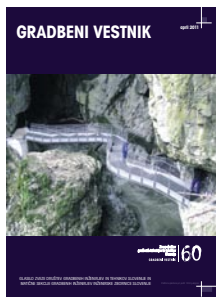




Zveza društev
gradbenih inženirjev in tehnikov
Slovenije
GRADBENI VESTNIK

60



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

UDK-UDC 05 : 625; ISSN 0017-2774
Ljubljana, april 2011, letnik 60, str. 97-132

Izdajatelj:

Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije (ZDGITS), Leskoškova 9e, 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 knjigo RS, Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani** in **Zavoda za gradbeništvo Slovenije**

Izdajateljski svet:

ZDGITS: **mag. Andrej Kerin**
prof. dr. Matjaž Mikoš
Jakob Presečnik
MSG IZS: **Gorazd Humar**
mag. Črtomir Remec
doc. dr. Branko Zadnik
FGG Ljubljana: **doc. dr. Marijan Žura**
FG Maribor: **Milan Kuhta**
ZAG: **prof. dr. Miha Tomaževič**

Glavni in odgovorni urednik:

prof. dr. Janez Duhovnik

Sodelavec pri MSG IZS:

Jan Kristjan Juteršek

Lektor:

Jan Grabnar

Lektorica angleških povzetkov:

Darja Okorn

Tajnica:

Eva Okorn

Oblikovalska zasnova:

Mateja Goršič

Tehnično urejanje, prelom in tisk:

Kočevski tisk

Naklada:

3000 izvodov

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 22,95 EUR; za študente in upokojence 9,18 EUR; za družbe, ustanove in samostojne podjetnike 169,79 EUR za en izvod revije; za naročnike iz tujine 80,00 EUR. V ceni je vstrel 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, navadni in elektronski naslov; oznako, ali je članek strokoven ali znanstven; naslov POVZETEK in povzetek v slovenščini; naslov SUMMARY in povzetek 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, leto objave). V istem letu objavljena dela istega avtorja 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 in opisana z naslednjimi podatki: priimek, začetnica imena prvega avtorja, 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

Uvodnik

stran **98**

mag. Črtomir Remec, univ. dipl. inž. grad.
POTI IN STRANPOTI SLOVENSKEGA GRADBENISTVA

Jubilej

stran **99**

Dušan Jukić, univ. dipl. inž. grad.
**KRATEK PREGLED ZGODOVINE DRUŠTVA GRADBENIH INŽENIRJEV IN
TEHNIKOV NOVO MESTO**

Zveza društev
gradbenih inženirjev in tehnikov
Slovenije
GRADBENI VESTNIK

60

Članki • Papers

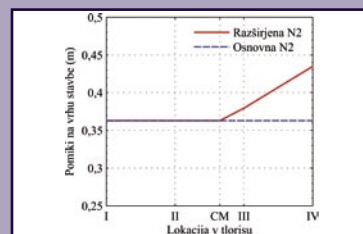
stran **102**

Rok Mlakar, univ. dipl. inž. grad.
Viktor Markelj, univ. dipl. inž. grad.
**MARINIČEV MOST V ŠKOCJANSKIH JAMAH
PROJEKT IN IZGRADNJA**
MARINIČ BRIDGE IN ŠKOCJAN CAVES
DESIGN AND CONSTRUCTION



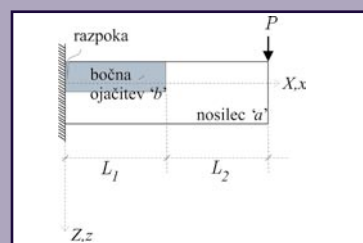
stran **109**

dr. Maja Kreslin, univ. dipl. inž. grad.
akad. prof. dr. Peter Fajfar, univ. dipl. inž. grad.
RAZŠIRJENA N2-METODA Z UPOŠTEVANJEM VPLIVOV VIŠJIH NIHAJNIH OBLIK
THE EXTENDED N2 METHOD CONSIDERING HIGHER MODE EFFECTS



stran **121**

Jerneja Kolšek, univ. dipl. inž. grad.
dr. Tomaž Hozjan, univ. dipl. inž. grad.
prof. dr. Miran Saje, univ. dipl. inž. grad.
izr. prof. dr. Igor Planinc, univ. dipl. inž. grad.
ANALIZA BOČNO OJAČANIH RAZPOKANIH ELASTIČNIH NOSILCEV
ANALYSIS OF CRACKED ELASTIC BEAMS STRENGTHENED WITH SIDE-PLATES



Vabilo na skupščino ZDGITS

stran **131**

Razpis

stran **132**

Novi diplomanti

J. K. Juteršek, univ. dipl. inž. grad.

Koledar prireditev

J. K. Juteršek, univ. dipl. inž. grad.

Slika na naslovnici: Mariničev most v Škocjanskih jamah, foto R. Mlakar

POTI IN STRANPOTI SLOVENSKEGA GRADBENIŠTVA

mag. Črtomir Remec, univ. dipl. inž. grad.
predsednik Inženirske zbornice Slovenije

Gradbeništvo je bilo še pred nekaj leti paradni konj slovenskega gospodarstva, ki je bistveno vplival na ugodne makroekonomske kazalce ob našem vključevanju v Evropsko skupnost. Takrat je bila gradnja avtocestnega križa na vrhuncu in nihče od ključnih akterjev ni razmišljal korak naprej. Danes je položaj bistveno drugačen, saj je kriza najbolj udarila prav gradbena podjetja. Skoraj vsak dan beremo o kakšnem novem stečaju ali prisilni poravnavi, večjih gradbenih poslov pa ni na vidiku. Vsi se še dobro spominjamo medijsko razvpih problemov z legionelo na ljubljanski onkologiji, spolzkim betonskim voziščem v trojanskem predoru in odpadanjem protipožarnega ometa v galeriji Šentvid. To so z gradbenega vidika sicer manj pomembne zadeve, jih pa seveda končni uporabniki najbolj občutijo. Veliko pomembnejše vprašanje za državne finance pa so v nekaterih primerih nerazumno povečani stroški javnih gradenj. Skupni imenovalec je v veliki večini v nedodelanih idejnih rešitvah, pomanjkljivi projektni nalogi, sklepanju izvajalskih pogodb pred dokončanjem projektne dokumentacije, spreminjanju obsega in namembnosti med gradnjo, lobiranjem dobaviteljev opreme preko pomembnih zaposlenih strokovnjakov, vmešavanju politike in še kaj bi se našlo.

Inženirska zbornica Slovenije je zadnjih pet let opravljala številne dejavnosti za spreminjanje gradbene kulture, od izdajanja strokovnih priložnikov do vseživljenjskega izobraževanja pooblaščenih inženirjev, lanske leto pa se je intenzivno vključila v uvajanje procesa zelenega javnega naročanja in trajnostne gradnje. V sodelovanju inženirske, arhitekturne in gospodarske zbornice ter obeh vodilnih gradbenih inštitutov je bila pod pokroviteljstvom ministrstva za okolje in prostor na Brdu konferenca o trajnost-

nem gradbeništva in zelenih javnih naročilih. Pomemben zaključek konference je bil, da je zeleno javno naročanje šele prvi korak na poti k trajnostnemu javnemu naročanju, kjer bodo odločitve temeljile na usklajenem okoljskem in ekonomskem vidiku ter na širši družbeni sprejemljivosti. Ugotovljeno je bilo tudi, da obstaja velik neizrabljen potencial javnih investitorjev, ki bi lahko z večjo strokovnostjo in boljšo organiziranostjo vodenja postopkov izdatno pripomogli h kakovostnejši in cenejši gradnji ter uporabi javnih objektov. Ključen pa je bil dogovor, da se ustanovi delovna skupina za pripravo smernice za učinkovito naročanje javnih gradenj, ki je zagledala luč sveta v tiskani in spletni obliki ob odprtju letošnjega že 24. gradbenega sejma MEGRA v Gornji Radgoni.

Smernica za naročila javnih gradenj je pripomoček pri vodenju investicij, od ideje, projektiranja, gradnje do uporabe in vzdrževanja, v prvi vrsti je namenjena javnim investitorjem s ciljem, da se odpravi slaba praksa naslednjih gradenj, ki je usodno zaznamovala zadnjih nekaj let. Smernica v 22 korakih in podkrepjena s 27 prilogami svetuje javnim investitorjem, kako naj načrtujejo in vodijo investicijo, pripravijo projektno nalogo ter določijo kakovost izdelave projektne dokumentacije in strokovnih podlag. Nadalje predlaga, kako pripraviti učinkovite razpisne pogoje, pojasnjuje metodo in merila izbora najugodnejšega ponudnika na javnih razpisih in opisuje način zagotavljanja kakovosti med gradnjo. Odziv strokovne javnosti in predstavnikov javnih naročnikov na okrogli mizi ob predstavitvi smernice je bil zelo pozitiven, žal pa ni vzbudil večjega zanimanja politike, zato smo se pripravljavci odločili za pismo vladi, v katerem jo pozivamo na priporočeno uporabo smernice pri vodenju javnih gradenj, hkrati pa zaradi kritičnih razmer v gradbeništvo

pričakujemo ukrepe za ohranitev zdravih jeder in ponovno vzpostavitev direktorata za graditev in gradbeništvo na enem od ministrstev. Trenutna razdrobljenost graditve po sektorjih oziroma službah več ministrstev je v veliki meri prispevala k številnim zavoženim javnim investicijam, ki kljub preplačilu ostajajo nedokončane in zaradi stečajev glavnih izvajalcev povzročajo nočne more številnim manjšim podizvajalcem.

Za prenos smernice za naročanje javnih gradenj v prakso pa bo odločilen začetek delovanja Agencije za javno naročanje, ki bo vodila postopke v primeru investicijskih vrednosti nad pet milijonov evrov, za druge pa še vedno ostaja veliko manevrskega prostora in samo upamo lahko, da se bo tudi nanje prenašala dobra praksa in ne bo prihajalo do špekulativnega drobljenja na več manjših vrednostih. Že skoraj leto dni pa pričakujemo tudi sprejem uredbe o zelenem javnem naročanju, ki je najbolj problematična ravno na področju gradnje. Naročilo ekološkega pisarniškega papirja namreč ni primerljivo s tehnološko zahtevno termoelektrarno. V strokovni in poslovni javnosti je zelo odmevalo tudi določilo o obvezni 30-odstotni uporabi lesa za gradnjo, ki je brez potrebne razlage meril nepravilno do drugih okolju prijaznih gradbenih materialov. Pri stavbah je zelo pomembna še vrsta drugih parametrov, od umestitve v prostor, florisne in oblikovne zasnove, izrabe naravnih danosti lokacije, postavitve oken in senčil, visokoizolacijskih fasadnih sistemov do številnih drugih ukrepov za učinkovito rabo in obnovljive vire energije, ki pa jih že ureja poseben pravilnik. Če želimo izpolniti Evropski skupnosti dano obljubo o zagotavljanju 50-odstotnega deleža zelenih javnih naročil do leta 2012, bo morala vlada takoj ukrepati, sicer se bo tudi na tem področju zgodilo enako kot z drugimi reformami.

KRATEK PREGLED ZGODOVINE DRUŠTVA GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV NOVO MESTO

Dušan Jukić, univ. dipl. inž. grad.

1 • UVOD

Po pričevanjih in zapiskih starejših članov društva, predvsem že pokojnega inž. Antona Žerjala, segajo korenine društva v prva leta po drugi svetovni vojni, tako da lahko s ponosom ugotovljamo, da društvo praznuje 60-letnico svojega delovanja. V vseh teh letih je bilo društvo nenehno živo in aktivno pri svojem delovanju. Delovanje društva je bilo in je v veliki meri odvisno od gospodarskega stanja v gradbeništvu. Občasne krize in reforme v gospodarstvu, predvsem v gradbeništvu, so nenehno preizkušale trdnost in povezanost gradbene stroke, vendar je zmeraj prevladala želja po izobraževanju, povezovanju in strokovnemu druženju.

Za povojno obnovo mest in podeželja so se med letoma 1946 in 1947 z državnimi dekreti ustanovljali gradbena podjetja in gradbene upravne službe. Tako je bilo v Novem mestu med drugim ustanovljeno eno večjih gradbenih podjetij Novograd Novo mesto, ki je bilo predhodnik poznejšega SGP Pionir.

Z ustanovitvijo omenjenega gradbenega podjetja so na Dolenjsko prihajali gradbeni strokovnjaki in delavci iz vseh krajev tedanje Jugoslavije.

Hitro razvijajoča se gradbena operativa ob skopi mehanski in tehnološki opremi je kmalu nakazala potrebo po strokovnem izobraževanju, izmenjavi izkušenj in navsezadnje druženju delujočih v gradbeni stroki.

V ta namen je bilo v Ljubljani ustanovljeno Društvo gradbenih inženirjev in tehnikov Ljubljana, katerega prvi predsednik je bil inž. Štolfa. Leta 1947 se je ob priložnostnem obisku inž. Štolfe v Novem mestu glede na hitrorastočo gradbeno operativno v Novem mestu porodila pobuda gradbenih delavcev podjetja Novograd za organizacijo strokovnega in društvenega življenja. Ustanovljena je bila Sekcija društva gradbenih inženirjev in tehnikov v Novem mestu, ki se je včlanila v DGIT Ljubljana in bila predhodnica Društva gradbenih inženirjev in tehnikov Novo mesto.

Točen datum ustanovitve Društva gradbenih inženirjev in tehnikov Novo mesto ni znan.

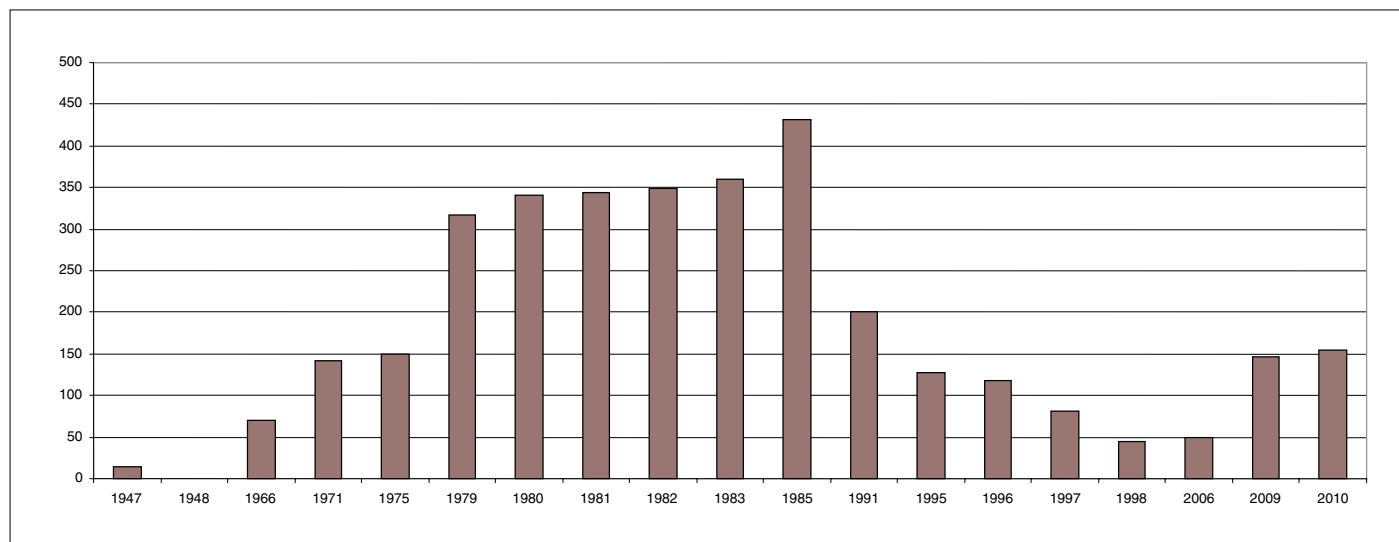
V začetku je društvo delovalo le v okviru podjetja Novograd v Novem mestu. Ustanovitveni člani društva so bili: inž. Pogačnik, inž. Žerjal, inž. Grein, gr. teh. Picelj, gr. teh. Mak in drugi.

Pozneje, z ustanovitvijo gradbenih podjetij Begrad v Črnomlju in Sava v Krškem, se je območje delovanja društva razširilo tudi na območji Bele krajine in Posavja.

Glavni dejavnosti društva sta bili organizacija krajsih strokovnih ekskurzij z ogledom lokalnih gradbišč in organizacija strokovnih predavanj.

Društvo je imelo sedež na naslovu takrat ustanovljenega SGP Pionir, ki je bil tudi glavni pokrovitelj društva.

Do leta 1966 je delovanje društva doživljalo vzpone in padce, odvisno od splošnega gospodarskega stanja v družbi, od aktivnega delovanja posameznih odborov društva in predvsem od aktivnosti predsednikov društva. V tem obdobju so bili predsedniki društva inž. Žerjal, inž. Pogačnik, inž. Sodnik, inž. Čmak in inž. Emil Pavlin.



Slika 1 • Število članov DGIT Novo mesto

Posebej dejavno je bilo delovanje društva v času predsedovanja inž. Čmaka, ki je bil pobudnik in organizator številnih strokovnih ekskurzij, kot so obisk Ingradovih gradbišč v Celju, Celuloze v Krškem, izleti na Raduho in Lisco, obisk gradbišča hitre ceste Ljubljana–Zagreb in vselej dobro obiskana strokovna predavanja.

V tem obdobju delovanja društva je nekaj časa izhajalo strokovno glasilo društva Novator. Od terenskih poverjenikov so bili posebno aktivni kolegi Švirt iz Črnomlja, Badalič in Košir iz Krškega.

Število članov v društvu je od prvotnih 15 naraslo na 70 članov.

V obdobju od 1967 do 1970 se je članstvo v društvu povečevalo in doseglo zavidljivo število 128 članov. Vodenje društva sta v tem obdobju prevzela inž. Gabrijel in inž. Emil Pavlin.

V sedemdesetih letih prejšnjega stoletja – po preživetih kriznih letih takratne reforme – je gradbeništvo doživelo nov dvig, predvsem na področju tehnološkega razvoja in mehanske opreme. Vodenje društva je prevzel inž. Stojan Horvat z vmesnim mandatom inž. Karla Hacea. Število članov se je še naprej večalo in se je povzpelo na več kot 150 članov. Delo društva na terenu je bilo organizirano s poverjeniki, ki so pokrivali teritorialno in strokovno razdeljena območja. V tem obdobju so bili zelo dejavni člani iz Posavja in Bele krajine.

Organizirane so bile številne strokovne ekskurzije. Med drugim so bili organizirani ogledi ve-



Slika 2 • Ekskurzija v Krakow leta 1993

likih gradbišč, kot so avtocesta Vrhnika–Postojna, gradbišča Pionirja v Poreču, na otoku Krku, HE Djerdap, Novi Beograd, hotel Zakopane na Poljskem, gradbišča na Češkem idr. Aktivnosti so potekale tudi pri organizaciji strokovnih predavanj in posvetov. Organizirani so bili posveti o gradbeni zakonodaji, tehnologijah gradnje, standardih in normativih v gradbeništvu.

Leta 1978 je bilo zamujeno upravno nadaljšanje registracije društva v skladu z nove-

lirano zakonodajo. V času predsedovanja inž. Stojana Horvata je bilo leta 1979 društvo na novo registrirano v skladu z novelirano zakonodajo. Sprejeti so bili vsi potrebni akti za delovanje društva in začelo se je z bolj urejenim vodenjem dokumentacije. Urejene so bile tudi obveznosti do Zveze DGIT Slovenije v Ljubljani. Društvo se je organiziralo po delegatskem sistemu. Na terenu je bilo imenovanih 15 poverjenikov, ki so skrbeli za povezavo članov društva na terenu.

Z novo organiziranostjo se je nenehno povečeval interes za sodelovanje v društvu predvsem pri mlajših prihajajočih generacijah gradbenih strokovnjakov. V društvo so se vključevali tudi strokovnjaki drugih strok, delujočih v gradbeništvu (predvsem strokovnjaki s področij strojništva, elektrotehnike in varstva pri delu).

Organizirane so bile strokovne ekskurzije na gradbišča NE Krško, Term Čatež, na most na Krku, na gradbišča stanovanjske gradnje na Reki, gradbišča za mediteranske igre in stanovanjske gradnje v Splitu, gradbišča v Metliki in Semiču. Članstvo se je z leti povečalo na 317 članov.

Dejavnost v društvu se je razživela in se iz leta v leto krepila. Obnovljeno je bilo sodelovanje s sorodnimi društvi v Sloveniji in navezano novo sodelovanje s sorodnimi društvi takratne Jugoslavije (DGIT Rijeka, Zagreb, Split, Sarajevo, Subotica itd.). S prodorom gradbeništva v tujino so se navezovali stiki s sorodnimi društvi v tujini (Poljska, Nemčija ...).



Slika 3 • Ogled Luke Koper leta 2009

Aktivneje je zaživelo delo v Zvezi društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije. Naše društvo se je preko raznih odborov dejavno vključevalo v delo in vodenje Zveze DGIT.

Vrstile so se številne ekskurzije: rudnik Kanižarica, tovarna TOGREL, IGM Sava, avtocesta Gmünd v Avstriji, predor pod Učko, gradbišča v Opatiji, turistično naselje Miholaščica na Cresu, hotelski kompleks Sunčana uvala na Malem Lošinjju, zagrebška obvoznica, stanovanjska gradnja v Veliki Gorici, elektrarna v Solkanu, cementarna v Anhovem.

Število članov se je iz leta v leto povečevalo ter leta 1982 doseglo 348 članov.

V letu 1983 je predsedovanje društvu prevzel inž. Feliks Strmole. Število članov se je še vedno povečevalo in leta 1986 doseglo rekordnih 432 članov.

V tem obdobju so bili organizirani zanimive strokovne ekskurzije na gradbišča olimpijskih iger v Sarajevu, na stolp na Trdinovem vrhu, v tovarne Novoterm, hitre ceste Višnja Gora–Ljubljana–Naklo, gradbišča v Mariboru, v Poreč ter druga strokovna srečanja. Organizirana so bila tudi strokovna predavanja na temo načrtovanja in gradnje Savskih elektrarn, gradnje plinovoda, na temo gradbene zakonodaje itd.

Aktualni organi društva:

Predsednik:	Slavko Mesojedec
Podpredsednika:	Julij Nemanič Marian Prešeren
Tajnica:	Katja Golob
Blagajničarka:	Vladka Mohorko
Izvršni odbor:	Slavko Mesojedec Julij Nemanič Marian Prešeren Katja Golob Vladka Mohorko Jože Barič Stane Pavlin Andrej Udovč Drago Saje Žarko Povše Lili Žnidaršič Slavica Tajner Tone Graberski Vladimir Žabkar Dušan Jukić Gorazd Tomljanovič

Nadzorni odbor:

Karel Košir, predsednik
Ivan Parkelj, član
Slobodan Novaković, član
Terezija Vidrih, namestnica

Častno razsodišče:

Franc Hribernik, predsednik
Milan Zorko, član
Jože Mulej, član
Jože Lukan, namestnik

Velik poudarek je bil na nadaljevanju sodelovanja s sorodnimi strokovnimi društvi doma in v tujini, kot so DGIT Rijeka, DGIT Zagreb, DGIT Skopje, DGIT Celje, DGIT Maribor idr. Člani društva so se udeleževali tudi strokovnih simpozijev in seminarjev v organizaciji drugih društev (npr. seminar o prednapetem betonu – DGIT Zagreb ...). Preko Zveze DGIT Slovenije so bili organizirani ogledi mednarodnih gradbenih sejmov v Bologni in BAUME v Münchnu.

Aktivno delo društva se je nadaljevalo tudi v obdobju predsedovanja inž. Toneta Virca vse do njegove nenadne smrti. Organizirane so bile ekskurzije na gradbišča: predor Karavanke, skakalnica v Planici, koksarna v Bakru, stanovanjske montažne gradnje na Reki in druge. Po nenadni smrti inž. Virca so nastalo vrzel v vodenju društva zapolnili inž. Bojan Bučinel do odhoda v Ljubljano in pozneje inž. Anton Žerjal s pomočjo inž. Franca Hribernika.

V devetdesetih letih prejšnjega stoletja so se razmere v gradbeništvu začele slabšati, kar se je izrazilo v delu in aktivnosti društva. S stečajem GIP Pionir je društvo izgubilo domovanje. Strokovni kader, ki je bil osredinjen v GIP Pionir in je bil vsa leta glavni nosilec dela v društvu, se je v trenutku razpršil. Vsak posameznik je bil obremenjen z reševanjem lastnega preživetja. Za delo v društvu je zmanjkalo časa, energije in sredstev. V teh časih je inž. Žerjal s pomočjo inž. Hribernika z velikimi napori zmožal obdržati društvo pri življenju in leta 1996 ponovno organizirati strokovno ekskurzijo na gradbišča v Novem mestu, kar je ponovno obudilo aktivnosti v društvu.

Predsedovanje društvu je prevzel inž. Jože Barič, ki je s pomočjo predvsem starejših članov ponovno okrepil dejavnosti društva. Noveliran je bil Statut društva v skladu z novo zakonodajo. Društvo se je ponovno aktivneje vključilo v delo Zveze DGIT Slovenije v Ljubljani in vzpostavilo stike z novimi nosilci gradbene

stroke na Dolenjskem. Društvo je dobilo podporo podjetij VGP Novo mesto, Trimo Trebnje, Begrad iz Črnomlja, Krka tovarna zdravil, MO Novo mesto in drugih manjših gradbenih podjetij. Kljub krizi v gradbeništvu je društvo uspelo aktivno preživeti najtežje obdobje. Med letoma 1996 in 2008 je bilo organiziranih več večjih ekskurzij po Sloveniji in tujini: rižanski vodovod, športna dvorana v Koprju, marina Izola, popotresna sanacija objektov v Bovcu, obvoznica Ljubljana (predor, most čez Savo), avtocesta Blagovica–Vransko, tovarna AB Primorje v Ajdovščini, viadukt Črni Kal, solkanski most, HE Doblar, HE Vrhovo, hidrotehnične ureditve zaledja Radeč, pokopališče Novo mesto, garažna hiša Tuš v Novem mestu, HE Blanca, nogometni stadion Arena v Celju, tovarna opažev DOKA v Avstriji z ogledi gradnje predorov in stanovanjskih objektov v Avstriji, rekonstrukcija gradu – samostana Lužnica v Zaprešiču, most v Krškem, letališče v Cerkljah itd. Organiziranih je bilo več izobraževanj, povesetov in predavanj na teme Zakona o graditvi objektov, urbanistične zasnove Novega mesta, problematike načrtovanja avtoceste mimo Novega mesta, problematike oživiljanja starih mestnih jeder, ureditve streh in podstrešij, zvoka in požara v objektu.

Vsa leta po stečaju GIP Pionir, ko je društvo izgubilo domovanje, je bil največji problem lokacija oziroma sedež društva. Razkropljenost članov in dokumentacije društva na več lokacij je povzročala nenehno težavo pri delu.

Članstvo se je v obdobju krize in stečaja Pionirja zmanjšalo in se je gibalo med 50 in 80 članov. Na padec članstva so nedvomno vplivali gospodarska preobrazba družbe, kriza v gradbeništvu, ustanavljanje specializiranih društev, kot so Društvo arhitektov Novo mesto in Društvo za ceste ter ustanovitev Inženirske zbornice Slovenije.

