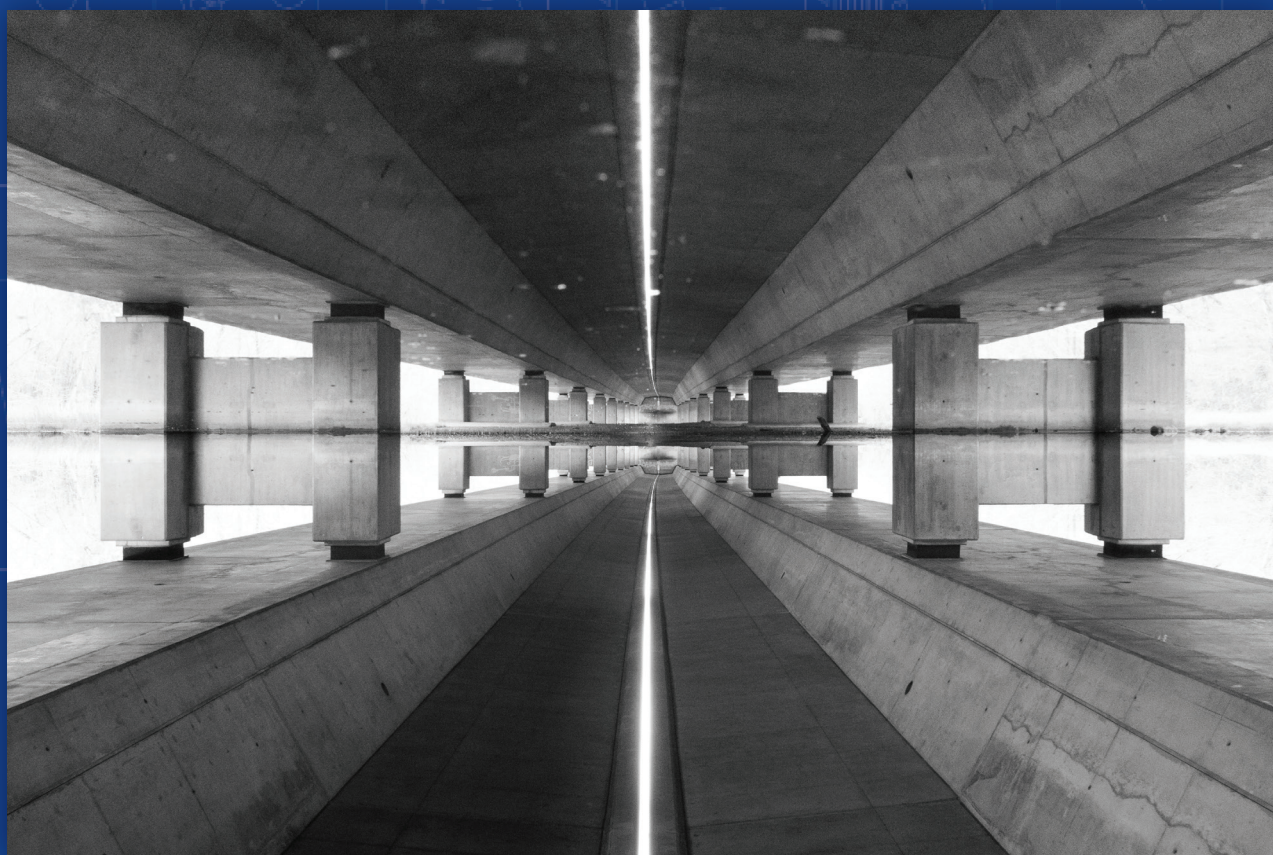


september 2026

letnik 75

Gradbeni vestnik

GLASILO ZVEZE DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE IN
MATIČNE SEKCIJE GRADBENIH INŽENIRJEV INŽENIRSKA ZBORNICE SLOVENIJE



151

RAČUN NOTRANJNH SIL V AB
NAVPIČNIH VEZEH Z UPORABO
MIKRO- IN MAKRO-MODELOV

165

NUMERIČNA ANALIZA POTRESNEGA
OBNAŠANJA ZIDOVJA, UTRJENEGA
Z MALTNIMI OBLOGAMI IN MREŽAMI
IZ STEKLENIH VLAKEN

178

VPLIV TEMPERATURNIH
SPREMENB OKOLJA NA
POJAV NATEZNIH NAPETOSTI
V MOSTOVIH ZGRAJENIH PO
TEHNOLOGIJI NATEZNIH TRAKOV

189

OCENA STRIŽNE NOSILNOSTI
PREKLADNE KONSTRUKCIJE
OBSTOJEČIH KRAJŠIH
ARMIRANOBETONSKIH MOSTOV

199

IZZIVI ZVOČNE ZAŠČITE V SODOBNI
LESENI GRADNJI

210

ANALIZA STANJA IN RAZVOJNIH
PERSPEKTIV SLOVENSKEGA
GRADBENEGA SEKTORJA Z
VIDIKA PODJETIJ

Gradbeni vestnik

Izdajatelj:

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

Izdajateljski svet:

ZDGITS: **prof. dr. Matjaž Mikoš, predsednik**
izr. prof. dr. Andrej Kryžanowski
dr. Miha Jukić
IZS MSG: **dr. Rok Cajzek**
mag. Jernej Nučič
Tina Bučić
UL FGG: **izr. prof. dr. Matija Gams**
UM FGPA: **prof. dr. Miroslav Premrov**
ZAG: **doc. dr. Aleš Žnidarič**

Uredniški odbor: **izr. prof. dr. Primož Može,**
glavni in odgovorni urednik
prof. dr. Uroš Klanšek
dr. Maja Kreslin

Lektor: **Davorin Kolarič**

Lektorica angleških povzetkov:
Romana Hudin

Tajnica: **Eva Okorn**

Oblikovalska zasnova: **Agencija GIG**

Tehnično urejanje, prelom in tisk:
Kočevski tisk

Naklada: 400 tiskanih izvodov
3000 naročnikov elektronske verzije

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

Letno izidejo 4 številke. Letna naročnina
za individualne naročnike znaša 25,50 EUR;
za študente in upokojene 10,50 EUR;
za družbe, ustanove in
samostojne podjetnike 188,50;
za naročnike iz tujine 88,00 EUR.
V ceni je všteti DDV.
Poslovni račun ZDGITS pri NLB Ljubljana:
SI56 0201 7001 5398 955

Slika na naslovnici:

Viadukt Mlake

Foto: **Ratko Švraka**, <https://svraka.si/>

Glasilo Zveze društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije in
Matične sekcije gradbenih inženirjev Inženirske zbornice Slovenije.
UDK-UDC 05 : 625; tiskana izdaja ISSN 0017-2774;
spletna izdaja ISSN 2536-4332.
Ljubljana, september 2026, letnik 75, str. 149-228

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 presledkom med vrsticami.
5. Prispevki morajo vsebovati naslov, imena in priimke avtorjev z nazivi in naslovi ter besedilo.
6. Članki morajo obvezno vsebovati: naslov članka v slovenščini (velike črke); naslov članka v angleščini (velike črke); znanstveni naziv, imena in priimke avtorjev, strokovni naziv, navadni in elektronski naslov; oznako, ali je članek strokoven ali znanstven; naslov POVZETEK in povzetek v slovenščini; ključne besede v slovenščini; naslov SUMMARY in povzetek v angleščini; ključne besede (key words) v angleščini; naslov UVOD in besedilo uvoda; naslov naslednjega poglavja (velike črke) in besedilo poglavja; naslov razdelka in besedilo razdelka (neobvezno); ... naslov SKLEP in besedilo sklepa; naslov ZAHVALA in besedilo zahvale (neobvezno); naslov LITERATURA in seznam literature; naslov DODATEK in besedilo dodatka (neobvezno). Če je dodatkov več, so ti označeni še z A, B, C itn.
7. Poglavja in razdelki so lahko oštevilčeni. Poglavja se oštevilčijo brez končnih pik. Denimo: 1 UVOD; 2 GRADNJA AVTOCESTNEGA ODSEKA; 2.1 Avtocestni odsek ... 3 ...; 3.1 ... itd.
8. Slike (risbe in fotografije s primerno ločljivostjo) in preglednice morajo biti razporejene in omenjene po vrstnem redu v besedilu prispevka, oštevilčene in opremljene s podnapisi, ki pojasnjujejo njihovo vsebino.
9. Enačbe morajo biti na desnem robu označene z zaporedno številko v okroglem oklepaju.
10. Kot decimalno ločilo je treba uporabljati vejico.
11. Uporabljena in citirana dela morajo biti navedena med besedilom prispevka z oznako v obliki oglatih oklepajev: [priimek prvega avtorja ali kratica ustanove, leto objave]. V istem letu objavljena dela istega avtorja ali ustanove morajo biti označena še z oznakami a, b, c itn.
12. V poglavju LITERATURA so uporabljena in citirana dela razvrščena po abecednem redu priimkov prvih avtorjev ali kraticah ustanov in opisana z naslednjimi podatki: priimek ali kratica ustanove, začetnica imena prvega avtorja ali naziv ustanove, priimki in začetnice imen drugih avtorjev, naslov dela, način objave, leto objave.
13. Način objave je opisan s podatki: knjige: založba; revije: ime revije, založba, letnik, številka, strani od do; zborniki: naziv sestanka, organizator, kraj in datum sestanka, strani od do; raziskovalna poročila: vrsta poročila, naročnik, oznaka pogodbe; za druge vrste virov: kratek opis, npr. v zasebnem pogovoru.
14. Prispevke je treba poslati v elektronski obliki v formatu MS WORD glavnemu in odgovornemu uredniku na e-naslov: primoz.moze@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

Prispevki v Gradbenem vestniku so odprto dostopni v skladu z licenco CC BY-SA 4.0.



**Gradbeni
vestnik** 70^{let}

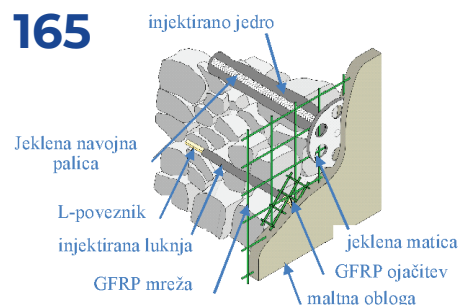
asist. Nemanja Krtinić, mag. inž. grad.
izr. prof. dr. Matija Gams, univ. dipl. inž. grad.

RAČUN NOTRANJNH SIL V AB NAVPIČNIH VEZEH Z UPORABO MIKRO- IN MAKRO-MODELOV CALCULATION OF INTERNAL FORCES IN RC TIE-COLUMNS USING MICRO- AND MACRO-MODELS



Danijel Kirn, mag. inž. grad.
asist. Nemanja Krtinić, mag. inž. grad.
izr. prof. dr. Matija Gams, univ. dipl. inž. grad.

NUMERIČNA ANALIZA POTRESNEGA OBNAŠANJA ZIDOVJA, UTRJENEGA Z MALTNIMI OBLOGAMI IN MREŽAMI IZ STEKLENIH VLAKEN NUMERICAL ANALYSIS OF SEISMIC BEHAVIOUR OF MASONRY STRENGTHENED BY MORTAR COATING AND GFRP MESH



doc. dr. Robert Pečenko, univ. dipl. inž. grad.
Ema Kogovšek, mag. inž. grad.
doc. dr. Bojan Čas, univ. dipl. inž. grad.

VPLIV TEMPERATURNIH SPREMEMB OKOLJA NA POJAV NATEZNIH NAPETOSTI V MOSTOVH ZGRAJENIH PO TEHNOLOGIJI NATEZNIH TRAKOV THERMAL EFFECTS OF THE ENVIRONMENT ON THE DEVELOPMENT OF TENSILE STRESSES IN BRIDGES CONSTRUCTED USING THE STRESS-RIBBON TECHNOLOGY



Neža Gošte, mag. inž. grad.
prof. dr. Tatjana Isaković, univ. dipl. inž. grad.
dr. Maja Kreslin, univ. dipl. inž. grad.

OCENA STRIŽNE NOSILNOSTI PREKLADNE KONSTRUKCIJE OBSTOJEČIH KRAJŠIH ARMIRANOBETONSKIH MOSTOV ESTIMATION OF THE SHEAR CAPACITY OF DECKS IN EXISTING SHORT REINFORCED CONCRETE BRIDGES

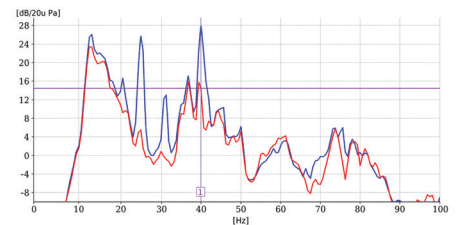


VSEBINA CONTENTS

izr. prof. dr. Mateja Dovjak, dipl. san. inž.
Lucija Klinc, mag. inž. grad.
dr. Ferdinand Deželak, univ. dipl. inž. geod., dipl. inž. fiz.
Aljoša Flander, univ. dipl. inž. str.
Klara Kopavnik, mag. jed. teh.
Peter Dolenc, dipl. oec.
Rok Zule, dipl. inž. fiz.

IZZIVI ZVOČNE ZAŠČITE V SODOBNI LESENI GRADNJI SOUND INSULATION CHALLENGES IN MODERN TIMBER CONSTRUCTION

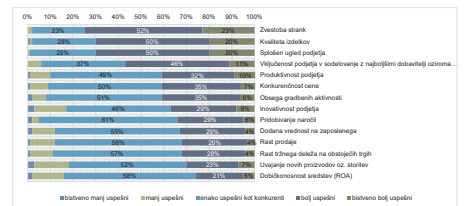
199



prof. dr. Tjaša Redek, univ. dipl. ekon.
asist. dr. Eva Erjavec, mag. posl. ved.

ANALIZA STANJA IN RAZVOJNIH PERSPEKTIV SLOVENSKEGA GRADBENEGA SEKTORJA Z VIDIKA PODJETIJ ANALYSIS OF THE CURRENT STATE AND DEVELOPMENT PROSPECTS OF THE SLOVENIAN CONSTRUCTION SECTOR FROM A BUSSINESS PERSPECTIVE

210



POROČILO S STROKOVNEGA SREČANJA

Jakob Šušteršič

33. SLOVENSKI KOLOKVIJ O BETONIH

223

NOVI DIPLOMANTI

Eva Okorn

KOLEDAR PRIREDITEV

Eva Okorn



asist. Nemanja Krtnić, mag. inž. grad.
nkrtnic@fgg.uni-lj.si



izr. prof. dr. Matija Gams, univ. dipl. inž. grad.
mgams@fgg.uni-lj.si

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo
Jamova cesta 2, 1000 Ljubljana



Znanstveni članek
UDK/UDC 531.221:519.62

RAČUN NOTRANJNH SIL V AB NAVPIČNIH VEZEH Z UPORABO MIKRO- IN MAKRO-MODELOV

CALCULATION OF INTERNAL FORCES IN RC TIE- COLUMNS USING MICRO- AND MACRO-MODELS

Povzetek

Predstavljena je numerična študija potresnega odziva slopov, zgrajenih iz sodobnih opečnih zidakov, ki so zlepljeni s poliuretan-skim (PU) lepilom in imajo AB navpične vezi na straneh. Raziskava temelji na eksperimentalnih rezultatih dveh slopov v naravni velikosti, na podlagi katerih so bili razviti in validirani detajlni 3D-mikromodel iz končnih elementov (KE) v programu Abaqus ter 2D-makromodeli z eno ali več nadomestnimi diagonalami (ND) v programu OpenSees. Validacija je bila narejena pri monotono naraščajoči in ciklični vodoravni obtežbi pri konstantni tlačni obremenitvi. Validirani 3D detajlni model je bil v nadaljevanju uporabljen kot referenčni model za oceno natančnosti porazdelitve notranjih sil vzdolž višine armiranobetonskih (AB) navpičnih vezi. Namen študije je ugotoviti, ali so makromodeli z nadomestnimi diagonalami dovolj natančni za račun notranjih sil v vezeh v praksi.

Analiza porazdelitve strižnih in osnih sil ter upogibnih momentov je narejena pri največji nosilnosti slopa in pri padcu nosilnosti na 80 % največje nosilnosti. Rezultati kažejo, da modeli z eno ND zadovoljivo napovedujejo globalni odziv, vendar ne zajamejo ustrezno porazdelitve notranjih sil vzdolž višine AB vezi. Nasprotno model z več ND bistveno bolje reproducira lokalne mehanizme prenosa sil in bolje napove poteke notranjih sil, še posebej strižnih sil in momentov. Kljub temu da tudi ta model ne zajame v celoti kompleksne prerazporeditve osnih sil, predstavlja dobro ravnoesje med natančnostjo in računsko učinkovitostjo ter je primeren za praktično uporabo v vsakdanji inženirski praksi.

Ključne besede: navpične vezi, numerično modeliranje, 3D-mikromodel, 2D-makromodel z nadomestnimi diagonalami, porazdelitev notranjih sil

Summary

This study presents a numerical investigation of the seismic response of masonry piers built from modern clay masonry units bonded with polyurethane (PU) glue and with RC tie-columns at the sides. The research is based on experimental results obtained from two full-scale pier specimens, on the basis of which a three-dimensional (3D) finite element (FE) model in Abaqus and two-dimensional (2D) equivalent strut macro-models (ESM) with one or more multiple struts in OpenSees were developed and validated. The validation was performed under both monotonically increasing and cyclic horizontal loading with constant vertical force. The validated 3D micro-model was subsequently used as a reference model to assess the accuracy of the internal force distribution along the height of reinforced concrete (RC) tie-columns. The objective of the study is to evaluate whether equivalent strut macro-models are sufficiently accurate for the estimation of internal forces in RC tie-columns in practical applications.

The analysis of shear forces, axial forces, and bending moments was carried out at peak strength and at the drop to 80 % strength. The results show that the single-strut model provides a satisfactory prediction of the global response, but fails to capture the distribution of internal forces along the height of RC tie-columns. In contrast, the multi-strut model more accurately reproduces local load-transfer mechanisms and provides improved predictions of internal force distributions, particularly for shear forces and bending moments. Nevertheless, it still does not fully capture the complex redistribution of axial forces. Overall, the multi-strut model is a good balance between accuracy and computational efficiency and is suitable for practical engineering applications.

Key words: tie-columns, numerical modelling, 3D micro-model, 2D equivalent strut macro-model, internal force distribution

1 UVOD

Povezano zidovje (PZ) predstavlja učinkovit in široko uporabljen konstrukcijski sistem za nizke in srednje visoke stavbe na območjih s potresno nevarnostjo. Sistem temelji na sodelovanju nosilnega zidovja ter armiranobetonskih (AB) navpičnih in vodoravnih vezi, ki zagotavljajo povezanost konstrukcije za zagotavljanje škatlatega odziva stavb, omejujejo poškodbe zidovja ter izboljšajo nosilnost, togost in duktilnost stavb. Zaradi ugodnega obnašanja v preteklih potresih in razmeroma enostavne izvedbe ostaja gradnja enodružinskih hiš in tudi večstanovanjskih stavb v sistemu PZ učinkovita rešitev za potresno odporno gradnjo doma [Tomaževič, 2009] in po svetu [Brzev, 2018; Meli, 2011]. Pri opisu povezanega zidovja je treba poudariti še, da gradnja poteka tako, da se najprej sezida zidovje in šele zatem zabetonirajo vezi. Tako se zagotovi, da se navpična obtežba prenaša po zidovih in ne po vezeh.

