP-problemi z velikim številom diskretnih odločitev je v splošnem zelo težko doseči optimalno rešitev. Zato uporabimo dvofazno MINLP-strategijo, kjer opravimo optimiranje v

5 • RAČUNSKI PRIMER

V računskem primeru predstavljamo sočasno optimiranje stroškov, standardnih materialov, standardnih dimenzij in zaokroženih dimenzij prostoležečega sovprežnega stropnega sistema. Obravnavani sovprežni stropni sistem ima razpon 15 m in je obtežen z lastno težo in enakomerno zvezno spremenljivo obtežbo 4 kN/m², glej sliko 6. Sovprežni stropni sis-

tem sestavlja armiranobetonska plošča, ki je preko valjčnih moznikov povezana z jeklenimi I-nosilci. Premer valjčnih moznikov je 19 mm. Za optimizacijo sovprežnega stropnega sistema smo razvili 18 različnih MINLP optimizacijskih modelov COMBOPT. V prispevku predstavljamo optimizacijo plastične odpornosti sovprežnega stropnega sistema za varjene

I-prereze, standardne IPE- in standardne HEA-prereze s tremi različnimi legami nevtralnih osi: a) v armiranobetonski plošči, b) v zgornji pasnici jeklenega I-prereza in c) v stojini jeklenega I-prereza.

Namen optimiranja je pridobiti optimalni trdnostni razred betona, optimalno konstrukcijsko jeklo, standardne prereze jeklenih I-nosilcev, standardne prereze armaturnih mrež, razmik med I-nosilci in debelino armiranobetonske plošče pri minimalnih lastnih izdelavnih stroških konstrukcije.

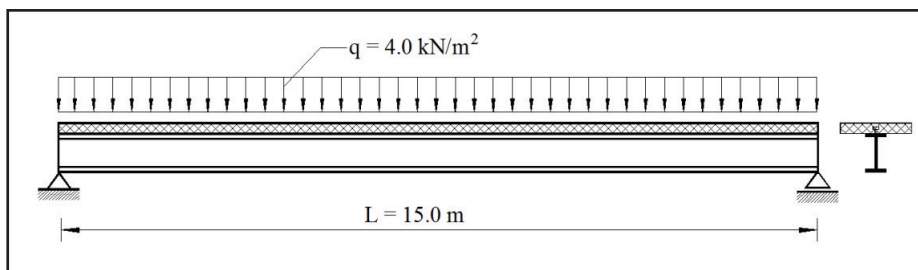
V primeru varjenih jeklenih I-prerezov superstrukturo sovprežnega stropnega sistema predstavlja množica različnih materialnih/dimenzijskih alternativ, dobljenih s kombinacijo:

- 3 različna (m_{ij}) konstrukcijska jekla (S 235, S 275, S 355), $m_{ij} \in M_{ij}$, $M_{ij} = \{1, 2, 3\}$;
- 7 različnih (m_{ck}) trdnostnih razredov betona (C20/25, C25/30, C30/37, C35/45, C40/50, C45/55, C50/60), $m_{ck} \in M_{ck}$, $M_{ck} = \{1, 2, 3, \dots, 7\}$;
- 9 različnih (s_{if}) jeklenih standardnih debelin pločevin za pasnico (od 8 do 40 mm), $s_{if} \in S_{if}$, $S_{if} = \{1, 2, 3, \dots, 9\}$;
- 9 različnih (s_{iw}) jeklenih standardnih debelin pločevin za stojino (od 8 do 40 mm), $s_{iw} \in S_{iw}$, $S_{iw} = \{1, 2, 3, \dots, 9\}$;
- 25 različnih ($s_{mreža}$) standardnih armaturnih mrež za armiranobetonsko ploščo (od R188 do 5xR524), $s_{mreža} \in S_{mreža}$, $S_{mreža} = \{1, 2, 3, \dots, 25\}$ in
- 27 možnosti (r_d) zaokroženih dimenzij debeline armiranobetonske plošče na okrogli centimeter (od 4 do 30 cm), $r_d \in R_d$, $R_d = \{1, 2, 3, \dots, 27\}$.

V tem primeru je število definiranih diskretnih binarnih spremenljivk $m_{ij} + m_{ck} + s_{if} + s_{iw} + s_{mreža} + r_d = 3 + 7 + 9 + 9 + 25 + 27 = 80$, medtem ko superstruktura vsebuje $m_{ij} \cdot m_{ck} \cdot s_{if} \cdot s_{iw} \cdot s_{mreža} \cdot r_d = 3 \cdot 7 \cdot 9 \cdot 9 \cdot 25 \cdot 27 = 1,1481 \cdot 10^6$ možnih rešitev diskretnih spremenljivk.

Za sovprežni stropni sistem, sestavljen iz varjenih I-prerezov, je bil uporabljen MINLP optimizacijski model COMBOP. Model vsebuje podrobno stroškovno namensko funkcijo, ki zajema lastne izdelavne stroške konstrukcije (stroške materiala, energije in stroške dela). Optimiranje je bilo izvedeno s programskim paketom MIPSYN ((Kravanja S., 2003), (Kravanja Z., 2010)), ki je bil izpeljan iz programa PROSYN (Kravanja Z., 1994). Reševanje MINLP-problema sovprežnega stropnega sistema je bilo izvedeno z dvofaznim optimiranjem in z modificiranim OA/ER-algoritmom zunanje aproksimacije s sprostitvijo enačb. Za reševanje NLP-podproblemov je bil uporabljen program GAMS/CONOPT2 (Drudd, 1994) (splošna metoda reduciranih gradientov), za reševanje glavnih problemov MILP pa GAMS/Cplex 7.0 (Cplex, 2016) (metoda vejanja in omejevanja).