Leta 2008 je predsedovanje društvu prevzel inž. Slavko Mesojedec ob podpori dveh največjih gradbenih podjetij v Novem mestu, CGP, d. d., Novo mesto in Begrad, d. d., Novo mesto.

Največja pridobitev za društvo se je zgodila leta 2009 s pridobitvijo prostorov pri MO Novo mesto, ko je društvo pod ugodnimi pogoji najelo svojo lastno pisarno s sedežem društva. Druga pomembna sprememba pa je bila pomladitev članstva v društvu. Z novim vodstvom so se v delo društva vključile mlajše generacije, ki bodo s svojimi potrebami, novejšim pristopom in z več energije nadaljevale zgodbo Društva gradbenih inženirjev in tehnikov Novo mesto in posredno Zveze društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije.

MARINIČEV MOST V ŠKOCJANSKIH JAMAH PROJEKT IN IZGRADNJA MARINIČ BRIDGE IN ŠKOCJAN CAVES DESIGN AND CONSTRUCTION

Rok Mlakar, univ. dipl. inž. grad.
Viktor Markelj, univ. dipl. inž. grad.
Inženirski biro Ponting, d. o. o., Maribor

Strokovni članek
UDK: 624.21

Povzetek | V prispevku sta predstavljena projekt in izgradnja novega Mariničevega mostu v Škocjanskih jamah. V Javnem zavodu Park Škocjanske jame so se odločili razširiti svojo ponudbo in obiskovalcem omogočiti tudi ogled vzhodnega dela jam. Male doline ter Mariničeve in Mahorčičeve jame, ki je od povodnji, ki je tukaj divjala leta 1965 in uničila velik del takratne turistične poti, zaprt za obiskovalce. Mariničev most, ki je bil prvotno zgrajen leta 1891, kot most Concordia, kasneje obnovljen kot Bertarellijev most, povezuje pot na robu Male doline z vhodom v Mariničevo jamo. Obstoječo mostno konstrukcijo iz dveh jeklenih I-profilov z leseno pohodno površino, ki je dotrajana in delno tudi močno poškodovana, je zamenjal nov jekleni transparentni, atraktivno oblikovan most. Projekt za izvedbo novega Mariničevega mostu smo izdelali v projektivnem biroju Ponting, d. o. o., iz Maribora, izvedbo objekta pa je prevzelo in uspešno izpeljalo gradbeno podjetje Kraški zidar, d. d., iz Sežane.

Summary | The paper presents the design and the construction of the new "Marinič" Bridge in the Škocjan Caves Park. Public Service Agency of Škocjan Caves Park decided to expand their service and enable visiting also the eastern part of the caves - "Mala dolina" (Small gorge), "Marinič Cave", and "Mahorčič Cave", which has been, after the flood in 1965 that destroyed much of the cave infrastructure, closed for visitors. "Marinič" Bridge, originally built as Bridge "Concordia", then rebuilt as "Bertarelli" Bridge, connects the path at the edge of "Small gorge" and the entrance to "Marinič Cave". The existing bridge of two steel I-sections and a wooden deck, warren down and partially heavily damaged, was replaced by a new, transparent, and attractive bridge made of steel.

The design was made by Ponting Ltd. Consulting Engineering Bureau from Maribor (Slovenia), and the construction has been carried out by Kraški zidar group from Sežana (Slovenia).

1 • UVOD

Javni zavod Park Škocjanske jame je v začetku leta 2008 pristopil k rekonstrukciji turistične infrastrukture v Mahorčičevi in Mariničevi jami. Ta bi razširila turistično ponudbo v parku

in omogočila tudi ogled delov jame, ki so zaprti in opuščeni od leta 1965, ko so visoke hudourniške vode reke Reke v siloviti povodnji uničile dobršen del turistične infrastrukture v

tem delu Škocjanskih jam. V okviru te rekonstrukcije je bila predvidena in izvedena tudi rekonstrukcija Mariničevega mostu (tudi most Concordia oziroma Bertarellijev most).

Investitor: **Javni zavod Park Škocjanske jame**

Projektant: **Ponting inženirski biro, d. o. o., Maribor**

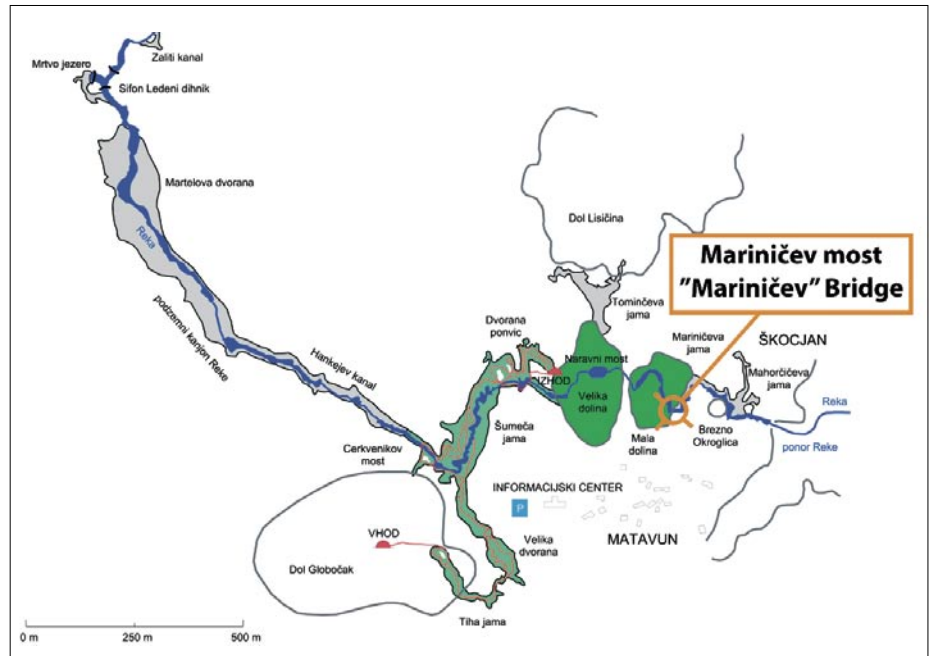
Pogodbeni izvajalec: **JV Primorje, d. d., Ajdovščina in Kraški zidar, d. d., Sežana**

Izvajalec mostu: **Kraški zidar, d. d., Sežana**

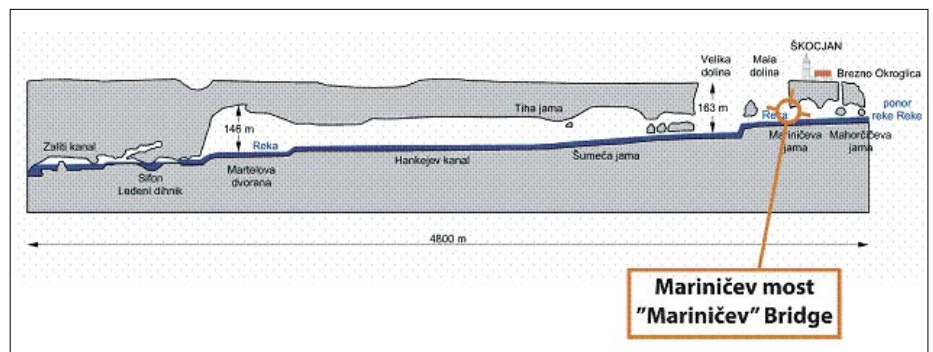
Namen rekonstrukcije je bil zamenjati dotrajano in poškodovano obstoječo mostno konstrukcijo z novo. Investitor je želel, da bo nov most na isti lokaciji funkcionalen in bo služil osnovnemu namenu, to je varnemu prehodu turistov, hkrati pa naj bi bila rešitev takšna, da bi se rekonstruiran most primerno vklopil v občutljivo, naravno, zaščiteno in turistično atraktivno okolje.

1.1 Obstoječe stanje

Obstoječi most je bil zgrajen verjetno leta 1891 (most Concordia), nato pa med obema vojnoma obnovljen (Bertarellijev most). Dimenzije obstoječega objekta so znašale: dolžina 13,00 m, širina 1,35 m (svetla širina med ograjama 1,00 m). Vzdolžni nagib pohodne površine mostu je bil 10 %. Stanje obstoječega mostu je bilo slabo; jeklena nosilna konstrukcija je bila korodirana, ograja je bila zaradi padajočega kamenja deformirana, ponekod tudi popolnoma porušena, uničena lesena pohodna površina pa je bila za potrebe rekonstrukcije poti nadomeščena z začasno enostavno krovno konstrukcijo iz neobdelanih lesenih desk.



Slika 1 • Situacija Škocjanskih jam

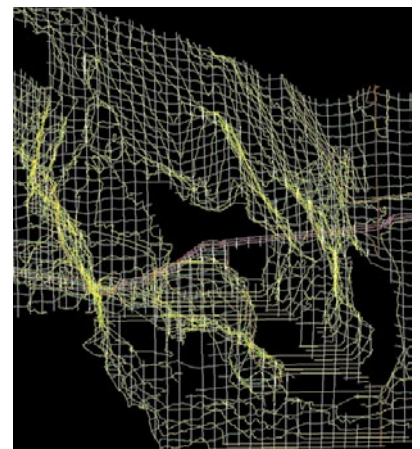
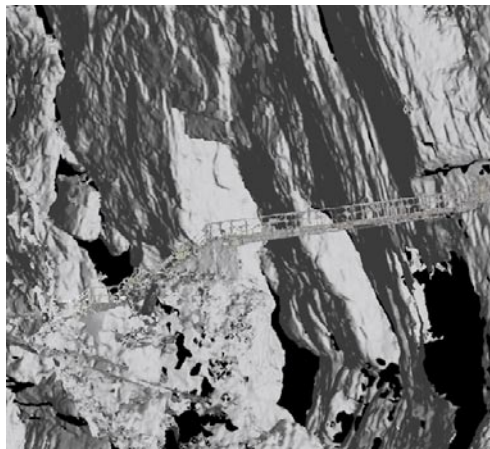
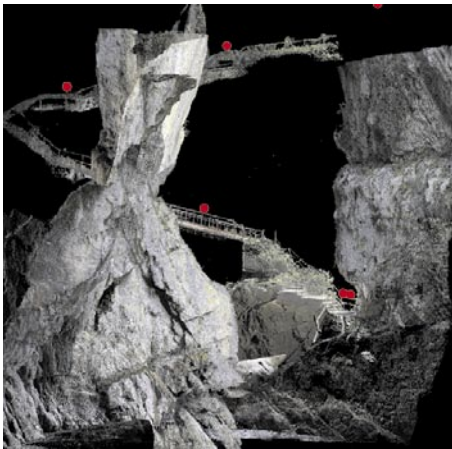


Slika 2 • Vzdolžni prerez Škocjanskih jam



Slika 3 • Obstoječe stanje – april 2008





Slika 4 • 3d-SCAN, računalniški (SOLID) model in obdelani 3d-model lokacije (Geodetski zavod Celje, d. o. o., junij 2008)

Na nižji (severni) strani se je most naslanjal na blok plastovitega apnenca, dimenzij ca. 5,00–9,00 m in višine ca. 7,00 m, ki je neugodno razpokan z neugodnim vpadom plasti. Pri spremembi obremenitev na tem bloku je obstajala realna možnost zdrsa, tako da bi ga bilo v primeru izvedbe novega opornika za most na tem bloku treba ustrezno sidrati (stabilizirati). Po natančnejšem pregledu lokacije mostu je bilo dodatno ugotovljeno, da je most na območju severnega ležišča izpostavljen tudi padajočim ledenim svečam, občasno pa tudi padajočemu kamenju, iz česar je sledil zaključek, da se obstoječe, severno ležišče opusti, most pa se z osjo premakne pod previs, proti vhodu v Mariničevo jamo.

1.2 Prostorske značilnosti

Na lokaciji mostu je značilna kraška jamska konfiguracija terena z visokimi apnenčastimi pečinami na obeh straneh vhoda v jamo, višinska razlika turistične poti na obeh straneh pa znaša ca. 5,80 m, previsna višina stene nad lokacijo mostu pa več kot 100 m. Obstoječi most, oziroma dostop na severni strani, je premagoval višinsko razliko s sistemom betonskih stopnišč in podestov, medtem ko novi most premaga višinsko razliko enakomerno vzdolž svoje celotne osi. V osi mostu je premagana višinska razlika 4,50 m, zaradi poplavne varnosti pa je na

severni strani rekonstruirana in nekoliko dvignjena (ca. 1,30 m) tudi turistična pot. Skozi Mahorčičevo in Mariničevo jamo pod mostom v smeri Male doline teče reka Reka, ki ima na lokaciji mostu izrazit mediteranski dežni režim, ozko strugo in močan tok, tako da občasno poplavlja turistične poti na severni (nižji) strani. Gladina vode se spreminja – niha, ob izrednih razmerah celo preko absolutne kote obstoječe turistične poti na severni strani ca. 317,00 m n. v. Park Škocjanskih jam je edina naravna znamenitost v Sloveniji, ki je pod zaščito Organizacije združenih narodov za izobraževanje, znanost in kulturo – UNESCO.

1.3 Geodetske osnove, robni pogoji, oblika in zasnova konstrukcije

Zaradi izredno zahtevnih robnih pogojev, nedostopnosti lokacije, geometrijskih karakteristik konstrukcije in konstrukcijskih posebnosti se je za potrebe razvoja osnovne ideje oblike mostu in zasnove konstrukcije mostu izdelal detajlni posnetek 3d-SCAN območja v okolici lokacije objekta. Na podlagi posnetka se je izdelal računalniški model celotne mikrolokacije mostu na vhodu v Mariničevo jamo, na podlagi računalniškega modela pa se je izdelala tudi maketa lokacije, ki je služila kot osnova za oblikovalska in arhitektonska razmišljanja.



Slika 5 • Konstrukcijska zasnova mostu (maketo izdelal Prototrip, d. o. o.)

Na podlagi obširnih in zahtevnih predhodnih raziskav in aktivnosti smo projektanti razpolagali s kakovostnimi in praktično uporabnimi podatki, na podlagi katerih smo zasnovali nov Mariničev most v smislu konstrukcijskih kot tudi oblikovnih rešitev. Oblika in rešitve specifičnih konstrukcijskih detajlov so v celoti odgovarjale na vse dane robne pogoje, hkrati pa so povsem zadovoljile, če ne celo presegle vsa naročnikova pričakovanja.

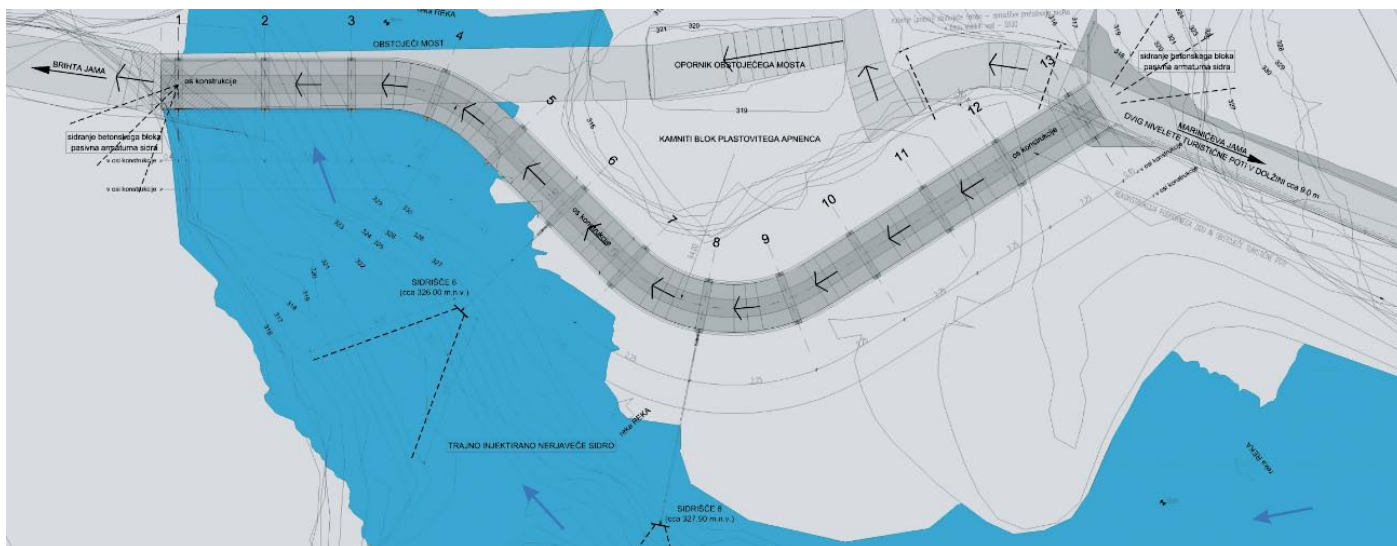
konstrukcije zagotavlja ustrezne odmike od naravnih preprek v samem razponu mostu, umakne konstrukcijo zunaj območja padanja ledenih sveč in kamenja, obenem pa za uporabnika predstavlja veliko atraktivnejše doživljanje prečkanja globeli v izrazito jamskem okolju.

2 • ZASNOVA NOVEGA MARINIČEVEGA MOSTU

2.1 Splošni opis konstrukcije

Jeklena 28 m dolga (v osi mostu), vitka mostna konstrukcija poteka tlorisno v krivulji,

sestavljeno iz ravnih delov $R = \infty$ in konstantnih krivin $R = 4,00$ m, ki so med seboj tangenčno povezani (brez lomov). Takšna geometrija



Slika 6 • Tloris mostu

V vzdolžni smeri je v smislu premagovanja višinske razlike (4,50 m) konstrukcija v konstantnem vzdolžnem naklonu $i = 15,5\%$ in ima vgrajene stopnice in podeste, ki so sistemsko enakomerno porazdeljeni po celotni dolžini mostu. Svetla širina mostu med ograjama znaša 1,25 m, skupno pa je most širok 1,50 m.

Na koncih je konstrukcija vpeta v kompaktno raščeno skalo (južna stran) oziroma v betonskokamniti podstavek (severna stran).

V razponu v sredinskem delu je konstrukcija dodatno elastično podprta z dvema poševnima nateznima palicama premera 28 mm. Natezni palici sta dolžine 5,200 m oziroma 8,625 m in sta preko jeklenih sidrišč

in trajnih prednapetih geotehničnih sider vpeti v kompaktno apnenčasto skalo južne stene vhoda v Mariničevo jamo.

2.2 Prekladna konstrukcija

Glavni nosilec mostne konstrukcije je centrično postavljena okrogla jeklena cev premera 457,20 mm, z debelino stene 20,00 mm. Vzdolžno je konstrukcija razdeljena na dvanajst delov, ki so ločeni s postavitvijo prečnih nosilcev (prečnikov), katerih karakteristični razmak znaša 2,25 m.

Prečniki so izdelani iz krojenih pločevin debeline 10,00 do 25,00 mm, v prečnem prerezu pa imajo obliko spremenljivega T-prereza.

Prečniki so neposredno privarjeni na glavno nosilno cev in podpirajo sekundarno konstrukcijo stopnic in podestov. Na mestih elastičnih podpor (natezne palice) so prečniki ustrezno ojačani in oblikovani.

Sekundarna konstrukcija stopnic in podestov je sestavljena iz ojačanih vzdolžnih pločevin 400/10 mm in krovnih montažnih pohodnih rešetk. Vzdolžne pločevine so privarjene na prečnike in oblikovno sledijo geometriji mostne konstrukcije. Krovni elementi stopnic in podestov so izdelani iz krojenih pohodnih rešetk, ki so preko kotnikov 40/40/5 mm pritrjeni na vzdolžne pločevine.

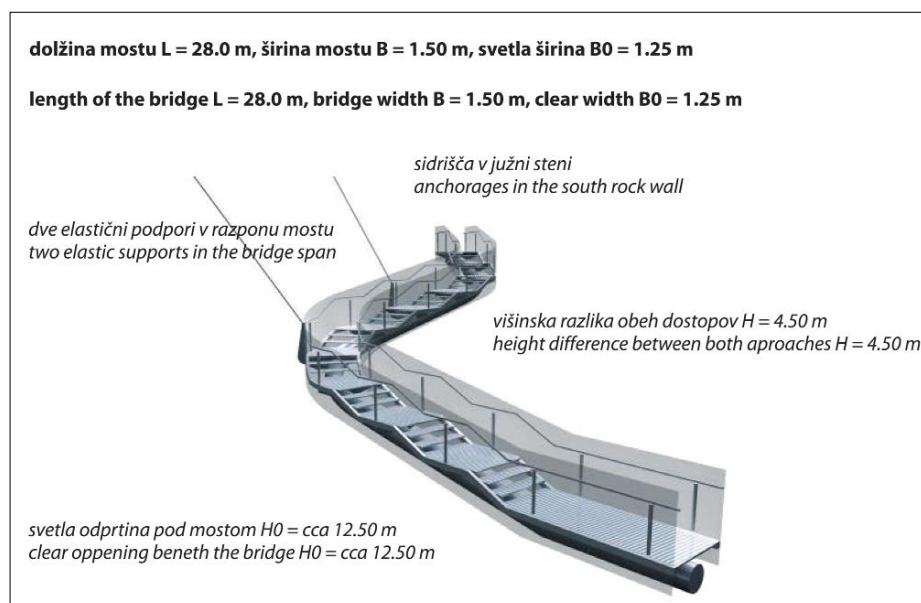
Stebrički ograje na razmiku $e = 1,125$ m so v vzdolžni smeri povezani z značilnim škocjanskim ročajem pašaman na višini 90 cm, pred padcem pa pešce štiti uokvirjena mreža višine 1,10 do 1,38 m (skupaj 1,60 m). Ročaj ograje je vzporeden z niveleto stopnic in podestov, zaščitna mreža pa je ukrivljena v obliki nosilne konstrukcije.

Celotna mostna konstrukcija je izdelana iz treh ločenih delov, ki so med seboj s prednapetimi vijaki povezani preko prirobnic.

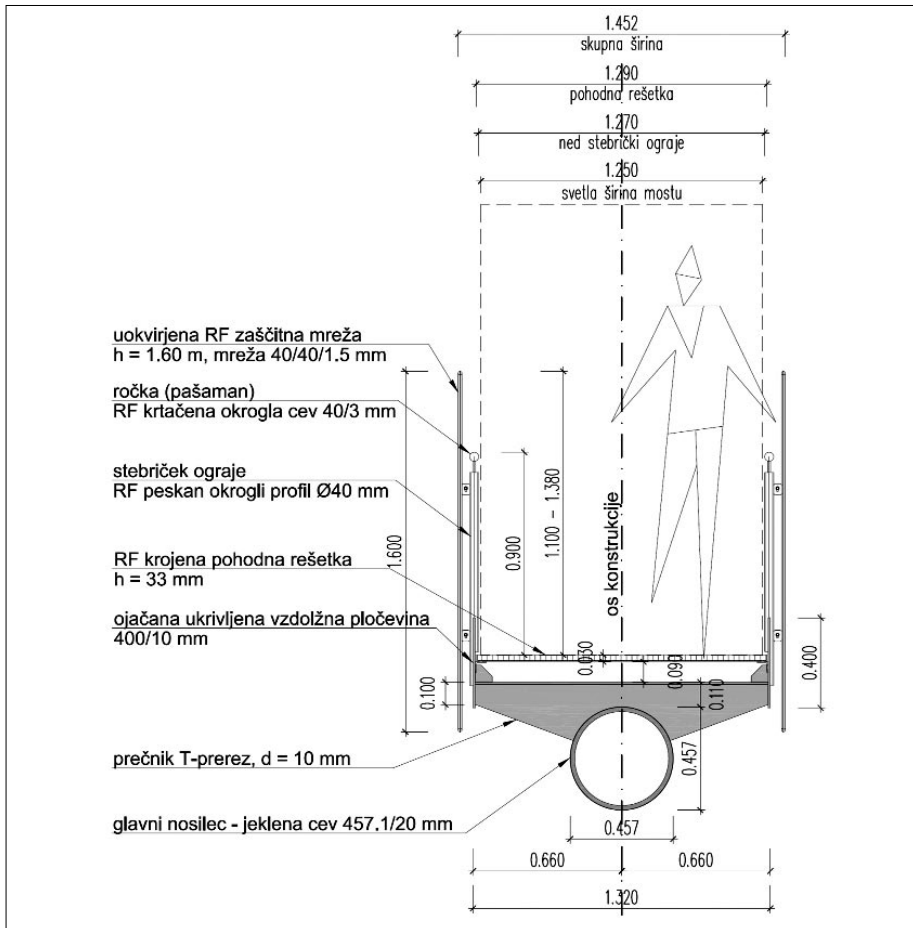
2.3 Podporna konstrukcija

Na južni strani objekta se je na mestu naleganja prejšnjega (obstoječega) mostu izdelal temeljni betonski podstavek, ki je z uvrtno armaturo trdno povezan s kompaktno raščeno skalo.

Na severni (nižji) strani je vzdolž obstoječe turistične poti do stopnišča na vhodu v jamo narejena betonskokamnita škarpa, ki nekoliko dvigne niveleto obstoječe poti. V okviru škarpe se izdelata tudi temelj novega mostu. Škarpa poteka vzporedno z obstoječo turistično potjo,



Slika 7 • Računalniška simulacija novega mostu



Slika 8 • Karakteristični prečni prerez mostu

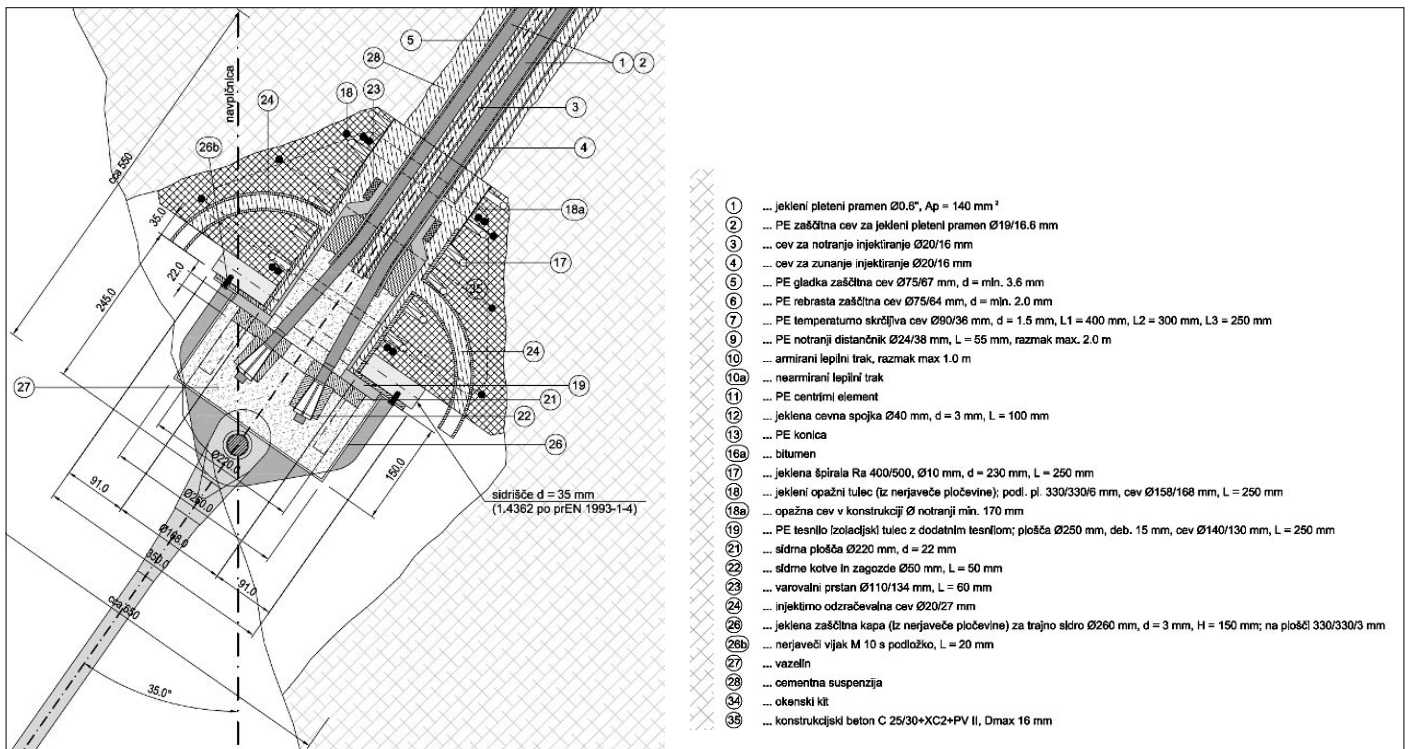
temelj pa je hidravlično oblikovan. Takšna zasnova sestopa na severni strani ne posega v hidravlični profil pretokov, hkrati pa zagotavlja nekoliko večjo višino poti v primeru izredno visokih voda.