Ob Sloveniji se konstrukcijski sistem PZ uporablja v različnih delih sveta (npr. v Južni Ameriki, jugovzhodni Evropi, na Bližnjem vzhodu, v severni Afriki in vzhodni Aziji), pri čemer obstajajo pomembne razlike v gradbenih praksah [Brzev, 2018]. V regijah brez zahtev po toplotni izolaciji so zidovi pogosto bistveno tanjši. V Mehiki so debeline nosilnih zidov le 12 cm [Perez Gavilan, 2015], v Čilu pa 14 cm [Astroza, 2012]. V takšnih primerih so navpične AB vezi običajno enake debeline kot zid.

Pri nas so zidovi praviloma debelejši, saj je najmanjša dovoljena debelina zidov 19 cm [SIST EN 1998-1:2005/A101:2009, 2009], v praksi pa pogosto 25 cm v primeru gradnje z opečnimi votlaki. Navpične vezi so lahko zabetonirane v opažu in v tem primeru je debelina vezi enaka debelini zidov, če pa se uporabljajo tako imenovani vogalniki, ki služijo kot opaž, imajo vezi manjše dimenzije od debeline zidu. Za zid debeline 25 cm je vez v vogalniku dimenzij približno 17 x 17 cm, a je to odvisno tudi od proizvajalca.

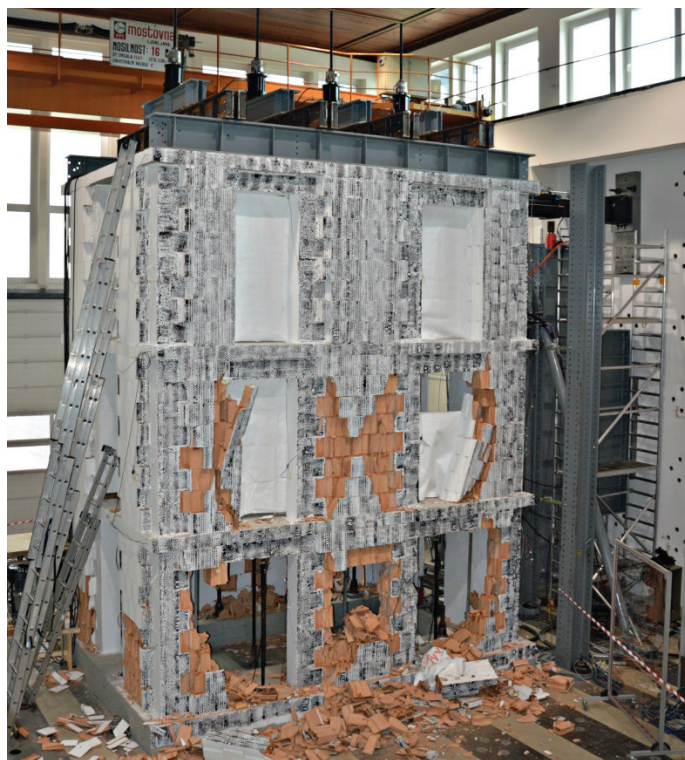
Čeprav se oba sistema imenujeta povezano zidovje, obstaja med njima pomembna razlika. Sistem, kot ga uporabljajo v Južni Ameriki, ima manjše vezi, ki prvenstveno opravljajo povezovalno funkcijo. K nosilnosti zidu prispevajo malo, zato njihov prispevek projektanti zanemarijo. Pri nas so vezi močnejše, zato lahko poleg povezovalne vloge upoštevamo tudi njihov prispevek k nosilnosti. Prispevek vezi k nosilnosti povezanega zidovja v točki 6.9.2 (2) eksplicitno navaja tudi Evrokod 6 [SIST EN 1996-1-1:2006, 2006]. Klasično dojemanje povezanega zidovja je, da vezi opravljajo le povezovalno funkcijo in s tem povezano večjo kapaciteto pomikov in izboljšano disipacijo energije. V zidovju, kot ga zidamo pri nas, pa lahko upoštevamo tudi druge prispevke vezi in tako ne ustreza popolnoma opisu klasičnega povezanega zidovja.

V jugovzhodni Evropi je bil v zadnjih dveh desetletjih razvoj zidarstva pretežno usmerjen k izboljšanju energetske učinkovitosti stavb, optimizacije hitrosti gradnje in izboljšanju bivalnega udobja stanovalcev. K temu je prispeval razvoj sodobnih opečnih zidakov z izboljšanimi toplotnimi karakteristikami in zmanjšano toplotno prevodnostjo, ki imajo večje votline za vgradnjo toplotne izolacije. Posledično imajo takšni zidaki pogosto večje dimenzije in so debeli 38 cm ali celo več. Pomembna inovacija je tudi uporaba poliuretanskega (PU) lepila namesto tradicionalne malte, kar omogoča izvedbo zelo tan-

kih naležnih reg in s tem zmanjšanje toplotnih izgub. Takšen način gradnje poleg izboljšanih toplotnih lastnosti omogoča tudi hitrejšo in enostavnejšo izvedbo zidovja.

V tej raziskavi bomo obravnavali 38 cm debele zidove, ki imajo navpične vezi dimenzij 25 x 25 cm (detajlno so zidaki in tehnologija gradnje opisani v nadaljevanju). Obnašanje stavb iz takih zidov je bilo eksperimentalno preizkušeno ob vstopu te tehnologije gradnje na slovenski trg. V sklopu preiskav so bili preizkušeni zidni slopi pod simulirano potresno obtežbo s t. i. cikličnimi strižnimi testi pri konstantni tlačni obremenitvi [Gams, 2023] in potresni odziv trietažnega modela v naravni velikosti [Gams, 2024]. Raziskave so potrdile, da je odziv zidnih slopov in stavb, zgrajenih v tem sistemu, nekoliko drugačen od klasičnega odziva stavb iz povezanega zidovja. Globalni odziv je bil boljši od pričakovanega, saj so preizkušanci dosegli visoko nosilnost in imeli veliko kapaciteto pomikov. Presenetil pa je nov lokalni porušni mehanizem, v katerem se je 13 cm debel del zidovja, ki ni bil podprt z navpičnimi vezmi, poškodoval prej, kot smo pričakovali. Ena izmed ugotovitev raziskav je bila še, da v tem sistemu vezi s svojo togostjo in nosilnostjo, ki sta relativno visoki v primerjavi z opečnim delom zidu, nezamisljivo vplivajo na odziv. To je bilo najbolj očitno iz odziva trietažnega modela stavbe v laboratoriju (slika 1), ki se ni porušili niti takrat, ko je bilo zidovje že popolnoma uničeno in so vse vodoravne in navpične obremenitve prenašale navpične zidne vezi. V primeru stavb iz klasičnega PZ bi se navpične vezi porušile istočasno kot zid, kar bi vodilo v porušitev stavbe.

Odziv obravnavane stavbe je bil še bolj drugačen od pričakovanega odziva sistema AB okvirov s polnili. Zidovje je namreč tlačno obremenjeno (v polnilih ni), vezi se strižno poškodujejo



Slika 1. Model trietažne stavbe iz obravnavanega konstrukcijskega sistema po preizkusu potresne odpornosti

(stebri v okvirih se ne) in pod vodoravno obremenitvijo se zidovje in vezi ne ločijo (to se zgodi v polnilih zunaj območja tlačnih diagonal). Obravnavani sistem zato po odzivu spada v vmesno območje med tema dvema sistemoma, vendar je zaradi načina gradnje in skladnosti z zahtevami Evrokodov za povezano zidovje edino smiselno, da se to imenuje povezano zidovje in se tako tudi obravnava.

Ker je obnašanje obravnavanega sistema drugačno od klasičnega, nas je zanimalo, kako bi lahko izračunali notranje sile v navpičnih vezeh takega zidovja. Za numerično analizo stavb iz povezanega zidovja se uporabljajo različni pristopi. Detajlni 3D-mikromodeli iz končnih elementov (KE) omogočajo natančno reproduciranje lokalnih mehanizmov, poškodb in porazdelitve notranjih sil, vendar so računsko zahtevni in zato uporabni le za raziskave. Po drugi strani pa so 2D-makromodeli, kot so modeli z eno ali več nadomestnimi diagonalami (ND), bistveno učinkovitejši in primerni za praktično uporabo, vendar njihova zmožnost napovedovanja notranjih sil v AB vezeh še ni dovolj raziskana ([Borah, 2022], [Borah, 2024]).

Namen te študije je analizirati potek notranjih sil v AB navpičnih vezeh v zidnih slopih z uporabo različnih numeričnih modelov. Raziskava temelji na primerjavi rezultatov detajlnega 3D-mikromodela, razvitega v programskem okolju Abaqus [Simulia, Abaqus/CAE, 2023], ter 2D-makromodelov z eno in več nadomestnimi diagonalami, implementiranih v programskem okolju OpenSees [McKenna, 2000], ki so validirani na podlagi eksperimentalnih rezultatov obravnavanih slopov [Gams, 2023]. Poseben poudarek je na porazdelitvi notranjih sil vzdolž višine AB vezi ter na oceni sposobnosti makromodelov različne kompleksnosti, da jih napovejo. Na podlagi rezultatov je predlagan računski model, ki omogoča dovolj dobro oceno notranjih sil v navpičnih vezeh objektov, zgrajenih na obravnavani način. Čeprav so postopki uporabljeni le na opisnem načinu gradnje, verjamemo, da bi bili z ustreznimi prilagoditvami uporabni tudi za druge vrste PZ.

2 KRATEK POVZETEK REFERENČNE EKSPERIMENTALNE ŠTUDIJE

Vertikalno perforirani zidaki so komercialno dostopni in imajo dimenzije 250 mm × 249 mm × 380 mm (dolžina/višina/debelina), kot je to prikazano na sliki 1a. Prvotno so bili zasnovani

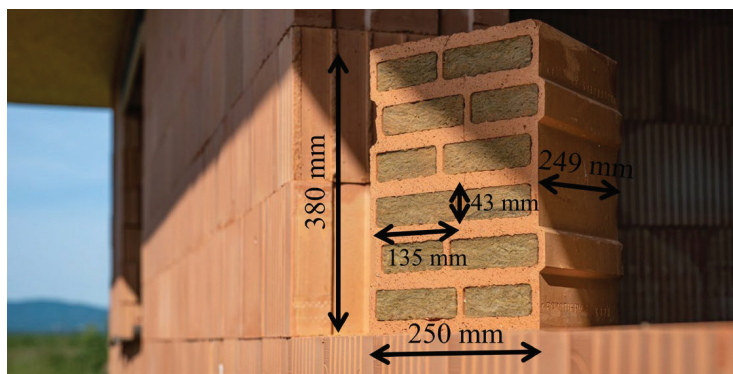
kot zidaki z vgrajeno toplotno izolacijo za gradnjo energetske učinkovite nosilnih zidov, vendar so bili pri izdelavi preizkušancev uporabljeni brez izolacije, saj ta ne vpliva bistveno na mehanske lastnosti zidovja. Mehanske lastnosti teh zidakov so bile predhodno preizkušene in opisane v študiji Gamsa in sod. [Gams, 2023].

Zidaki so bili med seboj povezani s PU-lepilom namesto tankoslojne malte, zaradi česar imajo stiki zanemarljivo debelino. Lepilo se med gradnjo zidovja nanaša v več pasovih (število pasov je odvisno od širine zidu oz. zidakov) po širini zidakov, kot je to prikazano na sliki 1b.

Geometrijske značilnosti uporabljenih zidakov ne ustrezajo v celoti omejitvam, predpisanim v Evrokodu 6 [SIST EN 1996-1-1:2006, 2006] za zidake skupine 2 za nosilno zidovje, ker skupni delež votlin (približno 59 %) ter največja posamezna luknja (6 %) presegaata priporočeni mejni vrednosti za ta dva kriterija v Evrokodu 6, ki sta 55 % in 2 %. Ta vpliv je deloma kompenziran z debelejšimi zunanji in notranji stenami zidakov (≈12 mm), ki presegajo minimalne zahteve (8 mm in 5 mm).

V laboratoriju ZAG sta bila v okviru omenjenih raziskav [Gams, 2023] preizkušena dva enaka preizkušanca, zgrajena iz omenjenih zidakov in PU-lepila z navpičnimi AB vezmi. Zidova sta imela oznaki W7 in W8 in sta imela dimenzije: dolžina 175 cm, višina 195 cm in debelina 38 cm (slika 2a). Navpične vezi prereza 25 × 25 cm so bile armirane s štirimi palicami Ø14 mm (delež vzdolžnega armiranja 1 %), kar ustreza zahtevam Evrokoda 8 [SIST EN 1998-1:2005, 2005]. Stremena premera Ø8 mm so bila razporejena na razdalji približno 20 cm (slika 2b). Posebnost zidov je, da navpične vezi ne prekrivajo celotne debeline zidu, temveč so poravnane z eno ploskvijo zidu, na drugi strani pa zamaknjene za 13 cm. Na vrhu zidu je bila skupaj z vezmi izvedena AB horizontalna vez, ki je služila za prenos tlačne obtežbe.

Zidova sta bila preizkušena s cikličnim strižnim testom v ravnini zidu pri konstantni tlačni napetosti 0,63 MPa (glede na celotno površino zidu) in s preprečenimi zasuki na zgornjem in spodnjem robu zidu (dvojno vpeti robni pogoji). Vodoravna obtežba je bila nanesena v obliki predpisanih cikličnih pomikov v obe smeri (potiskanje in vlečenje), pri čemer je bila vsaka amplituda pomika ponovljena trikrat, skladno z običajnim postopkom simulacije potresne obtežbe [Tomažević, 1999]. Amplituda pomikov se je postopno povečevala do skorajšnje porušitve preizkušanca.

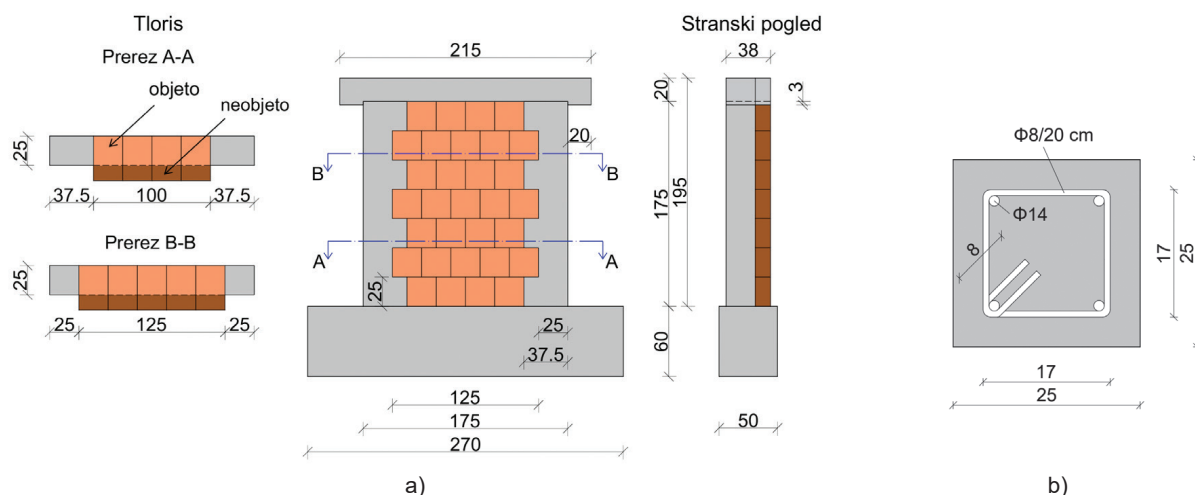


a)



b)

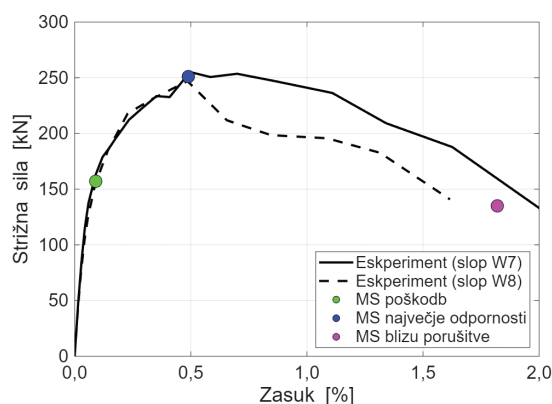
Slika 2. a) Zidak s toplotno izolacijo (vir: <https://www.wienerberger.si/porotherm-opeka>); b) aplikacija PU-lepila (vir: <https://www.wienerberger.pl/produkty>)



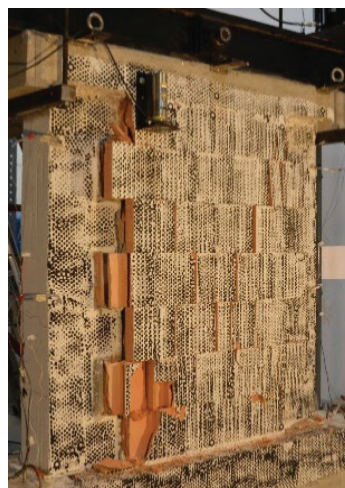
Slika 3. a) Geometrija slopov iz PZ; b) geometrija in armatura AB navpične vezi (vse dimenzije so v centimetrih) (privzeto iz [Krtinić, 2026b])

Za merjenje pomikov in deformacijskih polj na površini zidu je bil uporabljen optični sistem merjenja pomikov (angl. digital image correlation, DIC). Na sliki 3a so prikazane ovojnice odziva v ravnini zidu za oba preizkušanca. Te predstavljajo razmerje med strižno silo in zasukom zidu, pri čemer je zasuk definiran kot količnik med vodoravnim pomikom in višino zidu. Ovojnice so bile določene na podlagi povprečnega odziva v obeh

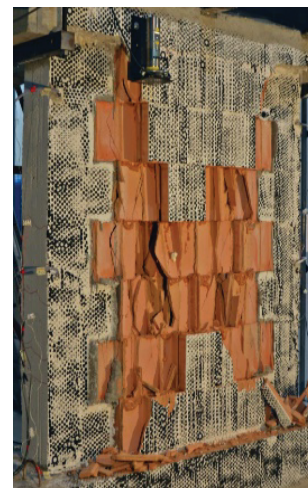
vala že pri MS največje nosilnosti (pri zasuku 0,5 %, slika 3b); pri zasuku 1,3 % (slika 3c) pa se je v celoti odluščila od preostalega dela zidu. Podrobnejši opis razvoja poškodb pri različnih mejnih stanjih (MS) je podan v predhodnih študijah ([Gams, 2023]; [Krtinić, 2025]). Mejno stanje blizu porušitve smo v preiskavah definirali kot stanje, tik preden se preizkušanec podre (zgubi sposobnost prenašanja navpične sile).



a)



b)



c)

Slika 4. a) Eksperimentalno izmerjena ovojnica odziva slopov W7 in W8 z označenimi mejnimi stanji (MS); b) drobljenje zidu W7 pri zasuku 0,5 %, in c) drobljenje zidu W7 pri zasuku 1,3 %

smereh obremenjevanja. Na podlagi eksperimentalnih ovojnic in opazovanj med preizkusi so bila določena tri mejna stanja (MS): MS poškodba, MS največje nosilnosti ter MS blizu porušitve. Vrednosti mejnih stanj so bile najprej določene za vsak posamezen preizkušanec, nato pa še povprečene.