Najboljši rezultat sovprežnega stropnega sistema iz varjenih I-prerezov je dobljen, ko leži nevtralna os v armiranobetonski plošči, glej preglednico 3. Optimalni lastni izdelavni stroški znašajo 69,20 € na m² površine stropnega sistema. Poleg optimalnih lastnih izdelavnih stroškov so pridobljeni še optimalni trdnostni razred betona C 20/25, optimalni



Slika 6 • Obravnavani sovprežni stropni sistem.

	a)	b)	c)	opis vrednosti
Varjeni I-prerez	69,20	78,63	86,28	cena (€/m ²)
	17 C20/25	9 C20/25	8 C20/25	d (cm) beton (MPa)
	787/8	653/8	624/10	h _w (mm) / t _w (mm)
	120/8	120/8	120/8	b _r (mm) / t _r (mm)
	4,105 S355	2,433 S355	2,420 S355	e (m) jeklo (MPa)
IPE	90,24	97,21	113,27	cena (€/m ²)
	10 C50/60	13 C20/25	7 C20/25	d (cm) beton (MPa)
	550 S235	550 S355	500 S355	IPE jeklo (MPa)
	3,459	3,200	2,061	e (m)
HEA	104,01	113,88	148,97	cena (€/m ²)
	12 C50/60	12 C20/25	6 C20/25	d (cm) beton (MPa)
	500 S235	500 S235	400 S275	HEA jeklo (MPa)
	4,059	3,421	1,788	e (m)

Nevtralna os leži v: a) armiranobetonski plošči, b) zgornji pasnici jeklenega prereza c) stojini jeklenega prereza.

Preglednica 3 • Optimalni rezultati sovprežnega stropnega sistema z I-nosilcistem.

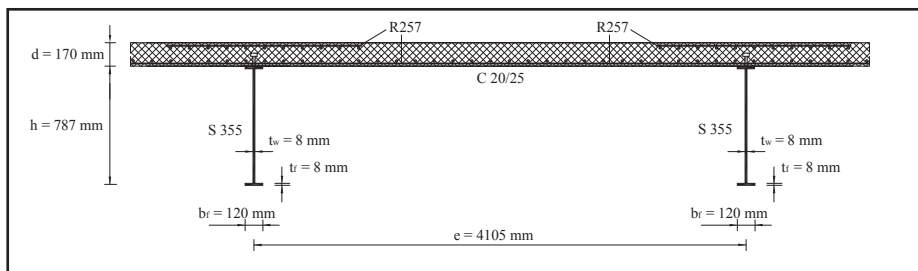
trdnostni razred konstrukcijskega jekla S 355, optimalna medsebojna razdalja med nosilci 4,105 m, optimalna višina jeklenega I-prereza 787 mm, debelina stojine 8 mm, širina pasnic 120 mm, debelina pasnic 8 mm, optimalna debelina armiranobetonske plošče 17 cm in optimalna armaturna mreža R257. Optimalni rezultati so prikazani na sliki 7. Iz preglednice 3 je razvidno, da so optimalni stroški, ko je lega nevtralne osi v zgornji pasnici jeklenega I-prereza, za 14 % višji, in ko je lega nevtralne osi v stojini I-prereza, za 25 % višji kot pri nevtralni osi v armiranobetonski plošči.

Naslednji primer opisuje superstrukturo sovprežnega stropnega sistema, sestavljenega iz jeklenih standardnih IPE-prerezov:

- 3 različna (m_{ij}) konstrukcijska jekla (S 235, S 275, S 355), $m_{ij} \in M_{ij}$, $M_{ij} = \{1, 2, 3\}$;

- 7 različnih (m_{ck}) trdnostnih razredov betona (C20/25, C25/30, C30/37, C35/45, C40/50, C45/55, C50/60), $m_{ck} \in M_{ck}$, $M_{ck} = \{1, 2, 3, \dots, 7\}$;
- 18 različnih (s_{IPE}) jeklenih standardnih IPE-prerezov (od IPE 80 do IPE 600), $s_{IPE} \in S_{IPE}$, $S_{IPE} = \{1, 2, 3, \dots, 18\}$;
- 25 različnih ($s_{mreža}$) standardnih armaturnih mrež za armiranobetonsko ploščo (od R188 do 5xR524), $s_{mreža} \in S_{mreža}$, $S_{mreža} = \{1, 2, 3, \dots, 25\}$ in
- 27 možnosti (r_d) zaokroženih dimenzij debeline armiranobetonske plošče na okrogli centimeter (od 4 do 30 cm), $r_d \in R_d$, $R_d = \{1, 2, 3, \dots, 27\}$.

V tem primeru je število definiranih diskretnih binarnih spremenljivk $m_{ij} + m_{ck} + s_{IPE} + s_{mreža} + r_d = 3 + 7 + 18 + 25 + 27 = 80$, medtem ko superstruk-

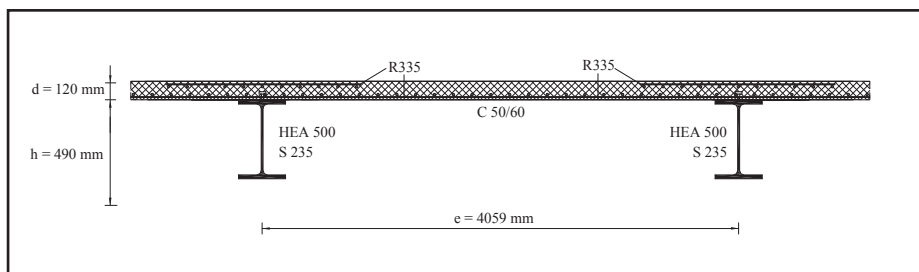


Slika 7 • Optimalni prerez sovprežnega stropnega sistema, sestavljenega iz varjenih I-prerezov.