Ob obeh krajnih ležiščih je most v polju podprt (obešen) še z dvema jeklenima zategama, ki sta preko sidrišč pritrjeni v južno steno vhoda v Mariničevo jamo. Sidrišča so v južni steni sidrana preko dveh trajnih prednapetih vrtnih 2-pramenskih geotehničnih sider CATI-ZRMK tipa RCP/D. Dolžina sider znaša 13,00 m, od tega 6,00 m vezni del in 7,00 m prosti del. Nosilnost sider, predpisana s projektom, znaša najmanj 145 kN.

2.4 Oprema in detajli

Pohodna površina na mostu, stopnice in podesti so izdelani kot krojena, uokvirjena, pohodna rešetka s protidrsknimi profili. Višina rešetke je 33 mm, širina okenca pa 11 mm. Rešetka je preko jeklenih kotnikov in vijakov pritrjena na vzdolžno pločevino. Rešetka je izdelana iz nerjavnega jekla.

Jeklena ograja z mrežastim polnilom je v osnovi zasnovana v skladu z arhitekturnim načrtom. Stebrički ograje so okrogli profili Φ 40 mm, dolžine 945 mm in so preko distančnikov Φ 12 mm na vrhu med seboj povezani z ročajem (pašaman) okrogle nerjavne cevi Φ 40/3 mm. Ročaj poteka vzporedno z nivoletu pohodne površine na višini



Slika 9 • Detajl sidrišča v južni steni



Slika 10 • Sidrišče v južni steni

90 cm. Zaključni del ograje predstavljajo uokvirjene mreže Inox iz žic premera 3 mm in odprtino 4 cm. Mreže so vzporedne z glavno jekleno konstrukcijo višine 160 cm, tako da višina varovanja znaša najmanj 110 cm.

2.5 Materiali in zaščita

Glavna konstrukcija:
S 355J2 po EN 10025 (stara oznaka St52-3N) zaščiteno s premazi skupne debeline min 250 μm v srebrni kovinski barvi.

Natezne palice:

S 460 (Macalloy) ... izvedba v nerjavni obliki.

Sidrišča:

nerjavna pločevina kakovosti 1.4301 po pr-EN 1993 1-4.

Sekundarna konstrukcija:

S 355J2 po EN 10025 (stara oznaka St52-3N), zaščitena s premazi skupne debeline najmanj 250 μm v srebrni kovinski barvi ... po enakem sistemu kot glavna nosilna konstrukcija.

Krovna konstrukcija:

nerjavno jeklo (RF, inox), kakovosti 1.4301 po pr-EN 1993 1-4.

Polnilo ograje (mreža):

nerjavno jeklo (RF, inox) kakovosti 1.4301 po pr-EN 1993 1-4

Pritrdilni material:

RF-prednapeti vijaki 10.9 kakovosti A4 in trdnostnega razreda najmanj 80 (za spoj glavne nosilne konstrukcije) nerjavno jeklo (RF, inox) kakovosti A4 (za krovno konstrukcijo).

Betonski temelji:

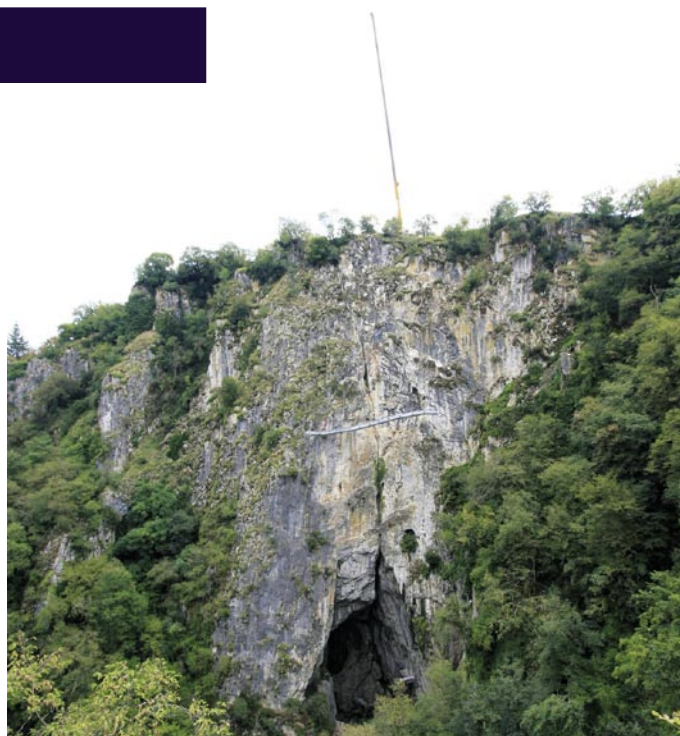
C 25/30, XD1, XF1, rebrasta armatura BST 500 S(B).

3 • GRADNJA

Glavna jeklena konstrukcija je vključno s podkonstrukcijo izdelana v delavnici v treh geometrijsko ločenih segmentih dolžin 11,350 m, 8,355 m in 8,200 m. V delavnici je narejena tudi antikorozijska zaščita, vključno



Slika 11 • Poskusno nameščanje mostu v delavnici



Slika 12 • Spust glavne nosilne konstrukcije (H = 107 m)



Slika 13 • Nameščanje glavne nosilne konstrukcije



Slika 14 • Namestitvev jeklenih zateg, krovne konstrukcije in opreme

z zaključnim slojem. Segmenti so dostavljeni na gradbišče, delovni plato ca. 107 m nad lokacijo mostu, kjer so med seboj povezani preko prirobnic in prednapetih vijakov.

Na lokaciji mostu so najprej izdelana krajna ležišča in sidrišča v južni steni. Namestitvev jeklene konstrukcije je opravljena s pomočjo montažnih delovnih odrov in začasnih podpor na lokaciji objekta. Spust konstrukcije iz delovnega platoja nad jamo je bil opravljen s pomočjo avto dvigala, namestitvev pa je potekala brez težav in skladno s projektom montaže, ki ga je izdelal izvajalec.

Glavna jeklena konstrukcija je bila odložena na obeh krajnih ležiščih in na vmesni začasni podpori (montažnem odru) v končni legi. Po betoniranju krajnih ležišč so montirane tudi vmesne jeklene zatege, ki so aktivirane po odstranitvi vmesne začasne podpore. Na koncu sta na most nameščeni še pohodna površina in ograja.



Slika 15 • Skoraj končan nov Mariničev most v Škocjanskih jamah

4 • SKLEP

Novi Mariničev most brez dvoma predstavlja dodatno zanimivost že tako prečudovite, zanimive in atraktivne prenovljene turistične poti skozi Malo dolino, Mariničevo in Mahorčičevo jamo in je za obiskovalca eden od vrhuncev doživetja Škocjanskih jam, saj ponuja edinstvene poglede v smeri Male doline kot tudi Mariničeve jame. Atraktivna oblika mostu in njegova zasnova, visoka previsna stena nad glavo obiskovalca in šum reke v globini pod mostom bodo v marsikaterem obisko-

valcu vzbudili tudi adrenalinske občutke, zahvaljujoč premišljenim detajlom pa most zagotavlja miren in varen prehod vseh uporabnikov.

S strani projektantov in izvajalcev je rekonstrukcija Mariničevega mostu predstavljala svojevrsten izziv. Zasnova in oblika mostu sta morali odgovoriti na izredno zahtevne robne pogoje premostitve, hkrati pa se je moral most transparentno vklopiti v občutljivo naravno izrazito jamsko okolje, kar je od pro-

jektantov zahtevalo izredno potrpežljivost, nenehno izpopolnjevanje projekta in visoko strokovnost pri reševanju konstrukcijskih in arhitektonskih detajlov. Lokacija mostu, nedostopnost in zaščiteni naravni dejavniki pa so svoj davek v smislu organizacije samega gradbišča, kategoričnosti gradnje ter izredne natančnosti pri izdelavi in namestitvi mostne konstrukcije zahtevali tudi od graditeljev. Rezultat dobrega, učinkovitega in strokovnega sodelovanja vseh udeležencev v projektu rekonstrukcije Mariničevega mostu v Škocjanskih jamah je nov jekleni obešeni most, ki je glede lokacije edinstven v Sloveniji, Evropi, morda celo na svetu.

RAZŠIRJENA N2-METODA Z UPOŠTEVANJEM VPLIVOV VIŠJIH NIHAJNIH OBLIK

THE EXTENDED N2 METHOD CONSIDERING HIGHER MODE EFFECTS

dr. Maja Kreslin, univ. dipl. inž. grad.
akad. prof. dr. Peter Fajfar, univ. dipl. inž. grad.

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo
Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo
Jamova 2, 1000 Ljubljana
maja.kreslin@ikpir.fgg.uni-lj.si
pfajfar@ikpir.fgg.uni-lj.si

Znanstveni članek

UDK: 624.042.7

Povzetek | Prikazana je razširitev poenostavljene nelinearne metode (znane pod imenom N2-metoda) za analizo (srednje) visokih in/ali nesimetričnih stavb v tlorisu pri potresni obtežbi. Pri omenjenih vrstah stavb so lahko pomembni vplivi višjih nihajnih oblik v tlorisu in/ali po višini, ki jih z osnovno različico N2-metode ne moremo zajeti. Razširitev N2-metode temelji na predpostavki, da je nelinearni vpliv pomemben pri osnovni nihajni obliki, medtem ko je obnašanje v višjih nihajnih oblikah pretežno elastično. Vplivi višjih nihajnih oblik se določijo s standardno modalno analizo s spektri odziva in se v obliki korekcijskih faktorjev uporabijo za korekcijo rezultatov iz potisne (pushover) analize, ki predstavljajo neelastični odziv stavbe v osnovni nihajni obliki. V prispevku so podani teoretične osnove metode in prikaz postopka računa ter uporaba metode na testnem primeru, ki ga predstavlja 8-etažna armiranobetonska stavba.

Summary | The extended N2 method has been developed taking into account higher mode effects both in plan and in elevation. The extension is based on the assumption that the structure remains in the elastic range when vibrating in higher modes. Higher mode effects are determined by the standard elastic modal analysis. They are applied in terms of correction factors, which are used for the adjustment of results obtained by the usual pushover analysis. In the paper, first, the background of the approximate approach is explained. The computational procedure is then summarized, and applied to a test building. An actual 8-storey RC frame building has served as a test example.

1 • UVOD

Nelinearne metode omogočajo realnejšo in zanesljivejšo oceno obnašanja stavb pri močni potresni obtežbi kot metode, ki temeljijo na rezultatih linearne analize. Načeloma je za račun potresnega odziva najprimernejša nelinearna dinamična analiza, ki pa je za vsakodnevno praktično uporabo še vedno pre-

zahtevna oziroma neprimerna (večji računski čas, zahtevnejši in težje dostopni podatki, težja obdelava podatkov in večja možnost napak kot pri standardnih metodah). Kot alternativa se že nekaj časa razvijajo t. i. poenostavljene nelinearne metode za seizmično analizo konstrukcij, ki zagotavljajo dragocene

informacije o neelastičnem odzivu konstrukcij, zaradi svoje enostavnosti pa so primerne tudi za praktično uporabo.

Ena izmed takšnih metod je N2-metoda (Fajfar, 2000, 2002), ki je bila razvita v IKPIR-u. Metoda temelji na nelinearni statični analizi modela konstrukcije z več prostostnimi stopnjami (MDOF) in na pretvorbi tega modela na ekvivalentni model z eno prostostno stopnjo (SDOF). Zahteve potresa se določijo z nelinearnimi spektri odziva. Opisana metoda je

vključena v nov evropski in slovenski standard za potresno odporno gradnjo Evrokod 8 ali krajše EC8 (SIST EN 1998-1, 2005), uporabljajo pa se tudi zunaj Evrope.

Osnovna predpostavka N2-metode kot tudi drugih metod, ki temeljijo na nelinearni statični potisni (»pushover«) analizi, je, da konstrukcija niha pretežno v osnovni nihajni obliki. Ta predpostavka ni izpolnjena zlasti pri nesimetričnih konstrukcijah v florisu in pri visokih stavbah. V literaturi so predlagane številne metode za upoštevanje višjih nihajnih oblik v florisu kot tudi po višini stavbe ((Antoniu, 2004), (Aydinoğlu, 2003), (Aydinoğlu, 2010), (Bento, 2008), (Chopra, 2002); (Chopra, 2004a), (Chopra, 2004b), (Reyes, 2010)). Nekateri iz-

med predlaganih poenostavljenih pristopov so že tako zahtevni (komplicirani) za uporabo, da je boljše in lažje uporabiti natančnejše metode (na primer nelinearno dinamično analizo).

Osnovna ideja pri razširitvi polja uporabnosti N2-metode za stavbe, pri katerih so pomembne višje nihajne oblike, je bila, da naj bo metoda enostavna, a hkrati še vedno dovolj natančna. Razširitev temelji na predpostavki, da je nelinearni vpliv pomemben pri osnovni nihajni obliki, medtem ko je obnašanje v višjih nihajnih oblikah pretežno elastično. Postopek za analizo nesimetričnih stavb v florisu, pri katerih so pomembne višje nihajne oblike v florisu, je bil predlagan v članku (Fajfar, 2005), v zadnjem času pa je bil

razvit še postopek za analizo visokih stavb ((Kreslin, 2010); (Kreslin 2011)), pri katerih so pomembne višje nihajne oblike po višini stavbe. Oba postopka sta združena v t. i. razširjeno N2-metodo, ki je primerna za analizo praktično povsem splošnih konstrukcij stavb. V članku je najprej opisano teoretično ozadje metode, sledita opis računskega postopka in uporaba metode na konkretnem primeru. Testno stavbo predstavlja obstoječa 8-etažna armiranobetonska stavba, projektirana v skladu s predstandardom EC8. Vsi koraki metode so prikazani na opisanem testnem primeru. Končni rezultati razširjene N2-metode so prikazani v obliki pomikov in zamikov (etažni pomik/etažna višina).

2 • OSNOVNE PREDPOSTAVKE

V elastičnem (linearnem) območju se za določitev potresnega odziva konstrukcij, pri katerih so pomembne višje nihajne oblike, najpogosteje uporablja modalna analiza s spektri odziva (Fajfar, 1984), za katero bomo v tem članku uporabili oznako RSA (ang. response spectrum analysis). Pri tej metodi izračunamo odziv konstrukcije za vsako nihajno obliko, ločeno za obe smeri obremenjevanja. Končne vrednosti določimo s kombinacijo vplivov nihajnih oblik in kombinacijo rezultatov zaradi smeri vzbujanja. Najpogosteje se uporablja SRSS-kombinacija (kvadratni koren vsote kvadratov) oziroma CQC (popolna kvadratna kombinacija), če imajo nihajni časi posameznih oblik približno enake vrednosti.

V neelastičnem območju superpozicija teoretično ni mogoča. Ker v splošnem potresni odziv konstrukcij določa osnovna nihajna oblika (v dveh vodoravnih smereh), so originalne poenostavljene metode, ki uporabljajo nelinearno statično potisno analizo, med njimi tudi N2-metoda, temeljile na predpostavki, da konstrukcija niha pretežno v osnovni nihajni obliki in da se deformacijska oblika, s tem pa tudi razporeditev (oblika) horizontalne obtežbe ne spreminjata s časom. Ta predpostavka omogoča pretvorbo sistema z

več prostostnimi stopnjami na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo, ne omogoča pa upoštevanja višjih nihajnih oblik. Številni avtorji po svetu so predlagali različne poenostavljene postopke za upoštevanje vplivov višjih nihajnih oblik in jih verificirali s primerjavo približnih rezultatov z rezultati nelinearnih dinamičnih analiz NRHA (ang. non-linear response history analysis). Med drugim je bilo ugotovljeno (Chopra, 2004b), da je povezava med nihanjem v različnih nihajnih oblikah v neelastičnem območju običajno šibka (v elastičnem območju te povezave ni) in da zato lahko, kot približek, uporabimo neki način superpozicije tudi v neelastičnem območju. Običajno v računih ni bila analizirana odvisnost rezultatov NRHA od intenzitete potresne obtežbe. Nekatere študije so pokazale, da so rezultati NRHA v veliki meri odvisni od velikosti plastičnih rotacij, ki naraščajo z intenziteto potresne obtežbe ((Peruš, 2005), (Marušić, 2005), (Kreslin, 2011)). Vplivi višjih nihajnih oblik, izračunani z NRHA, se z večanjem intenzitete v splošnem zmanjšujejo tako v florisu kot po višini. Tako je težko razviti relativno enostaven postopek, s katerim bi lahko z zadostno natančnostjo določili odziv stavbe pri poljubni jakosti potresne obtežbe, ki se lahko zgodi v življenjski dobi konstrukcije.

Poenostavljene metode, še posebno tiste, ki so vključene v različne standarde po svetu, so načeloma konservativne. Rezultati študij so pokazali ((Fajfar, 2005), (Kreslin, 2010)), da lahko pri nelinearnih metodah konservativno oceno vplivov višjih nihajnih oblik dobimo z elastično analizo. V tistih delih stavbe, kjer imajo višje nihajne oblike pomemben vpliv (na primer zgornji del visokih stavb, podajni rob nesimetričnih konstrukcij v florisu, togi rob torzijsko podajnih konstrukcij), ustrezno normirani rezultati elastične analize v večini primerov predstavljajo ovojnico (zgornjo mejo) rezultatov, ki pripadajo različnim jakostim potresne obtežbe. Na podlagi teh ugotovitev je bila predlagana razširitev N2-metode. Predpostavili smo, da s kombinacijo rezultatov potresne analize in normiranih rezultatov elastične modalne analize dobimo »varno« oceno za razporeditev potresnih zahtev po konstrukciji (po višini in v florisu). Absolutne vrednosti potresnih zahtev pa so odvisne tudi od določitve ciljnega pomika, ki ga lahko določimo z N2-metodo ali s katero drugo metodo iz literature.

Načeloma višje nihajne oblike vplivajo na vse potresne količine, ki so pomembne za projektiranje konstrukcij. Torzijski zasuki vplivajo na pomike in posledično na zamike ter druge lokalne količine. Na drugi strani pa so rezultati raziskav pokazali (Kreslin, 2010), da imajo višje nihajne oblike po višini konstrukcije zane-marljiv vpliv na pomike, večji pa je njihov vpliv pri zamikih in drugih lokalnih količinah.

3 • POSTOPEK RAČUNA

Osnovna različica N2-metode temelji na predpostavki, da konstrukcija niha pretežno

v osnovni nihajni obliki. Pri konstrukcijah, kjer imajo višje nihajne oblike pomembno

vlogo (v florisu ali po višini), je treba uporabiti določene korekcije. Razširitev N2-metode za nesimetrične stavbe v florisu, kjer so pomembne višje nihajne oblike v florisu, in visoke stavbe, kjer so pomembne višje nihajne oblike po višini, je bila narejena ob

predpostavki, da konstrukcija pri nihanju v višjih nihajnih oblikah ostane v elastičnem območju in da se končni rezultati lahko določijo kot kombinacija rezultatov potisne analize (pri katerih ni upoštevan vpliv višjih nihajnih oblik) in ustrezno normiranih rezultatov standardne modalne analize (ki vključujejo vplive višjih nihajnih oblik). Vplivi višjih nihajnih oblik določimo s standardno elastično modalno analizo s spektri odziva in z njimi korigiramo rezultate potisne analize, ki ponazarjajo neelastični odziv konstrukcije pri nihanju v osnovni nihajni obliki. Pri visokih stavbah rezultati potisne analize narekujejo obnašanje v tistem delu stavbe, kjer se elementi bolj plastificirajo, medtem ko elastični rezultati narekujejo potresne zahteve v delih, kjer so pomembne višje nihajne oblike. Vplivi v florisu in po višini se lahko upoštevajo hkrati z dvema skupinama korekcijskih faktorjev. V nadaljevanju so podani glavni koraki razširjene N2-metode. Za podrobnejši opis in razumevanje posameznega koraka glej poglavja 5, 6 in 7, kjer je metoda prikazana na konkretnem primeru.

1. Račun po osnovni različici N2-metode ((Fajfar, 2002), (SIST EN 1998-1, 2005)). V primeru nesimetrične konstrukcije v florisu lahko uporabimo ravninski 2D-model (za posamezno horizontalno smer) ali prostorski 3D-model. Izvedemo nelinearno statično potisno analizo, neodvisno v obeh horizontalnih smereh. Horizontalno obtežbo definiramo v masnih središčih posameznih etaž. Vektor obtežbe upoštevamo s pozitivnim (+) in negativnim (-) predznakom. Določimo ciljni pomik v središču mas (CM) za obe obravnavni smeri (večja izmed vrednosti, izračunanih s predznakoma + in - obtežbe). Predpostavljeno je, da je vpliv višjih nihajnih oblik na ciljni pomik zanemarljiv.

2. Elastična modalna analiza s spektri odziva (Fajfar, 1984). Izvedemo elastično modalno analizo 3D-modela, neodvisno v obeh obravnavanih smereh, in kombiniramo rezultate s SRSS-pravilom. Za kombinacijo nihajnih oblik v posamezni smeri prav tako uporabimo SRSS-pravilo oziroma CQC-pravilo, če so nihajni časi posameznih oblik podobni. V vsaki smeri je treba upoštevati vse nihajne oblike, ki pomembno vplivajo na globalni odziv. V obeh smereh uporabimo isti elastični spekter kot za določitev ciljnega pomika v koraku 1. Zamike v središču mas (CM) po etažah in pomike na vrhu stavbe za različne lokacije v florisu, kjer se nahajajo posamezni okviri ali stene, normiramo tako, da je pomik na vrhu stavbe v CM, ki izhaja iz modalne analize, enak ciljnemu pomiku, izračunanemu z osnovno različico N2-metode (korak 1).

3. Določitev potresnih zahtev v obliki pomikov in zamikov s kombinacijo rezultatov, izračunanih v korakih 1 in 2. To lahko dosežemo z uporabo dveh skupin korekcijskih faktorjev. S prvo skupino upoštevamo vplive višjih nihajnih oblik v florisu – korekcijske faktorje c_T izračunamo iz pomikov na vrhu stavbe v različnih lokacijah v florisu. Z drugo skupino pa upoštevamo vplive višjih nihajnih oblik po višini – korekcijske faktorje c_E izračunamo iz zamikov po višini v CM. Skupino korekcijskih faktorjev c_T uporabimo za pomike kot tudi za zamike, medtem ko faktorje c_E uporabimo samo za korekcijo zamikov (vplive višjih nihajnih oblik po višini na pomike lahko v večini primerov zanemarimo). Pri zamikih je tako rezultirajoči korekcijski faktor za izbrano etažo in lokacijo v florisu določen s produktom korekcijskih faktorjev $c_T \cdot c_E$. Korekcijske faktorje definiramo za posamezno smer posebej. Uporabimo jih za korekcijo rezultatov potisne analize, ki pripadajo ciljnemu pomiku.

3.a Korekcijski faktorji za upoštevanje višjih nihajnih oblik v florisu (c_T). Korekcijski faktor c_T je definiran kot razmerje med normiranimi pomiki na vrhu, dobljenimi z modalno analizo, in pomiki na vrhu, dobljenimi s potisno analizo. Normirani pomik predstavlja pomik točke na izbrani lokaciji v florisu, deljen s pomikom v središču mas. Če je normirani pomik iz modalne analize manjši od 1.0, se upošteva vrednost 1.0. Na ta način upoštevamo samo neugodne torzijske vplive, medtem ko ugodne vplive zanemarimo. Faktor c_T se spreminja glede na lokacijo v florisu, medtem ko se po višini ne spreminja.

3.b Korekcijski faktorji za upoštevanje višjih nihajnih oblik po višini (c_E). Korekcijski faktor c_E je definiran kot razmerje med normiranimi zamiki po višini iz modalne analize in absolutnimi zamiki iz potisne analize. Podobno kot pri torziji se ugodni vplivi zanemarijo. Če je razmerje manjše od 1.0, je korekcijski faktor enak vrednosti 1. Faktor c_E se spreminja po višini stavbe, medtem ko se ne spreminja glede na lokacijo v florisu.

4. Druge količine. Enake korekcijske faktorje kot za zamike (produkt $c_T \cdot c_E$) uporabimo za druge lokalne deformacijske količine. Dokler ostanejo deformacije v elastičnem območju, uporabimo enake faktorje tudi za notranje sile. V neelastičnem območju notranje sile določimo iz ustreznih zvez med deformacijami in notranjimi silami.

Razširjena N2-metoda je sestavljena iz dveh ločenih delov. Prvi del predstavlja določitev ciljnega pomika, drugi del pa razporeditev potresnih zahtev po konstrukciji. Zaradi tega lahko postopek za upoštevanje višjih nihajnih oblik (korak 3) uporabimo v kombinaciji s poljubno metodo za določitev ciljnega pomika iz literature.

Masa celotne stavbe je enaka 3677 ton. Masa (m) in masni vztrajnostni moment (MMI) posameznih etaž znašata 481 ton in 46200 ton \cdot m 2 za spodnji dve etaži oziroma 453 ton in 43500 ton \cdot m 2 za druge etaže. Masni vztrajnostni moment predstavlja produkt mase etaže in kvadrata vztrajnostnega polmera ($MMI = m \cdot r^2$), pri čemer r^2 izračunamo po enačbi $r^2 = (I_x + I_y)/A$, kjer sta I_x in I_y vztrajnostna momenta florisu, A pa površina florisu. Potresna obtežba je podana z idealiziranim spektrom po EC8. Upoštevan je maksimalni pospešek tal $a_g = 0,4$ g, vrsta tal B in 5-odstotno dušenje. Spekter je prikazan na sliki 3.