Odziv med testi je bil pričakovan, saj je v zidu prevladoval strižni mehanizem. Kljub temu pa so bile poškodbe na stiku med zidovjem in AB navpičnimi vezmi nepričakovane. Plast zidovja, ki ni bila popolnoma podprta z vezmi, se je močno poškodova-

3 3D-MIKROMODEL: OPIS IN VALIDACIJA MODELA

Numerične simulacije smo izvedli z detajlnim 3D-mikromodelom iz KE v programu Abaqus/Explicit [Simulia, Abaqus/CAE, 2023]. Model je bil zasnovan tako, da so bile upoštevane dejanske geometrijske in materialne značilnosti preizkušancev, opisane v poglavju 2, kar je omogočilo simulacijo lokalnih mehanizmov poškodb na stiku med zidovjem in AB navpičnimi vezmi (angl. *shear-off effect*).

Čeprav so bili zidaki v eksperimentalni študiji votli, smo jih v modelu obravnavali kot polne, pri čemer smo vpliv votlin upoštevali z ustrezno prilagoditvijo materialnih lastnosti (prilagojen modul elastičnosti in tlačna trdnost zidovja) v skladu s priporočili iz literature [Stavridis, 2009]. Takšen pristop omogoča ustrezno ravnovesje med natančnostjo modela in računsko učinkovitostjo. Vertikalna obtežba je bila enaka kot v eksperimentih, medtem ko je bila vodoravna obtežba namesto ciklično nanešana monotono naraščajoče (angl. pushover).

Primarni cilj detajlnega 3D-mikromodela je bil natančno zajeti nosilnost, togost, deformacijsko kapaciteto ter prevladujoče mehanizme poškodb (predvsem interakcijo med zidovjem in vezmi). Zato ciklični učinki, kot so »pinching«, degradacija togosti ter degradacija nosilnosti, niso bili eksplicitno modelirani. Takšna poenostavitev je pogosta v numeričnih študijah povezanega zidovja in omogoča neposredno primerjavo z eksperimentalno določenimi ovojnicami odziva ([Marques, 2020; Medeiros, 2013; Yacila, 2019]).

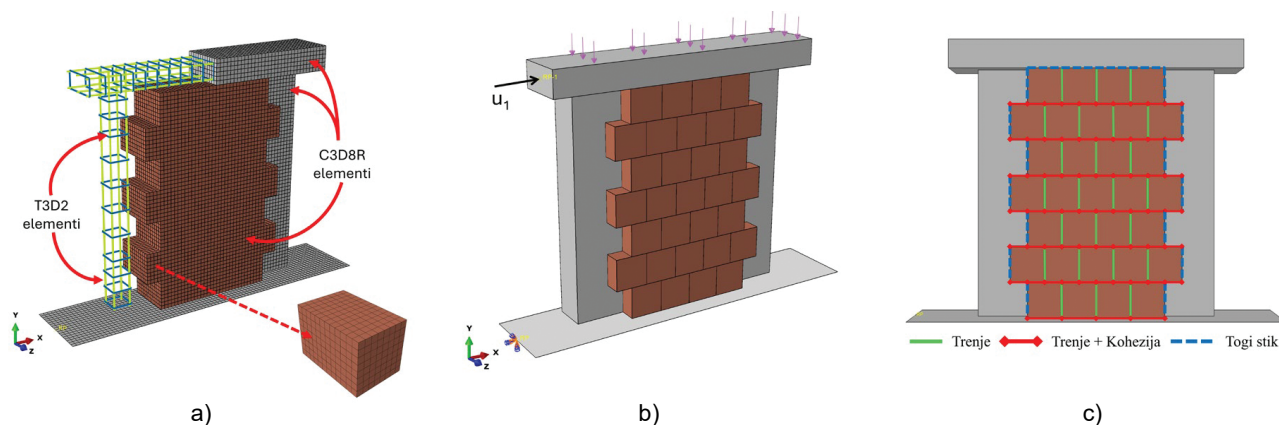
3.1 Opis detajlnega 3D-mikromodela

Zidovje in AB vezi so bili modelirani z osemvozliščnimi 3D heksaedrskimi prostorskimi elementi z reducirano integracijo (C3D8R-elementi), ki so primerni za eksplicitno dinamično analizo [Simulia, Abaqus/CAE, 2023]. Vzdržna in strižna armatura AB vezi je bila modelirana s 3D paličnimi elementi z dvema vozliščema (T3D2-elementi), kot je to prikazano na sliki 4a. Interakcija med betonom in armaturo je bila modelirana z

zagotavljanju numerične stabilnosti. Ugotovili smo, da je najboljši način reševanja tak, da vertikalno obtežbo nanašamo 1 s, 12,5 s pa nanašamo vodoravno obtežbo. Na začetku analiz je bila izvedena tudi serija testnih simulacij za določitev optimalne mreže KE. Izbrana velikost elementa 32,5 mm predstavlja ustrezno razmerje med natančnostjo rezultatov in računskim časom ter omogoča zadostno gostoto mreže v območju stika med zidovjem in vezmi, kar je ključno za obravnavani problem (slika 4a).

Posebna pozornost je bila namenjena modeliranju kontaktov med posameznimi elementi in materiali v programu Abaqus/Explicit. Stiki med zidaki v nezapolnjenih čelnih regah (zelena črta, slika 4c) so bili modelirani kot trenjski kontakti brez natezne trdnosti, s koeficientom trenja 0,57, določenim na podlagi eksperimentalnih testov [Gams, 2023]. Naležne rege (rdeča črta, slika 4c), zlepljene s PU-lepilom, so bile modelirane s površinsko interakcijo, ki omogoča kombinacijo kohezije in trenja ter s tem realistično simulacijo mehanskega obnašanja stikov. Stik med zidovjem in AB vezmi je bil modeliran kot tog (z uporabo funkcije »Tie-Constraint«, modra črtkana črta na sliki 4c), kar odraža dejansko tehnologijo izvedbe konstrukcijskega sistema, pri kateri se zidne vezi betonirajo naknadno in se vzpostavi močna mehanska povezava z zidovjem (kot v študijah [Gupta, 2024; Tripathy, 2019]). [Krtinić, 2026b]

Za simulacijo nelinearnega obnašanja betona ter zidakov je bil uporabljen materialni model *Concrete Damaged Plasti-*



Slika 5. Detajlni 3D numerični mikromodel v programu Abaqus: a) mreža KE, b) obtežba in c) kontakti

uporabo funkcije »Embedded Constraint«, ki zagotavlja enake pomike armaturnih palic in okoliškega betona. AB navpične vezi so bile togo povezane (»Encastre«) s togo ploščo, ki je predstavljala temelj zidu.

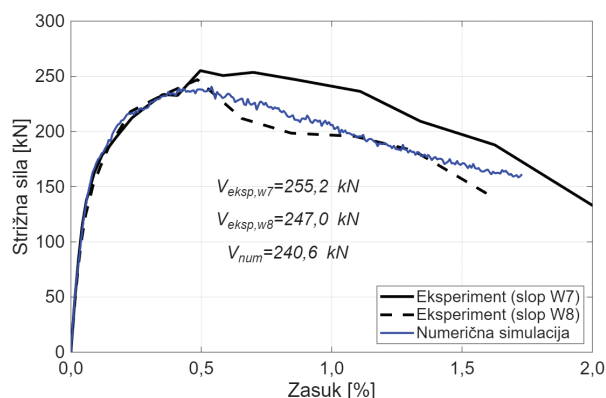
Obtežba je bila na model nanešana v treh korakih: (1) lastna teža preizkušanca, (2) dodatna konstantna tlačna obtežba v višini 0,63 MPa na zgornji površini AB horizontalne vezi ter (3) vsiljen vodoravni pomik na sredini višine horizontalne vezi. Pomik je bil definiran preko referenčne točke kot robni pogoj (U_1 pomik) in je deloval v vodoravni smeri (slika 4b).

Hitrost nanašanja vertikalne in horizontalne obtežbe je bila določena na podlagi študije občutljivosti [Krtinić, 2026a], s katero smo iskali najkrajši čas brez vpliva dinamičnih učinkov ob

city (CDP) v programu Abaqus. Ta model se pogosto uporablja za opis obnašanja betona in drugih krhkih materialov pri monotoni ali ciklični obremenitvi ter upošteva plastičnost in degradacijo togosti (poškodovanost) materiala. Celovit opis uporabljenih enačb in parametrov za materialni model betona, zidakov in armature, vključno z definicijo krivulj poškodovanosti ter mehanskimi lastnostmi, je podrobno podan v študiji Krtinić in sod. [Krtinić, 2026b].

3.2 Validacija detajlnega 3D-mikromodela

Numerični 3D-mikromodel je bil validiran na globalni ravni (primerjava »pushover« krivulj) in na lokalni ravni (primerjava razvoja poškodb). Validacija je bila izvedena s primerjavo



Slika 6. Primerjava rezultatov numerične simulacije in eksperimentov

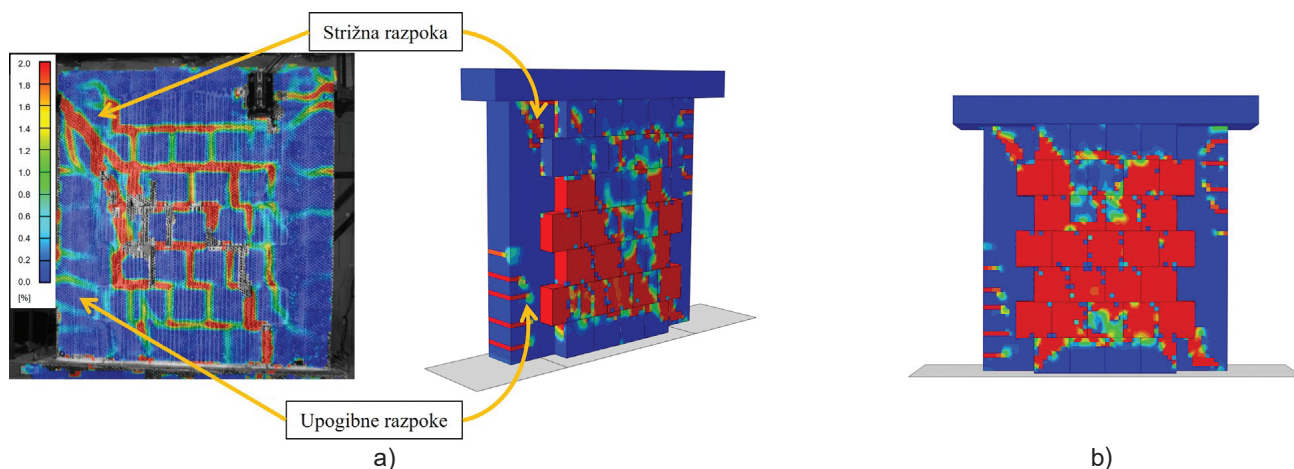
rezultatov numerične simulacije in eksperimentalnih preizkusov na dveh slopih v naravni velikosti (oznaki W7 in W8). Na sliki 5 je prikazana primerjava eksperimentalnih ovojnic histerezniških zank ter numerične krivulje striznega odziva. Rezultati numeričnega modela (modra krivulja) se dobro ujemajo z eksperimentalnimi rezultati (črni krivulji) z vidika začetne togosti, največje nosilnosti kot tudi degradacije togosti. Ujemanje je še posebej dobro, če se upošteva povprečna ovojnica odziva obeh preizkušancev. Največja nosilnost numeričnega modela je bila dosežena pri zasuku 0,54 %, kar je zelo blizu eksperi-

mentalno izmerjeni vrednosti približno 0,5 %. Razlika v strizni nosilnosti med numeričnim modelom in eksperimentalnimi rezultati znaša 6 % za slop W7 in 3 % za slop W8, kar potrjuje dobro ujemanje globalnega odziva.

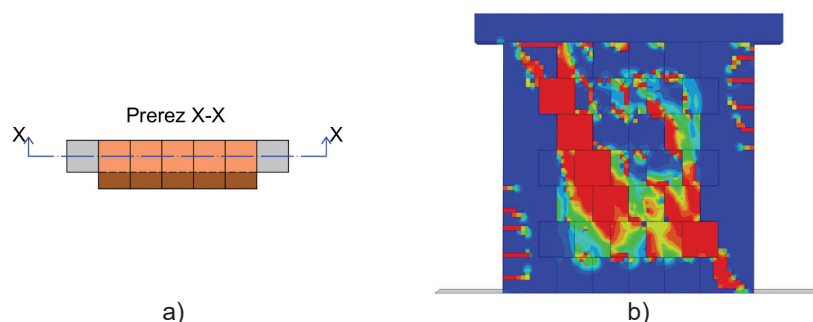
Na lokalni ravni je bila izvedena primerjava glavnih deformacijskih polj, izmerjenih z optičnim sistemom (DIC) med eksperimenti, ter poškodb, napovedanih z numeričnim modelom. Na sliki 6a in 6b je prikazana primerjava pri zasuku 1,0 %, iz katere je razvidno zelo dobro ujemanje poškodb. V AB navpičnih vezeh se pojavijo upogibne razpoke v spodnjem delu vezi ter razvoj diagonalne razpoke na zgornjem delu navpične vezi, kar vodi do njene strizne porušitve.

Kot je bilo že omenjeno, so se lokalne poškodbe v zidovju pojavile v obliki »odluščenja« plastil zidovja, tj. dela zidu, ki ni bil podprt z AB navpično vezjo. Te poškodbe so se najprej razvile v območju stika med zidovjem in AB vezmi, nato pa so se postopno širile proti sredini zidu. Numerični model je ta mehanizem uspešno zajel ter pravilno opisal njegovo napredovanje pri zasuku približno 1,3 % (glej sliko 3c), kar je razvidno iz porazdelitve poškodb na sliki 6c.

Na sliki 7 je prikazana porazdelitev poškodb v prerezu X-X pri zasuku 1,3 %. Razvidno je, da so poškodbe koncentrirane v krajnih delih zidu (ob stikih z AB vezmi), medtem ko je notranji del panela manj poškodovan.



Slika 7. Primerjava poškodb v zidnih vezeh med eksperimentom in simulacijo pri 1,0 % zasuka in b) poškodbe pri 1,3 % zasuka iz numerične simulacije



Slika 8. a) Obravnavani prerez X-X in b) poškodbe iz numerične simulacije v prerezu X-X pri 1,3 % zasuka

Primerjava numeričnih in eksperimentalnih rezultatov kaže, da razviti detajlni 3D-mikromodel v programu Abaqus zanesljivo opiše tako globalni odziv (začetna togost, največja nosilnost in degradacija togosti) kot lokalne mehanizme poškodb (porazdelitev poškodb in »odlučenje« plasti zidovja). Tako validirani 3D-mikromodel predstavlja referenčni model za nadaljne analize.

4 2D-MAKROMODELI: OPIS IN VALIDACIJA MODELA

4.1 Modeli z nadomestnimi diagonalami

V tem poglavju obravnavamo uporabo klasičnih makromodelov z eno ali več nadomestnimi diagonalami (ND) [Torque, 2015] za simulacijo globalnega potresnega odziva zidov iz PZ. Model z ND (angl. equivalent strut model, ESM), ki je bil prvotno razvit za okvirne AB konstrukcije z zidanimi polnili, se lahko z ustreznimi prilagoditvami učinkovito uporablja tudi za povezano zidovje, kjer se razvijajo podobni mehanizmi prenosa obtežbe med zidovjem in AB vezmi. Takšen pristop je posebej primeren za obravnavani sistem PZ z razmeroma togimi in močnimi vezmi (25 × 25 cm). Zaradi svoje preprostosti in

računske učinkovitosti je takšen pristop primeren tudi za praktično inženirsko uporabo.

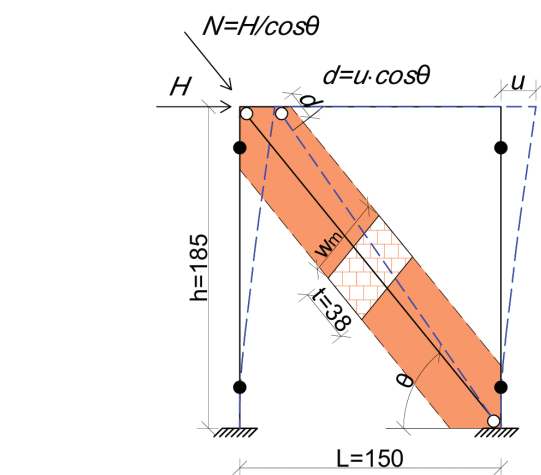
Numerični model slopa tako sestavljajo AB navpične in vodoravne vezi ter ND za simuliranje odziva zidovja (slika 9). Geometrija ND sledi geometriji nadomestne diagonale zidovja, medtem ko je njena efektivna širina odvisna od izbranega konstitutivnega modela in ustreznih enačb iz literature. Model z eno ND je za posamezen zidni slop prikazan na sliki 8, kjer je L dolžina zidu med osema navpičnimi vezmi, L_m dolžina zidovja med vezema, h višina do težišča vodoravne vezi, h_m višina zidovja, w_m širina ND, d_m dolžina ND, t_m debelina zidovja in θ naklon ND.

Čeprav modeli z eno ND zadovoljivo opisujejo globalni odziv PZ, ne omogočajo zajema lokalnih mehanizmov interakcije niti zajema notranjih sil v AB navpičnih vezeh. Za odpravo teh pomanjklivosti je bil uporabljen makromodel z več ND. V tej raziskavi uporabljeni model temelji na makroelementu, ki ga je predlagal Torrisi [Torrisi, 2012a] in implementiral v programsko okolje OpenSeesPy (kot element *MasonPan12*) skupaj s Crisafullijem [Torrisi, 2017]. V tej formulaciji je zidni panel predstavljen s tremi ND v vsaki smeri, kot je to prikazano na sliki 9a. Ena glavnih prednosti takšnega pristopa je, da omogoča hkratno napoved globalnega odziva (togost in nosilnost) ter porazdelitve notranjih sil v AB vezeh [Torrisi, 2012b, 2012a].

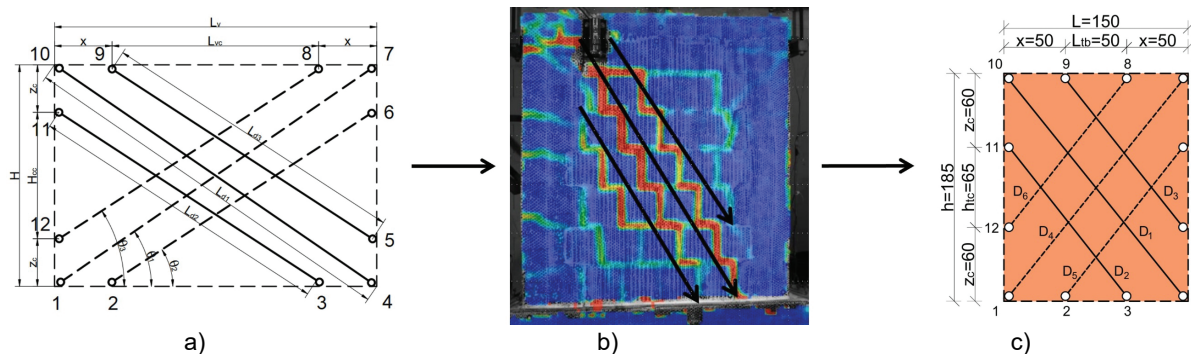
V skladu s priporočili iz literature [Torrisi, 2012a] se (diagonalno) tlačeno območje razdeli med glavno ND (označeno z D1 na sliki 10), ki prevzema polovico celotne efektivne površine, preostali del pa je enakomerno porazdeljen med stranski ND (označeni z D2 in D3). Efektivna širina diagonal je določena na podlagi enačbe po Decaniniju s sod. [Decanini, 2004], medtem ko sta dolžini stika med zidnim makroelementom in AB vezmi ($x = 50$ cm ter $z_c = 60$ cm) določeni na podlagi rezultatov pridobljenih z optičnimi meritvami (slika 10c). V formulaciji makromodela s tremi ND je nelinearno obnašanje ND opisano s histereznim modelom po Crisafulliju [Crisafulli, 1997], ki upošteva degradacijo togosti, zmanjšanje nosilnosti, »pinching« efekt ter degradacijo materiala pri cikličnih obremenitvah.