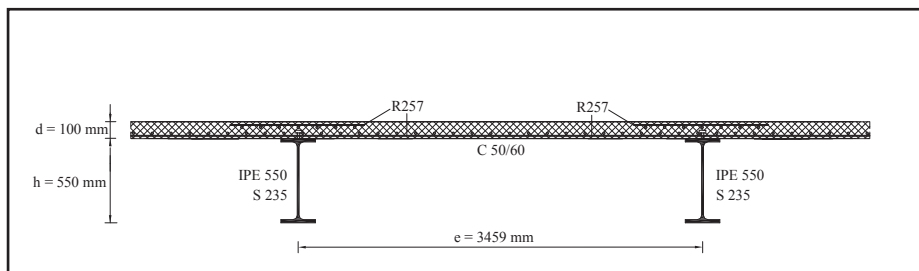
tura vsebuje $m_{fy}/m_{ck} \cdot S_{IPE} \cdot S_{mesh} \cdot r_d = 3 \cdot 7 \cdot 18 \cdot 25 \cdot 27 = 2,5515 \cdot 10^5$ možnih rešitev diskretnih spremenljivk. Za optimiranje je bil uporabljen MINLP optimizacijski model COMBOPT. Model vsebuje podrobno stroškovno namensko funkcijo, glej enačbo (1).

Pri optimizaciji stropnega sistema, sestavljenega iz IPE-profilov, je dobljen najboljši rezultat, ko je lega nevtralne osi v armiranobetonski plošči, glej preglednico 3. Optimalni lastni izdelavni stroški so 90,24 € na m² površine stropnega sistema. Najboljši rezultat še vsebuje: optimalni trdnostni razred betona C 50/60, optimalni trdnostni razred konstrukcijskega jekla S 235, optimalno medsebojno razdaljo med nosilci 3,459 m, optimalni prerez IPE 550, optimalno debelino armiranobetonske plošče 10 cm in optimalno armaturno mrežo R257, glej sliko 8. V primerjavi z lego nevtralne osi v armiranobetonski plošči so lastni izdelavni stroški višji za 8 %, ko je lega nevtralne osi v zgornji pasnici IPE-profila, in za 25 %, ko je lega nevtralne osi v stojini IPE-profila.

Superstruktura sovprežnega stropnega sistema, ki ga sestavljajo jekleni standardni HEA-profil, pa se razlikuje od superstrukture IPE-prerezov po mešanem izboru (S_{HEA}) standardnih HEA-prerezov (od HEA 100 do HEA 1000), $S_{HEA} \in S_{HEA}$, $S_{HEA} = \{1, 2, 3, \dots, 24\}$. Število definiranih diskretnih binarnih spremenljivk je tako $m_{fy}/m_{ck} + S_{HEA} + S_{mesh} + r_d = 3 + 7 + 24 + 25 + 27 = 86$. Superstruktura vsebuje $m_{fy}/m_{ck} \cdot S_{HEA} \cdot S_{mesh} \cdot r_d = 3 \cdot 7 \cdot 24 \cdot 25 \cdot 27 = 3,4020 \cdot 10^5$ možnih rešitev diskretnih spremenljivk. Uporabljen je bil MINLP optimizacijski model COMBOPT sovprežnega stropnega sistema s standardnimi HEA-prerezi. Definirana je podrobna stroškovna namenska funkcija. Tudi pri optimizaciji sovprežnega stropnega sistema, sestavljenega iz HEA-prerezov, je



Slika 8 • Optimalni prerez sovprežnega stropnega sistema, sestavljenega iz IPE-prerezov.



Slika 9 • Optimalni prerez sovprežnega stropnega sistema, sestavljenega iz HEA-prerezov.

doblen najboljši rezultat, ko nevtralna os leži v armiranobetonski plošči, glej preglednico 3. Optimalni rezultati so lastni izdelavni stroški 104,01 €/m², trdnostni razred betona C 50/60, trdnostni razred konstrukcijskega jekla S 235, medsebojna razdalja med nosilci 4,059 m, prerez HEA 500, debelina armiranobetonske plošče 12 cm in armaturna mreža R335, glej sliko 9. Dobljeni rezultat daje za 50 % višje stroške v primerjavi z varjenimi I-prerezi, kar je najcenejši sovprežni stropni sistem. Sovprežni stropni sistem, sestavljen iz HEA-profilov in lege nevtralne osi v armiranobetonski plošči je cenejši za 9 %, ko je lega nevtralne osi v zgornji pasnici HEA-profila, in za 43 %, ko je lega nevtralne osi v stojini HEA-profila.

Iz prikazanih primerov je razvidno, da je najcenejši sovprežni stropni sistem sestavljen iz varjenih I-prerezov, sledi mu stropni sistem, sestavljen iz IPE-profilov, medtem ko je najdražji sovprežni stropni sistem sestavljen iz HEA-profilov. Podrobna analiza konkurenčnosti sovprežnih stropnih sistemov, sestavljenih iz I-nosilcev, je predstavljena v članku Kravanja idr. (Kravanja S., 2017), kjer je ugotovljeno, da so varjeni profili optimalni pri razponih, večjih od 11 m. Pri stroškovni optimizaciji obravnavanih sovprežnih konstrukcij smo pokazali, da lega nevtralnih osi vpliva na ceno. Izkazalo se je, da je cena sovprežne konstrukcije najnižja, ko je lega nevtralne osi v armiranobetonski plošči.