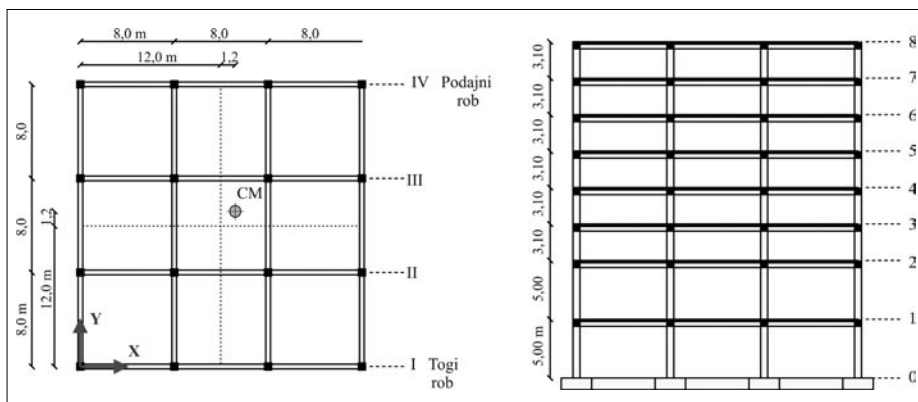
4 • TESTNI PRIMER

4.1 Opis stavbe in potresne obtežbe

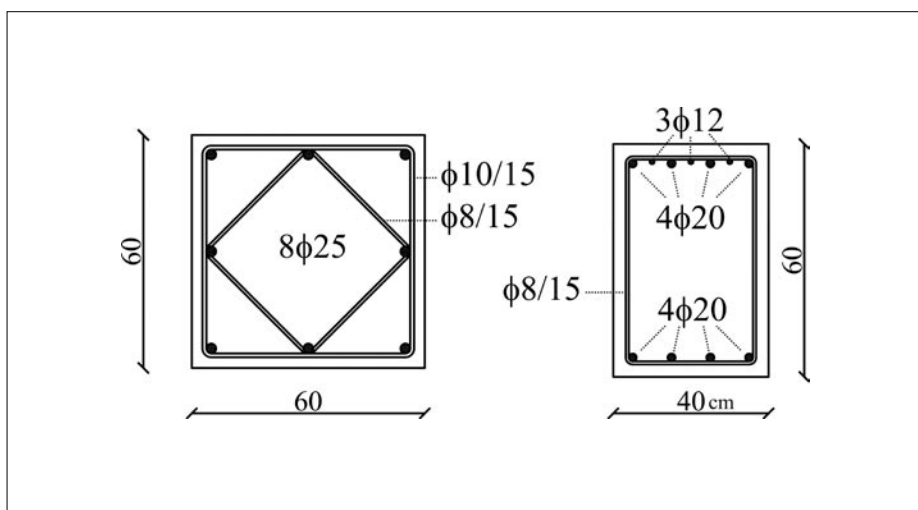
Testni primer predstavlja idealizirana obstoječa 8-etažna armiranobetonska stavba, ki se nahaja na Reki (Čaušević, 2010). Konstrukcija stavbe je sestavljena iz po štirih okvirov v vsaki od obeh vodoravnih smeri. Tloris in prerez stavbe sta prikazana na sliki 1. Nepravilnost stavbe po višini izhaja iz višjih spodnjih dveh etaž v primerjavi z drugimi. Tlorisno nesimetričnost smo vpeljali s t. i. masno

ekscentričnostjo, ki znaša 5 % florisne dimenzije v obeh obravnavanih smereh. Upoštevano ekscentričnost bi lahko opisali kot slučajno ekscentričnost.

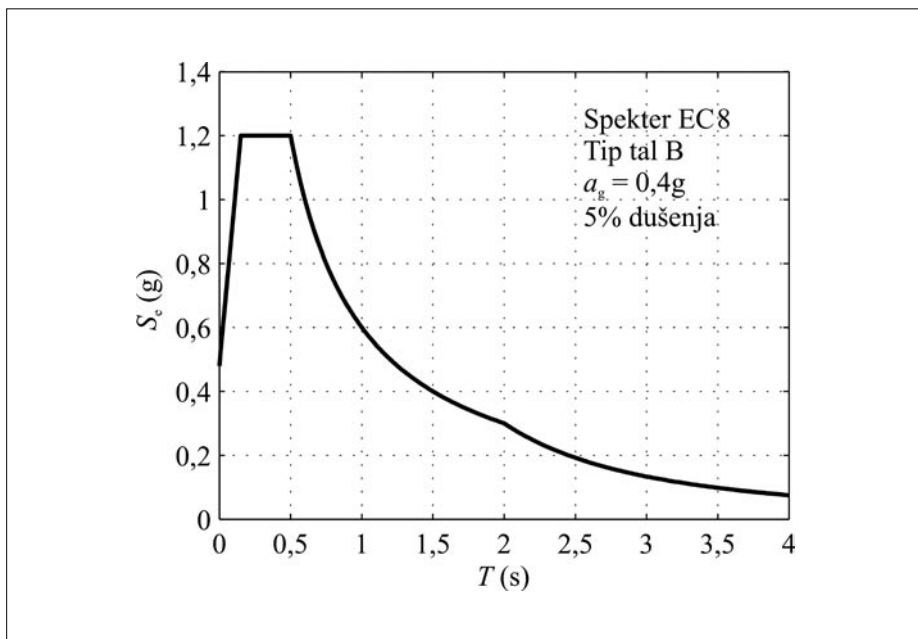
Uporabljeni sta bila beton C25/30 in jeklo B500. Dimenzije konstrukcijskih elementov (stebrov in gred) in količina ter razporeditev armature so enaki za vse stebre oziroma grede v stavbi (glej sliko 2). Sodelujoče širine v gredah nismo upoštevali.



Slika 1 • Tloris in prerez testne stavbe z označenimi etažami in osmi (I, II, III, IV). Označeni so središče mas (CM) ter togi in podajni rob



Slika 2 • Dimenzije konstrukcijskih elementov ter količina in razporeditev armature



Slika 3 • Elastični spekter odziva po EC8

4.2 Matematični model

Za analize smo uporabili psevdotridimenzionalni model, pri katerem je prostorska konstrukcija sestavljena iz ravninskih okvirov. Vsak stebel je modeliran neodvisno v obeh vodoravnih smereh in lahko prenaša obtežbo le v svoji ravnini. Kompatibilnost osnih sil v stebrih, ki so skupni dvema ortogonalnima okviroma, ni zagotovljena. Zanimarjena je torzijska togost vseh elementov.

Model je sestavljen iz po štirih ravninskih okvirov v vzdolžni smeri x in v prečni smeri y. Vsi okviri so med seboj povezani s ploščami. Predpostavili smo, da so plošče neskončno toge v svoji ravnini in povsem podajne zunaj svoje ravnine. Vsak konstrukcijski element je modeliran z enim samim linijskim elementom. Mase in masne vztrajnostne momente smo koncentrirali na osmih višinskih nivojih v centrih mas. V matematičnem modelu za potresne analize je treba v skladu z EC8 upoštevati razpokane prereze. Če ne naredimo natančne analize, lahko za elastično upogibno in strižno togost upoštevamo polovično vrednost ustrezne togosti nerazpokanih elementov. To možnost smo uporabili v obravnavanem primeru. V modelu nismo upoštevali togih odsekov v vozliščih in P-delta vpliva.

Pri nelinearnih analizah je treba matematični model, ki ga uporabljamo pri linearni elastični analizi, dopolniti tako, da vključuje nosilnost elementov nosilne konstrukcije in njihovo obnašanje v nelinearnem območju. V ta namen smo na koncih vseh linijskih elementov (stebrov in gred) namestili t. i. plastične členke. Za vsak členek smo določili bilinearni odnos med momentom in rotacijo brez utrjevanja. Predpostavili smo neomejeno duktilnost elementov. Maksimalni moment M_u smo izračunali z analizo prečnih prerezov. V stebrih smo upoštevali osne sile, ki izhajajo iz vertikalne obtežbe. Za stebre, ki imajo simetrično armaturo, smo v obeh obravnavanih smereh uporabili simetrično obliko ovojnice, pri gredah, kjer je armatura nesimetrična, pa smo nelinearni odnos med momentom in rotacijo upoštevali z nesimetrično ovojnicjo. Predpostavili smo, da je strižna kapaciteta elementov zadostna in da ni strižnih porušitev.

Za vse analize smo uporabili program PERFORM-3D (CSI, 2006).

5 • ELASTIČNA ANALIZA

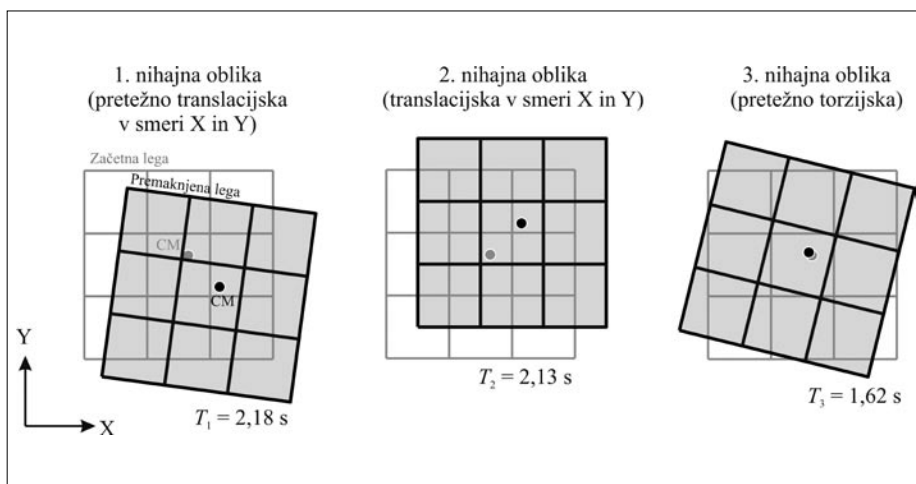
Bistveni rezultati analize lastnega nihanja so zbrani v preglednici 1. Nihajni časi za prve tri nihajne oblike (ob upoštevanju razpokanosti prerezov) znašajo 2,18, 2,13 in 1,63 sekunde. Efektivne modalne mase kažejo, da sta prva in druga nihajna oblika pretežno translacijski v diagonalni smeri. Pri prvi nihajni obliki sodeluje 42 % celotne mase v smeri x in 42 % v smeri y. Pri drugi nihajni obliki pa efektivni masi znašata $M_{\text{eff},X} = M_{\text{eff},Y} = 45\%$. Tretja nihajna oblika je pretežno torzijska. Na sliki 5a je prikazana x-komponenta deformacijske linije prve nihajne oblike, ki je uporabljena pri določitvi vektorja horizontalne obtežbe za nelinearno statično potisno analizo. Ker sta prva in druga nihajna oblika sestavljeni iz enakega deleža translacije v dveh pravokotnih smereh, je y-komponenta prve nihajne oblike enaka x-komponenti prve nihajne oblike (slika 5a) kot tudi x- in y-komponenti druge nihajne oblike.

Elastično modalno analizo s spektri odziva 3D-modela smo izvedli neodvisno v obeh vodoravnih smereh (x in y). V analizi smo upoštevali prvih šest nihajnih oblik, katerih vsota efektivnih mas znaša 95 % celotne mase v smereh x in y (preglednica 1). Tako za kombinacijo nihajnih oblik v posamezni smeri kot tudi za kombinacijo rezultatov zaradi smeri vzbujanja smo uporabili SRSS-pravilo (kvadratni koren vsote kvadratov). Spekter, prikazan na sliki 3, je bil uporabljen pri vzbujanju v obeh smereh.

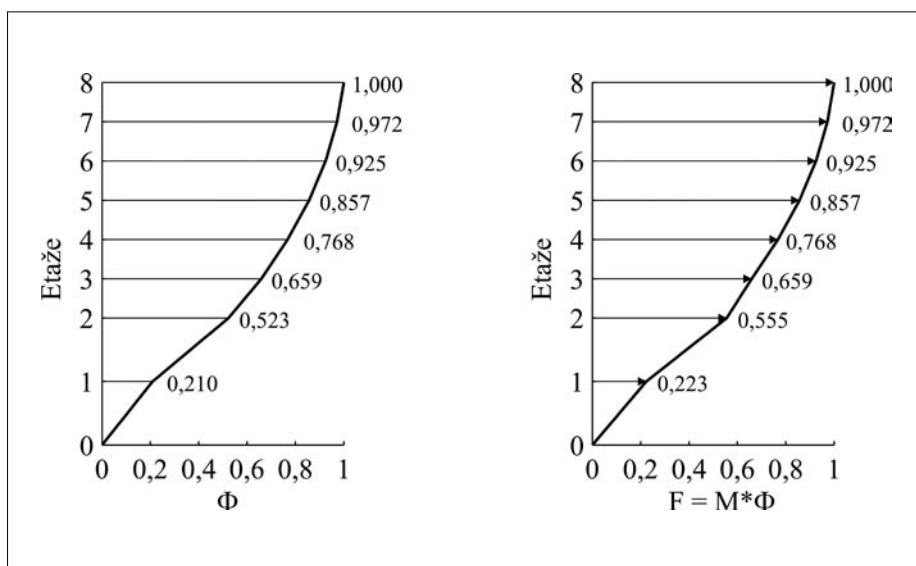
Rezultate, izračunane z elastično modalno analizo, smo uporabili za določitev vplivov višjih nihajnih oblik po višini kot tudi v tlorisu. Upoštevajo se samo neugodni vplivi, ugodni vplivi pa se zanemarijo.

Mode	T (s)	$M_{\text{eff},UX}$ (%)	$M_{\text{eff},UY}$ (%)	$\Sigma M_{\text{eff},UX}$ (%)	$\Sigma M_{\text{eff},UY}$ (%)
1	2,18	42	42	42	42
2	2,13	45	45	87	87
3	1,62	2	2	89	89
4	0,63	3	3	92	92
5	0,61	3	3	95	95
6	0,47	0	0	95	95

Preglednica 1 • Nihajni časi in efektivne modalne mase ($M_{\text{eff},X}$ in $M_{\text{eff},Y}$) obravnavane stavbe



Slika 4 • Prve tri nihajne oblike konstrukcije (tlorsni pogled)



Slika 5 • (a) Prva in druga nihajna oblika konstrukcije (x- in y-komponenta) (b) Razporeditev normiranih horizontalnih sil pri nelinearni statični analizi

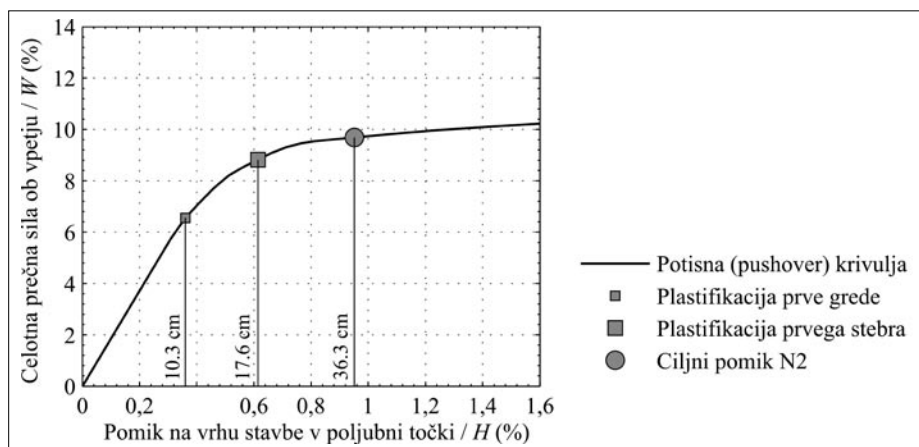
6 • OSNOVNA N2-ANALIZA

V tem poglavju je potresni odziv stavbe ocenjen z osnovno različico N2-metode. Vpliv višjih nihajnih oblik je zanemarljiv v tlorisu kot tudi po višini stavbe.

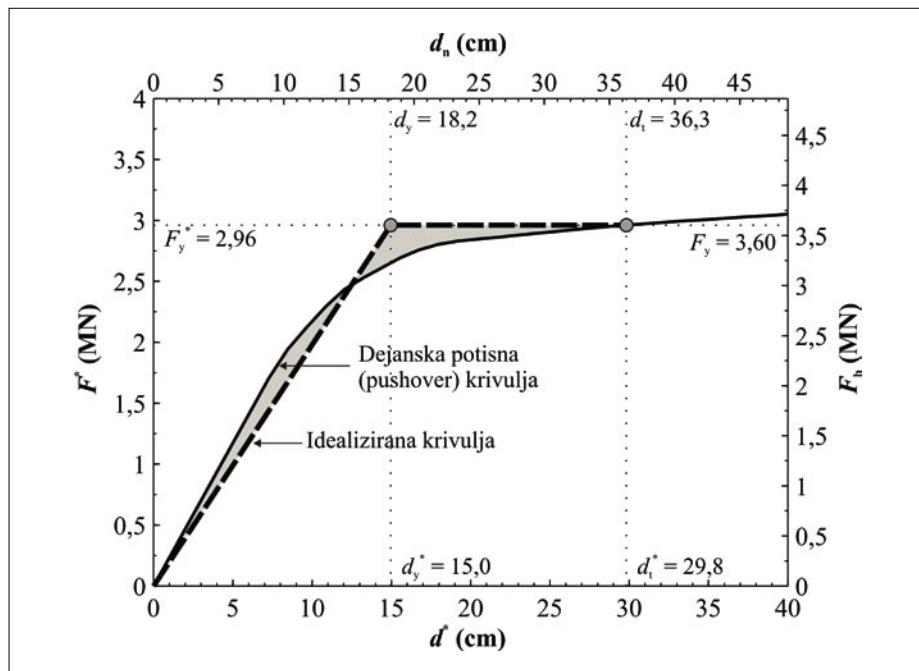
6.1 Nelinearna statična analiza

Nelinearno statično potisno analizo 2D- ali 3D-modela naredimo neodvisno v obeh vodoravnih smereh. Obravnavana stavba ima

enake karakteristike v obeh vodoravnih smereh, zato smo nelinearno statično analizo izvedli le v eni smeri. Uporabili smo 2D-model, kjer so izključeni torzijski vplivi, kar pomeni, da so vsi normirani pomiki na vrhu stavbe enaki 1.0 (slika 10). Za nelinearno statično analizo smo uporabili razporeditev horizontalnih sil, ki temelji na osnovni nihajni obliki konstrukcije. Vrednost horizontalne obtežbe v izbrani etaži



Slika 6 • Odnos med normirano celotno prečno silo ob vpetju (F_b/W) in normiranim pomikom na vrhu stavbe (d_n/H). Teža celotne stavbe znaša $W = 3677 \text{ ton} \cdot g$, višina stavbe pa $H = 28,6 \text{ m}$. Na sliki so označeni ciljni pomik d_n in pomika, pri katerih se plastificirata prva greda in prvi stebel



Slika 7 • Potisna krivulja in bilinearni idealizirani odnos med silo in pomikom za MDOF- (odnos med F_b in d_n) in SDOF-sistem (F^* in d^*). Na sliki so podane vrednosti za nosilnost in pomik na meji tečenja ter ciljni pomik

(slika 5b) je določena kot produkt osnovne nihajne oblike (slika 5a) in mase etaže. Potisna krivulja (odnos med normirano celotno prečno silo ob vpetju in normiranim pomikom na vrhu v CM) je prikazana na sliki 6. Prikazana krivulja predstavlja rezultate za smeri x in y kot tudi za pozitivno in negativno smer obremenjevanja. Nosilnost stavbe v horizontalni smeri znaša 10 % celotne teže konstrukcije. (Masa celotne stavbe znaša 3677 ton).

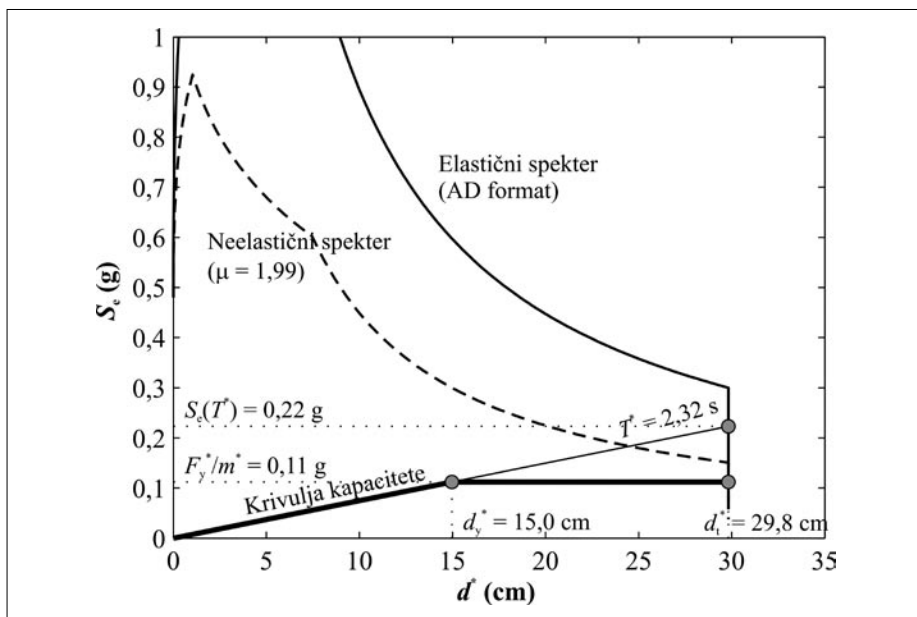
6.2 Določitev ciljnega pomika

Postopek za določitev ciljnega pomika d_n je opisan v (Fajfar, 2002) in v dodatku B standarda EC8-1 (SIST EN 1998-1, 2005). Isti postopek je uporabljen v osnovni in v razširjeni različici N2-metode. Potresna obtežba je definirana z idealiziranim spektrom po EC8 (slika 3).

V nadaljevanju bomo določili ciljni pomik za obravnavano stavbo. Uporabljene oznake parametrov so enake oznakam v (SIST EN 1998-1, 2005, Dodatek B). Pri vsakem parametru je v oklepaju podan sklic na enačbo v Dodatku B standarda EC8-1, po kateri je bila posamezna količina izračunana. Za podrobnejšo razlago postopka in posameznih parametrov glej (Fajfar, 2002).

V prvem koraku potisno krivuljo sistema z več prostostnimi stopnjami (MDOF), ki predstavlja odnos med celotno prečno silo ob vpetju F_b in pomikom na vrhu v središču mas d_n , transformiramo na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF). Parametri SDOF-sistema so v nadaljevanju besedila označeni z *. Masa ekvivalentnega SDOF sistema znaša $m^* = 2697 \text{ ton}$ (enačba B.2, Dodatek B, EC8-1), faktor transformacije pa $\Gamma = 1,22$ (enačba B.3, Dodatek B, EC8-1). Na sliki 7 ista krivulja prikazuje odnos med celotno prečno silo ob vpetju (F_b) in pomikom na vrhu v centru mas (d_n), ki velja za MDOF-sistem, kot tudi odnos med silo (F^*) in pomikom (d^*), ki velja za ekvivalenten SDOF-sistem, le merilo na oseh je različno. Faktor med obema meriloma je enak faktorju transformacije $\Gamma = 1,22$. Sila F^* in pomik d^* sta določena z enačbama B.4 in B.5 iz Dodatka B v EC8-1.

Potisno krivuljo v skladu z EC8 idealiziramo z bilinearnim diagramom (brez utrjevanja) ob upoštevanju enakosti ploščin pod dejansko in idealizirano krivuljo. Pri tem je najprej treba določiti mejni pomik (d_m^*) (glej sliko B.1 v Dodatku B standarda EC8-1). Po EC8 je to bodisi pomik, pri katerem se tvori plastični mehanizem, ali pa pomik, določen z iteracijo, pri čemer je druga možnost večinoma korektnjša. V našem primeru smo uporabili



Slika 8 • Elastični in neelastični spekter v AD-formatu ter krivulja kapacitete

iteracijski postopek (SIST EN 1998-1, 2005, Dodatek B). Idealiziran odnos med obtežbo in deformacijo je prikazan na sliki 7. Sila in pomik na meji tečenja idealiziranega SDOF-sistema znašata $F_y^* = 2,96$ MN (rezultat potisne analize) in $d_v^* = 15,0$ cm (enačba B.6, Dodatek B, EC8-1), nihajni čas idealiziranega

sistema pa $T^* = 2,32$ s (enačba B.7, Dodatek B, EC8-1).

Krivuljo kapacitete, ki predstavlja odnos med pomikom in pospeškom SDOF-sistema, določimo tako, da idealizirano silo SDOF-sistema (F^*) delimo z ekvivalentno maso m^* . Pospešek na meji tečenja znaša $F_y^*/m^* = 0,11$ g.

m^* (t)	2697	$S_e(T^*)$	0,22 g
Γ	1,22	F_y^*/m^*	0,11 g
F_y^* (kN)	2961	$q_u = \mu$	1,99
d_v^* (cm)	15,0	$d_{et}^* = d_t^*$ (cm)	29,8
T^* (s)	2,32	d_t (cm)	36,3

m^* (t) ... masa ekvivalentnega SDOF-sistema, Γ ... transformacijski faktor, F_y^* ... nosilnost idealiziranega SDOF-sistema, d_v^* ... pomik na meji tečenja idealiziranega SDOF-sistema, T^* ... nihajni čas idealiziranega SDOF-sistema, F_y^*/m^* ... pospešek neelastičnega SDOF-sistema, $S_e(T^*)$... pospešek SDOF-sistema z neomejenim elastičnim obnašanjem, q_u ... redukcijski faktor, μ ... duktilnost konstrukcije, d_{et}^* ... ciljni pomik SDOF-sistema z neomejenim elastičnim obnašanjem, d_t^* ... ciljni pomik neelastičnega SDOF-sistema, d_t ... ciljni pomik neelastičnega MDOF-sistema

Preglednica 2 • Povzetek rezultatov osnovne N2-metode

7 • RAZŠIRJENA N2 – VPLIV VIŠJIH NIHAJNIH OBLIK V Tlorisu IN PO VIŠINI

V poglavju 7 bomo rezultate osnovne N2-metode (poglavje 6) korigirali zaradi vplivov višjih nihajnih oblik. Omejili se bomo na pomike in zamike (etažni pomik/etažna višina). Pri

tem bomo uporabili dve skupini korekcijskih faktorjev, skupino c_e za upoštevanje višjih nihajnih oblik po višini stavbe in skupino c_t za upoštevanje torzijskih vplivov.

Zahteve potresa so definirane z idealiziranim spektrom po EC8 za tla B ($a_g = 0,4$ g, 5 % dušenje), ki je na sliki 8 prikazan v AD-formatu. Karakteristični nihajni čas spektra znaša $T_c = 0,5$ s. Ta nihajni čas je pomemben parameter v N2-metodi, saj omejuje območje, kjer velja enakost pomikov.

Primerjava zahtev potresa in kapacitete konstrukcije je prikazana na sliki 8. Če bi se konstrukcija obnašala elastično, bi točka na presečišču elastičnega spektra in radialne linije, ki predstavlja nihajni čas, predstavljala potresne zahteve. Pospešek in pomik, ki bi ga morala prenesti SDOF-konstrukcija, če bi hotela ostati v elastičnem območju, znašata $S_e(T^*) = 0,22$ g (vrednost pospeška v elastičnem spektru pri idealiziranem nihajnem času T^*) in $d_{et}^* = 29,8$ cm (enačba B.8, Dodatek B, EC8-1). Slika 8 kaže, da je nihajni čas idealizirane konstrukcije v območju, kjer so vrednosti v elastičnem spektru pomikov konstantne.