4.2 Opis numeričnega 2D-makromodela

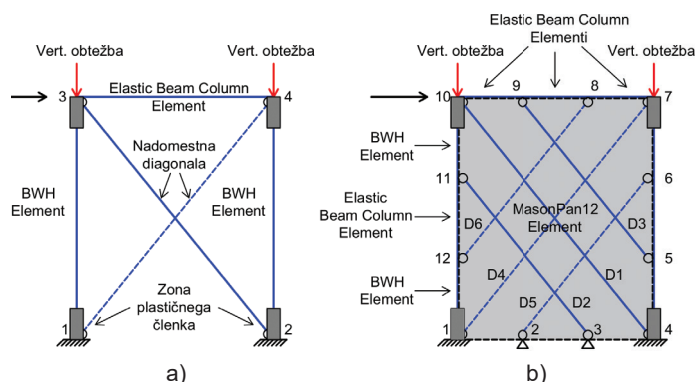
Numerični makromodel slopa z eno ali več ND je bil razvit v programskem okolju OpenSees [McKenna, 2000]. Geometrija



Slika 9. Makromodel zidnega slopa z vezmi z eno ND in osnovnimi količinami

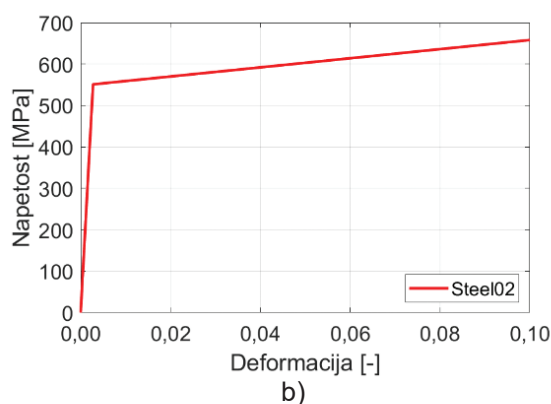
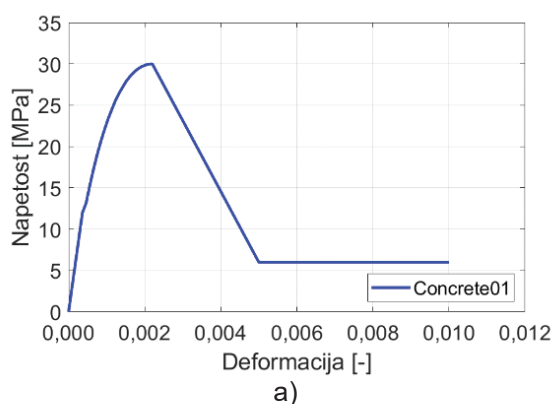


Slika 10. a) Geometrijska konfiguracija makroelementa, ki ga je predlagal Torrisi [Torrisi, 2012a]; b) polje glavnih deformacij, pridobljeno z optičnimi meritvami, ki prikazuje širjenje razpok – tlačnih diagonal, označenih s črnimi puščicami pri MS največje nosilnosti [Krtnić, 2026c]; c) geometrijska konfiguracija makroelementa za slope obravnavane v tej študiji (vse dimenzije so v cm)



Slika 11. Numerični 2D-makromodel: a) model z eno ND in b) model z več ND, z uporabljenimi elementi in obtežbami (privzeto iz [Krtinić, 2026c])

preizkušene sile je prikazana na sliki 2a, medtem ko sta uporabljena modela z eno in več ND prikazana na sliki 10a in 10b. V nadaljevanju so podane le ključne predpostavke uporabljenega pristopa modeliranja, medtem ko je podrobnejši opis podan v študiji [Krtinić, 2026c].



Slika 12. Enosni materialni odziv: a) betona in b) jekla

Nelinearno obnašanje ND je bilo določeno na podlagi izbranih konstitutivnih modelov, podrobno opisanih v študiji Krtinić in sod. [Krtinić, 2026c]. Za model z eno ND sta bila uporabljena modela Decaninija s sod. [Decanini, 2004] ter Liberatoreja s sod. [Liberatore, 2018], pri čemer je bil nelinearni odziv ND v obliki sila-deformacija v programu OpenSees [McKenna, 2000] modeliran z uporabo modela *Pinching4* [McKenna, 2000]. Za model z več ND pa je bil uporabljen histerezni model po Crisafulliju [Crisafulli, 1997].

Ker so opazovanja med testi pokazala očitno upogibno obnašanje vezi, kot je to prikazano na sliki 7a, smo AB navpične vezi modelirali z linijskimi elementi z lokaliziranimi plastičnimi členki na koncih (element *BeamWithHinges*, BWH, slika 11). Vodoravna AB vez pa je bila modelirana kot elastični nosilec (element *Elastic Beam Column*, slika 11), saj med eksperimenti v njej niso bile opažene poškodbe, hkrati pa so bili njeni pomiki omejeni z zidovjem na spodnji strani in jeklenim nosilecem na zgornji strani.

V uporabljenem numeričnem modelu je zidni panel modeliran bodisi z eno bodisi z več med seboj členkasto povezanimi ND, ki smo jih modelirali s paličnimi elementi (element Truss, slika 11). AB navpične vezi so bile na spodnjem robu tega vpete, medtem ko je bila vertikalna obtežba uvedena kot koncentrirana sila v višini 207 kN na posamezno AB vez, skladno z eksperimentom. Vodoravna obtežba je podana kot vsiljeni pomik na vrhu modela, pri čemer je bil uporabljen enak protokol obremenjevanja kot v eksperimentu. Za zagotovitev ustreznih robnih pogojev (dvojno vpeti robni pogoji) so bile v model vključene tudi rotacijske omejitve v vozliščih 3 in 4 pri modelu z eno ND ter vozliščih 7 do 10 pri modelu z več ND.

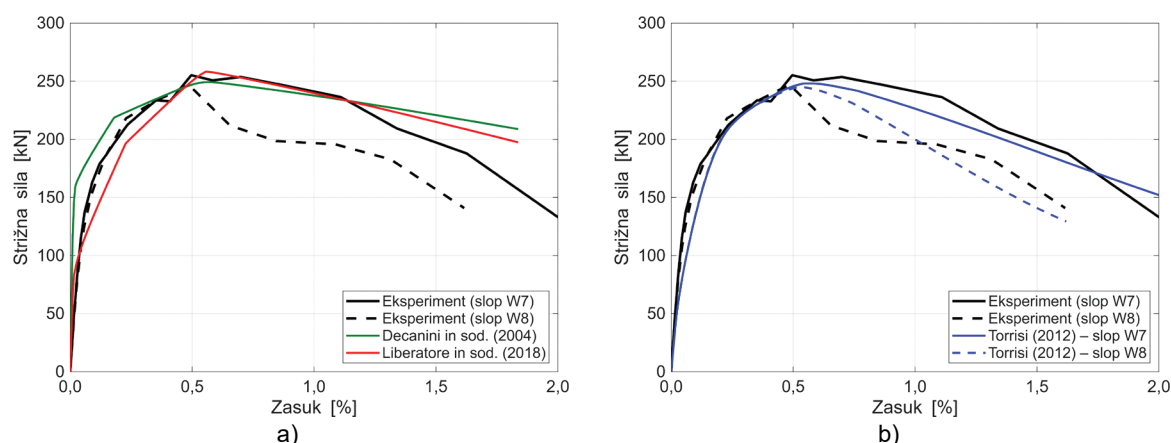
Prečni prerezi navpičnih vezi so bili modelirani z vlaknastimi prerezi (»fiber sections«), ki omogočajo ločeno upoštevanje betona in armature. Beton je bil modeliran z materialnim modelom *Concrete01* brez natezne trdnosti [McKenna, 2000], medtem ko so bile armaturne palice opisane z modelom *Steel02* s stopnjo utrjevanja 0,55 % [McKenna, 2000]. Zaradi relativno velikega razmika stremen (približno 20 cm) so bili učinki objeta zanemarljeni, prerez pa je bil obravnavan kot neobjet. Predpostavljena materialna odziva betona in jekla v obliki diagrama napetost-deformacija sta prikazana na sliki 12a in 12b.

4.3 Validacija numeričnega makromodela pri monotoni obtežbi

Validacija numeričnih 2D-makromodelov z ND je bila izvedena v dveh fazah. Najprej je bil ocenjen monotoni odziv s primerjavo numeričnih krivulj z eksperimentalnimi ovojnicami za oba preizkušena slopa. V drugem koraku pa so bile izvedene ciklične analize z namenom ovrednotenja sposobnosti numeričnih modelov za reprodukcijo ključnih histereznih značilnosti, kot so degradacija togosti, »pinching« efekt in degradacija nosilnosti. Pri tem so bili analizirani tako modeli z eno kot z več ND.

Na sliki 13a je prikazana primerjava med eksperimentalnimi ovojnicami in krivuljami odziva numeričnih modelov z eno ND, pri katerih sta bila uporabljena dva različna konstitutivna modela za opis nelinearnega obnašanja ND.

Oba modela z eno ND [Decanini, 2004] [Liberatore, 2018] izkazujeta dobro ujemanje z odzivom slopa W7, pri čemer



Slika 13. Primerjava eksperimentalnih ovojnic in krivulj sila-zasuk z uporabo modelov z različnimi konstitutivnimi modeli: a) modela z eno ND in b) modela z več ND

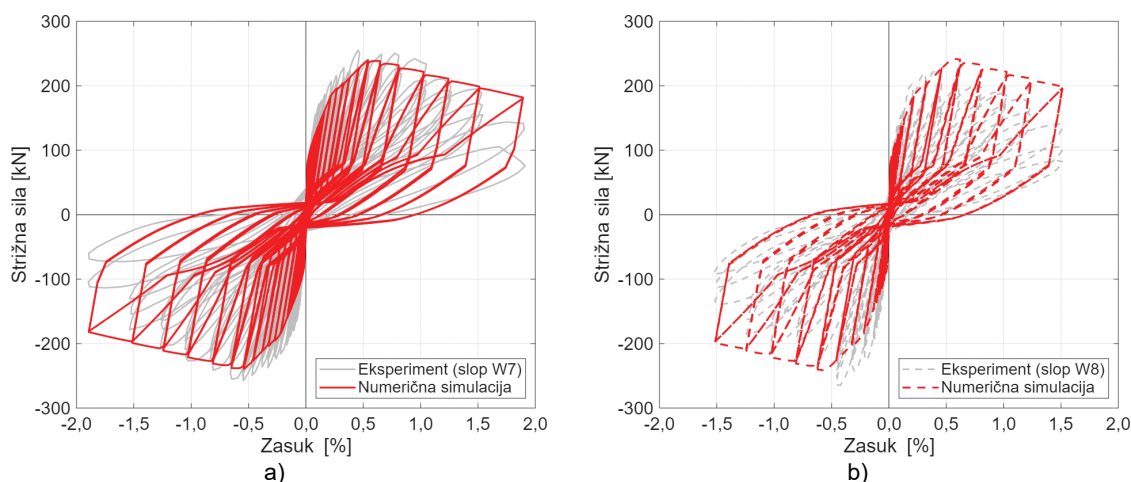
je nekoliko precenjena začetna togost, manjše odstopanje od prvih poškodb do največje nosilnosti in razmeroma dobro ujemanje po doseženi največji nosilnosti. Ujemanje obeh modelov z odzivom slopa W8 je slabše po doseženi največji nosilnosti. Model Liberatoreja s sod. [Liberatore, 2018] doseže največjo nosilnost pri zasuku približno 0,56 %, kar se dobro ujema z eksperimentalno vrednostjo okoli 0,5 %.

V primeru makromodelov z več ND po Torrisiju [Torrisi, 2012a] smo naredili ločena modela za slopa W7 in W8. Razlog za ločena modela je, da smo ju v nadaljevanju uporabili za simulacijo histereznega (cikličnega) odziva, ki zahteva več in bolj natančno določitev parametrov. Materialni parametri so se zato za zidova malo razlikovali, kot je to podrobneje predstavljeno v raziskavi [Krtinić, 2026c]. Oba modela (modri krivulji na sliki 13b) kažeta zelo dobro ujemanje z eksperimentalnimi ovojnicami za oba preizkušena slopa W7 in W8. Razlike v največjih strižnih silah so manjše od 3 %, pri čemer je tudi obnašanje po doseženi največji nosilnosti zadovoljivo simulirano.

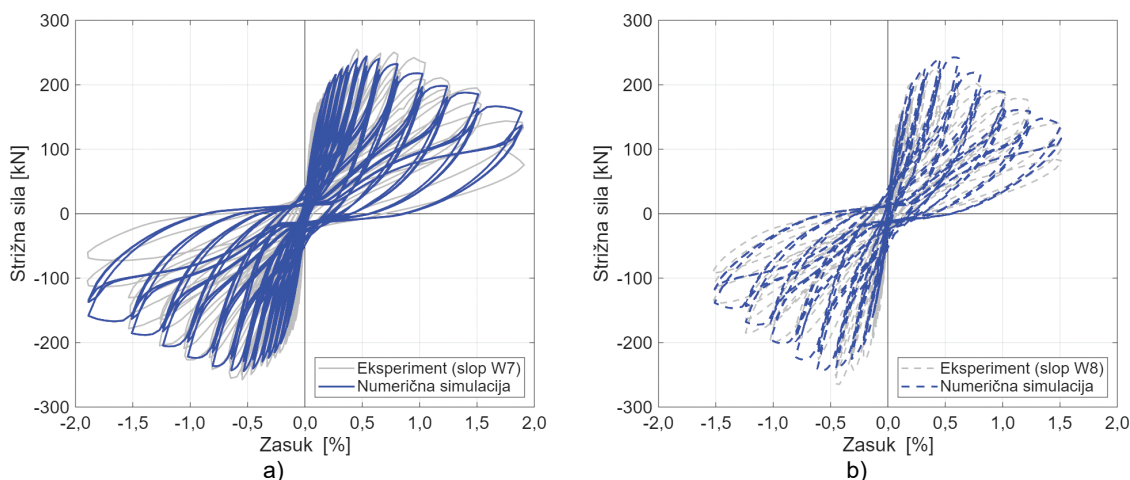
4.4 Validacija numeričnega makromodela pri ciklični obtežbi

Histerezni odziv numeričnih 2D-makromodelov z ND je bil najprej ovrednoten z uporabo modela z eno ND, pri katerem je bil uporabljen konstitutivni model po Liberatoreju s sod. [Liberatore, 2018]. Kot je prikazano na sliki 14, numerični model razmeroma dobro reproducira splošno obliko histereznih zank, vključno z največjo nosilnostjo in togostjo pri razbremenjevanju.

Za slop W7 (slika 14a) se največje dosežene strižne sile razlikujejo za približno 6–7 %, medtem ko je zasuk pri doseženi največji nosilnosti precenjen za približno 19 % in 1 % v pozitivni oz. negativni smeri obremenjevanja. Pri slopu W8 (slika 14b) so razlike nekoliko večje, saj razlike v največjih strižnih silah dosežejo do 10 %, pripadajoči zasuki pa so precenjeni za približno 35 % v obeh smereh. Numerični odziv izkazuje izrazitejši »pinching« efekt ter hitrejšo degradacijo togosti v primerjavi z eksperimentalnimi krivuljami.



Slika 14. Primerjava eksperimentalnega in numeričnega histereznega odziva z uporabo modela z eno ND po Liberatoreju s sod. [Liberatore, 2018]: a) slop W7 and b) slop W8



Slika 15. Primerjava eksperimentalnega in numeričnega histereznega odziva z uporabo modela z več ND po Torrisiju [Torrisi, 2012a]: a) slop W7 and b) slop W8

Za dodatno validacijo modela z več ND pri ciklični obtežbi so bili numerični rezultati primerjani z eksperimentalnimi histereznimi krivuljami, kot je to prikazano na sliki 15. Za slop W7 (slika 15a) je ujemanje med odzivi zelo dobro, pri čemer razlike v največjih strižnih silah znašajo približno 4–5 %, pripadajoči zasuki pa so precenjeni za približno 19 % in 2 % v pozitivni oz. negativni smeri. Za slop W8 (slika 15b) je doseženo podobno dobro ujemanje glede največjih strižnih sil v obe smeri obremenjevanja (+7 % in –8 %), medtem ko so zasuki pri največji nosilnosti precenjeni za približno 38 % in 33,5 %.

Kljub tem razlikam model z več ND zelo dobro reproducira glavne histerezne značilnosti odziva, kot so »pinching« efekt, togost pri razbremenjevanju in ponovnem obremenjevanju ter degradacija nosilnosti. Doseženo je tudi bistveno boljše ujemanje oblik numerično in eksperimentalno določenih histereznih krivulj kot pri modelih z eno ND, zlasti pri večjih zasukih (primerjava slik 13 in 14).

5 NOTRANJE SILE V AB NAVPIČNIH VEZEH – PRIMERJAVA NUMERIČNIH REZULTATOV

Kljub temu da je vpliv AB navpičnih vezi na potresni odziv povezanega zidovja dobro poznan na podlagi opazovanj po preteklih močnih potresih in iz eksperimentalnih raziskav, so notranje sile v teh elementih v numeričnih analizah redko ovrednotene ali eksplicitno upoštevane pri projektiranju. Glede na njihovo aktivno vlogo pri prevzemu horizontalnih sil v obravnavanem konstrukcijskem sistemu je natančna ocena notranjih sil (osnih sil, strižnih sil in upogibnih momentov) pomembna za razumevanje sistema in morebitno izboljšanje postopkov dimenzioniranja.

V tej študiji so notranje sile, pridobljene iz predhodno validiranega detajlnega 3D-mikromodela iz KE, primerjane z rezultati validiranih 2D-makromodelov z nadomestnimi diagonalami. Primerjava je izvedena v dveh značilnih fazah potresnega odziva: (1) pri največji nosilnosti $F_{\max}$ in (2) pri padcu nosilnosti za 20 %, tj. pri mejni nosilnosti $0,8 F_{\max}$, z namenom ovrednotenja sposobnosti posameznih numeričnih modelov za oceno notranjih sil vzdolž višine AB navpičnih vezi.

5.1 Način določanja notranjih sil v AB navpičnih vezeh

Obravnavani numerični modeli se razlikujejo po stopnji kompleksnosti, zato so bili uporabljeni različni pristopi za določanje notranjih sil vzdolž višine AB navpičnih vezi.