6 • SKLEP

V članku smo predstavili stroškovno optimiranje sovprežnega stropnega sistema, sestavljenega iz armiranobetonske plošče in jeklenih I-nosilcev. Optimiranje je bilo izvedeno z mešanim celoštevilskim nelinearnim programiranjem (MINLP). Razvili smo

različne optimizacijske modele za ugotavljanje konkurenčnosti sovprežnih stropnih sistemov, sestavljenih iz jeklenih nosilcev z varjenimi I-prerezi, standardnimi vročevaljanimi IPE- in HEA-prerezi. Optimizacijski modeli obravnavajo plastično upogibno odpornost

sovprežnega prereza in tri različne lege nevtralnih osi: v armiranobetonski plošči, zgornji pasnici jeklenega I-prereza in stojini jeklenega I-prereza. Na koncu prispevka smo z računskimi primeri pokazali, da je z MINLP mogoče izračunati optimalni dizajn stroškovno najugodnejšega sovprežnega stropnega sistema za podana razpon in obtežbo.

7 • LITERATURA

- Adeli, H., Kim, H., Cost optimization of welded of composite floors using neural dynamics model, *Commun Numer. Methods Eng.*, 17(11), 771–787, 2001.
- Brooke A., Kendrick D. and Meeraus A., *GAMS - A User's Guide*, Scientific Press, Redwood City, CA, 1988.
- CPLEX User Notes, ILOG inc, 2016.
- Drudd, A.S., CONOPT – A Large-Scale GRG Code, *ORSA J. Comput.*, 6(2), 207–216, 1994.
- Eurocode 1, Actions on structures, European Committee for Standardization, Brussels, 2002.
- Eurocode 2, Design of concrete structures, European Committee for Standardization, Brussels, 2004.
- Eurocode 3, Design of steel structures, European Committee for Standardization, Brussels, 2005.
- Eurocode 4, Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, European Committee for Standardization, Brussels, 2004.
- Kaveh A., Ahangaran M., Discrete Cost Optimization of Composite Floor System Using Social Harmony Search Model, *Applied Soft Computing*, No. 1, 12, 372–381, 2012.
- Klanšek, U., Kravanja, S., Cost estimation, optimization and competitiveness of different composite floor systems, Part 1: Self-manufacturing cost estimation of composite and steel structures, *J Construct Steel Res.*, 62(5), 434–448, 2006a.
- Klanšek, U., Kravanja, S., Cost estimation, optimization and competitiveness of different composite floor systems, Part 2: Optimization based competitiveness between the composite I beams, channel-section and hollow-section trusses, *J Construct Steel Res.*, 62(5), 449–462, 2006b.
- Kravanja, S., Kravanja, Z., Bedenik, B. S., The MINLP optimization approach to structural synthesis. Part I: A general view on simultaneous topology and parameter optimization, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 43(2), 263–292, 1998a.
- Kravanja, S., Kravanja, Z., Bedenik, B. S., The MINLP optimization approach to structural synthesis. Part II: Simultaneous topology, parameter and standard dimension optimization by the use of the Linked two-phase MINLP strategy, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 43(2), 293–328, 1998b.
- Kravanja, S., Soršak, A., Kravanja, Z., Efficient multilevel MINLP strategies for solving large combinatorial problems in engineering, *Optimization and engineering*, 4(1), 97–151, 2003.
- Kravanja, S., Šilih, S., Optimization based comparison between composite I beams and composite trusses, *J Construct Steel Res.*, 59(5), 609–625, 2003.
- Kravanja, S., Žula, T., Klanšek, U., Multi-parametric MINLP optimization study of a composite I beam floor system, *Engineering structures*, 130, 316–335, 2017.
- Kravanja, Z., Grossmann, I. E., New Developments and Capabilities in PROSYN, An Automated Topology and Parameter Process Synthesizer, *Computers & Chemical Engineering*, 18(11-12), 1097–1114, 1994.
- Kravanja, Z., Challenges in sustainable integrated process synthesis and the capabilities of an MINLP process synthesizer MipSyn, *Comput. chem. eng.*, 34(11), 1831–1848, 2010.
- Poitras, G., Lefrançois, G., Cormier, G., Optimization of steel floor systems using particle swarm optimization, *J Construct Steel Res.*, 67(8), 1225–1231, 2011.
- Senouci A. B., Al-Ansari M.S., Cost optimization of composite beams using genetic algorithms, *Advances in Engineering Software*, 40, 1112–1118, 2009.
- Žula, T., Kravanja, S., Klanšek, U., MINLP optimization of a composite I beam floor system, *Steel and composite structures*, 22(5), 1163–1192, 2016.

BIM-SEMINAR

Informacijsko podprto 3D-modeliranje (BIM) si je v zadnjem času v Sloveniji že pridobilo domovinsko pravico. Naši inženirji vse več vedo o novi tehnologiji, ki bo v naslednjih letih nadomestila klasično projektiranje. Sodoben inženir ne bo več projektiral z uporabo geometrijskih elementov (daljica, krožnica, elipsa, tekst), ampak bo objekte modeliral z elementi (stene, stebri, okna, vrata), na katere bodo pripete tudi vse informacije, potrebne za nabavo, vgradnjo in vzdrževanje. Pomembnosti novosti in tehnološkega razvoja pri delu inženirjev se vse bolj zaveda tudi IZS. Že pred več kot letom se je pri Zbornici začel projekt, ki naj bi inženirjem približal nove tehnološke pristope k projektiranju, gradnji in vzdrževanju objektov. Prvi del projekta je izobraževalen in v nadaljevanju bo, po potrditvi na upravnem odboru Zbornice, sledil še standardizacijski del. V maju 2017 smo izobraževalni del projekta izvedli v prostorih Obrtne zbornice Slovenije. 11., 15. in 17. maja je potekalo tridnevno izobraževanje, kjer je sodelovalo 55 udeležencev in predavalo 21 predavateljev. Izobraževanje je bilo razdeljeno na tri dele in v prvem delu so slušatelji izvedeli nekaj o teoretičnih osnovah BIM-a. Z različnih zornih kotov so teorijo BIM-a predstavili: **Christoph Eichler**, ki je predstavil posebnosti oziroma svoje izkušnje pri uvajanju BIM standarda v Avstriji, **David Philp** je predstavil izkušnje iz Velike Britanije (Anglije in Škotske), **Andrej Tibaut**





je predstavil posebnosti pri objektih nizke gradnje, **Matevž Dolenc** je govoril o izboljšani komunikaciji in sodelovanju v procesu graditve (CDE oz. Common Data Environment), **Danijel Rebolj** nas je seznanil z vplivom BIM-a na digitalizacijo v gradbeni industriji, **Zoran Pučko** je predstavil BIM 4D in 5D, **Žiga Turk** pa je povzel razvoj projektiranja, orisal gradnike BIM-a in nakazal potencialne probleme v prihodnosti.