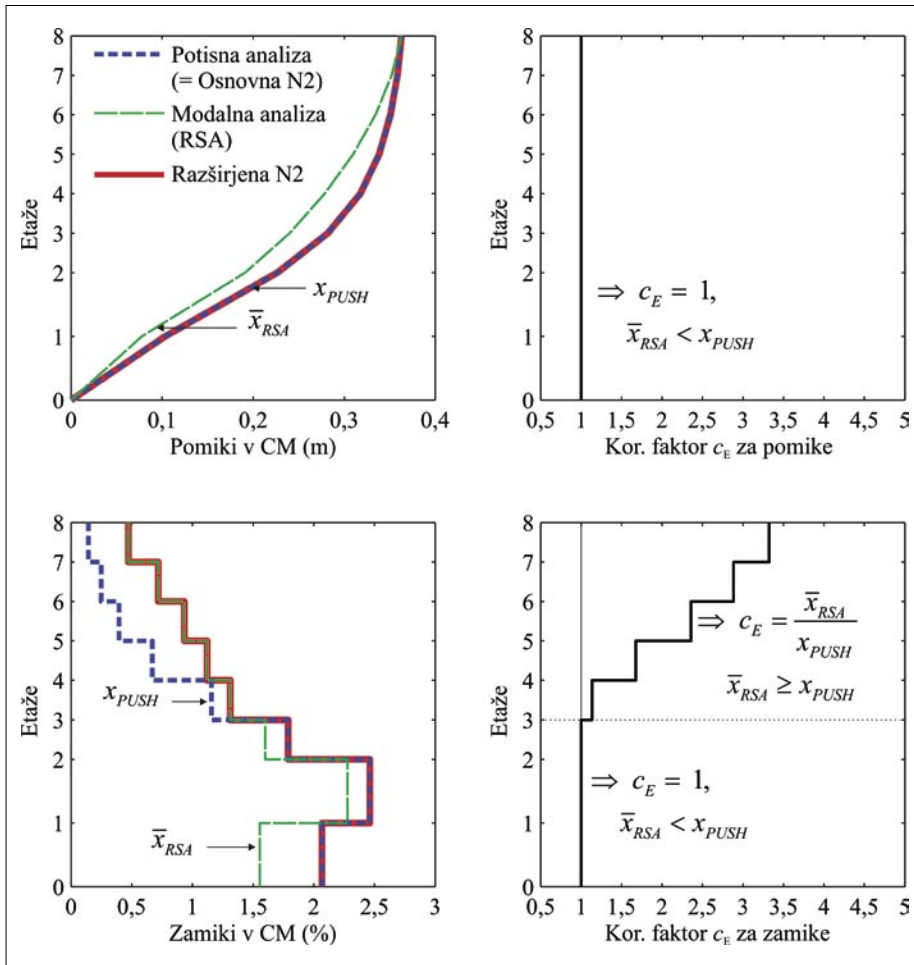
Za konstrukcijo z omejeno nosilnostjo, ki se med potresom deformira v neelastično področje, zahteve potresa določa presečišče med krivuljo kapacitete in neelastičnim spektrom. Ker je nihajni čas ekvivalentnega sistema v obeh obravnavanih smereh večji od karakterističnega časa tal $T_c = 0,5$ s, velja pravilo o enakosti pomikov. V tem primeru je pomik neelastičnega SDOF-sistema enak pomiku elastičnega sistema $d_t^* = d_{et}^*$ (enačba B.12, Dodatek B, EC8-1), faktor duktilnosti konstrukcije μ pa je enak redukcijskemu faktorju $q_u = 1,99$ (enačba B.11, Dodatek B, EC8-1). Grafični prikaz služi le za boljše razumevanje, saj je zahteve mogoče izračunati, ne da bi konstruirali neelastične spektre.

V zadnjem koraku izračunamo ciljni pomik MDOF-sistema (d_t) tako, da pomik SDOF-sistema (d_t^*) pomnožimo s faktorjem transformacije Γ (enačba B.13, Dodatek B, EC8-1). Ciljni pomik znaša $d_t = 36,3$ cm. Povzetek rezultatov osnovne različice N2-metode je prikazan v preglednici 2.

Rezultati potisne analize (pomiki in zamiki), ki pripadajo izračunanemu ciljnemu pomiku (to so rezultati osnovne N2-metode), so prikazani na slikah 11 in 12.

7.1 Določitev korekcijskih faktorjev za vplive višjih nihajnih oblik po višini (c_e)

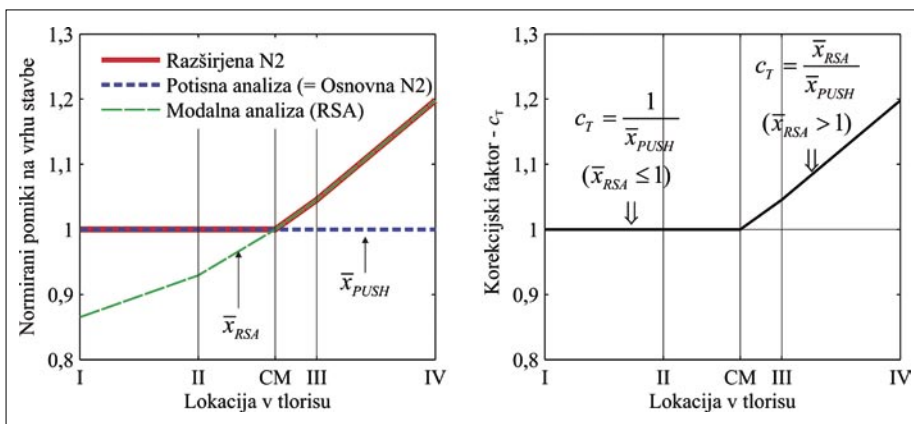
Za račun korekcijskih faktorjev c_e , s katerimi upoštevamo vplive višjih nihajnih oblik po višini, so potrebni pomiki in zamiki po višini v središčih mas (CM), izračunani z elastično modalno analizo in potisno analizo pri ciljnem pomiku d_t . Slednji so enaki rezultatom os-



Slika 9 • Določitev korekcijskih faktorjev c_E za upoštevanje vplivov višjih nihajnih oblik po višini stavbe, ločeno za pomike in zamike

novne N2-metode. Pri računu c_E uporabimo absolutne vrednosti pomikov in zamikov iz potisne analize, medtem ko rezultate iz modalne analize normiramo tako, da je normiran pomik na vrhu v CM iz modalne analize enak ciljnemu pomiku, izračunanemu z osnovno različico N2-metode ($d_T = 36,3$ cm). V skladu s

to predpostavko pomike in zamike v CM iz modalne analize pomnožimo s faktorjem c_{NORM} . Faktor za normiranje znaša $c_{NORM} = 36,3$ cm / 35,5 cm = 1,02, kjer vrednost 36,6 cm pripada ciljnemu pomiku, izračunanemu z N2-metodo, 35,5 cm pa je absolutna vrednost pomika na vrhu v CM iz elastične modalne analize.



Slika 10 • Določitev korekcijskih faktorjev c_T za upoštevanje vplivov višjih nihajnih oblik v tlorisu

Absolutne vrednosti (potisna analiza) in normirane vrednosti (modalna analiza) pomikov in zamikov v CM so prikazane na sliki 9.

Korekcijski faktorji c_E so definirani kot razmerje med normiranimi količinami (pomiki oziroma zamiki) iz modalne analize in absolutnimi količinami iz potisne analize. Če je razmerje večje od 1,0, je faktor c_E enak temu razmerju, sicer zavzame vrednost 1,0. Korekcijski faktorji se spreminjajo po višini. Na sliki 9 so za obravnavani testni primer prikazani korekcijski faktorji, ločeno za pomike in zamike. Izkaže se, da je vpliv višjih nihajnih oblik na pomike zanemarljiv ($c_E = 1$ po celotni višini stavbe). Višje nihajne oblike po višini stavbe imajo pomemben vpliv na zamike v zgornjem delu stavbe. Korekcijski faktorji se gibljejo v območju med 1,00 in 3,32.

V razširjeni N2-metodi je predpostavljeno, da je vpliv višjih nihajnih oblik po višini v izbrani etaži konstanten, tj. je neodvisen od lokacije v tlorisu. Tako lahko isti faktor c_E uporabimo za korekcijo rezultatov potisne analize v poljubni lokaciji v tlorisu.

7.2 Določitev korekcijskih faktorjev za vplive višjih nihajnih oblik v tlorisu (c_T)

Za oceno korekcijskih faktorjev c_T , s katerimi upoštevamo vplive višjih nihajnih oblik po tlorisu (torzijske vplive), so potrebni pomiki na vrhu stavbe na različnih lokacijah v tlorisu, izračunani z elastično modalno analizo in potisno analizo pri ciljnem pomiku d_T . Pomike obeh analiz (elastične modalne in potisne analize) dodatno normiramo tako, da pomik na izbrani lokaciji v tlorisu delimo s pomikom v središču mas (CM). Normirani pomiki so prikazani na sliki 10.

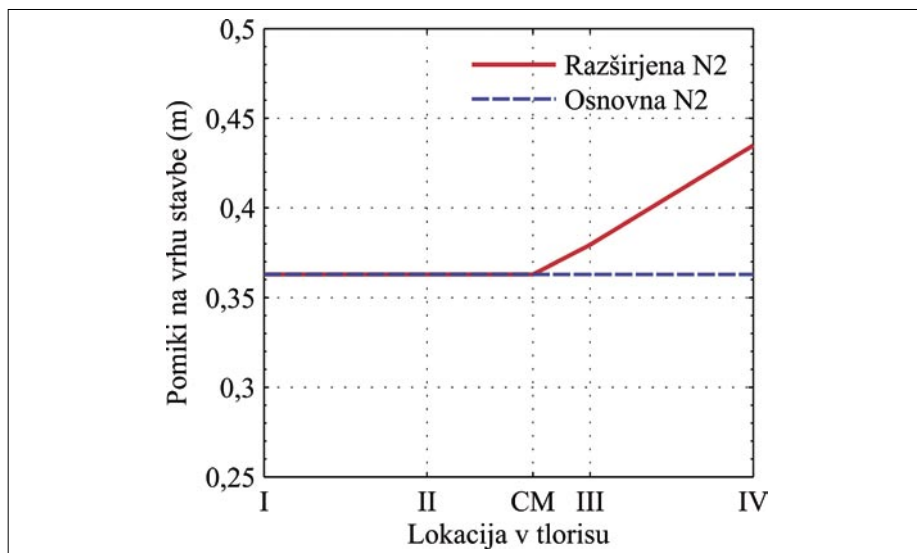
Korekcijski faktorji c_T so definirani kot razmerje med normiranimi pomiki iz modalne analize in normirani pomiki iz potisne analize. Če je normiran pomik iz modalne analize manjši od 1,0, upoštevamo vrednost 1,0. Pri 2D-modelu, ki smo ga uporabili v obravnavanem primeru, so torzijski zasuki izključeni, kar pomeni, da so normirani pomiki enaki 1,0. V tem primeru so vrednosti torzijskih faktorjev enake normiranim pomikom iz modalne analize, pri čemer se upoštevajo samo neugodni vplivi, ugodni vplivi pa se zanemarijo (tj., če je normiran pomik iz modalne analize manjši od 1,0, upoštevamo vrednost 1,0).

Faktorji c_T se spreminjajo glede na lokacijo v tlorisu. Enake vrednosti uporabimo za pomike in zamike. Vrednosti c_T so za obravnavan testni primer prikazane na sliki 10. Nahajajo se med $c_T = 1,00$ in 1,20. Največje vrednosti se pojavijo na podajnem robu (v okviru IV).

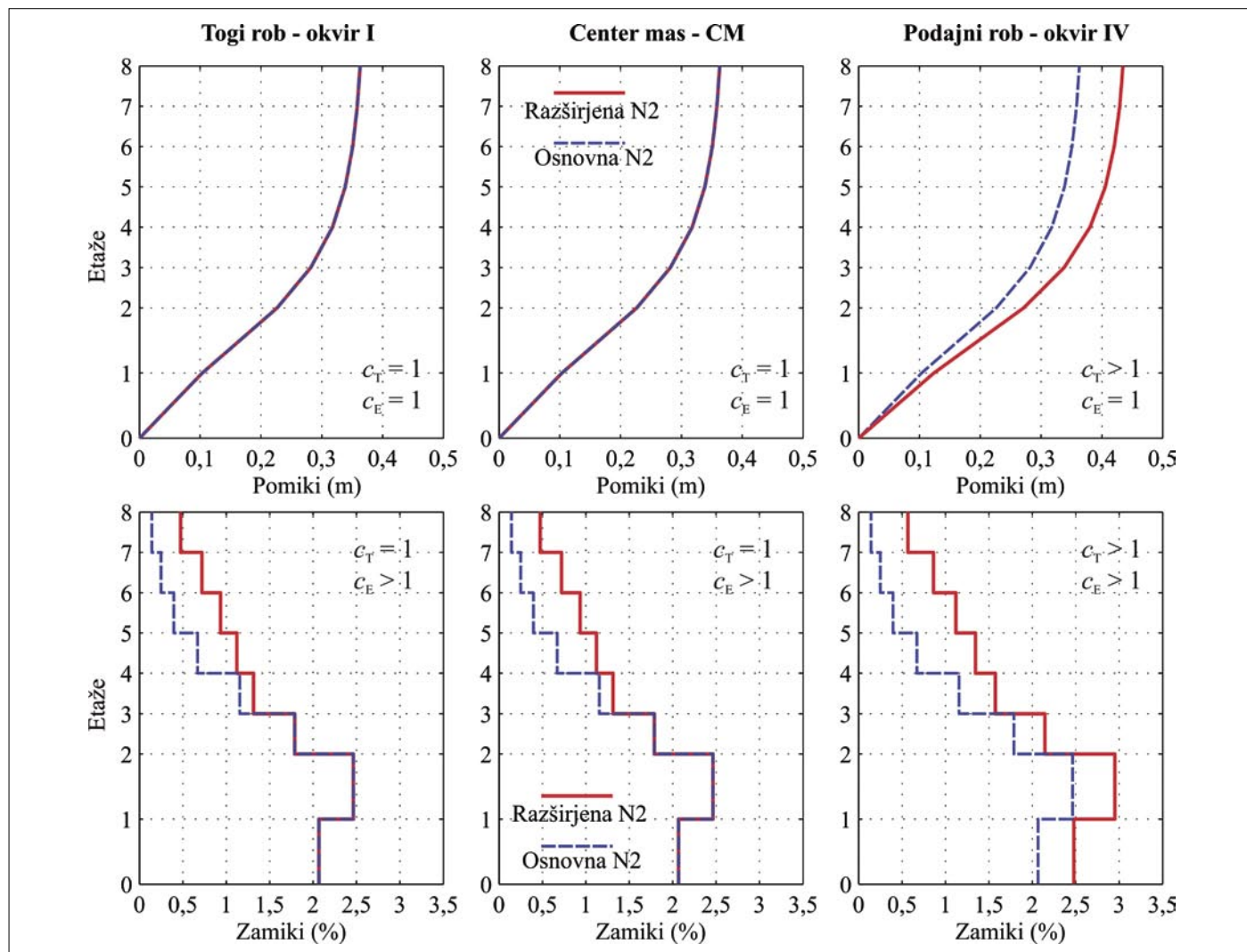
Določitev korekcijskih faktorjev c_T za upoštevanje vplivov višjih nihajnih oblik v florisu (torzijskih vplivov) temelji na pomikih na vrhu stavbe na različnih lokacijah v florisu. V razširjeni N2-metodi je predpostavljeno, da se korekcijski faktorji c_T spreminjajo po florisu, medtem ko po višini ohranjajo konstantno vrednost. Na izbrani lokaciji v florisu lahko isto vrednost c_T uporabimo za korekcijo rezultatov potisne analize po celotni višini stavbe.

7.3 Končni rezultati v obliki pomikov in zamikov

V razširjeni N2-metodi končne vrednosti pomikov in zamikov izračunamo tako, da vrednosti iz potisne analize pri ciljnem pomiku, ki predstavljajo rezultate osnovne N2-metode, pomnožimo s pripadajočimi korekcijskimi faktorji, s katerimi upoštevamo vplive višjih nihajnih oblik v florisu in/ali po višini. Rezul-



Slika 11 • Absolutni pomiki na vrhu stavbe na različnih lokacijah v florisu, izračunani z osnovno in razširjeno različico N2-metode



Slika 12 • Razporeditev pomikov in zamikov (etažni pomik/višina etaže v %) po višini stavbe v CM ter na togem in podajnem robu, izračunana z osnovno in razširjeno različico N2-metode

tati, izračunani z razširjeno N2-metodo, so prikazani v obliki:

- pomikov na vrhu stavbe na različnih lokacijah v florisu (slika 11) in
- razporeditve pomikov in zamikov po višini stavbe v CM in na podajnem (okvir IV) ter togem robu (okvir I) (slika 12).

V splošnem je treba N2-količine izračunati za dve vodoravni smeri. V vsaki smeri upoštevamo ovojnico rezultatov za pozitivno in negativno smer obremenjevanja. V obravnavanem primeru so rezultati enaki za oba predznaka obtežbe, tako v smeri x kot v smeri y.

Potresne zahteve določimo tako, da vrednosti iz potisne analize pri ciljnim pomiku pomnožimo s pripadajočimi korekcijskimi faktorji c_e (slika 9) in c_t (slika 10). Na primer: zamik vrhne etaže na podajnem robu znaša $0,14 \cdot 3,32 \cdot 1,20 = 0,57\%$, kjer je $0,14\%$ zamik na isti lokaciji iz potisne analize (brez upoštevanja višjih nihajnih oblik), $c_t = 1,20$ in $c_e = 3,32$.

Absolutni pomiki na vrhu stavbe, izračunani v skladu z razširjeno N2-metodo, so prikazani na sliki 9. Upoštevajo se samo vplivi višjih nihajnih oblik v florisu (c_t ni enak 1), medtem ko je za višje nihajne oblike po višini privzeto, da imajo zanemarljiv vpliv na pomike na vrhu stavbe ($c_e = 1$). Končne pomike določimo kot produkt vrednosti iz potisne analize in korekcijskih faktorjev c_t , ki se gibljejo med 1,00 in 1,20. Normirani pomiki na vrhu stavbe, izračunani z razširjeno N2-metodo, predstavljajo ovojnico normiranih pomikov iz modalne in potisne analize (slika 10).

Na sliki 12 je prikazana razporeditev pomikov in zamikov po višini stavbe za različne lokacije v florisu (CM, podajni rob – okvir IV, togi rob – okvir I). Ker smo izvedli ravninsko potisno analizo (tj. z izključitvijo torzijskih zasukov), so rezultati osnovne N2-metode (brez korekcij zaradi višjih nihajnih oblik) enaki na vseh lokacijah. Zaradi višjih nihajnih oblik po višini se na vseh lokacijah posameznih etaž povečajo zamiki v zgornjem delu stavb,

medtem ko pomiki ostanejo nespremenjeni ($c_e = 1$). Zaradi torzijskih vplivov (višje nihajne oblike v florisu) se povečajo pomiki kot tudi zamiki, vendar le na podajnem delu stavbe. Na togem delu velja $c_t = 1$.

Pomiki in zamiki po višini stavbe v CM (v obravnavanem primeru tudi na togem delu stavbe) predstavljajo ovojnico normiranih rezultatov iz modalne analize in absolutnih vrednosti rezultatov iz potisne analize (slika 9). Slika 9 jasno nakazuje, da elastična analiza narekuje potek zamikov v zgornjem delu stavbe, potisna analiza pa daje relevantne količine za spodnji del.

Na slikah 11 in 12 so prikazani tudi rezultati osnovne N2-metode (brez upoštevanja vplivov višjih nihajnih oblik). Rezultati kažejo, da z razširitvijo N2-metode dosežemo bistveno izboljšanje ocene potresnih zahtev na mestih, kjer imajo višje nihajne oblike pomemben vpliv (tj. količine na podajnem robu stavbe in zamiki v zgornjem delu stavbe na različnih lokacijah v florisu).

8 • N2 IN EC8

V standardu EC8 je kot metoda za račun, ki temelji na nelinearni statični analizi, uporabljena osnovna različica N2-metode, to je različica, ki ne zajema vpliva višjih nihajnih oblik niti po florisu niti po višini stavb. V času, ko se je zaključevalo delo pri standardu EC8-1, še ni bila dokončno izdelana dopolnitev N2-metode, ki omogoča upoštevanje vpliva torzije, vendar so preliminarni rezultati omogočili, da smo rešitev problema nakazali v obliki, ki je vključena v členu 4.3.3.4.2.7 (Postopek za oceno torzijskih vplivov) v EC8-1 (SIST EN 1998-1, 2005). Ta člen se (v skrajšani obliki) glasi:

»(1)P Nelinearna statična analiza (...) lahko pomembno podceni pomike na togih/močni strani torzijsko podajne kon-

strukcije, to je konstrukcije, kjer je osnovna nihajna oblika pretežno torzijska. (...) Pri takšnih konstrukcijah je treba pomike na togih/močni strani povečati v primerjavi s tistimi pri pripadajoči simetrični konstrukciji.

(2) Upošteva se, da je zahteva, določena v (1) tega podčlena, izpolnjena, če je faktor amplifikacije, uporabljen za pomike na togih/močni strani, določen na podlagi elastične modalne analize prostorskega modela.«

V EC8-3 (CEN, 2005), ki je bil končan nekoliko kasneje kot EC8-1, je v členu 4.4.4.5 določen postopek za oceno vpliva torzijskih in višjih nihajnih oblik:

- (1) Za oceno torzijskih vplivov se uporablja postopek, opisan v EC8-1.
- (2) V stavbah, ki ne izpolnjujejo kriterijev, podanih v EC8-1 (stavbe z visokimi nihajnimi časi in stavbe nepravilne po višini), je treba upoštevati vpliv višjih nihajnih oblik po višini. To je mogoče narediti z uporabo posebnih verzij metod za nelinearno statično analizo, ki upoštevajo vpliv višjih nihajnih oblik na globalne parametre odziva (kot se medetažni pomiki), ki jih je mogoče nato prevesti na lokalne zahteve potresa (kot so rotacije elementov konstrukcije). Nacionalni dodatek lahko vsebuje informacijo o takšnih postopkih.

Razširjena N2-metoda, ki upošteva vplive višjih nihajnih oblik v florisu (torzijski vpliv) in po višini, je v celoti skladna z zahtevami EC8 in se lahko uporablja za analizo stavb v skladu z EC8.

9 • SKLEP

Prikazana je razširjena N2-metoda za analizo konstrukcij, kjer so pomembne višje nihajne oblike v florisu in/ali po višini stavbe. Metoda temelji na predpostavki, da so vplivi višjih nihajnih oblik v neelastičnem območju enaki

kot v elastičnem. Izračunamo jih z elastično modalno analizo. Za določitev vplivov višjih nihajnih oblik je potrebna le ena sama dodatna analiza (poleg osnovne N2-analize), s katero lahko hkrati določimo vplive

višjih nihajnih oblik po višini in po florisu. Postopek je relativno preprost in transparenten. Ustreza zahtevam Evrokoda 8. Potrebni analizi znotraj postopka razširjene N2-metode, nelinearna statična (potisna) analiza in elastična modalna analiza s spektri odziva, sta vključeni v večino komercialnih programov, kar precej olajša uporabo.

Poenostavljene metode običajno temeljijo na številnih predpostavkah. Ob uporabi teh metod je obvezno treba upoštevati njihove omejitve. Ne moremo pričakovati, da bi s pomočjo poenostavljenih metod lahko natančno napovedali odziv različnih konstrukcij pri poljubni potresni obtežbi. Omejitve, ki se nanašajo na osnovno N2-metodo, kot tudi na druge metode, ki temeljijo na potisni analizi, so zbrane v člankih (Krawinkler, 1998, 2006). Seveda so vse te omejitve prisotne tudi pri razširjeni N2-metodi. Dodatna predpostavka razširjene N2-metode, da konstrukcija pri nihanju v višjih nihajnih oblikah ostane v elastičnem območju, v večini

analiziranih primerov (Kreslin, 2010) uvaja dodatno varnost, ki narašča z večanjem plastičnih deformacij.

Kljub številnim poenostavitvam in omejitvam poenostavljenih nelinearnih metod, tako N2 kot drugih, ki temeljijo na potisni analizi, nam te nudijo številne pomembne informacije o odzivu konstrukcij pri potresni obtežbi. Priporočeno jih je uporabljati kot dopolnilo k standardni elastični modalni analizi in ne kot njeno nadomestilo. Večina poenostavljenih nelinearnih metod namreč omogoča grafični prikaz potresnega odziva konstrukcij od majhnih obremenitev, pri katerih konstrukcija ostane v elastičnem območju, do obremenitev, ki

povzročijo znatno plastifikacijo (poškodbe) elementov. S tem predstavljajo zelo uporabno orodje za razumevanje osnovnega obnašanja konstrukcij pri potresni obtežbi. V primerjavi z nelinearno dinamično analizo, ki običajno zagotavlja najnatančnejše rezultate, so poenostavljene nelinearne metode veliko enostavnejše in preglednejše. Z njihovo pomočjo smo sposobni odkriti najkritičnejše dele konstrukcije. Zavedati pa se moramo, da natančnost teh metod morda ne bo zadostna za projektiranje in oceno pomembnih objektov, ki zahtevajo natančnejše analize, na primer nelinearno dinamično analizo.

10 • ZAHVALA

Članek je rezultat raziskav, ki jih je financirala Agencija za raziskovalno delo Slovenije (ARRS). K razvoju N2-metode so v

zadnjih 25 letih poleg avtorjev tega članka pomembno prispevali doktorski študenti in raziskovalci v IKPIR FGG, med njimi

zlasti M. Fischinger, T. Vidic, P. Gašperšič, V. Kilar, I. Peruš, D. Marušič, T. Isaković in M. Dolšek.

11 • LITERATURA

- Antoniou, S., Pinho, R., Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure, *Journal of Earthquake Engineering* 8, 5: 643–661, 2004.
- Aydinoğlu, M. N., An incremental response spectrum analysis procedure based on inelastic spectral displacements for multi-mode seismic performance evaluation, *Bulletin of Earthquake Engineering* 1, 1: 3–36, 2003.
- Aydinoğlu, M. N., Önem, G., Evaluation of analysis procedures for seismic assessment and retrofit design, In: Garevski M, Ansal A (eds) *Earthquake Engineering in Europe, Geotechnical, Geological, and Earthquake Engineering* 17, 2010.
- Bento, R., Pinho, R., (eds), *3D Pushover 2008 – Proceedings of nonlinear static methods for design/assessment of 3D structures*, IST Press, Portugal, Lisbon, 2008.
- CEN, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, European standard EN 1998-3, European Committee for Standardization, Brussels, 2005.
- Chopra, A. K., Goel, R. K., A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 3, 3: 561–582, 2002.
- Chopra, A. K., Goel, R. K., Chintanapakdee, C., Evaluation of a modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands, *Earthquake Spectra* 20, 3: 757–778, 2004a.
- Chopra, A. K., Goel, R. K., A modal pushover procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 33, 8: 903–927, 2004b.
- CSI, *PERFORM-3D Nonlinear analysis and performance assessment for 3D structures*, Computers & Structures Inc, ZDA, Kalifornija, Berkeley, 2006.
- Čaušević, M., Mitrović, S., Comparison between non-linear dynamic and static seismic analysis of structures according to European and US provisions. *Bulletin of Earthquake Engineering*, doi: 10.1007/s10518-010-9199-1, 2010.
- Fajfar, P., *Dinamika gradbenih konstrukcij*, Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, 1984.
- Fajfar, P., Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi, *Gradbeni vestnik* 51, 11: 302–315, 2002.
- Fajfar, P., A nonlinear analysis method for performance-based seismic design, *Earthquake Spectra* 16, 3: 573–592, 2000.
- Fajfar, P., Marušič, D., Peruš, I., Torsional effects in the pushover-based seismic analysis of buildings, *Journal of Earthquake Engineering* 9, 6: 831–854, 2005.