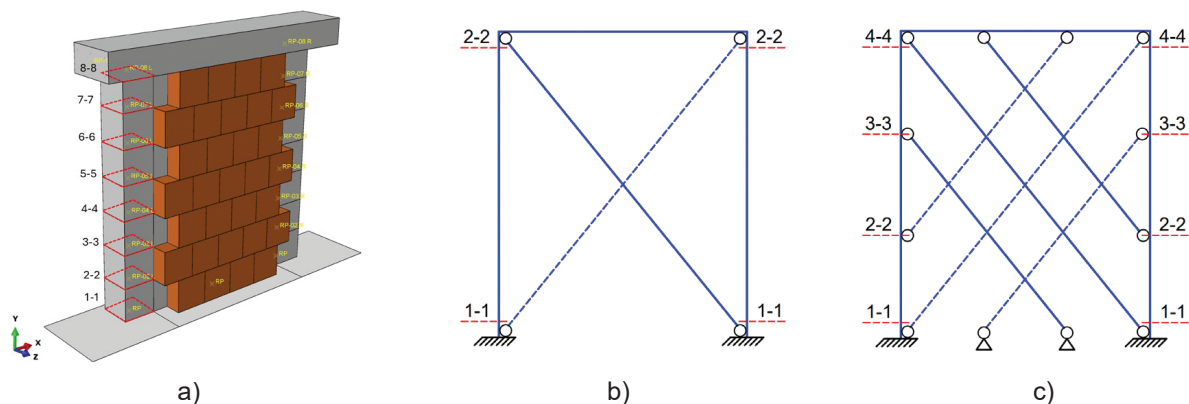
V 3D-mikromodelu iz KE so bile notranje sile [Simulia, Abaqus/CAE, 2023] izračunane v osmih vnaprej definiranih prečnih prerezi vzdolž višine vezi (označenih z rdečimi pravokotniki na sliki 16a). Takšen pristop omogoča zajem porazdelitve osnih sil, strižnih sil in upogibnih momentov ter identifikacijo morebitnih koncentracij napetosti, povezanih z interakcijo med zidovjem in AB vezmi. Poleg tega je bilo vpetje numeričnega modela razdeljeno na tri segmente, ki ustrezajo območju zidovja in obeh AB navpičnih vezi, kar omogoča neposredno ovrednotenje porazdelitve strižnih sil med posameznimi elementi konstrukcijskega sistema.

V 2D-makromodelih z ND so bile notranje sile določene na koncih linijskih elementov, ki predstavljajo AB navpične vezi. Pri modelu z eno ND so bile sile ovrednotene v dveh točkah vzdolž višine vezi (slika 16b), medtem ko so bile pri modelu z več ND določene v štirih točkah vzdolž višine vezi (slika 16c).

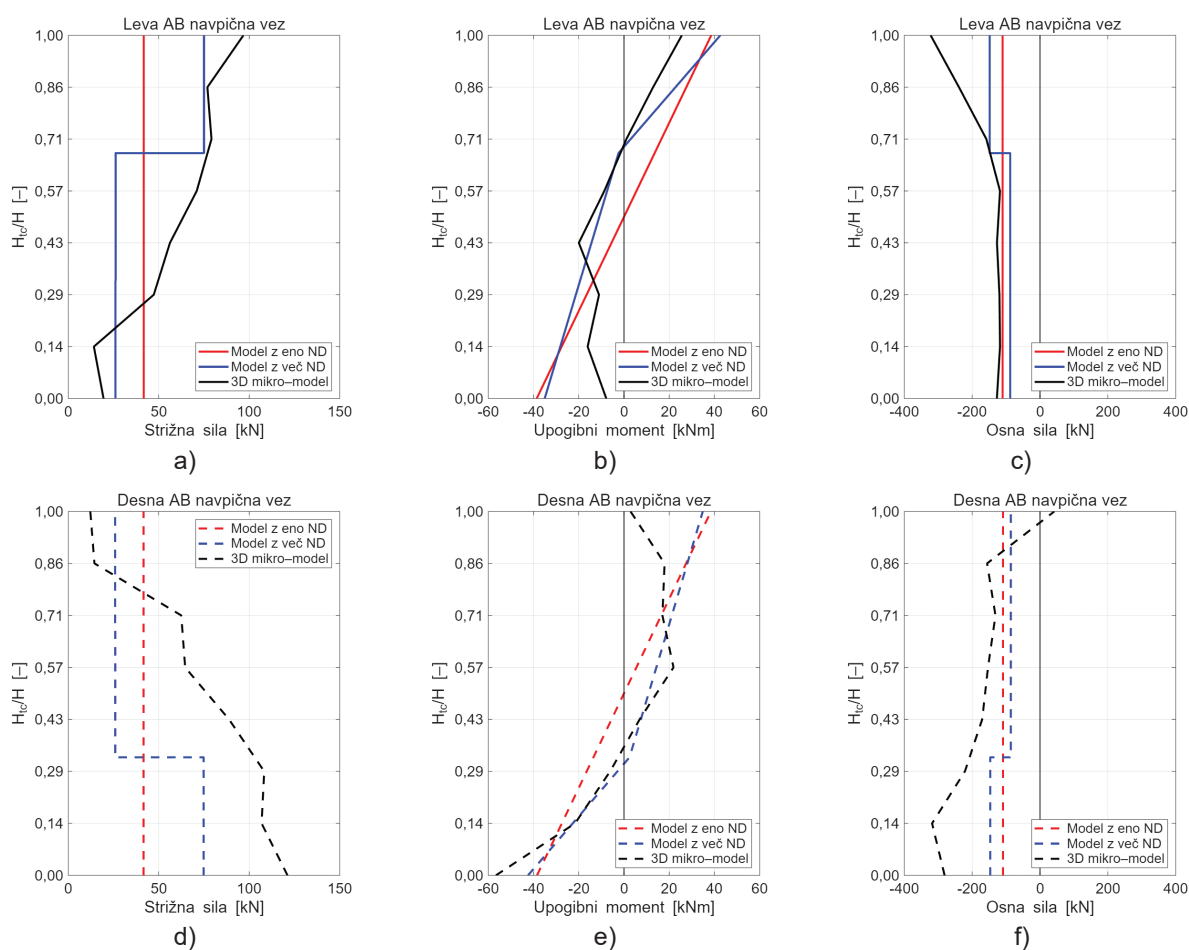
5.2 Porazdelitev notranjih sil pri največji nosilnosti $F_{\max}$

Na sliki 17 je prikazana porazdelitev notranjih sil vzdolž višine AB navpičnih vezi slopa W7 pri največji nosilnosti $F_{\max}$. Rezultati modela z eno ND kažejo konstantne oziroma linearne poteke notranjih sil vzdolž višine vezi. Model z več ND in tudi 3D-mikromodel zajameta bistveno bolj realistično porazdelitev notranjih sil. Model z več ND kaže stopničaste spremembe notranjih sil na mestih stikov med ND in navpičnimi vezmi, kar odraža lokaliziran prenos sil iz zidovja, medtem ko 3D-mikromodel podaja zvezne in gladke porazdelitve z manjšimi odstopanji v bližini spodnjega in zgornjega dela vezi.

Porazdelitve strižnih sil (slika 17a, d) kažejo izrazite razlike med posameznimi modeli. 3D-mikromodel napove največje strižne



Slika 16. Točke vrednotenja notranjih sil v različnih numeričnih modelih: a) 3D-mikromodel iz KE, b) 2D-makromodel z eno ND in c) 2D-makromodel z več ND



Slika 17. Porazdelitev notranjih sil v slopu W7 (strižna sila, upogibni moment in osna sila) pri največji nosilnosti F_{max} vzdolž višine: a)–c) leve navpične vezi; in d)–f) desne navpične vezi (prilagojeno iz [Krtinić, 2026c])

sile približno 97 kN in 121 kN v levi oziroma desni vezi. Model z eno ND te vrednosti bistveno podceni (napove 42 kN v obeh vezeh), medtem ko model z več ND izboljša napoved na 75 kN (v obeh vezeh), kar kaže na bolj realistično zajemanje lokalnega prenosa strižnih sil iz zidovja v vez. Podobni trendi so opazni tudi pri desni vezi, kar dodatno potrjuje izboljšano napovedno sposobnost modela z več ND.

Porazdelitve upogibnih momentov (slika 17b, e) so v obeh makromodelih zajete z zadovoljivo natančnostjo in pravilno napovedo maksimalne vrednosti na vrhu in dnu vezi. Kljub temu so opazna odstopanja v absolutnih vrednostih. Na vrhu leve vezi 3D-mikromodel napove upogibni moment približno 26 kNm, medtem ko model z več ND poda vrednost okoli 43 kNm, model z eno ND pa približno 38 kNm. Oba makromo-

dela praviloma prečenjujeta momente v kritičnih območjih, kar je najbolj očitno na dnu leve vezi in vrhu desne vezi (okoli 35 kNm). Vrednosti, ki jih napove 3D-mikromodel (5–8 kNm), so bistveno nižje.

Porazdelitve osnih sil (slika 17c, f) kažejo, da sta obe vezi v mejnem stanju največje nosilnosti tlačno obremenjeni zaradi dvojno vpetih robnih pogojev, razen čisto na vrhu desne vezi, kjer 3D-mikromodel napove nateg. Rezultati 3D-mikromodela kažejo še izrazito variacijo vzdolž višine: v levi AB navpični vezi tlačna sila narašča od približno 120 kN na sredini višine do skoraj 320 kN na vrhu. Nasprotno pa desna vez izkazuje visoko tlačno silo pri spodnjem delu vezi (okoli 280 kN), ki se postopno zmanjšuje proti vrhu, kjer se pojavijo natezne sile velikosti približno 40 kN. Medtem ko makromodeli podajo zadovoljivo oceno do sredine višine, jim ne uspe zajeti te prerazporeditve sil v zgornjem delu vezi.

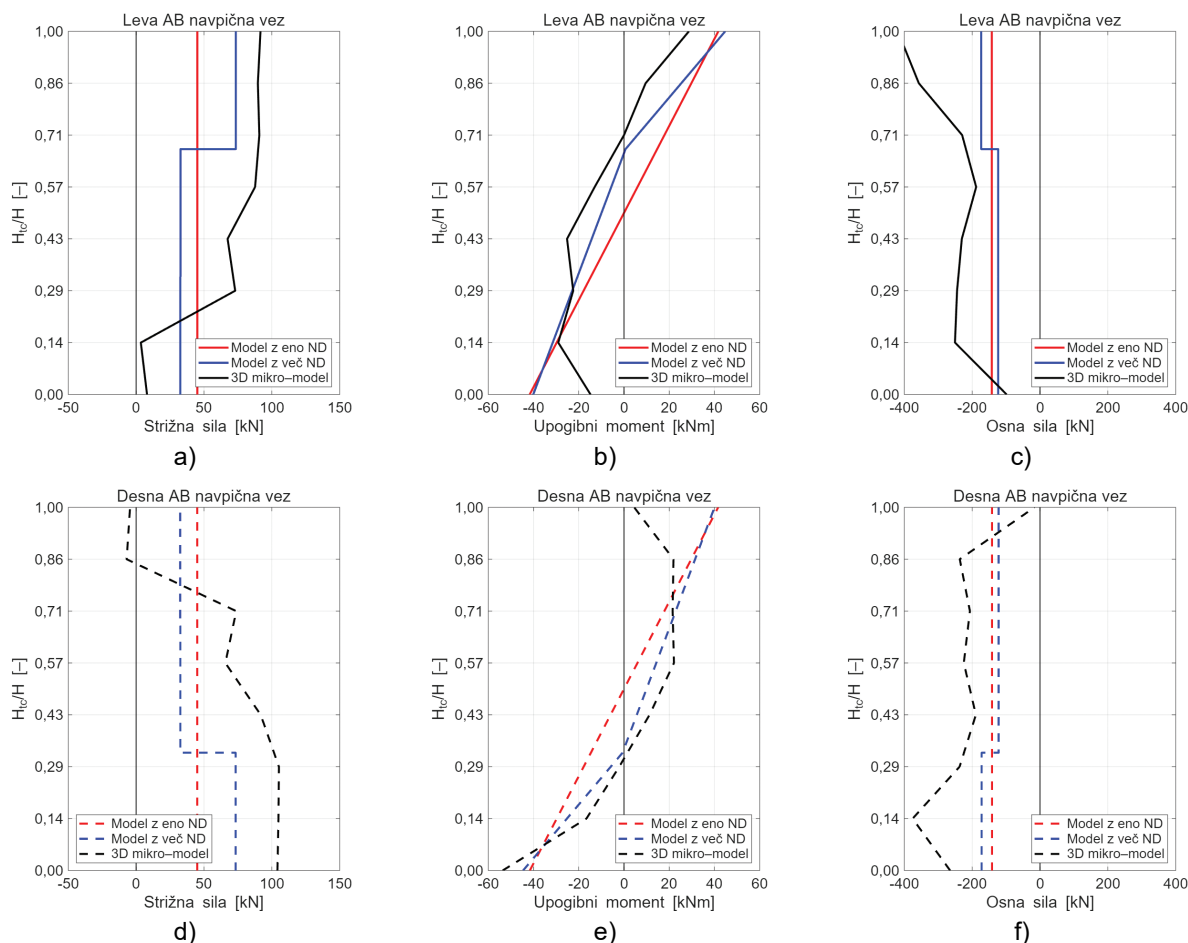
5.3 Porazdelitev notranjih sil pri padcu nosilnosti na $0,8 F_{max}$

Na sliki 18 je prikazana porazdelitev notranjih sil vzdolž višine AB navpičnih vezi pri padcu nosilnosti slopa za 20 % z največje nosilnosti. V primerjavi s stanjem največje nosilnosti (F_{max}) 3D-mikroumodel izkazuje bolj neenakomerne in lokalno spre-

menljive poteke notranjih sil, kar je posledica razpokanosti in degradacije togosti v postkritičnem območju. Nasprotno pa makromodeli ohranjajo poenostavljene porazdelitve notranjih sil vzdolž višine AB vezi.

Porazdelitve strižnih sil (slika 18a, d) kažejo, da 3D-mikromodel napove največje vrednosti približno 90 kN na vrhu leve navpične vezi in približno 105 kN na dnu desne navpične vezi. Model z eno ND te vrednosti ponovno bistveno podcenjuje (45 kN) in podaja konstantno porazdelitev, medtem ko model z več ND izboljša napoved (75 kN), kar ustreza podcenitvi velikosti za 20–30 %. Čeprav stopničasta porazdelitev v modelu z več ND bolje prikaže lokalni prenos strižnih sil iz zidovja v navpične vezi, ostajajo razlike glede na rezultate 3D-mikromodela še vedno opazne.

Porazdelitve upogibnih momentov (slika 18b, e) so v spodnjem delu vezi na splošno dobro zajete z vsemi numeričnimi modeli. Za levo navpično vez modeli napovejo vrednosti med 35 in 40 kNm, pri čemer 3D-mikromodel kaže manjša lokalna odstopanja med posameznimi prerezi (prerezi 1-1 in 2-2 v bližini vpetja). Podobno so pri desni navpični vezi momenti na dnu vezi od 45 do 50 kNm. Večja odstopanja se pojavijo proti vrhu navpične vezi, zlasti pri desni navpični vezi, kjer 3D-mikromodel zaradi interakcije z zidovjem pokaže izrazito zmanjšanje momentov na skoraj nič, medtem ko oba makromodela te vrednosti bistveno prečenjujeta.



Slika 18. Porazdelitev notranjih sil v slopu W7 (strižna sila, upogibni moment in osna sila) pri mejni nosilnosti ($0,8 F_{max}$) vzdolž višine: a)–c) leve navpične vezi; in d)–f) desne navpične vezi (prilagojeno iz [Krtinić, 2026c])

Porazdelitve osnih sil (slika 18c, f) dodatno poudarjajo omejitve 2D-makromodelov. Najprej 3D-mikromodel pokaže izrazito naraščanje tlačne sile v levi navpični vezi, od približno 200 kN na sredini višine do skoraj 400 kN na vrhu, medtem ko se pri desni navpični vezi tlačna sila proti vrhu zmanjšuje. Model z eno ND kaže konstantno porazdelitev z razmeroma slabim ujemanjem (okoli 140 kN), medtem ko model z več ND izboljša napoved (okoli 175 kN), vendar še vedno podcenjuje tlačne sile v navpični vezi. Ti rezultati kažejo na večjo kompleksnost prerazporeditve notranjih sil v postkritičnem območju, ki je 2D-makromodeli z ND ne morejo v celoti zajeti.

6 SKLEP

V študiji je predstavljena celovita analiza potresnega odziva povezanega zidovja, zgrajenega iz perforiranih opečnih zidakov, zlepljenih s PU-lepilom. Najprej so povzeti rezultati eksperimentalnih preskusov dveh slopov v naravni velikosti, na podlagi katerih je bil razvit in validiran detajlni 3D-mikromodel iz končnih elementov v programu Abaqus/Explicit. Primerjava numeričnih in eksperimentalnih rezultatov je pokazala dobro ujemanje globalnega odziva glede začetne togosti, največje nosilnosti in deformacijskih kapacitet, pri čemer so bila odstopanja manjša od 6 %. Nekoliko večje odstopanje je bilo le v območju po doseženi največji nosilnosti. Model je uspešno zajel tudi lokalne mehanizme poškodb, vključno z značilnim odlučenjem plasti zidovja zaradi interakcije z AB vezmi. Validiran 3D-mikromodel je bil zato uporabljen kot referenčni model za oceno natančnosti notranjih sil vzdolž višine AB navpičnih vezí, dobljenih z uporabo 2D-makromodelov z nadomestnimi diagonalami.

2D-makromodeli z nadomestnimi diagonalami so bili validirani pri monotoni in ciklični obtežbi. Rezultati kažejo, da modeli z eno ND omogočajo zadovoljivo napoved globalnega odziva, pri čemer model ND po Liberatoreju s sod. [Liberatore, 2018] izkazuje najboljše ujemanje z eksperimentalnimi rezultati. Kljub temu se pri ciklični obtežbi pojavijo pomembna odstopanja, kot so izrazitejši »pinching« in precenjeni zasuki. To kaže na omejitve enostavnih 2D-modelov pri zajemu interakcije med vezjo in zidnim panelom. Nasprotno model z več ND izkazuje bistveno izboljšano napoved, saj bolje reproducira ovojnice vodovna sila-pomik in histerezni odziv, pri čemer odstopanja največjih strižnih sil ostajajo v območju 4–8 %, pri monotoni obtežbi pa dosegajo tudi manj kot 3 %.

Primerjava porazdelitev notranjih sil vzdolž višine AB navpičnih vezí pokaže, da model z več ND bistveno bolje zajame lokalne učinke prenosa sil iz zidovja, zlasti za strižne sile in upogibne momente, medtem ko model z eno ND te vplive sistematično podcenjuje. Kljub temu tudi model z več ND ne zajame v celoti prerazporeditve osnih sil, kar kaže na kompleksnost obnašanja v postkritičnem območju. Ne glede na to pa zaradi bistveno manjše računske zahtevnosti (par minut v primerjavi z večurnimi analizami 3D-mikromodela) predstavlja model z več ND zanimivo in obetajoče orodje za inženirsko prakso, zlasti za oceno globalnega odziva in notranjih sil v AB navpičnih vezeh.

Poudariti je treba, da ugotovitve, predstavljene v tej študiji, veljajo za obravnavane slope in temeljijo na numeričnih analizah. Nadaljnje delo bo usmerjeno v izboljšanje 2D-makromo-

delov z več ND, predvsem z vidika natančnejšega zajema prerazporeditve osnih sil v AB navpičnih vezeh, ter uporabo teh modelov za projektiranje.