Drugi dan in polovica tretjega dne sta bila namenjena predavanjem oz. predstavitev izkušenj pri aplikacijah v konkretnih projektih. Svoje izkušnje so delili: **Lars Oberwinter** s predstavitvijo težav in prednosti pri uvajanju BIM-a v največjem avstrijskem projektantskem podjetju, **Peter Dragovič** s koordinacijo posameznih strok pri velikih projektih, **Marko Žibert**

nam je razložil, kako se v BIM-okolju projektira tačas največji infrastrukturni projekt v Sloveniji – Predor Karavanke, **Marko Pavlinjek** in **Martin Lah** sta govorila o BIM-u pri projektiranju konstrukcij in koordinaciji projektov, **Damijan Bradač** in **Gregor Košorok** sta predstavila projekte arhitekture, kjer je bila uporabljena BIM-tehnologija. **Dušan Ogrizek** je predstavil projektiranje v okolju BIM pri objektih nizkih gradenj, **Peter Blažek** je povzel prednosti in slabosti novega načina projektiranja pri projektiranju strojnih inštalacij, težave z začetki in probleme pri izboru programske opreme, **Metod Gaber** pa nam je razkril težave in uporabne prednosti BIM 4D pri izvajanju objekta nove ljubljanske urgence.

Zadnji del izobraževanja je bil namenjen predstavitvi programske opreme, s katero

uporabniki lahko delajo v BIM-u. Seveda ni bilo mogoče predstaviti vseh orodij, vendar so slušatelji slišali kakovostne predstavitve posameznih zastopnikov ponudnikov programske opreme. Predstavljeni so bili: Civil 3D, Plateia, Urbano, družina Allplan ter programska orodja Bentley in Revit.

Sprememba projektantske paradigme je dolgotrajen proces, v katerem se razvija tako inženirska stroka kot informacijska oprema, potrebna za udejanjanje teoretičnih osnov. Z enim sicer precej obsežnim tridnevним dogodkom, nikakor ni mogoče zainteresirani inženirski javnosti predstaviti vseh plasti, posebnosti in pasti pri uvajanju novega, informacijsko podprtega modeliranja, vendar je dogodek zagotovo pomembno vplival na raven izobraženosti slovenskih inženirjev.

Andrej Pogačnik, univ. dipl. inž. grad.

POROČILO S SKUPŠČINE ZVEZE DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE

Petnajstega junija 2017 je bila redna letna skupščina Zveze društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije (ZDGITS).

V njenem prvem delu je bilo pregledano in ocenjeno delo ZDGITS v letu 2016, sprejeta in potrjena je bila bilanca z izkazom poslovnega izida.

Ugotovljeno je bilo, da je ZDGITS v glavnini izpolnil načrtovani program, vse osnovne dejavnosti so bile uspešno izpeljane.

Po načrtanem planu je potekalo izdajanje strokovno-znanstvene publikacije Gradbeni vestnik, za katerega vsebine je skrbel dolgoletni glavni in odgovorni urednik prof. dr. Janez Duhovnik. Iz njegovega poročila izhaja, da je bilo v preteklem letu izdanih 12 števk revije na skupaj 292 straneh, povprečna mesečna naklada je bila 713 izvodov. Objavljenih je bilo 19 člankov s pretežno znanstveno vsebino in 4 članki s pretežno strokovno vsebino, vsi članki so bili recenzirani, pri recenzijah je sodelovalo 18 recenzentov. Poleg strokovnih in znanstvenih vsebin sta bili v reviji redno objavljeni rubriki Novi diplomanti in Koledar strokovnih prireditev, revijo pa je bogatilo tudi nekaj obvestil ZDGITS in poročil s strokovnih in znanstvenih srečanj, vabil na strokovne prireditve in drugih krajših zapisov.

Za redno izdajanje revije je neprecenljivega pomena sodelovanje in finančna podpora dolgoletnih partnerjev Zveze: Javne agencije Republike Slovenije za raziskovalno dejavnost, Zavoda za gradbeništvo Slovenije, Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani, Fakultete za gradbeništvo, prometno inženirstvo in arhitekturo Univerze v Mariboru ter še posebno Matične sekcije gradbenih inženirjev Inženirske zbornice Slovenije (MSG IZS), s katero Zveza tesno sodeluje tudi pri izvajanju pripravljanih seminarjev za strokovne izpite.

V letu 2016 je bil v ospredju projekt digitalizacije celotnega arhiva Gradbenega vestnika, od leta 1951 dalje. Prenos arhiva revije na splet je bil opravljen v juliju 2016, arhiv je tako vsem zainteresiranim bralcem dostopen na spletnem naslovu <http://www.zveza-dgits.si/gradbeni-vestnik>. Udeleženci skupščine so za zasluge pri realizaciji digitalizacije arhiva in za odlično dolgoletno opravljanje uredniškega dela prof. dr. Janezu Duhovniku izrekli posebno zahvalo in poudarili pomemb-

nost objave celotnega arhiva revije na spletu, saj s tem Gradbeni vestnik prednjači pred drugimi slovenskimi tehniškimi revijami, mdr. Elektrotehničkim vestnikom in Strojničkim vestnikom.