- Krawinkler, H., Seneviratna, G. D. P. K., Pros and cons of a pushover analysis for seismic performance evaluation, *Engineering Structures* 20, 4–6: 452–464, 1998.
- Krawinkler, H., Importance of good nonlinear analysis, *Structural Design of Tall and Special Building* 15, 5: 515–531, 2006.
- Kreslin, M., Vpliv višjih nihajnih oblik pri nelinearni potresni analizi konstrukcij stavb, Doktorska disertacija, Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, 2010.
- Kreslin, M., Fajfar, P., The extended N2 method taking into account higher mode effects in elevation, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, submitted, 2011.
- Marušić, D., Fajfar, P., On the inelastic seismic response of asymmetric buildings under bi-axial excitation, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 34, 8: 943–963, 2005.
- Peruš, I., Fajfar, P., On the inelastic torsional response of single-storey structures under bi-axial excitation, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 34, 8: 931–941, 2005.
- Reyes, J. C., Chopra, A. K., Three-dimensional modal pushover analysis of buildings subjected to two components of ground motion, including its evaluation for tall buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, doi: 10.1002/eqe.1060, 2010.
- SIST-EN 1998-1, Evrokod 8, Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošni vplivi, potresni vplivi in pravila za stavbe, 2005.

ANALIZA BOČNO OJAČANIH RAZPOKANIH ELASTIČNIH NOSILCEV

ANALYSIS OF CRACKED ELASTIC BEAMS STRENGTHENED WITH SIDE-PLATES

Jerneja Kolšek, univ. dipl. inž. grad.

Kraški zidar d.d., Kolodvorska 1, Sežana
jerneja.kolsek@kraskizidar.si

dr. Tomaž Hozjan, univ. dipl. inž. grad.

prof. dr. Miran Saje, univ. dipl. inž. grad.

izr. prof. dr. Igor Planinc, univ. dipl. inž. grad.

Univerza v Ljubljani, FGG, Jamova 2, Ljubljana
ime.priimek@fgg.uni-lj.si

Znanstveni članek

UDK: 624.07

Povzetek | V članku predstavimo analitični model za določitev napetostnega in deformacijskega stanja bočno ojačanih razpokanih elastičnih nosilcev s konstantnimi prečnimi prerezi in z ravnimi referenčnimi osmi. Pomembna novost modela je v tem, da je z njim mogoče analizirati tudi vpliv vzdolžnih in prečnih zamikov na stiku med bočno ojačitvijo in razpokanim nosilcem na obnašanje ojačanega nosilca. Model je zasnovan na linearizirani Reissnerjevi teoriji ravninskih nosilcev, medtem ko je oslabitev nosilca zaradi razpoke modelirana s torzijsko vzmetjo. Učinkovitost predstavljenega modela ter vpliv vzdolžnih in prečnih zamikov med bočno ojačitvijo in razpokanim nosilcem je prikazana s parametrično analizo značilnih bočno ojačanih razpokanih nosilcev.

Summary | In the paper, an analytical model for the stress-strain analysis of cracked elastic beams strengthened with plates bolting or adhesive bonding to their sides is presented. The developed model is meant for the beams with standard cross sections and straight reference axes. The model enables the consideration of not only the longitudinal but also the transverse partial interaction at the side plate/cracked beam interface, what is an important novelty of the model. The presented solution is based on the Reissner's linearized planar beam theory. The weakening of the beam induced by a flexural crack is conventionally modelled as a rotational spring with infinitesimal thickness at the crack location. Further, the efficiency of the presented model and the impact of longitudinal and transverse slips at the side plate/cracked beam interface is examined with a parametric analysis of some examples of simple elastic cracked side-plated beams.

1 • UVOD

V gradbeništvu pogosto gradimo konstrukcije, ki so sestavljene iz dveh ali več različnih materialov, ki so med seboj povezani z adhezijsko plastjo ali z veznimi sredstvi. Imenujemo jih kompozitne konstrukcije. Najpogostejše med njimi so armiranobetonske konstrukcije in sovprežni nosilci iz betona in jekla. Kompozitne konstrukcije najpogosteje uporabljamo

pri novogradnjah. Poleg tega jih uporabljamo tudi pri sanacijah oziroma rekonstrukcijah poškodovanih ali funkcionalno zastarelih konstrukcij (Leung, 2002), kjer je treba najpogosteje ojačati upogibne nosilce. Praviloma se ojačitve armiranobetonskih upogibnih nosilcev izvedejo na natezni strani nosilca, saj tako najbolj povečamo nosilnost le-teh (Wang, 2006).

Bočne ojačitve armiranobetonskih nosilcev in tudi jeklenih in lesenih v splošnem uporabljamo manj, saj velja prepričanje, da so takšne ojačitve bistveno manj učinkovite. Zato jih uporabljamo tam, kjer ojačitev v natezni coni nosilca zaradi konstrukcijskih in estetskih razlogov ni mogoča. Novejše raziskave to splošno prepričanje o manjši učinkovitosti bočnih ojačitev pri sanacijah gradbenih konstrukcij spreminjajo, saj dokazujejo, da lahko bočne ojačitve v nekaterih primerih bistveno povečajo duktilnost osnovnih nosilcev ((Nguyen, 2001), (Liu, 2006)).

V članku predstavljamo nov analitični model za določitev napetostnega in deformacijskega stanja bočno ojačanih razpokanih elastičnih nosilcev s konstantnimi prečnimi prerezi z upoštevanjem vzdolžnih in prečnih zamikov na stiku med osnovnim nosilcem in ojačitvijo. Poleg znanih predpostavk linearizirane Reissnerjeve teorije elastičnih ravninskih nosilcev, kjer vpliv strižnih deformacij zanemarimo (Reissner, 1972), bomo v predstavljenem analitičnem modelu dodatno upoštevali: (i) osnovni nosilec in ojačitev sta v splošnem homogena in iz različnih materialov, (ii) na stiku med osnovnim nosilcem in ojačitvijo so mogoči vzdolžni in prečni zamiki, (iii) razslojevanje oziroma vtiskanje med osnovnim nosilcem in ojačitvijo zaradi, na primer, lokalnega uklona ojačitve ni mogoče in (iv) adhezijske plasti oziroma vezna sredstva na stiku med

osnovnim nosilcem in ojačitvijo se obnašajo linearno.

Razpoke so značilen pojav pri porušitvi vseh vrst gradbenih konstrukcij. V splošnem opazimo dva načina porušitvi mehanizmov. Pri prvem, kjer je konstrukcija izpostavljena hipnim udarnim obtežbam, opazimo drobljenje materiala. Pri drugem mehanizmu porušitve pa opazimo združevanje mikrorazpok v dominantno razpoko, ki povzroči globalno porušitev konstrukcije ali njenega dela. Zaradi kompleksnosti pojava porušitve konstrukcij so v splošnem matematični modeli izredno zahtevni in za zdaj še neekonomični. Zato v literaturi zasledimo veliko poenostavljenih matematičnih modelov, s katerimi bolj ali manj natančno ocenimo vpliv razpoke na globalno obnašanje konstrukcij (Bažant, 1997). Med preprostejšimi modeli je prav gotovo model, s katerim razpoko oziroma

oslabitev upogibnega nosilca zaradi razpoke modeliramo s torzijsko oziroma rotacijsko vzmetjo (Wang, 2006), katere lastnosti določimo na osnovi mehanike loma (Paipetis, 1986). Tak preprost model smo za analizo bočno ojačanih razpokanih nosilcev izbrali v tem članku.

Članek ima poleg uvoda še štiri poglavja. V drugem poglavju predstavimo matematični model. Detajlno predstavimo osnovne enačbe modela na stiku med bočno ojačitvijo in razpokanim nosilcem. V tretjem poglavju prikazujemo osnovno idejo reševanja osnovnih enačb predstavljenega matematičnega modela bočno ojačanih razpokanih elastičnih nosilcev. V četrtem poglavju analiziramo vpliv značilnih materialnih in geometrijskih parametrov bočno ojačanih razpokanih elastičnih nosilcev na velikosti statičnih in kinematičnih količin. Za konec podajamo zaključke.

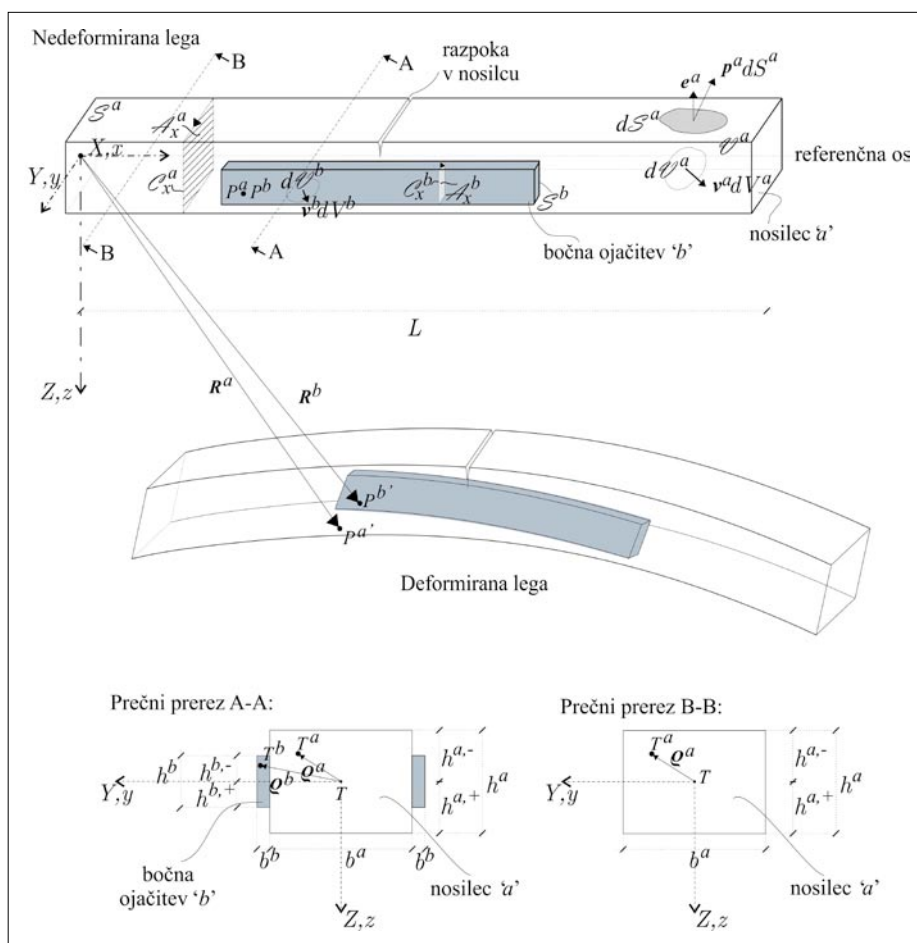
2 • MATEMATIČNI MODEL

Opazujemo razpokan raven elastični nosilec z začetno dolžino L in s konstantnim prečnim presekom A_x^a . Ne izgubimo na splošnosti izpeljave matematičnega modela, če predpostavimo, da ima nosilec le eno razpoko, ki je ojačana z dvema simetričnima bočnima ojačitvama (slika 1).

Razpoka v nosilcu predstavlja lokalno oslabitev in jo v tem članku modeliramo s torzijsko oziroma rotacijsko vzmetjo ((Wang, 2006), (Rabinovitch, 2001)). Za razpokane betonske nosilce lahko torzijsko togost vzmeti k_φ določimo z enačbo (Paipetis, 1986)

$$k_\varphi = c(a, h^a) E^a I^a, \quad (1)$$

kjer predstavlja h^a višino obravnavanega nosilca, a pa globino oziroma velikost razpoke. Paipetis in Dimarogonas sta na osnovi mehanike loma določila, da lahko za razpoke, za katere velja $a/h^a < 0,6$, koeficient $c(a, h^a)$ izračunamo z enačbo:



Slika 1 • Nedeformirana in deformirana lega bočno ojačane razpokane nosilca ter oznake značilnih geometrijskih količin

$$\begin{aligned}
 c(a, h^a) = & \frac{1}{5,346 h^a} \left(1,8624 \left(\frac{a}{h^a} \right)^2 - 3,95 \left(\frac{a}{h^a} \right)^3 + 16,375 \left(\frac{a}{h^a} \right)^4 - \right. \\
 & 37,226 \left(\frac{a}{h^a} \right)^5 + 76,81 \left(\frac{a}{h^a} \right)^6 - 126,9 \left(\frac{a}{h^a} \right)^7 + \\
 & \left. + 172 \left(\frac{a}{h^a} \right)^8 - 143,97 \left(\frac{a}{h^a} \right)^9 + 66,56 \left(\frac{a}{h^a} \right)^{10} \right)^{-1}.
 \end{aligned}
 \tag{2}$$

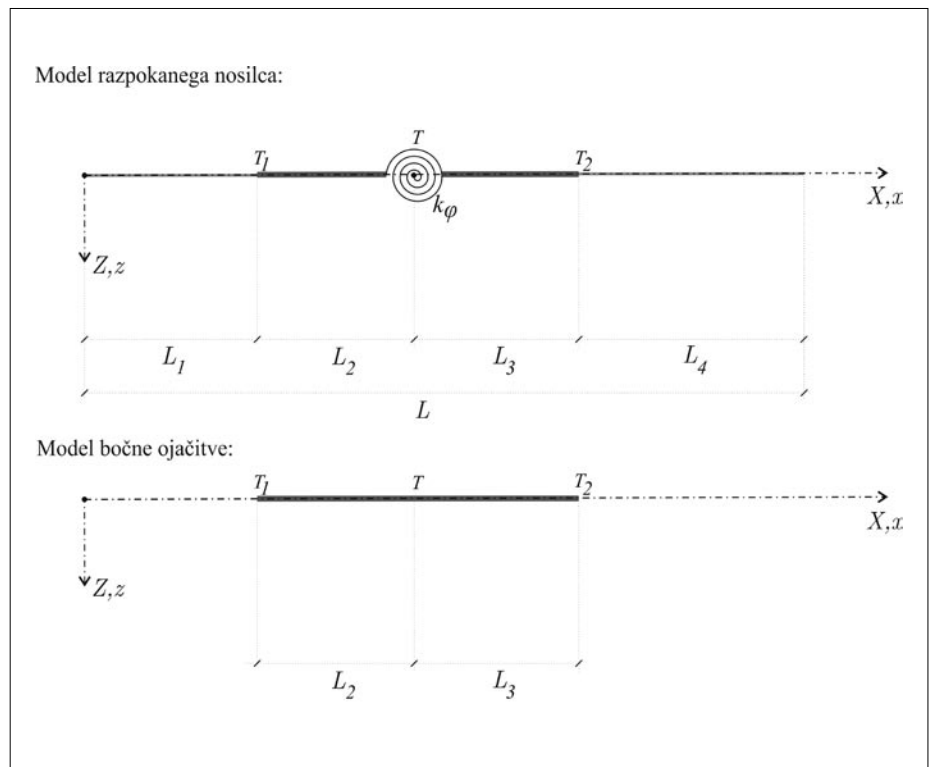
a (cm)	$c(a, h^a)$ (cm ⁻¹)	$k_\varphi = c(a, h^a) E^a I^a$ (kNcm)
1,0	3,211	$6,719 \cdot 10^8$
2,0	0,844	$1,766 \cdot 10^8$
5,0	0,146	$3,064 \cdot 10^7$
10,0	0,035	$7,372 \cdot 10^6$
20,0	0,004	$9,147 \cdot 10^5$
24,0	0,002	$3,361 \cdot 10^5$

Preglednica 1 • Vrednosti koeficienta togosti torzijske vzmeti k_φ za različno velike razpoke betonskega nosilca ($h^a = 30$ cm, $E^a = 3100$ kN/cm², $I^a = 67500$ cm⁴)

Zaradi večje nazornosti vpliva velikosti razpoke na lastnosti torzijske vzmeti prikazujemo v preglednici 1 vrednosti koeficienta togosti torzijske vzmeti k_φ za razpokan betonski nosilec z dimenzijami 30/30 (cm) in elastičnim modulom $E^a = 3100$ kN/cm² v odvisnosti od velikosti razpoke.

Deformiranje bočno ojačanega razpokanega elastičnega nosilca opišemo v ravnini (X, Z) prostorskega kartezijskega desnosučnega koordinatnega sistema (X, Y, Z) z baznimi vektorji \mathbf{E}_x , \mathbf{E}_z in $\mathbf{E}_y = \mathbf{E}_z \times \mathbf{E}_x$. Nedeformirano in deformirano lego, značilna prečna prereza ter obtežbo obravnavanega nosilca prikazujemo na sliki 1.

Bočno ojačani razpokani nosilec matematično opišemo z dvema linearnima Reissnerjevima modeloma ravninskih nosilcev. S prvim opišemo razpokani nosilec, z drugim pa bočno ojačitev. Nosilec in bočna ojačitev sta med seboj povezana z adhezijsko plastjo, katere debelino zanemarimo, ali pa z veznimi sredstvi. V večini primerov ta povezava ni popolna, zato se lahko nosilec in bočna ojačitev na stiku zamakneta v vzdolžni in prečni smeri. Pri izpeljavi osnovnih enačb matematičnega modela bočno ojačanega razpokanega elastičnega nosilca predpostavimo, da sta materialna koordinatna sistema osnovnega nosilca in bočne ojačitve identična in da v nedeformirani legi sovpadata s prostorskim koordinatnim sistemom. Materialna koordinatna sistema označimo z $x^a \equiv x^b \equiv x$, $y^a \equiv y^b \equiv y$ in $z^a \equiv z^b \equiv z$ kjer smo z zgornjim indeksom (\bullet)^a označili materialne koordinate razpokanega nosilca in z (\bullet)^b koordinate ojačitve. Podobnega dogovora se držimo tudi v nadaljevanju, saj vse količine, ki pripadajo razpokanemu osnovnemu nosilcu, označimo z zgornjim indeksom (\bullet)^a, z (\bullet)^b pa količine, ki pripadajo bočni ojačitvi. Matematična modela razpokanega nosilca in bočne ojačitve (referenčni osi) predstavljamo na sliki 2, kjer smo odebelili del na stiku.



Slika 2 • Matematična modela razpokanega nosilca in bočne ojačitve

V nadaljevanju detajlneje predstavimo osnovne enačbe matematičnega modela za ojačani del obravnavanega razpokanega nosilca. Kot smo že povedali, enačbe bočno ojačanega nosilca na stiku predstavljajo ločeno enačbe razpokanega nosilca in enačbe bočne ojačitve. Te enačbe povzamemo po literaturi (Srprčić, 2003). Sestavljajo jih kinematične, ravnotežne in konstitucijske enačbe ($i = a, b$):

$$\begin{aligned}
 u^i - e^i &= 0, \\
 w^i + \varphi^i &= 0, \\
 \varphi^i - \kappa^i &= 0,
 \end{aligned}
 \tag{3}$$

$$\begin{aligned}
 N^i + P_x^i &= 0 \\
 Q^i + P_z^i &= 0, \\
 M^i - Q^i + M_y^i &= 0, \\
 N^i &= C_{11}^i \varepsilon^i + C_{12}^i \kappa^i, \\
 M^i &= C_{21}^i \varepsilon^i + C_{22}^i \kappa^i.
 \end{aligned}
 \tag{4}$$

Oznaka (\bullet)ⁱ v enačbah od (3) do (5) pomeni odvod količine po materialni koordinati x . Z u^i smo označili vzdolžni pomik referenčne osi razpokanega nosilca in bočne ojačitve, z w^i

prečne pomike ter s φ^i zasuke. Osne deformacije referenčne osi smo označili z ε^i , upogibne deformacije pa s κ^i . Osní sili v razpokanem nosilcu in bočni ojačitvi smo v enačbah od (3) do (5) označili z N^i , prečni sili s Q^i ter upogibna momenta z M^i . S C_{11}^i , $C_{12}^i = C_{21}^i$ smo označili komponente konstitucijskih matrik prečnega prereza. V ravnotežnih enačbah (4) pomenijo oznake P_x^i , P_z^i , M_y^i in komponente linijske obtežbe in linijske momentne obtežbe v referenčni osi razpokanega nosilca in bočne ojačitve. Sestavljajo jih zunanja površinska in prostorninska obtežba ter kontaktna obtežba na stiku med nosilcem in bočno ojačitvijo. Izračunamo jih s pomočjo enačb (Srpčič, 2003):

$$P^i = \int_{C_1^i} p^i dx + \int_{A_1^i} v^i dA_x, \quad (6)$$

$$M^i = \int_{C_1^i} p^i \times p^i dx + \int_{A_1^i} p^i \times v^i dA_x,$$

s katerimi statično enakovredno površinsko in prostorninsko obtežbo prenesemo v referenčno os nosilcev. Pomen količin v enačbi (6) predstavlja slika 1.

V nadaljevanju natančneje predstavimo tisti del obtežbe, ki je posledica sovprežnega delovanja obravnavanega nosilca. Ker smo predpostavili, da se nosilec deformira le v ravnini (X, Z) , je komponenta kontaktne površinske obtežbe v smeri E_y enaka nič. Kontaktna površinska obtežba med slojema bočno ojačanega nosilca se torej pojavi le v smereh E_x in E_z . Velikosti teh obtežb so odvisne od velikosti zamikov na stiku oziroma kvalitete povezave med slojema. Zamike na stiku med nosilcem in bočno ojačitvijo predstavljajo različne deformiranih leg. Če označimo s P^a in P^b istoležni točki na stiku ojačanega nosilca v nedeformirani legi, se legi teh točk v deformirani legi zaradi zunanjih vplivov spremenita. Deformirani legi istoležnih točk v nedeformirani legi določata krajevna vektorja:

$$R^a = X^a E_x + Y^a E_y + Z^a E_z, \quad (7)$$

$$R^b = X^b E_x + Y^b E_y + Z^b E_z,$$

kjer so prostorske koordinate določene z enačbami:

$$X^a = x + u^a + z\varphi^a \quad \text{in} \quad X^b = x + u^b + z\varphi^b,$$

$$Y^a = \pm b^a/2 \quad \text{in} \quad Y^b = \pm b^b/2, \quad (8)$$

$$Z^a = z + w^a \quad \text{in} \quad Z^b = z + w^b.$$

Vektor zamika med osnovnim nosilcem in bočno ojačitvijo označimo z $[[R]] = \Delta U E_x + \Delta W E_z$ in ga izračunamo z vektorsko enačbo:

$$[[R]] = R^b - R^a, \quad (9)$$

kjer sta komponenti določeni z izrazoma:

$$\Delta U = u^b - u^a + z(\varphi^b - \varphi^a) = \Delta u - z\Delta\varphi, \quad (10)$$

$$\Delta W = w^b - w^a = \Delta w.$$

Velikost kontaktne površinske obtežbe je odvisna od zamikov na stiku med razpokanim nosilcem in bočno ojačitvijo. To sovisnost, ki je odvisna od kakovosti izvedbe stika, določimo z eksperimenti. V tem članku bomo predpostavili, da je zveza med zamiki in površinsko obtežbo linearna ter da ni interakcije med smerema E_x in E_z . Skladno s to predpostavko lahko konstitucijski zakon stika zapišemo v naslednji obliki:

$$\{p_s\} = [K][[R]] = \begin{bmatrix} k_x & 0 \\ 0 & k_z \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta U \\ \Delta W \end{Bmatrix}. \quad (11)$$

Ko enačbo (11) upoštevamo v enačbi (6), dobijo komponente linijske obtežbe in linijske momentne obtežbe obliko:

$$P_x^a = p_x^a + 2k_x(\Delta u A_x + \Delta\varphi S_x),$$

$$P_z^a = p_z^a + 2k_z \Delta w A_x,$$

$$M_y^a = m_y^a + 2k_x(\Delta u S_x + \Delta\varphi J_x), \quad (12)$$

$$P_x^b = p_x^b - 2k_x(\Delta u A_x + \Delta\varphi S_x),$$

$$P_z^b = p_z^b - 2k_z \Delta w A_x,$$

$$M_y^b = m_y^b - 2k_x(\Delta u S_x + \Delta\varphi J_x).$$

V enačbah (12) smo s p_x^a , p_x^b , p_z^a , p_z^b , m_y^a in m_y^b označili tisti del linijske obtežbe in linijske momentne obtežbe, ki pripada zunanji obtežbi, z

$$A_x = \int_{-h^{b-}}^{h^{b+}} dz, \quad S_x = \int_{-h^{b-}}^{h^{b+}} z dz, \quad J_x = \int_{-h^{b-}}^{h^{b+}} z^2 dz \quad (13)$$

pa geometrijske karakteristike stika, ki so posledica sovprežnega delovanja bočno ojačanega nosilca.

Osnovne enačbe bočno ojačanega nosilca na mestu ojačitve (3)-(5) sestavlja 16 povezanih algebrajskih in navadnih diferencialnih enačb s konstantnimi koeficienti. V splošnem sestavljajo osnovne enačbe bočno ojačanega nosilca poleg enačb (3)-(5), ki jih je pri nosilcu z več bočno ojačanimi razpokami ustrezno več, tudi enačbe za tiste dele razpokanega nosilca, ki niso bočno ojačani. Te enačbe so dobro znane in jih v tem članku ne predstavljamo (Srpčič, 2003). S sestavljanjem oziroma kombiniranjem vseh teh enačb lahko poleg bočno ojačanih nosilcev z več razpokami matematično opišemo tudi bočno ojačane razpokane okvirne konstrukcije. Osnovne enačbe bočno ojačanega razpokanega nosilca ali pa okvira rešimo z upoštevanjem ustreznih statičnih in kinematičnih robnih pogojev. V naslednjem poglavju prikažemo osnovno idejo reševanja osnovnih enačb na primeru značilnega razpokanega previsnega nosilca.

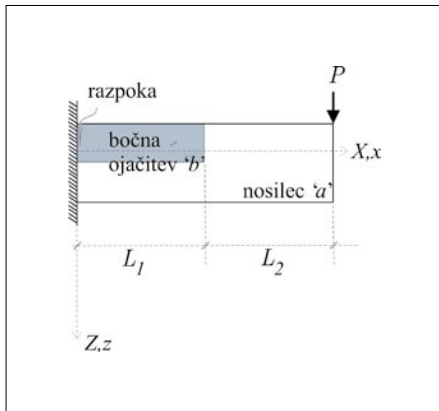
nosilca na stiku (3)-(5) v splošnem sistem 16 algebrajskih in nehomogenih linearnih navadnih diferencialnih enačb prvega reda s konstantnimi koeficienti za prav toliko neznanih funkcij. Ko konstitucijske enačbe (5) vstavimo v kinematične in ravnotežne enačbe (3) in (4), dobimo sistem dvanajstih navadnih linearnih diferencialnih enačb s konstantnimi koeficienti za določitev prav toliko neznanih funkcij: u^i , w^i , φ^i , N^i , Q^i , M^i . V zgoščeni obliki zapišemo ta sistem diferencialnih enačb v obliki:

3 • REŠEVANJE OSNOVNIH ENAČB

Osnovno idejo reševanja osnovnih enačb bočno ojačanih razpokanih nosilcev bomo prikazali na ojačanem razpokanem previsnem nosilcu (slika 3). Tu bomo detajlneje prikazali le reševanje enačb matematičnega modela na stiku bočno ojačanega razpokanega previsnega nosilca, povezovanje rešitev v os-

novne enačbe razpokanega previsnega nosilca ter upoštevanje statičnih in kinematičnih robnih pogojev, saj je reševanje osnovnih enačb homogenih elastičnih nosilcev dobro znano.