7 ZAHVALA

Raziskave so bile opravljene v okviru programske skupine Potresno inženirstvo (P2-0185), ki jo financira Javna agencija za znanstvenoraziskovalno in inovacijsko dejavnost Republike Slovenije. Za finančno podporo se iskreno zahvaljujemo.

8 LITERATURA

Astroza, M., Moroni, O., Brzev, S., Tanner, J., Seismic Performance of Engineered Masonry Buildings in the 2010 Maule Earthquake, *Earthquake Spectra*, 28(1_suppl1), 385–406, <https://doi.org/10.1193/1.4000040>, 2012.

Brzev, S., Mitra, K., Earthquake-resistant confined masonry construction. National Information Centre of Earthquake Engineering, Indian Institute of Technology Kanpur, 2018.

Crisafulli, F. J., Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1997.

Decanini, L., Mollaioli, F., Mura, A., Saragoni, R., Seismic Performance of Masonry Infilled R/C Frames, In Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, BC, Canada, 2004.

Gams, M., Triller, P., Jäger, A., In-plane seismic behaviour of urm and confined masonry built from vertically perforated blocks and polyurethane glue, *Structures*, 58, <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.105528>, 2023.

Gams, M., Triller, P., Tomažević, M., Jäger, A., Test of three-storey confined masonry structure built from clay blocks and PU glue, *Journal of Building Engineering*, 91, <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2024.109696>, 2024.

Gupta, A., Singh, A. K., Singhal, V., Fayaz Ahmed, K. K., Numerical simulation of interaction properties at wall-to-tie-column interface for confined masonry walls, *Construction and Building Materials*, 411, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.134139>, 2024.

Krtnić, N., (a), The influence of tie-columns on seismic response of confined masonry walls (PhD thesis). Faculty of Civil and Geodetic Engineering, Ljubljana, Slovenia, 2026.

Krtnić, N., Marinković, M., Gams, M., Finite Element Method Analysis of Seismic Response of Confined Masonry Walls with Openings Built Using Polyurethane Glue, *Buildings*, 15(3), <https://doi.org/10.3390/buildings15030424>, 2025.

Krtnić, N., Marinković, M., Gams, M., (b), Numerical analysis of the seismic response of a confined masonry system, *Engineering Structures*, 353, 122288, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2026.122288>, 2026.

Krtinić, N., Marinković, M., Gams, M., (c), Numerical Macro-and Micro-Modeling of Confined Masonry Walls with Emphasis on Seismic Forces in Tie-Columns, *Journal of Earthquake Engineering*, <https://doi.org/10.1080/13632469.2026.2625130>, 2026.

Liberatore, L., Noto, F., Mollaioli, F., Franchin, P., In-plane response of masonry infill walls: Comprehensive experimentally-based equivalent strut model for deterministic and probabilistic analysis, *Engineering Structures*, 167, 533–548, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.04.057>, 2018.

Marques, R., Pereira, J. M., Lourenço, P. B., Lateral in-plane seismic response of confined masonry walls: From numerical to backbone models, *Engineering Structures*, 221, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111098>, 2020.

McKenna, F., Fenves, G. F., Scott, M. H., Jeremić, B., Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees). Berkeley, CA, USA: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, 2000.

Medeiros, P., Vasconcelos, G., Lourenço, P. B., Gouveia, J., Numerical modelling of non-confined and confined masonry walls, *Construction and Building Materials*, 41, 968–976, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.07.013>, 2013.

Meli, R., Brzev, S., Astroza, M., Boen, T., Crisafulli, F., Dai, J., ... Yamin, L., Seismic design guide for low-rise confined masonry buildings, *A Project of the World Housing Encyclopedia*, EERI & IAEE. Oakland, California, USA: Earthquake Engineering Research Institute (EERI), 2011.

Perez Gavilan, J. J., Flores, L. E., Alcocer, S. M., An experimental study of confined masonry walls with varying aspect ratios, *Earthquake Spectra*, 31(2), 945–968, <https://doi.org/10.1193/090712EQS284M>, 2015.

Simulia, Abaqus/CAE. Johnston, RI, USA: Dassault Systemes Simulia Corporation, 2023.

SIST EN 1996-1-1:2006, Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij – 1.del: Splošna pravila za armirano in nearmirano zidovje. Ljubljana: Slovenski inštitut za standardizacijo, 2006.

SIST EN 1998-1:2005, Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1.del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. Ljubljana: Slovenski inštitut za standardizacijo, 2005.

SIST EN 1998-1:2005/A101:2009, Evrokod 8 - Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij - 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenija: Slovenski inštitut za standardizacijo, 2009.

Stavridis, A., Shing, P. B., Finite Element Modeling of Non-linear Behavior of Masonry-Infilled RC Frames, *Journal of Structural Engineering*, 62, [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0000116](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0000116), 2009.

Tarque, N., Candido, L., Camata, G., Spacone, E., Masonry infilled frame structures: state-of-the-art review of numerical modelling, *Earthquakes and Structures*, 8(3), 733–759, <https://doi.org/10.12989/eas.2015.8.3.733>, 2015.

Tomažević, M., *Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings*, (A. S. Elnashai & P. J. Dowling, Eds.) (Vol. Volume 1). London: Imperial College Press, 1999.

Tomažević, M., *Potresno odporne zidane stavbe*. Ljubljana: ehnis, 2009.

Torrìsi, G. S., (a), *Diseño y Análisis de Estructuras de Hormigón Armado y Mampostería (Analysis and Design of Reinforced Concrete and Masonry Structures)* (PhD Thesis). Universidad Nacional de Cuyo, Mendoza, Argentina, Mendoza, Argentina, 2012.

Torrìsi, G. S., Crisafulli, F. J., Computational Implementation of an Improved Masonry Panel Element, In *Proceedings of the 16th World Conference on Earthquake Engineering*. Santiago, Chile, 2017.

Torrìsi, G. S., Crisafulli, F. J., Pavese, A., (b), An Innovative Model for the In-Plane Nonlinear Analysis of Confined Masonry and Infilled Frame Structures, In *Proceedings of the Fifteenth World Conference on Earthquake Engineering*. Lisbon, Portugal, 2012.

Tripathy, D., Singhal, V., Estimation of in-plane shear capacity of confined masonry walls with and without openings using strut-and-tie analysis, *Engineering Structures*, 188, 290–304, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.03.002>, 2019.

Yacila, J., Camata, G., Salsavilca, J., Tarque, N., Pushover analysis of confined masonry walls using a 3D macro-modelling approach, *Engineering Structures*, 201, 109731, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109731>, 2019.



Danijel Kirn, mag. inž. grad.
danijelkirn@gmail.com



asist. Nemanja Krtinić, mag. inž. grad.
nkrtnic@fgg.uni-lj.si



izr. prof. dr. Matija Gams, univ. dipl. inž. grad.
mgams@fgg.uni-lj.si

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo
Jamova cesta 2, 1000 Ljubljana, Slovenija



Znanstveni članek
UDK/UDC 519.62:691:666.97

NUMERIČNA ANALIZA POTRESNEGA OBNAŠANJA ZIDOVJA, UTRJENEGA Z MALTNIMI OBLOGAMI IN MREŽAMI IZ STEKLENIH VLAKEN

NUMERICAL ANALYSIS OF SEISMIC BEHAVIOUR OF MASONRY STRENGTHENED BY MORTAR COATING AND GFRP MESH

Povzetek

Cilj raziskave je preučiti učinkovitost potresnega utrjevanja zidanih konstrukcij z maltnimi oblogami, armiranimi z mrežami iz steklenih vlaken, in preveriti ustreznost metodologije projektiranja, ki je bila razvita v projektu PRO-SIS. Iz projekta CONSTRAIN smo imeli podatke o osmih cikličnih strižnih testih slopov in sedmih testih nadokenskih zidov. Na podlagi teh eksperimentov smo razvili in validirali homogeni nelinearni numerični model v programu Abaqus. Numerični model uporablja enake materialne parametre za vseh 15 eksperimentov, kar daje tej raziskavi in razvitemu modelu večjo vrednost. Poleg tega ocenjujemo, da je model primeren za parametrično analizo, ki smo jo naredili v nadaljevanju in s katero smo podrobneje preučili učinkovitost prej opisanega načina utrjevanja zidov. Rezultati potrjujejo učinkovitost enostranskega utrjevanja, ki je pomembno zaradi lažje izvedbe utrjevanja potresno ogroženih stanovanjskih in drugih stavb, med katerimi so tudi spomeniško zaščitene. Dodatno rezultati analiz potrjujejo, da je postopek projektiranja, razvit v projektu PRO-SIS, ustrezen, z možnostjo izboljšave nekaterih analitičnih izrazov.

Ključne besede: potres, utrjevanje, odpornost, zidovje, Abaqus, validacija

Summary

The main goal of the research was to study the effectiveness of seismic strengthening of masonry structural elements (piers and spandrels) with glass fiber-reinforced polymer (GFRP) mesh-reinforced lime-based mortar overlays. As a part of the PRO-SIS project, we developed a homogeneous nonlinear numerical model in Abaqus, which we validated using eight experimental tests on masonry piers and seven tests on masonry spandrels conducted within the CONSTRAIN project. The numerical model uses the same material parameters for all fifteen experiments, which adds greater value to this research and the developed model. We also believe that the model is suitable for the parametric analysis conducted later in the study, where we examined in detail the effectiveness of the described strengthening method. The results confirm the effectiveness of one-sided strengthening, which is paramount for the easier execution of strengthening of seismically vulnerable residential and other buildings, including heritage-protected ones. Additionally, the analysis results confirm that the design procedure developed in the PRO-SIS project is appropriate, with potential for refining certain analytical expressions.

Key words: earthquake, reinforcing, resistance, masonry, Abaqus, validation

1 UVOD

V Sloveniji je 42 % vseh stavb (332 tisoč) zgrajenih iz zidovja (kamnitega ali opečnega), v njih živi 60 % vseh prebivalcev [1]. Precejšen delež teh stavb (vsaj 19 % oz. 63 tisoč) je po oceni iz stresnega testa zaradi relativno visoke potresne nevarnosti v Sloveniji treba utrditi [1]. Utrjevanje zidanih stavb ima zato pomembno vlogo pri zagotavljanju potresne odpornosti stavbnega fonda v Sloveniji, vsak napredek ali izboljšava na tem področju pa ima potencialno velik vpliv tako na individualni kot na državni ravni.

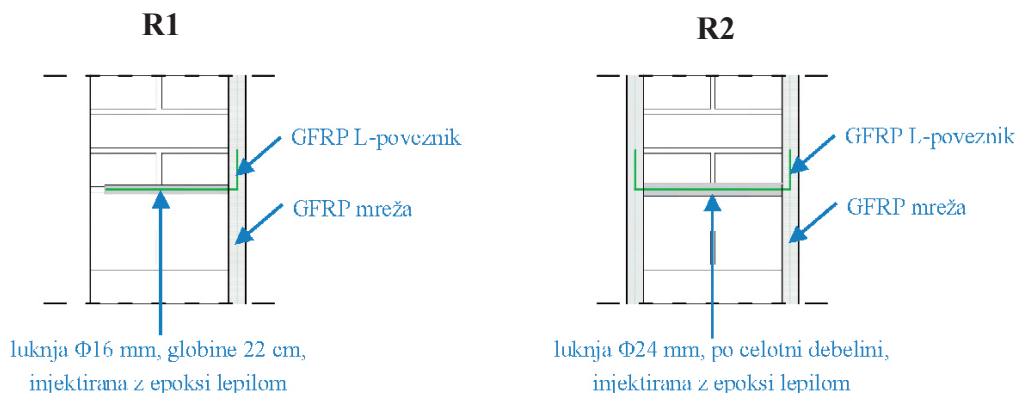
V raziskavi smo preučevali odziv zidanih sten, utrjenih z maltnimi oblogami in mrežami iz steklenih vlaken, in poskušali ugotoviti, koliko utrditev izboljša potresni odziv in kako bi lahko utrjevanja najbolj ustrezno projektirali z orodji, ki se uporabljajo v inženirski praksi. Da bi dosegli zadane cilje, smo najprej na podlagi eksperimentalnih rezultatov iz projekta CONSTRAIN [2] razvili 3D-model v programu Abaqus, s katerim smo nato naredili razširjeno parametrično analizo, s katero smo preučevali izbrani sistem utrjevanja zidanih sten. Na koncu smo na podlagi analiz in eksperimentalnih podatkov preverili natančnost analitičnih izrazov, ki se v projektantski praksi uporabljajo, za napovedovanje togosti, odpornosti in duktilnosti zidanih sten.

Ključna prednost obravnavanega načina utrjevanja je, da je učinkovito tudi, kadar je zid utrjen z le ene strani [3], [4]. To pomeni, da se v primeru stavbne dediščine (zunanje fasade, freske ipd.) lahko utrjuje le druga stran.

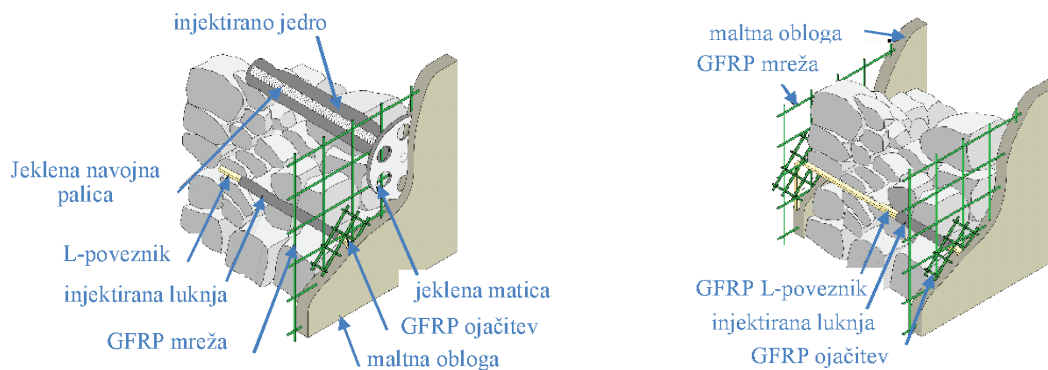
V primeru stanovanjskih stavb pa enostransko utrjevanje poteka na zunanji strani, kar za stanovalce pomeni nemoteno bivanje. Zaradi tega so manjši tudi stroški in stres zaradi začasne izselitve ali sobivanja v prostorih, kjer bi sicer potekala gradbena dela.

2 METODA UTRJEVANJA

Sistem utrjevanja se izvaja tako, da z ene ali obeh strani zidu pritrdimo mreže iz steklenih vlaken preko L-sider z gostoto 6 kos/m² (primarno sidranje), z dimenzijami prereza 10 x 7 mm in natezno trdnostjo 380 MPa. Mrežo nato omečemo s posebno malto na osnovi hidravličnega apna v debelini ca. 3 cm. Maltna mešanica, debelina maltne sloja in sidranje zagotavljajo primerljivo togost z osnovnim zidovjem, zaradi česar obloga in zid učinkovito sodelujeta pri prevzemanju potresne obtežbe do porušitve. Debeline maltne sloja ne prilagajamo zidovju, ker je sistem preverjen za debelino 3 cm. V primerih, ko imamo zid iz več slojev, ki med seboj niso ustrezno povezani, dodamo še jeklene navojne palice M16 iz nerjavečega jekla z maticami, ki so injektirane z injekcijsko maso z gostoto 2 kos/m² (sekundarno sidranje za zagotovitev povezanosti slojev zidu). Karakteristike malte in mreže za utrjevanje so zbrane v preglednicah 1 in 2.



Slika 1. Prečni prerez enostransko (levo) in dvostransko (desno) utrjenega opečnega zidu



Slika 2. 3D-prerez enostranskega (levo) in dvostranskega (desno) utrjevanja dvoslojnega kamnitega zidu



Slika 3. Izvedba primarnega sidranja v zid z L-povezniki (levo) ter sekundarnega sidranja z navojnimi palicami in sidrnimi glavami (desno)

	Število vzorcev	Starost vzorca [dni]	Mehanske lastnosti	
			Upogibna trdnost [MPa] (CoV [%])	Tlačna trdnost [MPa] (CoV [%])
Malta za utrjevanje	6	35	3,0 (10 %)	30,1 (4%)

Preglednica 1. Izmerjene materialne karakteristike malte za utrjevanje

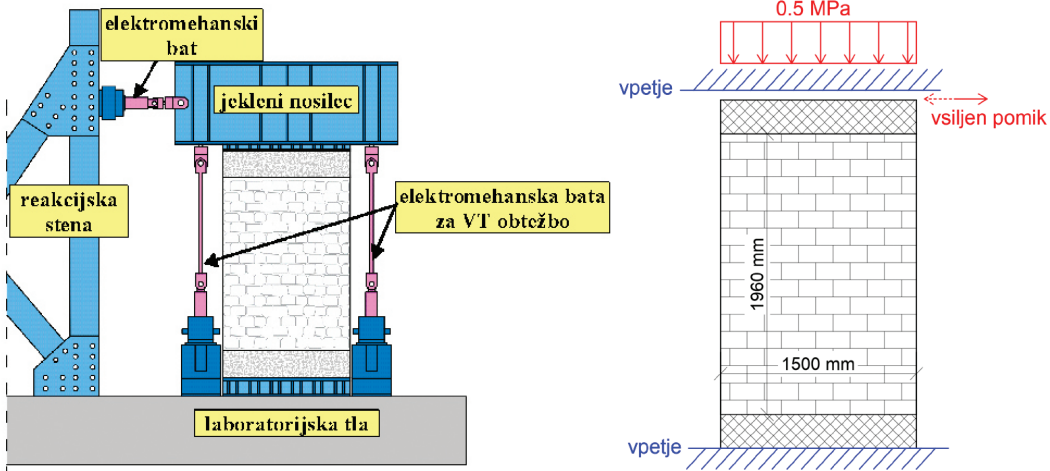
	Module elastičnosti [GPa]	Povprečna natezna trdnost [MPa]	Karakteristična natezna trdnost [MPa]	Povprečna deformacija pri pretrgu [%]
Tehnični list	25000	490	375	1.8
Zvita vlakna	3.32·10 ⁴	611	-	1.85*
Ravna vlakna	3.64·10 ⁴	883	-	2.50

Preglednica 2. Izmerjene materialne karakteristike mreže za utrjevanje

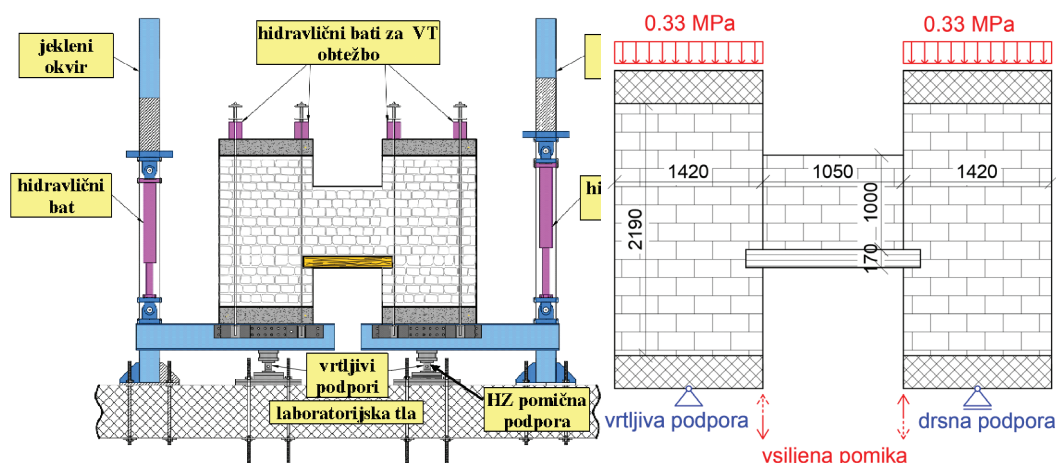
3 EKSPERIMENTALNI PODATKI

V sklopu projekta CONSTRAIN [2] so bili med drugim eksperimentalno preizkušeni slopi (Slika 4) in nadokenski (prekladni) zidovi (Slika 5). Preizkušanci so bili zgrajeni tako, da so predstavljali staro gradnjo, ki je potrebna utrditve in je tipična za Slovenijo in severno Italijo. Konfiguracije oz. dimenzije se reprezentativne za take elemente, pred preizkušanjem pa so bili preizkušanci ustrezno starani. Slopi so v nadaljevanju označeni s črko P (iz angleške besede pier), nadokenski zidovi pa s črko S (iz angleške besede spandrel). Obe vrsti preizkušancev sta bili lahko iz dvoslojnega kamnitega (S2) oz. eno- ali dvosloj-

nega opečnega zidovja (B1/B2), ki po karakteristikah ustreza staremu zidovju. Preizkušanci so bili neutrjeni (U), utrjeni z ene (R1) ali obeh strani (R2). Matrika obravnavanih preizkušancev in oznake so prikazane v tabelah 1 in 2.