Druga osnovna dejavnost ZDGITS je organizacija pripravljanih seminarjev za strokovne izpite za gradbeno stroko. V letu 2016 so bili izvedeni trije seminarji, ki jim je prisostvovalo 124 udeležencev, kar je za 22,77 % več kot leto poprej, ko sta bila izvedena le dva seminarja. Za ustrezno pripravo in odlično izvajanje seminarjev gre največ zaslug podpredsedniku ZDGITS doc. dr. Janezu Reflaku, ki že dolga leta skrbi za njihovo organizacijo in izvedbo. ZDGITS je v letu 2016 nadaljeval aktivnosti v okviru Zbora za oživitve in razvoj slovenskega gradbeništva (ZORG), te so bile načrtovane že v letu poprej oziroma so zapisane v ustanovnem Memorandumu. Leto 2016 so zaznamovale zlasti dejavnosti, povezane s predlogom nove gradbene in prostorske zakonodaje, ki ga je Ministrstvo za okolje in prostor RS (MOP) dalo v javno obravnavo konec leta 2015. ZDGITS je s svojimi pripombami, predlogi in stališči aktivno sodeloval in se vključeval v javno razpravo o Zakonu o urejanju prostora, Gradbenem zakonu in Zakonu o pooblaščenih inženirjih in arhitektih.

V skladu s programom je ZDGITS sodeloval s sorodnimi strokovnimi zvezami znotraj Slovenske inženirske zveze (SIZ), katere član je. Sodelovanje je temeljilo na nekaterih skupnih pobudah in akcijah za promocijo vloge inženirstva v gospodarskem razvoju države, med drugim sta bila organizirana dva posveta v Državnem svetu RS na temi »Izgradnja drugega železniškega tira Koper–Divača« in »Kako pristopiti k razvoju gozdno lesne verige«. Nadaljevalo se je dobro sodelovanje ZDGITS in MSG-IZS pri izdajanju Gradbenega vestnika in izvajanju seminarjev za strokovne izpite za gradbeno stroko.

Zgledno je bilo sodelovanje s Hrvaško zvezo gradbenih inženirjev (HSGI) ter z uredništvimi strokovnih revij Građevinski materiali i konstrukcije (Društvo za ispitivanje i istraživanje materiala i konstrukcije Srbije) in Organization, Technology and Management in Construction (An International Journal, Sveučilište u Zagrebu, Građevinski fakultet, Zavod za organizacijo i ekonomiku gradnje).

Na skupščini sta bila sprejeta tudi program aktivnosti in finančni načrt za leto 2017. ZDGITS v letu 2017 načrtuje:

- izdajo dvanajstih števk Gradbenega vestnika,



Udeleženci skupščine (od leve proti desni): mag. Andrej Kerin, doc. dr. Janez Reflak, Marija Rataj, Dušan Jukić, doc. dr. Andrej Kryžanowski, Jožef Preskar, Marjeta Somrak, mag. Branko Kidrič, prof. dr. Janez Duhovnik, Boris Pečenko, doc. dr. Jože Lopatič, Eva Okorn in Slavko Mesojeđec.

- izvedbo treh seminarjev za strokovne izpite za gradbeno stroko,
- sodelovanje z Matično sekcijo gradbenih inženirjev Inženirske zbornice Slovenije pri izdajanju Gradbenega vestnika in izvedbi pripravljanih seminarjev za strokovne izpite,
- aktivnosti v zvezi s pridobitvijo novih sorodnih društev za članstvo v ZDGITS,
- pomoč pri delovanju obstoječih društev in spodbujanje sodelovanja med društvi,
- sodelovanje s sorodnimi strokovnimi zvezami in društvi v okviru Slovenske inženirske zveze (SIZ) v skupnih pobudah in akcijah za promocijo vloge inženirstva v gospodarskem razvoju države ter vključevanje v procese urejanja razmer na področju gradbeništva – nadaljevanje akcij v okviru programa Zbora za oživitve in razvoj slovenskega gradbeništva (ZORG), mdr. sodelovanje s predstavniki hrvaškega gradbeništva pri projektu skupne izdelave standardiziranih popisov del za gradbeno dejavnost, soorganizacija prvega Slovenskega gradbenega kongresa 2019, udeležba na »Prvi strateški konferenci za trajnostno gradnjo« v or-

ganizaciji GZS, sodelovanje pri promociji Smernic za javno naročanje arhitekturnih in inženirskih storitev in Smernic za javno naročanje gradenj, spremljanje in aktivno sodelovanje pri sprejemanju prostorske, gradbene in poklicne zakonodaje itd.,

- spremljanje in sodelovanje na javnih razpisih za NVO (tudi evropskih),
- sodelovanje s Hrvaško zvezo gradbenih inženirjev (HSGI) na področjih, ki jih določa sporazum o medsebojnem sodelovanju, podpisan v Cavtatu 6. novembra 2008,
- nadaljevanje sodelovanja in izmenjave revij z nekaterimi tujimi uredništvii (Društvo za ispitivanje i istraživanje materiala i konstrukcije Srbije, Sveučilište u Zagrebu – Građevinski fakultet).

V nadaljevanju je skupščina razrešila stare in izvolila nove člane organov ZDGITS. Novoizvoljeni člani so:

Predsednik: doc. dr. Andrej Kryžanowski

Podpredsednik: doc. dr. Janez Reflak

Člani izvršnega odbora:

Marija Rataj, doc.dr. Jože Lopatič, Stane Breznik, Stipan Mudražija, Saša Lipužič, Mladen

Kutnjak, Jožef Preskar, Boris Pečenko, Viktor Markelj, Slavko Mesojevec, Miro Vrbeč

Člani nadzornega odbora:

Bojan Čelofiga, Milena Kukovec Bajec, Igor Gorjup, Marjeta Saje Lukšič, Roman Kramer

Člani častnega razsodišča:

Stane Petrič, Jože Barič, Jurček Kristovič, dr. Drago Saje, Janja Divjak

V sklepnem delu je skupščina podelila priznanja z nazivoma zaslužni član ZDGITS in častni član ZDGITS.