Kot smo že povedali, predstavlja sistem osnovnih enačb bočno ojačanega razpokanega



Slika 3 • Osnovni podatki značilnega bočno ojačanega razpokanega previsnega nosilca

$$\mathbf{x}' = \mathbf{A}\mathbf{x} + \mathbf{f}, \quad (14)$$

kjer \mathbf{x} predstavlja vektor neznanih funkcij in \mathbf{f} vektor zunanje obtežbe. Rešitev sistema nehomogenih linearnih navadnih diferencialnih enačb prvega reda s konstantnimi koeficienti je sestavljena iz homogenega in partikularnega dela (Križanič, 1957):

$$\mathbf{x} = e^{\mathbf{A}\mathbf{x}} \left(\mathbf{x}_0 + \int_{x_0}^x e^{-\mathbf{A}\xi} \mathbf{f} d\xi \right). \quad (15)$$

Vektor robnih vrednosti \mathbf{x}_0 v enačbi (15) določimo s pomočjo robnih pogojev obravnavanega nosilca. Ko je nosilec obtežen le s točkovnimi silami, kot je to v našem primeru, predstavlja rešitev osnovnih enačb (14) le homogeni del, saj je $\mathbf{f} = \mathbf{0}$. V tem primeru lahko rešitev zapišemo v obliki (Križanič, 1957):

$$\mathbf{x} = e^{\mathbf{A}\mathbf{x}} \mathbf{x}_0 \rightarrow \mathbf{x} = \mathbf{x}_0 + \left(\sum_{k=1}^N x^k \mathbf{A}^k \right) \mathbf{x}_0. \quad (16)$$

Rešitve osnovnih enačb bočno ojačanega razpokanega nosilca na stiku, enačbe (15) ali (16) zapišemo v obliki vrste. Z numeričnim eksperimentiranjem v računalniškem okolju Mathematica (Mathematica, 2007) smo ugotovili, da v večini primerov dobimo zelo natančne rezultate, če med reševanjem upoštevamo 100 členov vrste. Kot smo že povedali, določimo vektor \mathbf{x}_0 s pomočjo robnih pogojev. To in povezovanje rešitev delnih enačb matematičnega modela v osnovne enačbe obravnavanega previsnega nosilca prikažemo v nadaljevanju. Kot vidimo, je bočno ojačani razpokani previsni nosilec sestavljen iz dveh delov oziroma elementov. Prvi del je bočno ojačani razpokani

nosilec, drugi del pa neojačani nosilec. Robne pogoje ob vpetišču predstavljajo kinematični pogoji. Posebnost je le razpoka ob vpetišču nosilca, katere vpliv modeliramo s torzijsko vzmetjo. V tem primeru je vpetostni moment odvisen od zasuka. Robne pogoje na prostem robu sestavljajo statični robni pogoji. Vse statične količine so enake nič, le prečna sila osnovnega nosilca je enaka zunanji točkovni sili. Na stiku neojačanega in ojačanega nosilca veljajo kinematični in statični pogoji. Ti zahtevajo, da so pomiki in zasuki na stiku enaki ter da je na stiku zadoščeno ravnotežnim enačbam. Vse te pogoje sestavljajo naslednje enačbe:

$$\begin{aligned} u^{1a}(0) &= 0, & u^{1b}(0) &= 0, \\ w^{1a}(0) &= 0, & w^{1b}(0) &= 0, \\ M^{1a}(0) &= k_\varphi \varphi^{1a}(0), & \varphi^{1b}(0) &= 0, \\ u^{1a}(L_1) &= u^{2a}(0), & N^{1a}(L_1) &= N^{2a}(0), \\ w^{1a}(L_1) &= w^{2a}(0), & Q^{1a}(L_1) &= Q^{2a}(0), \\ \varphi^{1a}(L_1) &= \varphi^{2a}(0), & M^{1a}(L_1) &= M^{2a}(0), \\ N^{1b}(L_1) &= 0, & N^{2a}(L_2) &= 0, \\ Q^{1b}(L_1) &= 0, & Q^{2a}(L_2) &= P, \\ M^{1b}(L_1) &= 0, & M^{2a}(L_2) &= 0, \end{aligned} \quad (17)$$

kjer smo rešitve na delu bočno ojačanega razpokanega nosilca na stiku označili z zgor-

njima indeksoma $(\bullet)^{1a}$ in $(\bullet)^{1b}$ ter na neojačanem delu obravnavanega nosilca z indeksom $(\bullet)^{2a}$.

4 • PARAMETRIČNE ŠTUDIJE

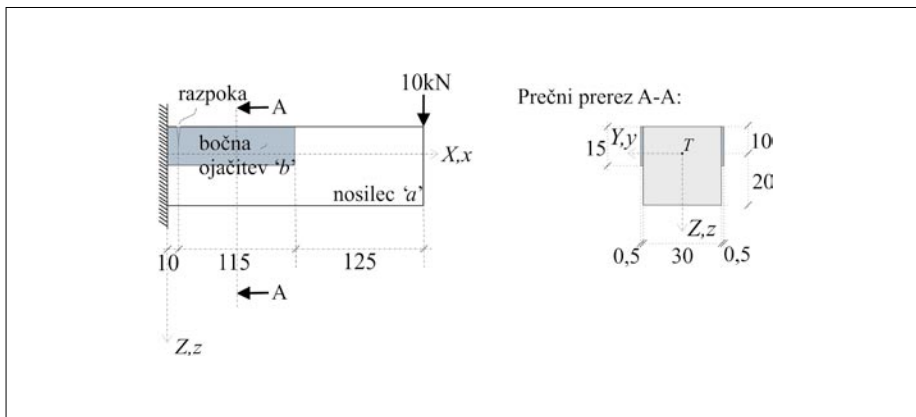
V tem poglavju analiziramo vpliv značilnih materialnih in geometrijskih parametrov bočno ojačanih razpokanih elastičnih nosilcev na velikosti statičnih in kinematičnih količin. Ta vpliv ocenimo s parametričnimi študijami obnašanja značilnih bočno ojačanih razpokanih nosilcev. Detajlno analiziramo previsni nosilec, prostoležeči nosilec in kontinuirni nosilec.

4.1 Bočno ojačani razpokani previsni nosilec

V prvem računskem primeru analiziramo bočno ojačani razpokani previsni nosilec. Razpoka je pri nosilcu na razdalji 10 cm od vpetja. Nosilec je na mestu razpoke ojačan z bočnimi ojačitvama in na prostem robu obtežen s točkovno prečno silo $P = 10$ kN (slika 4). Lastno težo nosilca v analizi zanemarimo. Za elastični

modul osnovnega nosilca privzamemo vrednost $E^a = 3,1 \cdot 10^3$ kN/cm², za elastični modul bočne ojačitve pa $E^b = 2,1 \cdot 10^4$ kN/cm². Geometrijske podatke ojačanega previsnega nosilca prikazujemo na sliki 4.

S tem računskim primerom bomo prikazali vpliv robnih pogojev bočne ojačitve, vpliv togosti stika med razpokanim nosilcem in bočno ojačitvijo, vpliv velikosti razpoke ter vpliv lege bočne ojačitve po višini nosilca na velikosti statičnih in kinematičnih količin bočno ojačanega previsnega nosilca.



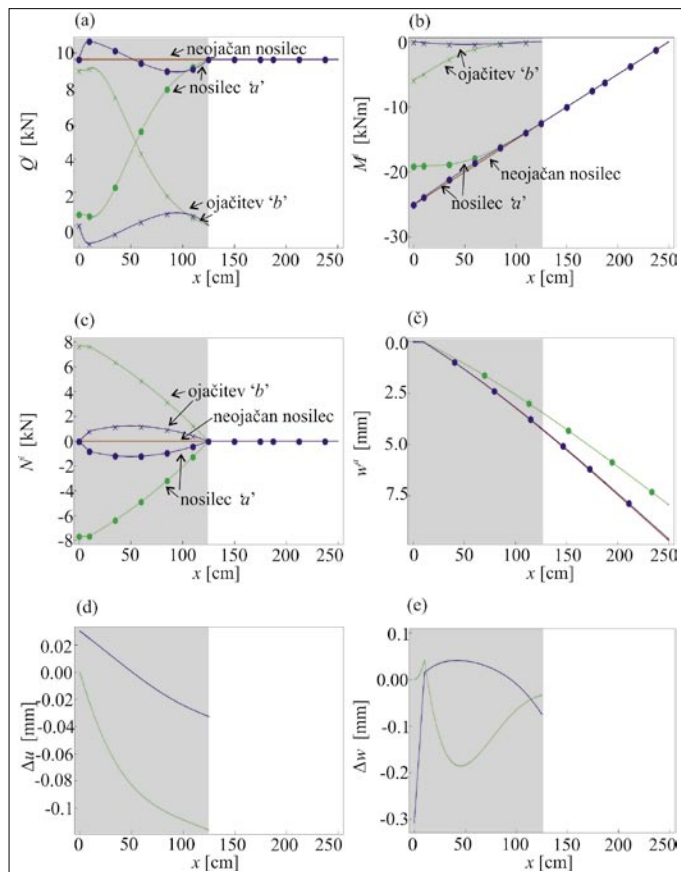
Slika 4 • Geometrijski podatki in podatki o obtežbi bočno ojačanega razpokanega previsnega nosilca (dimenzije nosilca v cm)

ojačanega razpokanega nosilca z nevpeto (prosto) ojačitvijo (modre krivulje). Prikazane rezultate smo izračunali za nosilce s podajnostjo stikov $k_x = k_z = 0,25 \text{ kN/cm}^3$ in razpoko z lastnostjo $k_\phi = 8,0 \cdot 10^5 \text{ kNcm}$.

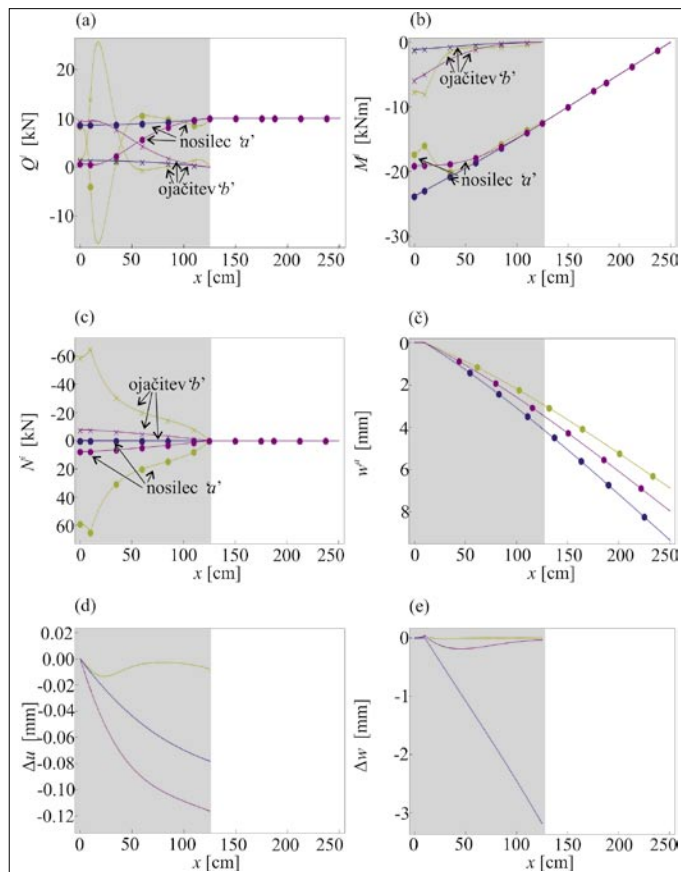
Skladno s pričakovanji je vpliv vpete bočne ojačitve na kinematične in statične količine bistveno izrazitejši, kot je vpliv nevpete (proste) bočne ojačitve. Kot vidimo na sliki 5a, prevzame prečne sile ob podpori v veliki meri kar vpeto bočno ojačitev. Zanimiva pa je prerazporeditev prečne sile pri bočno ojačanem nosilcu z nevpeto ojačitvijo. V tem primeru se velikosti prečne sile osnovnega nosilca ob podpori celo povečajo. Velikost tega povečanja prečne sile je odvisna od razmerja togosti osnovnega nosilca ter bočne ojačitve in togosti stika. Vpliv nevpete bočne ojačitve je na velikosti upogibnih momentov osnovnega nosilca praktično zanemarljiv. Pričakovano pa bočno ojačitev zmanjšuje velikosti upo-

Najprej prikazujemo vpliv robnih pogojev bočne ojačitve. Ta vpliv prikažemo s primerjavo velikosti statičnih in kinematičnih količin analiziranih nosilcev. Na sliki 5 prikazujemo primerjavo

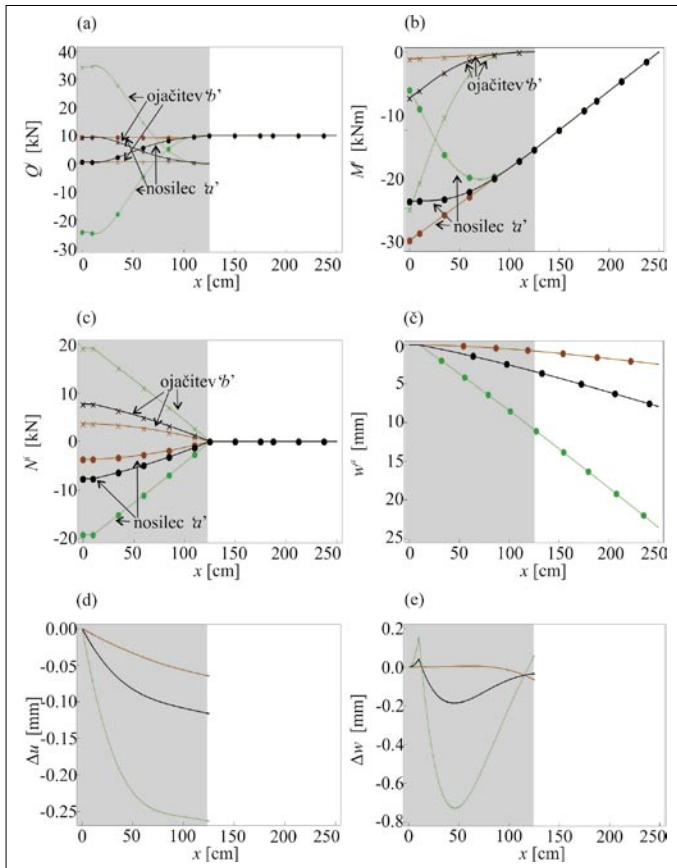
med značilnimi statičnimi in kinematičnimi količinami neojačanega razpokanega nosilca (rdeče krivulje), ojačanega razpokanega nosilca z vpeto ojačitvijo (zeleno krivulje) in



Slika 5 • Bočno ojačani razpokani previsni nosilec. Primerjava med značilnimi statičnimi in kinematičnimi količinami neojačanega nosilca (rdeče krivulje), ojačanega nosilca z vpeto ojačitvijo (zeleno krivulje) in ojačanega nosilca z nevpeto (prosto) ojačitvijo (modre krivulje): (a) prečne sile, (b) upogibni momenti, (c) osne sile, (č) navpični pomiki, (d) vzdolžni zamiki v referenčni osi in (e) prečni zamiki ($k_x = k_z = 0,25 \text{ kN/cm}^3$, $k_\phi = 8,0 \cdot 10^5 \text{ kNcm}$)



Slika 6 • Bočno ojačani razpokani previsni nosilec. Primerjava med značilnimi statičnimi in kinematičnimi količinami ojačanih nosilcev z materialnimi parametri stika $k_x = k_z = 0,0025 \text{ kN/cm}^3$ (modre krivulje - zelo podajen stik), $k_x = k_z = 0,25 \text{ kN/cm}^3$ (vijolične krivulje - podajen stik) ter $k_x = k_z = 25 \text{ kN/cm}^3$ (rumene krivulje - tog stik): (a) prečne sile, (b) upogibni momenti, (c) osne sile, (č) navpični pomiki, (d) vzdolžni zamiki v referenčni osi in (e) prečni zamiki (bočna ojačitev je vpeto v podporo, $k_\phi = 8,0 \cdot 10^5 \text{ kNcm}$)

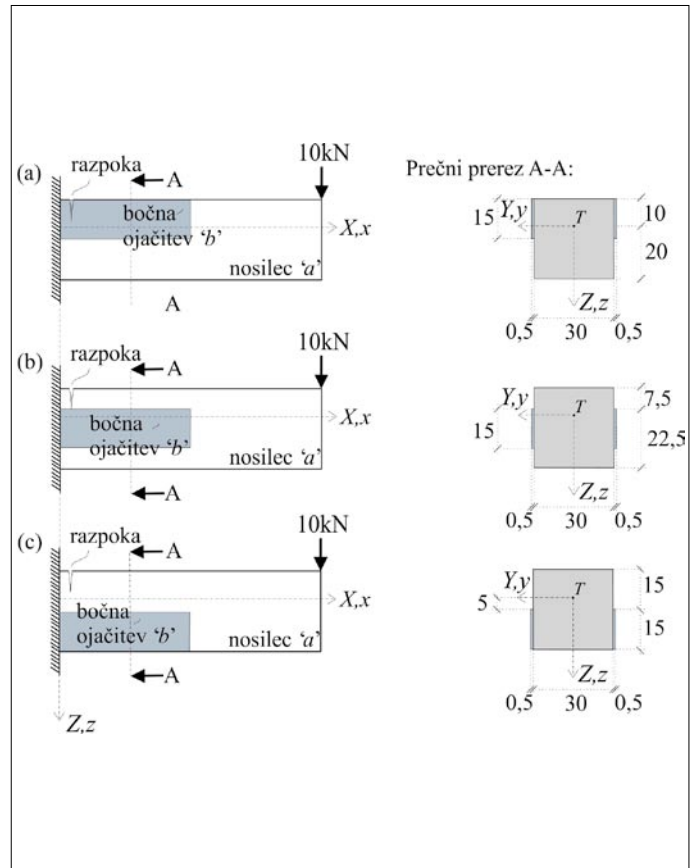


Slika 7 • Bočno ojačani razpokani previsni nosilec. Primerjava med značilnimi statičnimi in kinematičnimi količinami ojačanih nosilcev s torzijskimi vzmetmi $k_{\varphi} = 8,0 \cdot 10^4$ kNcm (zelene krivulje – zelo razpokan nosilec), $k_{\varphi} = 8,0 \cdot 10^5$ kNcm (črne krivulje – razpokan nosilec) $k_{\varphi} = 8,0 \cdot 10^7$ kNcm in (oranžne krivulje – zmerno razpokan nosilec): (a) prečne sile, (b) upogibni momenti, (c) osne sile, (č) navpični pomiki, (d) vzdolžni zamiki v referenčni osi in (e) prečni zamiki (bočna ojačitev je vpeta v podporo, $k_x = k_z = 0,25$ kN/cm³)

gibnih momentov osnovnega nosilca (slika 5b). Zaradi sovprežnega delovanja osnovnega nosilca in bočne ojačitve opazimo povečanje osne sile. Ta je v osnovnem nosilcu tlačna in je večja pri bočno ojačanem nosilcu z vpeto bočno ojačitvijo (slika 5c). Na sliki 5č prikazujemo vpliv bočne ojačitve na velikosti prečnih pomikov osnovnega razpokanega nosilca. Na sliki vidimo, da je vpliv nevpete bočne ojačitve zanemarljiv, medtem ko je vpliv nosilca z vpeto bočno ojačitvijo opazen. Tako je pomik razpokanega nosilca brez ojačitve na prostem robu enak $w^a(x=L) = 0,97$ cm, kar je za okoli 22 % več od pomika razpokanega nosilca z vpeto bočno ojačitvijo. Razporeditev zamikov v referenčni osi obravnavanega nosilca prikazujemo na slikah 5d in 5e. Vzdolžni zamiki so relativno majhni in so pri bočno ojačanem nosilcu z vpeto ojačitvijo bistveno večji (slika 5d). Zanimiva je razporeditev prečnih zamikov.

Ti so pri nosilcu z nevpeto bočno ojačitvijo na delu nosilca od vpetišča do razpoke negativni (prečni pomik bočne ojačitve je manjši kot osnovnega nosilca), v nadaljevanju pa postanejo celo pozitivni. Popolnoma obratna pa je razporeditev prečnih zamikov pri ojačanem nosilcu z vpeto bočno ojačitvijo (slika 5e).

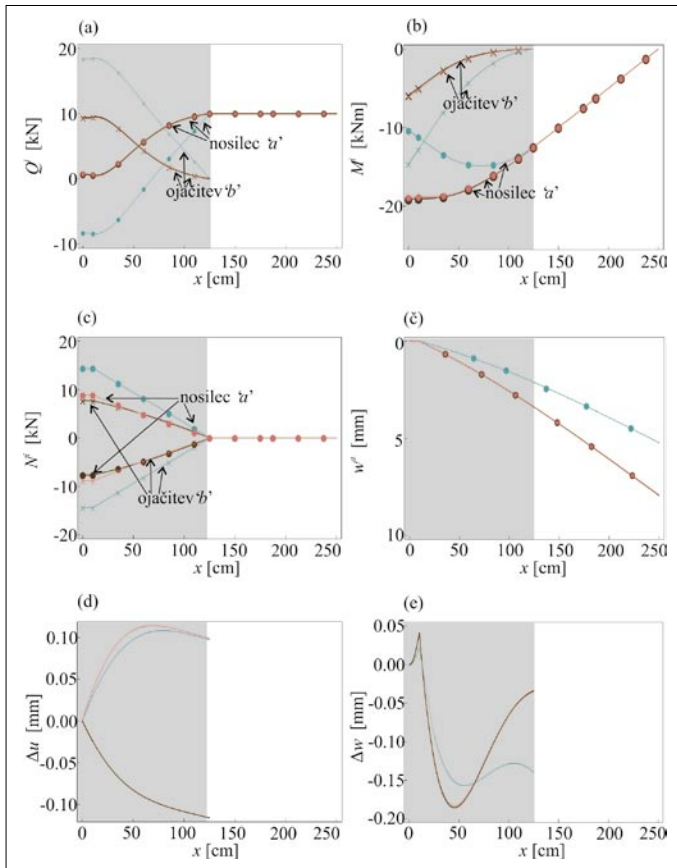
Na sliki 6 prikazujemo vpliv podajnosti stika med bočno ojačitvijo in osnovnim nosilcem na velikosti značilnih statičnih in kinematičnih količin. Primerjavo prikazemo za bočno ojačane nosilce z vpeto bočno ojačitvijo in razpoko z lastnostjo $k_{\varphi} = 8,0 \cdot 10^5$ kNcm. Za podajnosti stikov obravnavanih nosilcev pa izberemo $k_x = k_z = 0,0025$ kN/cm³ (modre krivulje – zelo podajen stik), $k_x = k_z = 0,25$ kN/cm³ (vijolične krivulje – podajen stik) in $k_x = k_z = 25$ kN/cm³ (rumene krivulje – praktično togi stik). Razmerja med značilnimi kinematičnimi in statičnimi količinami so



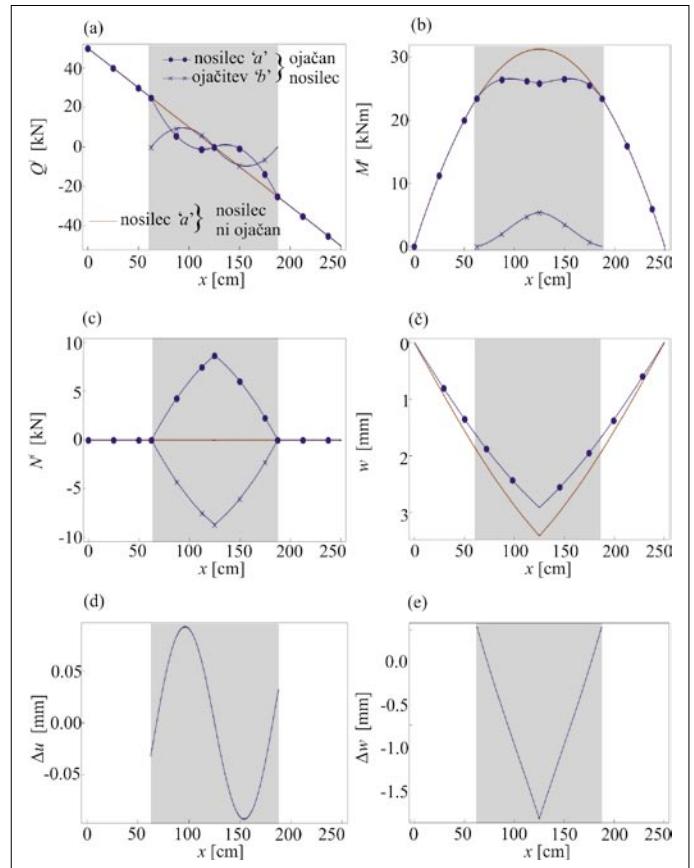
Slika 8 • Bočno ojačani razpokani previsni nosilec. Različne lege bočne ojačitve obravnavanega nosilca: (a) ojačitev zgoraj, (b) ojačitev v sredini in (c) ojačitev spodaj (dimenzije nosilca v cm)

pričakovana. Tako je vpliv ojačitve na velikosti statičnih in kinematičnih količin osnovnega nosilca največji pri togem stiku. Da predstavljajo parametri stika $k_x = k_z = 25$ kN/cm³ zelo tog stik, dokazujeta sliki 6d in 6e, kjer vidimo, da so zamiki v vzdolžni smeri referenčne osi in prečni zamiki praktično enaki nič.