Slika 4. Postavitev eksperimenta slopov (levo) s prikazano obremenitveno shemo (desno)



Slika 5. Preizkuševališče za nadokenske dele zidov

P-S2-U (dvoslojni kamniti neutrjeni zid)			
P-S2-R1 (dvoslojni kamniti enostransko utrjeni zid)			
P-S2-R2 (dvoslojni kamniti dvostransko utrjeni zid)			
P-B1-U (enoslojni opečni neutrjeni zid)			
P-B1-R1 (enoslojni opečni enostransko utrjeni zid)			
P-B2-U (dvoslojni opečni neutrjeni zid)			
P-B2-R1 (dvoslojni opečni enostransko utrjeni zid)			
P-B2-R2 (dvoslojni opečni dvostransko utrjeni zid)			

Preglednica 2. Izmerjene materialne karakteristike mreže za utrjevanje

S-S2-U (dvoslojni kamniti neutrjeni zid)			
S-S2-R1 (dvoslojni kamniti enostransko utrjeni zid)			
S-S2-R2 (dvoslojni kamniti dvostransko utrjeni zid)			
S-B1-U (enoslojni opečni neutrjeni zid)			
S-B1-R1 (enoslojni opečni enostransko utrjeni zid)			
S-B2-U (dvoslojni opečni neutrjeni zid)			
S-B2-R1 (dvoslojni opečni enostransko utrjeni zid)			

Preglednica 2. Izmerjene materialne karakteristike mreže za utrjevanje

4 NUMERIČNI MODEL

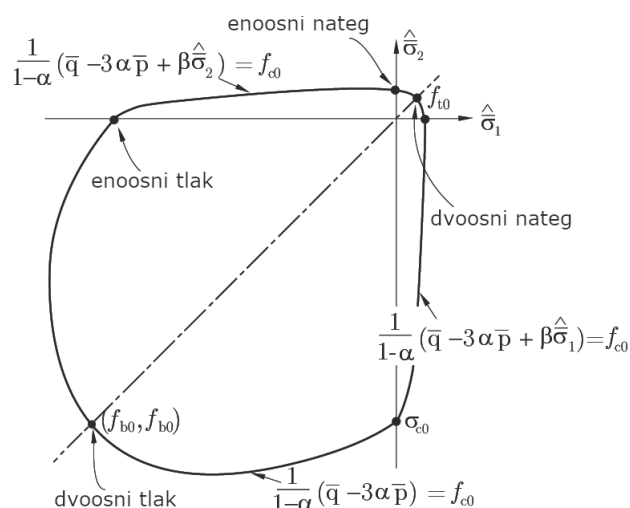
Za vse numerične analize je bil uporabljen program Abaqus podjetja Dassault Systèmes.

4.1 Materialni modeli

Za materialni model smo izbrali CDP (angl. concrete damaged plasticity), ki se pogosto uporablja za krhke materiale, kot sta

beton in zidovje [5]. CDP-model na podlagi delovnega diagrama materiala v tlaku in nategu generira funkcijo plastičnega tečenja po aproksimaciji naprednega Drucker-Prägerja [6], kot je prikazano na sliki 6.

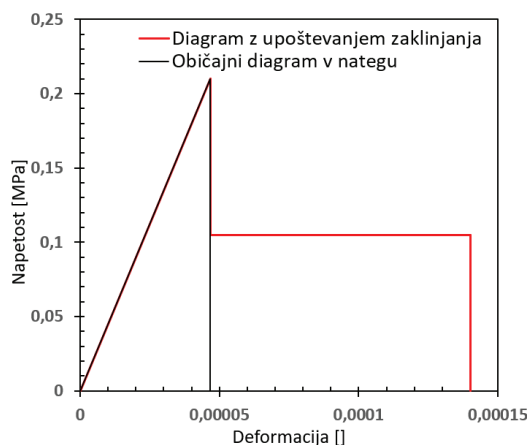
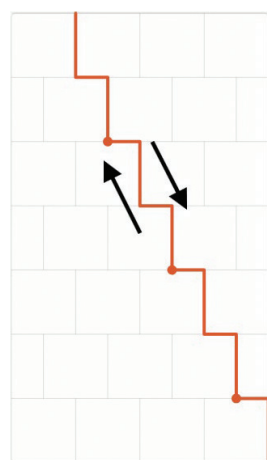
Za delovni diagram zidovja v tlaku uporabimo eksperimentalne podatke iz tlačnih preizkusov, v katerih se testira manjši zid in sam po sebi predstavlja odziv zidovja (kot kompozita) [2]. Ker je bil med preizkusi merjen odnos sila-pomik oz. nape-



Slika 6. Porušna ovojnica dvoosnega napetostnega stanja materiala CDP (slika povzeta iz [6])

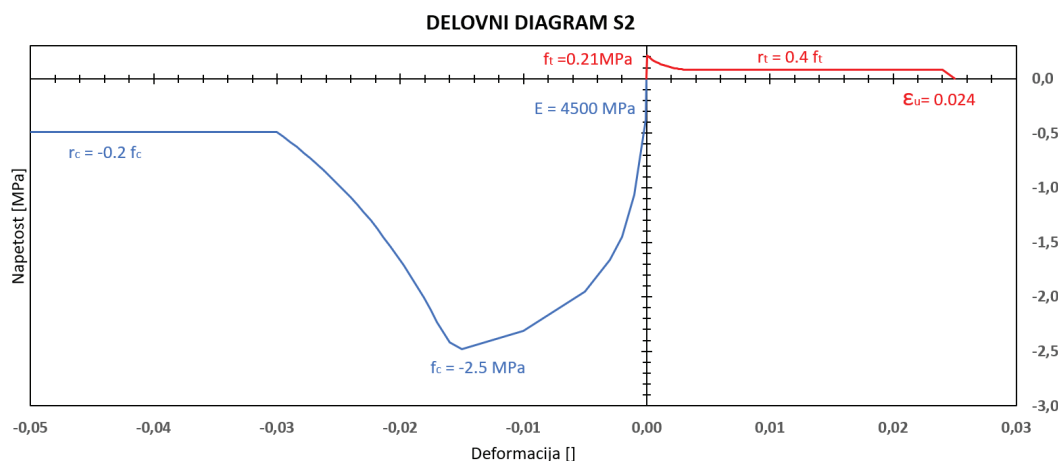
tost-deformacija le do maksimalne napetosti, do te vrednosti uporabimo eksperimentalne podatke, v območju mehčanja pa uveljavljeno formulacijo za zidovje na podlagi eksperimentov po Stavridis & Shing [23].

Za delovni diagram zidovja v nategu uporabimo natezno trdnost, ki jo prilagajamo tako, da dobimo najboljše ujemanje neutrjenih modelov slopov in nadokenskih elementov v območju od začetka utrjevanja do maksimalne odpornosti. V zidovju po nastanku prve razpoke ne pride do nenadne krhke porušitve, temveč zid še nekaj časa obdrži del nosilnosti. To se zgodi, ker se gradniki (kamni/zidaki) v zidovju prekrivajo, razpoka pa se mora oblikovati/formirati preko ali okoli njih. Dodatno je v razpokah v zidovju prisotno precejšnje trenje zaradi hrapave površine in tlačne obremenitve, ki pomaga prenašati določeno vodoravno silo po nastanku poškodb (Slika 7). Ta učinek medsebojnega zaklinjanja se v angleški literaturi imenuje interlocking effect. Ključni izziv v modeliranju je bilo ravno upoštevanje tega učinka – modelirali smo ga z modificiranim delovnim diagramom zidovja v nategu, ki vključuje plato rezidualne natezne trdnosti.

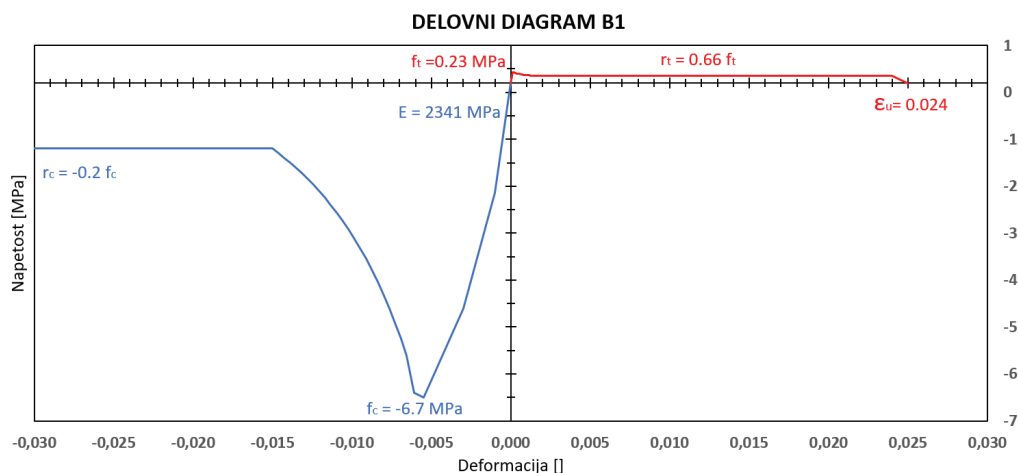


Slika 7. Levo prikaz odpornosti dejanskega elementa po nastanku diagonalnih razpok. Zid nudi odpornost v HZ-smeri tudi po nastanku razpok zaradi učinka medsebojnega zaklinjanja gradnikov zidu. Desno je prikaz upoštevanja nosilnosti po razpokanju

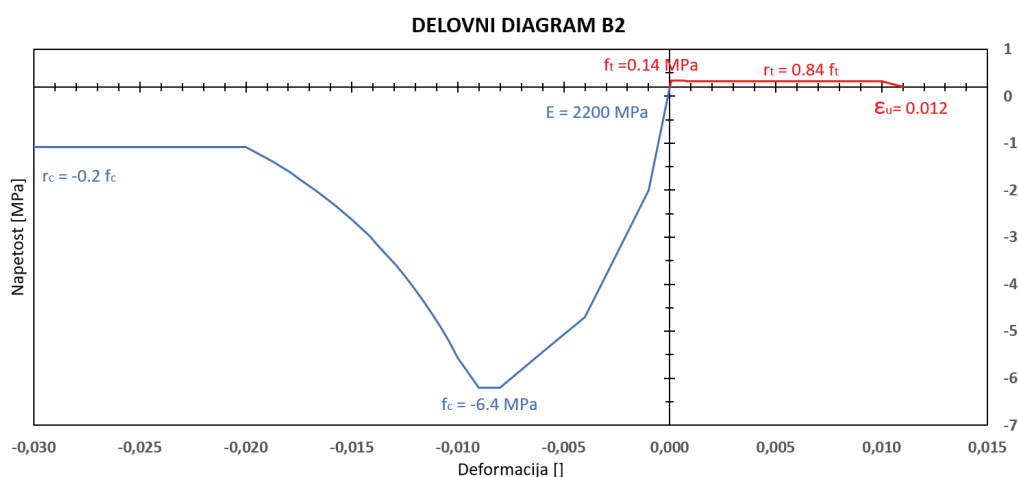
Na naslednjih slikah so prikazani delovni diagrami vseh materialov.



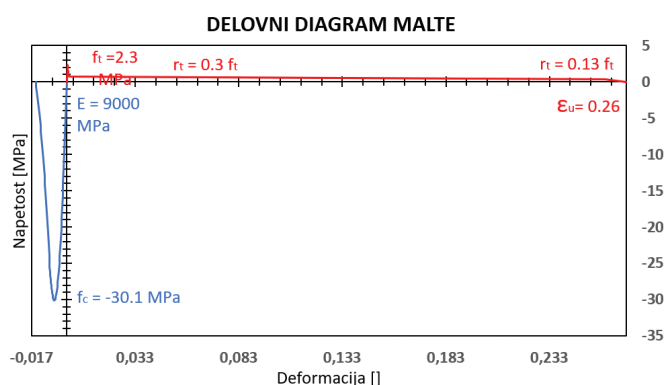
Slika 8. Delovni diagram dvoslojnega zidovja iz kamna



Slika 9. Delovni diagram dvoslojnega zidovja iz opeke

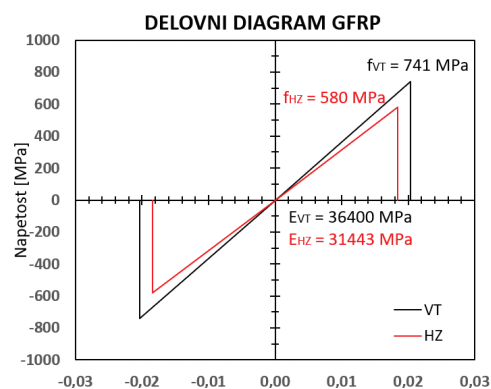


Slika 10. Delovni diagram enoslojnega zidovja iz opeke



Slika 11. Celoten delovni diagram utrjevalne malte

Delovni diagram steklenih vlaken je bil določen na podlagi preizkusov natezne trdnosti vertikalnih in horizontalnih vlaken mreže. Izmerjena maksimalna napetost v vodoravni smeri je znašala 580 MPa, v navpični smeri pa 741 MPa [2].



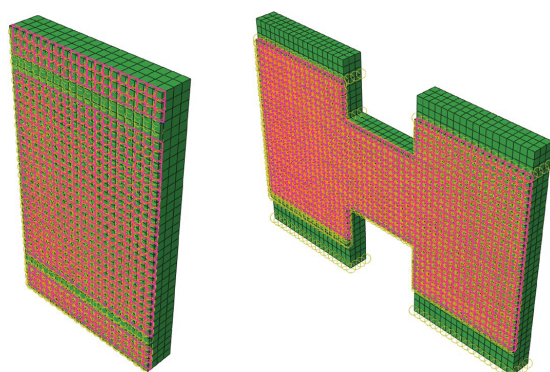
Slika 12. Celoten delovni diagram steklenih vlaken. Črna črta prikazuje navpična, rdeča pa vodoravna vlakna

Za delovni diagram steklenih vlaken v tlaku in nategu smo predpostavili linearno formulacijo do maksimalne napetosti (trdnosti), kateri sledi krhek pretrg. Elastična modula posameznih vlaken sta izračunana iz razmerja trdnosti in deformacije pri pretrgu.

4.2 Geometrija in kontakti

Slopi in nadokenski elementi so bili modelirani z volumetričnimi 3D-elementi (C3D8R), enako tudi maltna obloga, ki je bila modelirana kot ločena plast s prilagojenim delovnim diagramom. Mreža iz steklenih vlaken je bila modelirana z linijskimi paličnimi elementi (T3D2). Kontakt med zidom in maltno oblogo je bil modeliran z delno togim trenjskim kontaktom, ki simulira delaminacijo obloge pri velikih pomikih. Kontakt maltna obloga-mreža je bil tog. Kontakt slopa z AB-nosilci je bil normalni kontakt s trenjem.

Posebna pozornost je bila namenjena modeliranju robnih pogojev slopov: togost podpor pri eksperimentih je bila simulirana z vzmetmi, katerih togosti so bile kalibrirane glede na izmerjene vertikalne pomike temelja. Ta podrobnost je bila ključna za pravilno simulacijo deformacijske oblike in potisne krivulje. Podrobnosti so predstavljene v magistrski nalogi [8].



Slika 13. Numerični model slopa (levo) in nadokenskega elementa (desno) v programu Abaqus

4.3 Parametri numerične analize

Čeprav so bili eksperimenti izvedeni s ciklično in postopno povečujočo obtežbo, smo v numeričnih simulacijah uporabljali monotono potisno analizo, ker nas je zanimala le ovojnica odziva (največji pomik, odpornost in pomik pri porušitvi). Za reševanje je bila uporabljena metoda eksplcitne dinamike z dušenjem, ki je bila edina izvedljiva pri tako kompleksnih modelih. Velikost mreže KE je bila določena z občutljivostno analizo;

izbrana je bila velikost 80 mm za vse modele, da so rezultati medsebojno čim bolj primerljivi. Za zmanjšanje računskega časa je bilo uporabljeno skaliranje mase z minimalnim časovnim korakom $\Delta t = 0,0001$ s. Podatki o numerični analizi in utemeljitev so podrobno predstavljeni v magistrski nalogi [8].

5 REZULTATI – PRIMERJAVA Z EKSPERIMENTI

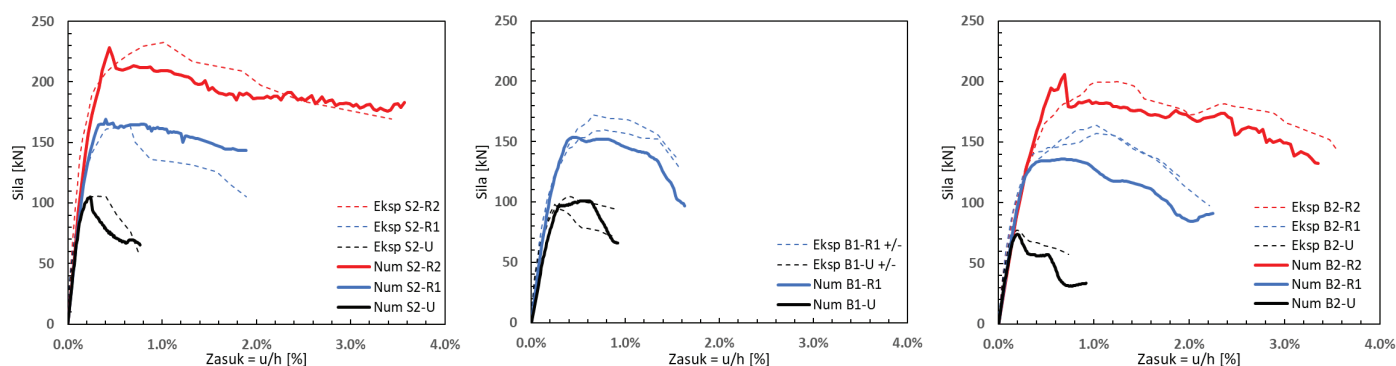
5.1 Slopi

Potisne krivulje numeričnih simulacij slopov kažejo razmeroma dobro ujemanje z eksperimenti (Slika 14). Modeli natančno simulirajo začetno togost in maksimalno odpornost (povprečno odstopanje 6,2 %). Mehčanje je prav tako razmeroma dobro zajeto, medtem ko je ujemanje končnega pomika slabše – numerični modeli v splošnem podcenijo končni pomik pri porušitvi. Deformacije in porušni mehanizmi numeričnih modelov izkazujejo precej natančno ujemanje. To je razvidno s Slike 15, na kateri so ena ob drugi prikazane glavne deformacije iz simulacije in poškodbe, dobljene z optičnim sistemom med preiskavo. Primerjava neutrjenih, enostransko utrjenih in dvostransko utrjenih slopov pokaže, da se mehanizem s stopnjo utrjevanja spreminja iz strižnega proti upogibnemu. Rezultati kažejo še, da enostransko utrjevanje poveča maksimalno odpornost za 60 % in mejni pomik za 150 %, dvostransko pa za 120 % in 300 %. Ker se prispevek utrjevanja iz enostranskega v dvostranskega ravno podvoji, lahko sklepamo, da je že pri enostranskem utrjevanju polno izkoriščena maltna obloga.