Priznanja z nazivom zaslužni član ZDGITS za požrtvovalno in uspešno društveno delo so prejeli mag. Branko Kidrič, univ. dipl. inž. grad. (DGITCe), Marjeta Somrak, gr. teh. (DGIT Nm), in Jožef Preskar, univ. dipl. inž. grad. (DGIT Nm).

Priznanje z nazivom častni član ZDGITS za dragoceno dolgoletno sodelovanje pri izvajanju programa ZDGITS pa je prejel Dušan Jukić, univ. dipl. inž. grad. (DGIT Nm).

Vsem novoizvoljenim članom organov ZDGITS in dobitnikom priznanj iz srca čestitamo!

Eva Okorn, poslovna sekretarka ZDGITS



Dobitniki priznanj (od leve proti desni): mag. Branko Kidrič, Jožef Preskar, Marjeta Somrak in Dušan Jukić s poslovno sekretarko ZDGITS Evo Okorn in predsednikom ZDGITS doc. dr. Andrejem Kryžanowskim.

ZADNJI PRIPRAVLJALNI SEMINAR IN IZPITNI ROK ZA STROKOVNE IZPITE ZA GRADBENO STROKO V LETU 2017

S E M I N A R	I Z P I T	
	Osnovni in dopolnilni	Revidiranje
09. - 11. 10.	28. in 29. 11.	25.10.

A. PRIPRAVLJALNI SEMINARJI:

Seminarje organizira **Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije (ZDGITS), Karlovška cesta 3, 1000 Ljubljana;**

Telefon: (01) 52-40-200; Fax: (01) 52-40-199;

e-naslov: gradb.zveza@siol.net; gradbeni.vestnik@siol.net.

Uradne ure:

ponedeljek, torek, sredo, četrtek od 09.00 do 14.00 ure;

v petek ni uradnih ur za stranke!

Seminar vključuje **izpitne programe** za:

1. odgovorno projektiranje (osnovni in dopolnilni strokovni izpit)
2. odgovorno vodenje del (osnovni in dopolnilni strokovni izpit)
3. odgovorno vodenje posameznih del
4. Investicijski procesi in vodenje projektov (za kandidate, ki opravljajo dopolnilni strokovni izpit; predavanje se odvija v okviru rednih seminarjev)
5. Kandidati lahko poslušajo tudi zgolj posamezna predavanja v okviru rednih seminarjev

(Vsi posamezni programi so dostopni na spletni strani IZS - MSG:

<http://www.izs.si>, v rubriki »Strokovni izpiti«)

Cena za udeležbo na seminarju in literaturo po izpitnih programih pod 1., 2. in 3. točko znaša 623,22 EUR, pod 4. točko pa 89,10 EUR. Cena za obisk posameznega predavanja (točka 5) je 89,10 EUR. Vse cene vključujejo DDV.

Kotizacijo za seminar je potrebno nakazati ob prijavi

na poslovni račun ZDGITS: **SI56 0201 7001 5398 955.**

Prijavo je treba posredovati organizatorju (ZDGITS) najkasneje 7 dni pred pričetkom seminarja!

Prijavni obrazec je objavljen na spletni strani ZDGITS (<http://www.zveza-dgits.si>).

Izvedba seminarja je odvisna od števila prijav (najmanj 20).

B. STROKOVNI IZPITI

potekajo pri **Inženirski zbornici Slovenije (IZS), Jarška 10-B, 1000 Ljubljana**. Informacije o strokovnih izpitih in izpitnih programih je mogoče dobiti na spletni strani IZS (www.izs.si), po telefonu (01) 547-33-19 (uradne ure: ponedeljek, sredo, četrtek, petek od 10.00 do 12.00 ure; v torek od 14.00 do 16.00 ure) ali osebno na sedežu IZS (uradne ure: ponedeljek, sredo, četrtek, petek od 08.00 do 12.00 ure; v torek od 12.00 do 16.00 ure).

NOVI DIPLOMANTI

UNIVERZA V LJUBLJANI, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO IN GEODEZIJO

I. STOPNJA - UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI PROGRAM GRADBENIŠTVO

Matej Gorišek, Strjevanje apnene injekcijske mešanice pri običajnem in omejenem dostopu ogljikovega dioksida, mentorica prof. dr. Violeta Bokan-Bosiljkov, somentorica asist. dr. Petra Štukovnik; <https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=94402>

I. STOPNJA - UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI PROGRAM OKOLJSKO GRADBENIŠTVO

Katarina Lavtar, Gradbene plošče iz odpadne embalaže kot sekundarni energent v cementarni, mentorica prof. dr. Violeta Bokan-Bosiljkov; <https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=93017>

II. STOPNJA - MAGISTRSKI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Bojan Jakše, Različni pristopi k naprednemu numeričnemu modeliranju pritiska vijaka na pločevino, mentor doc. dr. Primož Može; <https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=93045>

Dijana Maleš, Analiza nosilne konstrukcije poslovno-stanovanjske večetažne stavbe, mentor izr. prof. dr. Sebastjan Bratina; <https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=93046>

Grega Rodman, Analiza požarne varnosti trgovskega objekta, mentor izr. prof. dr. Tomaž Hozjan, somentor dr. Urban Rodman; <https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=93044>