V nadaljevanju prikazujemo na sliki 7 vpliv velikosti razpoke na velikosti značilnih kinematičnih in statičnih količin. Primerjavo prikazujemo pri bočno ojačanih nosilcih z vpeto ojačitvijo in podajnim stikom med bočno ojačitvijo in osnovnim nosilcem ($k_x = k_z = 0,25$ kN/cm³). Za koeficiente togosti vzmeti modelov razpok obravnavanih nosilcev pa izberemo $k_{\varphi} = 8,0 \cdot 10^7$ kNcm (oranžne krivulje – zmerno razpokan nosilec), $k_{\varphi} = 8,0 \cdot 10^5$ kNcm (črne krivulje – razpokan nosilec) in $k_{\varphi} = 8,0 \cdot 10^4$ kNcm (zelene krivulje – zelo razpokan nosilec). Primerjave rezultatov



Slika 9 • Bočno ojačani razpokani previsni nosilec. Primerjava med značilnimi statičnimi in kinematičnimi količinami ojačanega nosilca z ojačitvijo zgoraj (modrozelenke krivulje), z ojačitvijo v sredini nosilca (rožnate krivulje) in z ojačitvijo spodaj (rjave krivulje): (a) prečne sile, (b) upogibni momenti, (c) osne sile, (č) navpični pomiki, (d) vzdolžni zamiki v referenčni osi in (e) prečni zamiki ($k_x = k_z = 0,25 \text{ kN/cm}^3$, $k_\varphi = 8,0 \cdot 10^5 \text{ kNcm}$, bočne ojačitve so vpete v podporo)

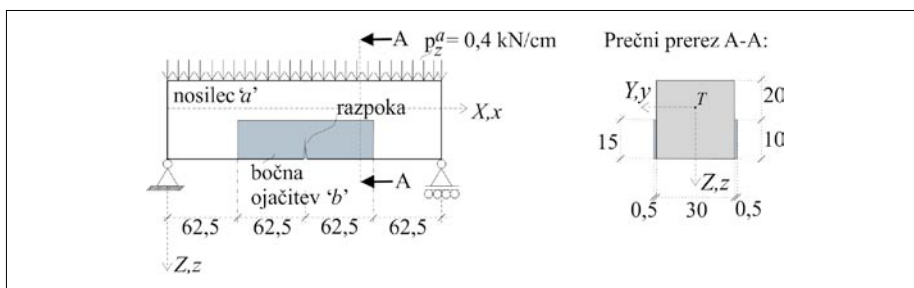


Slika 11 • Bočno ojačani razpokani prostoležeči nosilec. Primerjava med značilnimi statičnimi in kinematičnimi količinami ojačanega nosilca (modre krivulje) in neojačanega nosilca (rdeče krivulje): (a) prečne sile, (b) upogibni momenti, (c) osne sile, (č) navpični pomiki, (d) vzdolžni zamiki v referenčni osi in (e) prečni zamiki ($k_x = k_z = 0,25 \text{ kN/cm}^3$, $k_\varphi = 8,0 \cdot 10^5 \text{ kNcm}$)

značilnih količin na sliki 7 dokazujejo, da bolj ko je nosilec razpokan (poškodovan), večja je prerazporeditev notranjih statičnih količin. Tako upogibne momente ob vpetišču praktično prevzame kar v celoti bočna ojačitev. Tudi v teh primerih je vpliv bočne ojačitve na velikosti prečnih pomikov osnovnega nosilca minimalen. Zanimivo pa je, da so prečni zamiki pri

zmerno razpokanem nosilcu zanemarljivi, pri zelo razpokanem pa zelo izraziti. Na koncu tega računskega primera analiziramo vpliv lege bočne ojačitve v prečni smeri nosilca na vrednosti značilnih kinematičnih in statičnih količin. Rezultate primerjamo pri ojačanih nosilcih z razpoko $k_\varphi = 8,0 \cdot 10^5 \text{ kNcm}$, podajnostjo stika med bočno ojačitvijo in nosil-

cem $k_x = k_z = 0,25 \text{ kN/cm}^3$ in vpeto bočno ojačitvijo. Spreminjanje lege bočne ojačitve pri razpokanem nosilcu prikazujemo na sliki 8. Optimalna ojačitev je seveda pri razpoki (ojačitev zgoraj), analiziramo pa še vpliv lege bočne ojačitve ob težiščni osi (ojačitev v sredini) in najmanj ustrezno lego bočne ojačitve, ki je v tlačnem delu nosilca (ojačitev spodaj). Rezultate parametrične študije prikazujemo na sliki 9, kjer smo z modrozelenimi krivuljami označili značilne kinematične in statične količine razpokanega nosilca z bočno ojačitvijo v zgornjem (nateznem) delu nosilca, z rožnatimi krivuljami rezultate analize pri nosilcu z bočno ojačitvijo v sredini in z rjavimi krivuljami rezultate analize pri nosilcu z ojačitvijo v spodnjem (tlačnem) delu nosilca. Rezultati na sliki 9 dokazujejo, da sta bočni ojačitvi razpokanega nosilca v spodnjem tlačnem delu nosilca in ob težiščni osi nosilca enakovredni, medtem ko je bočna



Slika 10 • Geometrijski podatki in podatki o obtežbi bočno ojačanega razpokanega prostoležečega nosilca (dimenzije nosilca v cm)

ojačitev razpokanega nosilca v nateznem delu nosilca oziroma ob razpoki najboljša, saj največ prispeva k prerazporeditvi notranjih sil in zmanjšanju prečnih pomikov osnovnega nosilca.

4.2 Bočno ojačani razpokani prostoležeči nosilec

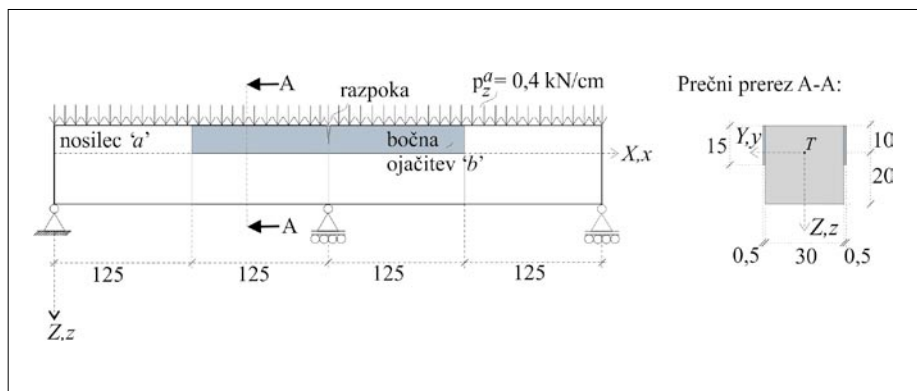
V drugem računskem primeru analiziramo bočno ojačani prostoležeči razpokani nosilec. Razpoka pri nosilcu je v sredini razpona. Nosilec je obtežen z enakomerno zvezno obtežbo $p_z^a = 0,4 \text{ kN/cm}$. Elastični modul osnovnega nosilca je $E^a = 3,1 \cdot 10^3 \text{ kN/cm}^2$, ojačitve pa $E^b = 2,1 \cdot 10^4 \text{ kN/cm}^2$. Druge geometrijske podatke o obravnavanem nosilcu prikazujemo na sliki 10.

Tudi v tem računskem primeru analiziramo vpliv podajnosti stika, velikosti razpoke in lege ojačitve na značilne kinematične in statične količine obravnavanega nosilca. Detajlna parametrična analiza je pokazala, da je razmerje značilnih kinematičnih in statičnih količin bočno ojačanega razpokanega prostoležečega nosilca enako kot pri previsnem nosilcu, zato teh rezultatov tu detajlno ne prikazujemo. Kot ilustracijo pa prikazujemo na sliki 11 primerjavo med značilnimi statičnimi in kinematičnimi količinami bočno ojačanega prostoležečega razpokanega nosilca (modre krivulje) in neojačanega razpokanega nosilca (rdeče krivulje). Rezultate prikazujemo za bočno ojačani nosilec s podajnostjo stika $k_x = k_z = 0,25 \text{ kN/cm}^3$ in razpoko $k_\varphi = 8,0 \cdot 10^5 \text{ kNcm}$.

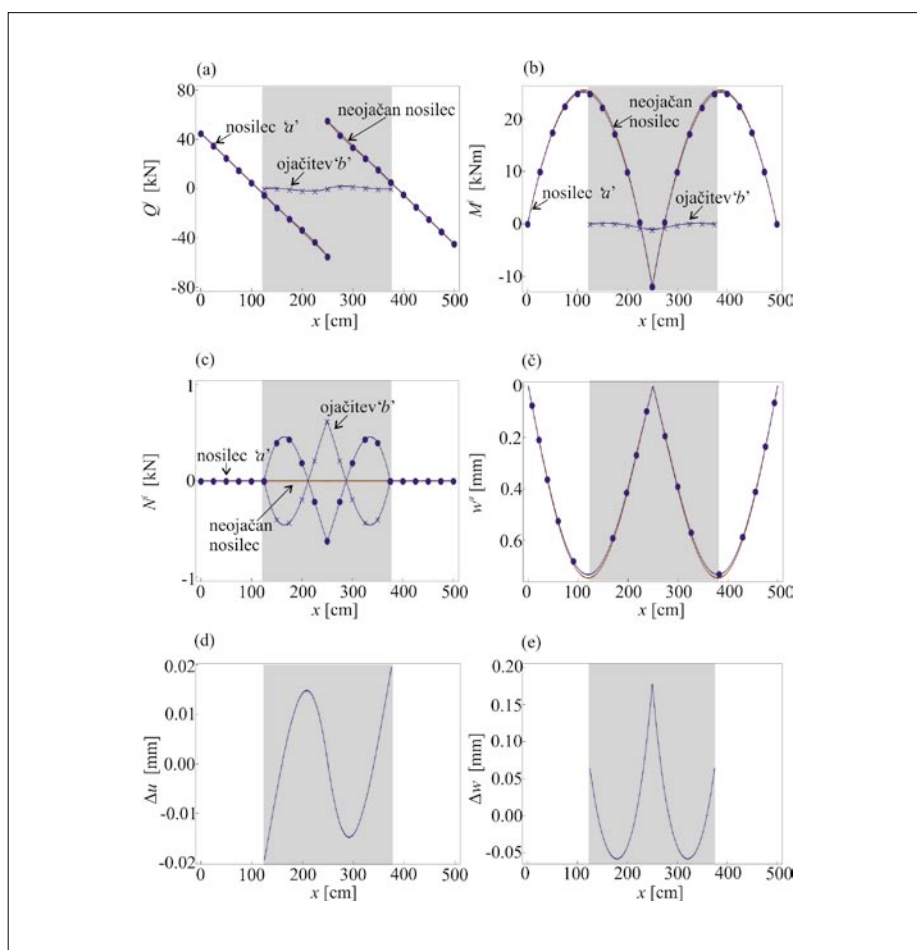
4.3 Bočno ojačani razpokani kontinuirni nosilec

V zadnjem računskem primeru analiziramo vpliv bočne ojačitve na značilne statične in kinematične količine statično nedoločenega kontinuirnega razpokanega nosilca. Razpoka pri obravnavanem kontinuirnem nosilcu je nad vmesno podporo, torej v nateznem delu nosilca. Tudi v tem primeru analiziramo razpokani betonski nosilec z elastičnim modulom $E^a = 3,1 \cdot 10^3 \text{ kN/cm}^2$ in razpoko $k_\varphi = 8,0 \cdot 10^5 \text{ kNcm}$, ki je bočno ojačan z jeklenimi ploščami z elastičnim modulom $E^b = 2,1 \cdot 10^4 \text{ kN/cm}^2$. Nosilec je obtežen z enakomerno zvezno linijsko obtežbo $p_z^a = 0,4 \text{ kN/cm}$. Druge geometrijske podatke o obravnavanem nosilcu prikazujemo na sliki 12.

Na sliki 13 prikazujemo primerjavo med značilnimi statičnimi in kinematičnimi količinami bočno ojačanega razpokanega nosilca (modre krivulje) in neojačanega razpokanega nosilca (rdeče krivulje).



Slika 12 • Geometrijski podatki in podatki o obtežbi bočno ojačanega razpokanega kontinuirnega nosilca (dimenzije nosilca so v cm)



Slika 13 • Bočno ojačani razpokani kontinuirni nosilec. Primerjava med značilnimi statičnimi in kinematičnimi količinami ojačanega nosilca (modre krivulje) in neojačanega nosilca (rdeče krivulje): (a) prečne sile, (b) upogibni momenti, (c) osne sile, (č) navpični pomiki, (d) vzdolžni zamiki, (e) prečni zamiki ($k_x = k_z = 0,25 \text{ kN/cm}^3$, $k_\varphi = 8,0 \cdot 10^5 \text{ kNcm}$)

Kot lahko vidimo na sliki 13, je vpliv bočne ojačitve na značilne statične in kinematične količine zanemarljiv. Ker podobne rezultate izračunamo tudi v primerih, ko pri nosilcu spreminjamo lastnosti stika in velikost razpoke,

lahko sklepamo, da bočna ojačitev praktično nima vpliva na obnašanje razpokanih statično nedoločenih nosilcev, če je razmerje togosti bočne ojačitve in osnovnega nosilca v okvirih analiziranega nosilca.

5 • SKLEP

V članku smo predstavili analitični model za določitev napetostnega in deformacijskega stanja bočno ojačanih razpokanih elastičnih nosilcev s konstantnimi prečnimi prerezi in z ravnimi referenčnimi osmi. Pomembna novost modela je v tem, da lahko z njim analiziramo tudi vpliv vzdolžnih in prečnih zamikov med bočno ojačitvijo in nosilcem na obnašanje bočno ojačanih razpokanih nosilcev. Matematični model smo izpeljali s pomočjo linearizirane Reissnerjeve teorije ravninskih nosilcev, kjer smo zane-marili vpliv strižnih deformacij. Razpoko oziroma oslabitev v nosilcu smo modelirali s torzijsko oziroma rotacijsko vzmetjo. Na osnovi parametričnih analiz značilnih

bočno ojačanih razpokanih nosilcev smo ugotovili:

- pri previsnem razpokanem elastičnem nosilcu je vpliv vpete bočne ojačitve na kinematične in statične količine bistveno izrazitejši, kot je vpliv nevpete (proste) bočne ojačitve;
- pri bočno ojačanih nosilcih z nevpeto (prosto) ojačitvijo se lahko prečne sile osnovnega nosilca po ojačanju celo povečajo; velikost tega povečanja prečne sile je odvisna od razmerja togosti osnovnega nosilca ter bočne ojačitve in togosti stika;
- zaradi sovprežnega delovanja osnovnega nosilca in bočne ojačitve se v osnovnem nosilcu pojavijo tlačne osne sile;

- pomiki razpokanih nosilcev brez ojačitve so pričakovano večji od pomikov razpokanih bočno ojačanih nosilcev (pri previsnem nosilcu z vpeto ojačitvijo je ta razlika okoli 22 %);
- vzdolžni zamiki med osnovnim nosilcem in bočno ojačitvijo so relativno majhni;
- vpliv ojačitve na velikosti statičnih in kinematičnih količin osnovnega razpokanega nosilca je največji pri togi povezavi med nosilcem in ojačitvijo;
- bolj ko je nosilec razpokan (poškodovan), večja je prerazporeditev notranjih statičnih količin;
- za značilna razmerja togosti med bočno ojačitvijo in razpokanim nosilcem je vpliv bočne ojačitve na statične in kinematične količine statično nedoločenih konstrukcij zanemarljiv. Vpliv je opazen samo pri statično določenih konstrukcijah.

6 • ZAHVALA

Delo J. Kolšek delno finančno podpira Evropska unija, Evropski socialni sklad. Zahvaljujemo se za podporo.

7 • LITERATURA

- Bažant, Z. P., Planas, J., *Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials*, Boca Raton, CRC Press, 1997.
- Križanič, F., *Izbrana sredstva linearne analize za tehnike in fizike*, 1. del, Ljubljana, Inštitut Jožef Stefan, 1957.
- Leung, H. Y., *Strengthening of RC beams: some experimental findings*, Structural Survey, London, Henry Stewart Publications, 20, 5, 173–181, 2002.
- Liu, I.S.T., Oehlers, D.J., Seracino, R., *Tests on the ductility of reinforced concrete beams retrofitted with FRP and steel near surface mounted plates*, Journal of Composites for Construction, New York, American Society of Civil Engineers, Structural Division, 10, 2, 106–114, 2006.
- Nguyen, N. T., Oehlers, D. J., Bradford, M. A., *An analytical model for reinforced concrete beams with bolted side plates accounting for longitudinal and transverse partial interaction*, International Journal of Solids and Structures, New York, Pergamon Press, 38, 38–39, 6985–6996, 2001.
- Paipetis, S. A., Dimarogonas, A. D., *Analytical Methods in Rotor Dynamics*, London, Elsevier Applied Science, 1986.
- Rabinovitch, O., Frostig, Y., *Delamination Failure of RC Beams Strengthened with FRP Strips – A Closed-Form High-Order and Fracture Mechanics Approach*, Journal of Engineering Mechanics, New York, American Society of Civil Engineers, 127, 8, 852–861, 2001.
- Reissner, E., *On one-dimensional finite-strain beam theory: The plane problem*, Journal of Applied Mathematics and Physics (ZAMP), Basel, Birkhäuser, 23, 5, 795–804, 1972.
- Srpčič, S., *Mehanika trdnih teles*, Ljubljana, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, 2003.
- Wang, J., *Debonding of FRP-plated reinforced concrete beam, a bond-slip analysis. I. Theoretical formulation*, International Journal of Solids and Structures, New York, Pergamon Press, 43, 21, 6649–6664. Wolfram Research, Inc., Mathematica, 2007.

vabi na

**REDNO IN JUBILEJNO SKUPŠČINO OB 60-LETNICI DELOVANJA ZDGITS
IN IZHAJANJA REVIJE GRADBENI VESTNIK,**

ki bo v četrtek, 2. junija 2011, s pričetkom ob 13. uri,
v prostorih Gostilne Pečarič, Pod jezom 47, Ljubljana.

Skupščina bo obravnavala in sprejemala:

1. Poročilo o delu ZDGITS v letu 2010
2. Poslovno poročilo ZDGITS za leto 2010 z bilanco stanja in izkazom poslovnega izida
3. Letni program in
4. Finančni načrt ZDGITS za leto 2011
5. razrešila organe ZDGITS in izvolila nove ter
6. podelila priznanja zaslužnim in častnim članom ZDGITS.

Predsednik ZDGITS
Miro Vrbek, univ. dipl. inž. grad.

RAZPIS

za podelitev nagrade za najboljši dosežek na področju PROJEKTIRANJA IN IZGRADNJE JEKLENIH KONSTRUKCIJ za leto 2011

Odbor za jeklene konstrukcije (OJK) Združenje kovinske industrije GZS razpisuje nagrado za najboljši dosežek na področju projektiranja in izgradnje jeklenih in aluminijastih konstrukcij za leto 2011. Nagrada bo podeljena na podlagi Pravilnika o podeljevanju nagrad.

Nagrado lahko dobi konstrukcija, ki izpolnjuje naslednje pogoje:

Konstrukcija mora biti zgrajena in predana v uporabo v obdobju zadnjih treh let in ne kasneje kot do 1. januarja v letu podeljevanja.

Konstrukcija mora izstopati s svojo konstrukcijsko zasnovo in učinkovitostjo pri uporabi, hkrati pa izkazovati prednosti jekla pri načrtovanju, proizvodnji, ekonomičnosti in arhitekturi in s tem prispevati k boljši uveljavitvi jekla in jeklenih konstrukcij v očeh javnosti.

Podjetja in posamezniki lahko posredujejo predloge Odboru za jeklene konstrukcije (OJK)

do 9.maja 2011 na naslov:

*Gospodarska zbornica Slovenije, ZKI - OJK, Dimičeva 13, 1000 Ljubljana
Na zapečateni ovojnici mora biti napis: Za nagado jeklena konstrukcija 2011*

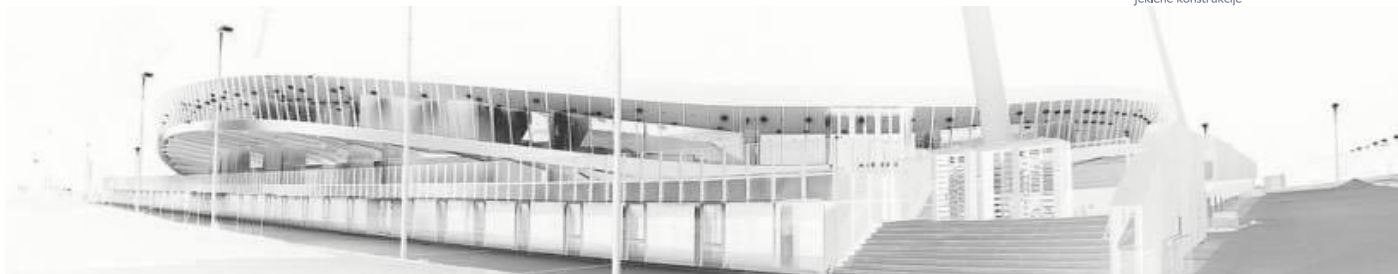
Vsako podjetje ali posameznik lahko predlaga le eno konstrukcijo. K predlogu mora biti priložena utemeljitev, grafične priloge in pet različnih fotografij (tudi v digitalni obliki - min. 300 dpi) s prikazom konstrukcije. Prijava za nagrado predstavlja tudi dovoljenje za objavo gradiva v tisku in za druge namene skladno s cilji in delovanjem organizacije JK.

Žirija bo opravila svoje delo do 1. junija 2011. Predlagatelj in nagrajence bo obvestila o dodelitvi nagrade pred javno objavo. Odločitev žirije je dokončna.

Nagrado bo OJK izročil nagrajencem na 10. slovenskih dnevih jeklenih konstrukcij predvidoma 9. junija 2011.

Nagrajena jeklena konstrukcija v letu 2009

Gospodarska
zbornica
Slovenije 
Združenje kovinske industrije
Jeklene konstrukcije



NOVI DIPLOMANTI

UNIVERZA V LJUBLJANI, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO IN GEODEZIJO

VISOKOŠOLSKI STROKOVNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Davor Matijašič, Parkirne naprave in standardno vozilo, mentor viš. pred. dr. Peter Lipar

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Klemen Zibelnik, Modeliranje produkcij in atrakcij blagovnega prometa, mentor doc. dr. Marijan Žura

Matjaž Gorkič, Preizkus koncepta pametne rasti na primeru Tržaške ceste v Ljubljani, mentor doc. dr. Alma Zavodnik Lamovšek

Vid Žgajner, Dimenzioniranje zadrževalnih bazenov deževnih voda pri zaščiti občutljivih vodotokov, mentor izr. prof. dr. Jože Panjan, somentor asist. dr. Mario Krzyk

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ VODARSTVA IN KOMUNALNEGA INŽENIRSTVA

Josip Radman, Razvoj instrumenta za oceno učinkovitosti javnih služb pri ravnanju s komunalnimi odpadki, mentor izr. prof. dr. Viktor Grilc

Maja Klančar, Analiza razpoložljivosti in rabe vode na reki Krki, mentor prof. dr. Franc Steinman, somentor asist. mag. Sašo Šantl

Barbara Jerman, Idejne rešitve odvajanja in čiščenja odpadnih voda iz naselij vrh pri Ljubnu, Mali Podljuben, Dolnje in Gorenje Mraševo, mentor izr. prof. dr. Jože Panjan, somentor asist. dr. Mario Krzyk

Benjamin Nučič, Kvaliteta reke Krke v srednjem toku, mentor izr. prof. dr. Jože Panjan, somentor asist. dr. Mario Krzyk

Polona Cesar, Primerjava različnih metod izračuna evapotranspiracije, mentor doc. dr. Mojca Šraj

UNIVERZA V MARIBORU, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO

VISOKOŠOLSKI STROKOVNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Sašo Uplaznik, Tehnologija izgradnje viadukta 6-2 Ponikve, mentor doc. dr. Andrej Štrukelj

Matija Zavšek, Računska analiza razglednega stolpa na Rogli, mentor red. prof. dr. Stojan Kravanja, somentor pred. Boris Visočnik, univ. dipl. inž. grad.

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Uroš Krajnc, Arhitekturna in statična zasnova individualne nizko-energijske hiše, mentor doc. dr. Kaja Pogačar, somentor doc. dr. Milan Kuhta

Ivan Vogrinec, Statična in dinamična analiza panelne montažne lesene hiše, mentor red. prof. dr. Miroslav Premrov, somentor Matjaž Tajnik, univ. dipl. inž. grad.

ENOVIT DOKTORSKI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Marko Samec, Kompleksnost porozne strukture gradbenih materialov, mentor izr. prof. dr. Dean Korošak, somentor izr. prof. dr. Sacha Jon Mooney

UNIVERZA V MARIBORU, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO – EKONOMSKO POSLOVNA FAKULTETA

INTERDISCIPLINARNI UNIVERZITETNI ŠTUDIJ GOSPO- DARSKEGA INŽENIRSTVA-SMER GRADBENIŠTVO

Nataša Fras, Tehnični in ekonomski vidiki prenove večstanovanjske hiše v skladu s PURES-om, mentorja doc. dr. Nataša Šuman – FG in izr. prof. dr. Tanja Markovič Hribernik – EPF

Vesna Laznik, Adaptacija in rekonstrukcija objekta ter ocena ekonomičnosti konstrukcijskih elementov, mentorja doc. dr. Andrej Štrukelj – FG in izr. prof. dr. Tanja Markovič Hribernik – EPF

Rubriko ureja • **Jan Kristijan Juteršek**, univ. dipl. inž. grad.

Vsem diplomantom čestitamo!

Skladno z dogovorom med ZDGITS in FGG-UL vsi diplomanti gradbenega oddelka Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani prejemaajo Gradbeni vestnik (12 števil) eno leto brezplačno. Vse, ki bodo želeli po prejemu 12. številke postati redni naročniki, prosimo, naj to čimprej sporočijo uredništvu na naslov: GRADBENI VESTNIK, Leskoškova 9E, 1000 Ljubljana; telefon: (01) 52 40 200; faks: (01) 52 40 199; e-mail: gradb.zveza@siol.net.

ZDGITS in Uredništvo Gradbenega vestnika

KOLEDAR PRIREDITEV

23.-27.5.2011

Analysis of Creep and Shrinkage Effects in Concrete Structures

Udine, Italija

<http://media.cism.it/courses%2FA1101%2FChiorino-Carreira-mod.pdf>

6.-8.6.2011

Urban Transport 2011

Pisa, Italija

www.wessex.ac.uk/11-conferences/urbantransport-2011.html

8.-10.6.2011

fib Symposium: "Concrete engineering for excellence and efficiency"

Praga, Češka

www.fib2011prague.com

13.-15.6.2011

AMCM 2011

7th International Conference on Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures

Krakov, Poljska

www.amcm2011.pk.edu.pl

15.-17.6.2011

ICMS 2011

12th International Conference on Metal Structures

Wroclaw, Poljska

www.icms2011.pwr.wroc.pl/index_pliki/Page300.htm

4.-6.7.2011

EURODYN 2011

8th International Conference on Structural Dynamics

Leuven, Belgija

<http://conf.ti.kviv.be/Eurodyn2011/>

6.-8.7.2011

Footbridge 2011

Wroclaw, Poljska

www.footbridge2011.pwr.wroc.pl

10.-15.7.2011

13th International Conference on Wind Engineering

Amsterdam, Nizozemska

www.icwe13.org

1.-4.8.2011

ICASP 11 - The International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering (ICASP)

Zürich, Švica

www.icasp11.ethz.ch

7.-11.8.2011

9th Symposium on High Performance Concrete Design, Verification and Utilization

Christchurch, Nova Zelandija

www.hpc-2011.com

4.-9.9.2011

WEC 2011

World Engineers Convention

Geneva, Švica

www.wec2011.ch

20.-23.9.2011

IABSE Annual Meetings and

IABSE Symposium

London, Anglija

www.iabse.ethz.ch/conferences/calendarofevents

25.-30.9.2011

24th World Road Congress

Mexico City, Mehika

www.piarc.org/en/

3.-7.10.2011

Mechanics of Masonry Structures

Fisciano, Italija

www.cism.it/courses/C1110

22.-25.10.2011

The Third International Congress and Exhibition

PCI Annual Convention/Exhibition & National Bridge Conference

Salt Lake City, Utah, ZDA

<https://neforum.pci.org/eweb/startpage.aspx?site=2010conv&design=no>

16.-18. november 2011

10. mednarodni simpozij o gradnji predorov in podzemnih prostorov

Kongresni center MONS, Ljubljana, Slovenija

www.ita-slovenia.si

24.-25.11.2011

13. kolokvij o asfaltih in bitumnih

Kranjska Gora, Slovenija

www.zdruzenje-zas.si

11.-14.6.2012

Concrete structures for a sustainable community

Stockholm, Švedska

johan.silfwerbrand@cbi.se

8.-12.7.2012

10th International Conference on Concrete Pavements Québec

City, Québec, Kanada

www.concretepavements.org

Rubriko ureja • **Jan Kristijan Juteršek**, ki sprejema predloge za objavo na e-naslov: msg@izs.si