II. STOPNJA - MAGISTRSKI ŠTUDIJ STAVBARSTVA

Jaka Brezočnik, Analiza porušnih mehanizmov križno lepljenih rebrastih plošč, mentor prof. dr. Boštjan Brank, somentor strok. sod. Iztok Šušteršič; <https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=94353>

Teja Logar, Preverba optimalnosti zasnove vrta Mlinček z gledišča učinkovite rabe energije, mentor doc. dr. Mitja Košir, somentor asist. Luka Pajek; <https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=94322>

Nuša Pintar Grebenc, Merjena in izračunana toplotna prehodnost toplotnih ovojev izbranih stavb Univerze v Ljubljani, mentor doc. dr. Mitja Košir, somentor asist. Luka Pajek; <https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=94352>

II. STOPNJA - MAGISTRSKI ŠTUDIJ OKOLJSKEGA GRADBENIŠTVA

Janij Oblak, Analiza sezonske spremenljivosti pretokov rek v Sloveniji, mentorica izr. prof. dr. Mojca Šraj, somentorica asist. dr. Mira Kobold; <https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=94355>

Urban Jakop, Hidrološka analiza poplav za porečje Savinje, mentorica izr. prof. dr. Mojca Šraj, somentorica asist. dr. Mira Kobold; <https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=94323>

Špela Tomažič, Modeliranje izmenjave živega srebra med morjem in zrakom na območju Jadranskega morja, mentor izr. prof. dr. Dušan Žagar, somentor dr. Matjaž Ličer; <https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=94324>

III. STOPNJA - DOKTORSKI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Pavel Žvanut, Toplotna analiza velikih ločno-težnostnih betonskih pregrad, mentor prof. dr. Goran Turk, somentor doc. dr. Andrej Kryžanowski; <https://repozitorij.uni-lj.si/Iskanje.php?lang=slv>

UNIVERZA V MARIBORU, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO, PROMETNO INŽENIRSTVO IN ARHITEKTURO

II. STOPNJA - MAGISTRSKI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Andrej Drajzibner, Geodetski monitoring na osnovi GNSS opazovanj na nestabilnih tleh, mentor izr. prof. dr. Boštjan Kovačič, somentorja izr. prof. dr. Stanislav Škrabl in doc. dr. Rok Kamnik; <https://dk.um.si/lzpisGradiva.php?id=66241>

III. STOPNJA - DOKTORSKI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Katja Vogrinec, Modeliranje večetažnih montažnih okvirnih lesenih konstrukcij, mentor red. prof. dr. Miroslav Premrov; <https://dk.um.si/lzpisGradiva.php?id=64958>

Rubriko ureja • Eva Okorn, gradb.zveza@siol.net

KOLEDAR PRIREDITEV

12.-15.9.2017

1st World Congress Woodrise Bordeaux 2017

Bordeaux, Francija

<http://en.wood-rise-congress.org/>

13.-15.9.2017

SMAR 2017 – 4th International Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures

Zürich, Švica

www.smar2017.org/

13.-15.9.2017

Eurosteel Copenhagen 2017 – European Conference on Steel and Composite Structures

Köbenhavn, Danska

www.eurosteel2017.dk/

21.-22.9.2017

CIRRE – 2nd Conference of Interdisciplinary Research on Real Estate

Cartagena, Španija

www.cirre.eu/

2.-4.10.2017

3rd International Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete (UHPFRC)

Montpellier, Francija

www.afgc.asso.fr/UHPFRC2017

5.-6.10.2017

Vodni dnevi

Portorož, Slovenija

<http://vodnidnevi.si/index.php/si/>

12.-13.10.2017

5th International Workshop on

Concrete Spalling due to Fire Exposure

Borås, Švedska

<http://conferencemanager.events/firespallingworkshop>

11.-13.10.2017

3rd ReSyLab – 3. Regional Symposium on Landslides in Adriatic-Balkan Region

Ljubljana, Slovenija

www.geo-zs.si/ReSyLAB2017/

11.-13.10.2017

4th ICEES - International Conference on Earthquake Engineering and Seismology

Eskişehir, Turčija

www.tdmd.org.tr/TR/Genel/KonferansAnaSayfaEN.aspx?F6E10F8892433CFFAAAF6AA849816B2EFFBOFF6CAD6E83E4E

18.10.2017

Strokovni posvet: Novi vidiki razvoja javne prometne infrastrukture

Maribor, Slovenija

www.dcm-svs.si/

3.-9.11.2017

International Seminar on Roads, Bridges and Tunnels

Solun, Grčija

<http://isrbt.civil.auth.gr/>

20.-22.11.2017

ICCEN 2017 – 6th International Conference on Civil Engineering

Brisbane, Avstralija

www.iccen.org/

22.-23.11.2017

24th international conference Concrete Days 2017

Litomyšl, Češka

www.cbsbeton.eu/en/seminars/odborne-akce/blog

23.11.2017

11. mednarodna konferenca o predorih in podzemnih objektih

Ljubljana, Slovenija

www.ifa-slovenia.si

30.11.-1.12.2017

16. kolokvij o asfaltih, bitumnih in voziščih

Bled, Slovenija

<http://zdruzenje-zas.si/kolokvi>

8.-10.3.2018

ICACE 2018 – International Conference on Architecture and Civil Engineering 2018

Hong Kong, Kitajska

<http://icace.coreconferences.com/>

6.-10.5.2018

IAS/PCA – 2018 IEEE-IAS/PCA Cement Industry Conference

Nashville, Texas, Združene države Amerike

www.cementconference.org/

22.-24.5.2018

S.ARCH 2018 – The 5th International Conference on Architecture and Built Environment with AWARDS

Benetke, Italija

<http://s-arch.net/>

Rubriko ureja • **Eva Okorn**, ki sprejema predloge za objavo na e-naslov: **gradb.zveza@siol.net**