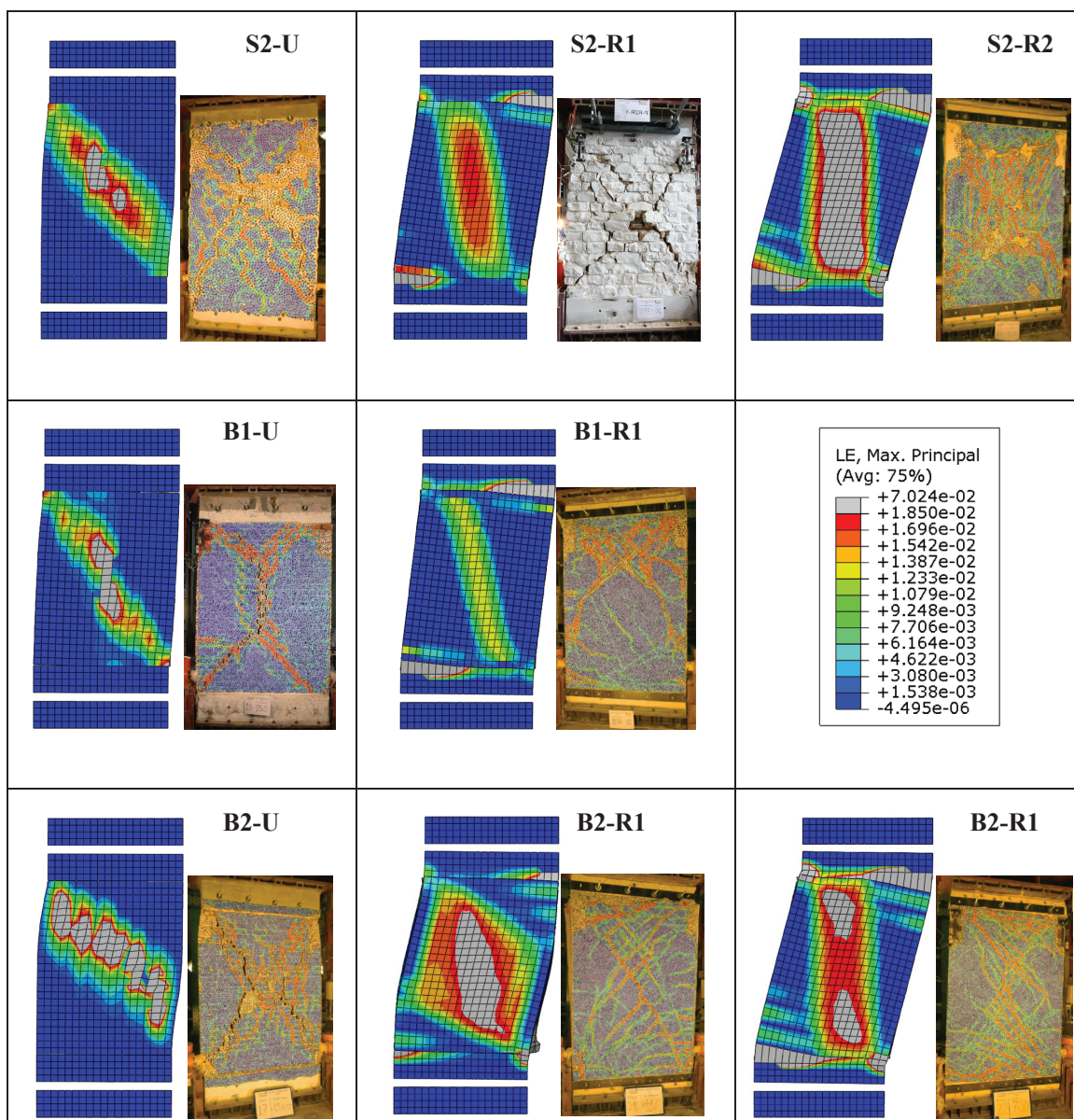
5.2 Nadokenski elementi

Potisne krivulje nadokenskih elementov kažejo sprejemljivo ujemanje z eksperimenti, a z nekoliko večjim povprečnim odstopanjem pri maksimalni odpornosti (13,1 %). Numerični modeli v splošnem precenijo maksimalno odpornost nadokenskih elementov, a dobro zajamejo končni pomik.

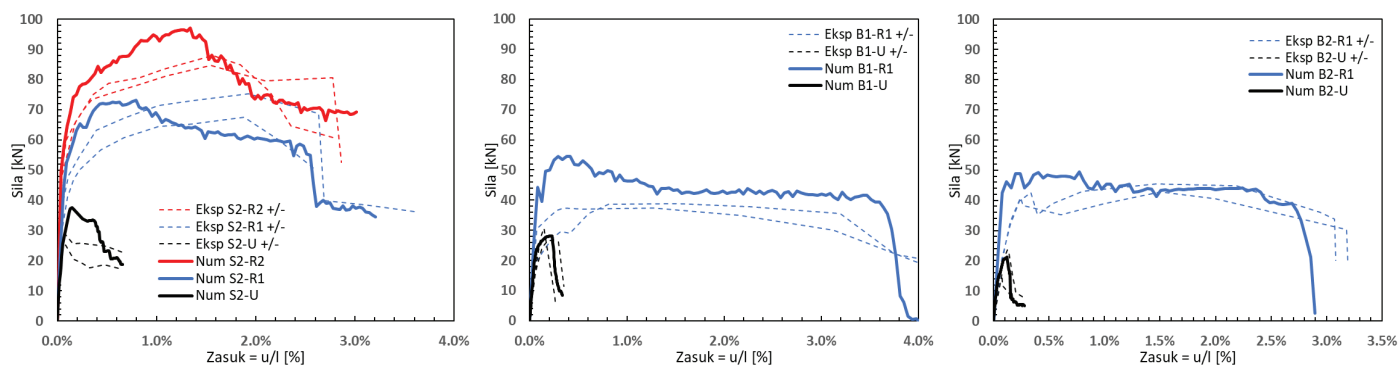
Vzorci poškodb pri nadokenskih elementih kažejo tendenco k upogibni porušitvi – razvoj vertikalnih razpok ob stiku nadokenskega elementa s slopom. Vodoravna vlakna mreže iz steklenih vlaken se pretrgajo po vertikalni razpoki ob slopu, kar se ujema z eksperimentalnimi opažanji. To je razvidno s Slike 17, na kateri so ena ob drugi prikazane glavne deformacije iz simulacije in poškodbe, dobljene z optičnim sistemom med preiskavo.



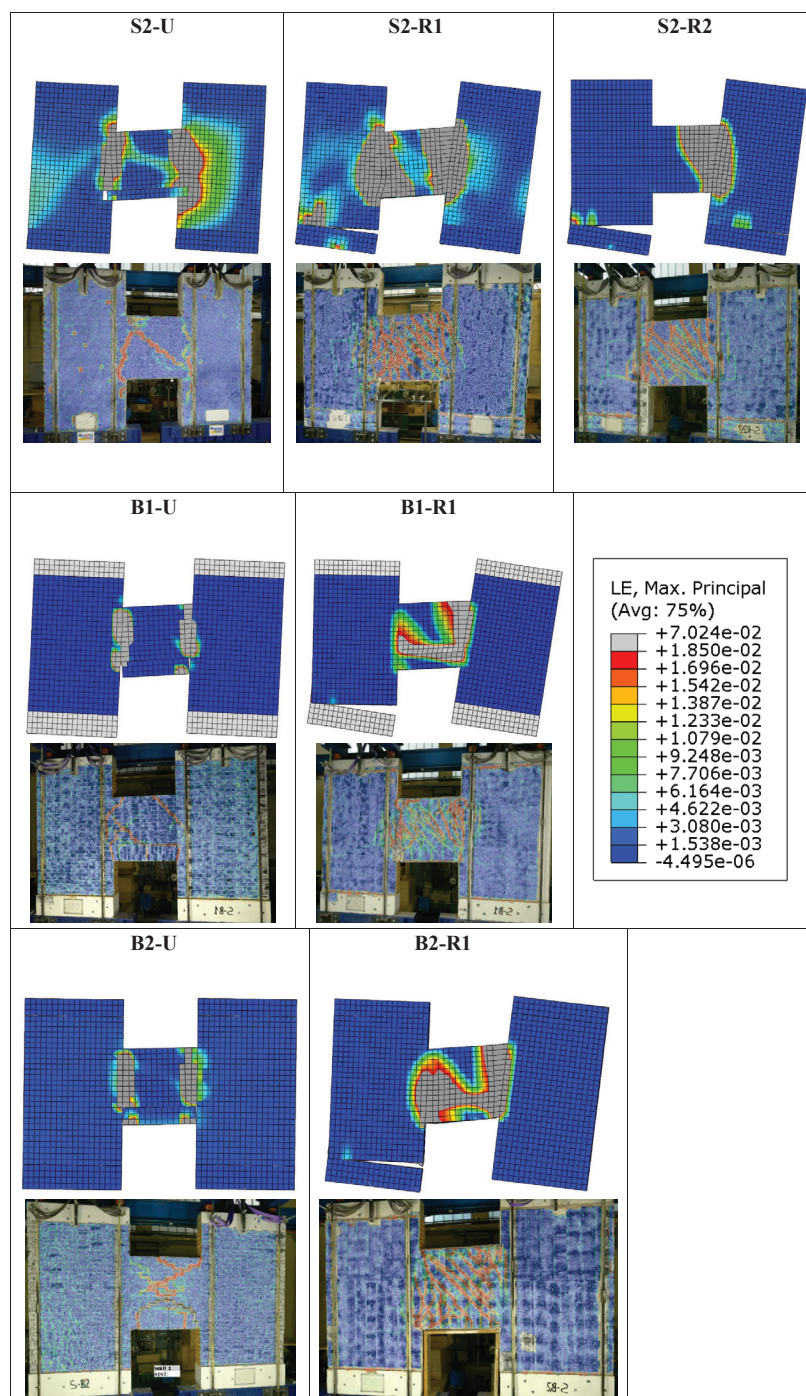
Slika 14. Primerjava ovojnic odziva iz eksperimentov (črtkane črte) in potisnih krivulj iz numeričnih simulacij (polne črte) za zidne slope. Levo so dvoslojni kamniti zidovi, na sredini enoslojni opečni zidovi in desno dvoslojni opečni zidovi



Slika 15. Primerjava glavnih deformacij iz numeričnih simulacij in vzorcev razpok med eksperimenti, dobljenih z optičnim sistemom (rezultati za zidne sipe)



Slika 16. Primerjava ovojnic odziva iz eksperimentov (črtkane črte) in potisnih krivulj iz numeričnih simulacij (polne črte) za nadokenske zidove. Levo so dvoslojni kamniti zidovi, na sredini enoslojni opečni zidovi in desno dvoslojni opečni zidovi



Slika 17. Primerjava glavnih deformacij iz numeričnih simulacij in vzorcev razpok med eksperimenti, dobljenih z optičnim sistemom (rezultati za nadokenske zidove)

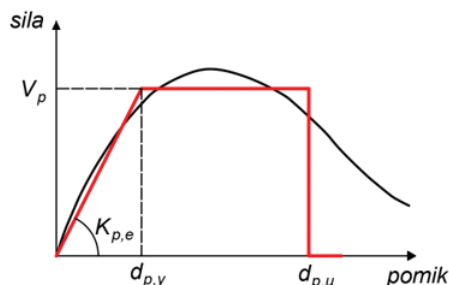
6 VALIDACIJA ENAČB ZA PROJEKTIRANJE

6.1 Bilinearni odziv elementov v projektiranju

Za vrednotenje potresne odpornosti zidanih elementov (oz. stavb) se v praksi uporabljata modalna analiza s spektri odziva

ali nelinearna potisna analiza (metoda N2). V obeh pristopih je odziv zidanih slopov in nadokenskih elementov opisan z ustrezno togostjo K_e in nosilnostjo na strižno silo V . V primeru metode N2 pa je treba določiti tudi elastični mejni pomik d_e in maksimalni (mejni) pomik d_u .

Postopek projektiranja, razvit v sklopu projekta PRO-SIS [9], predvideva analitične enačbe za določitev vsakega od teh štiri-rih parametrov za utrjene elemente. Togost utrjenega slopa



Slika 18. Na sliki je s črno krivuljo prikazan povprečni odziv slopov, z rdečo pa bilinearno idealiziran odziv. Indeks p nakazuje, da gre za slope

(K_e) se izračuna z upoštevanjem kompozitnega prereza zidu in maltne obloge, kjer se elastični in strižni modul normalizirata na izhodiščno debelino zidu (enačbe (1)-(1.3)). Maksimalna odpornost (V_{CRM}) je seštevek odpornosti neutrenjenega elementa in prispevka vlaken, pri čemer se prispevek malte zanemari, saj razpoka preden element kot celota doseže maksimalno odpornost (enačbe (2)-(2.3.1)). Elastični pomik (d_e) se določi iz

nosilnosti in togosti (enačba (3)), mejni pomik ($d_{u,URM}$ za neutreno zidovje in $d_{u,CRM}$ za utrjeno) pa je predpisani delež višine zidu in je odvisen od vrste porušitve (enačbe (4.1)-(4.2)).

$$K_e = \frac{1}{\frac{h^3}{\eta EI} + \frac{h}{GA_s}} \quad (1)$$

$$E_{CRM} = \frac{t_m E_m + t_c E_c}{t_m} \quad (1.1)$$

$$G_{CRM} = \frac{t_m G_m + t_c G_c}{t_m} \quad (1.2)$$

$$V_{CRM} = \min(V_{c,CRM}; V_{s,CRM}; V_{f,CRM}) \quad (2)$$

$$V_{c,CRM} \leq 0.25 l t f_{cd} \quad (2.1)$$

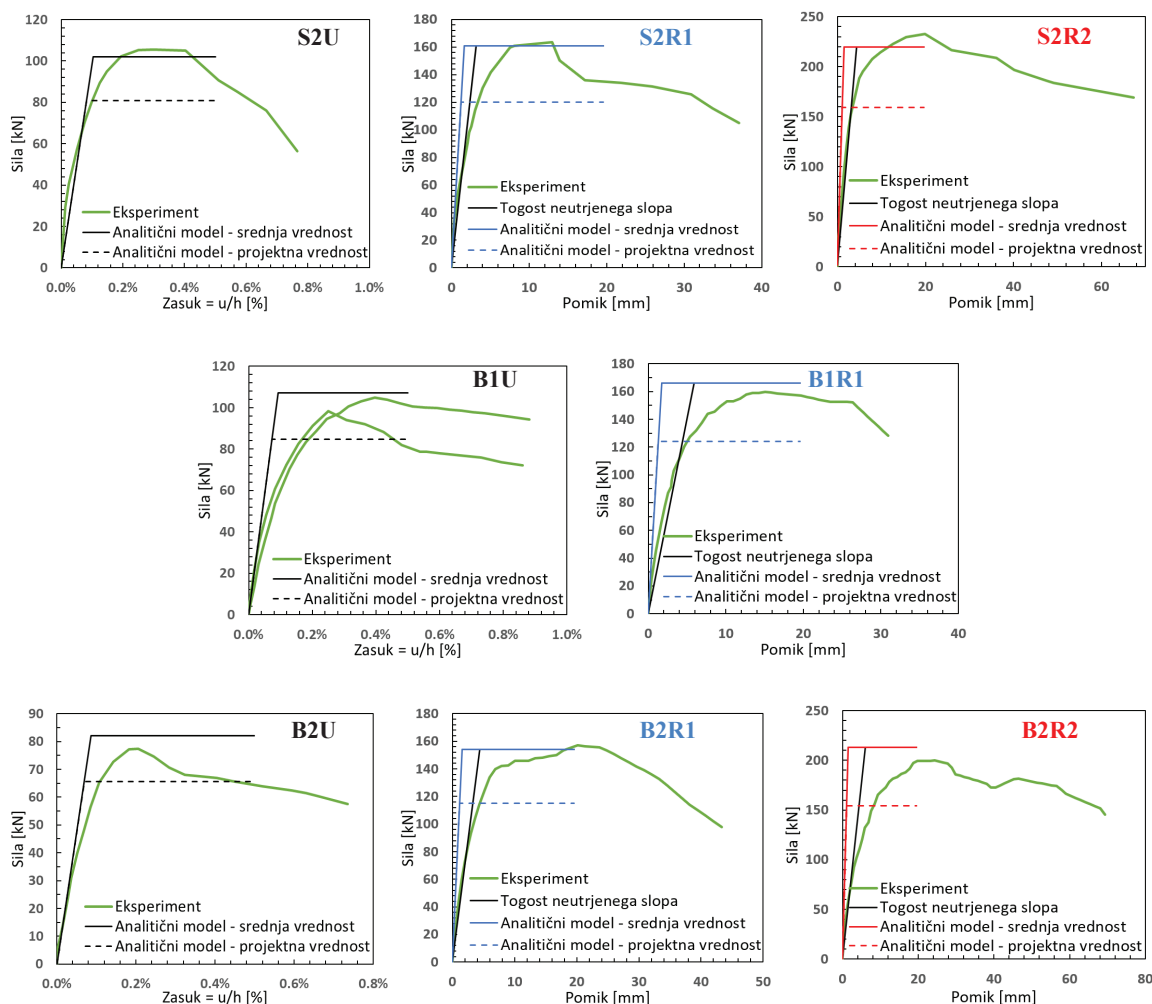
$$V_{s,CRM} = V_{s,URM} + V_{s,Fib} \quad (2.2)$$

$$V_{s,URM} = \frac{f_{td}}{\beta} l t \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{f_{td}}} \quad (2.2.1)$$

$$V_{s,Fib} = \frac{1}{2} \chi A_{Fib,HZ} l \alpha_t f_{td,Fib,HZ}, \quad (2.2.2)$$

$$V_{f,CRM} = \frac{\alpha M_{Rd,CRM}}{h} \quad (2.3)$$

$M_{Rd,CRM}$... določen s programom za analizo prerezov (2.3.1)



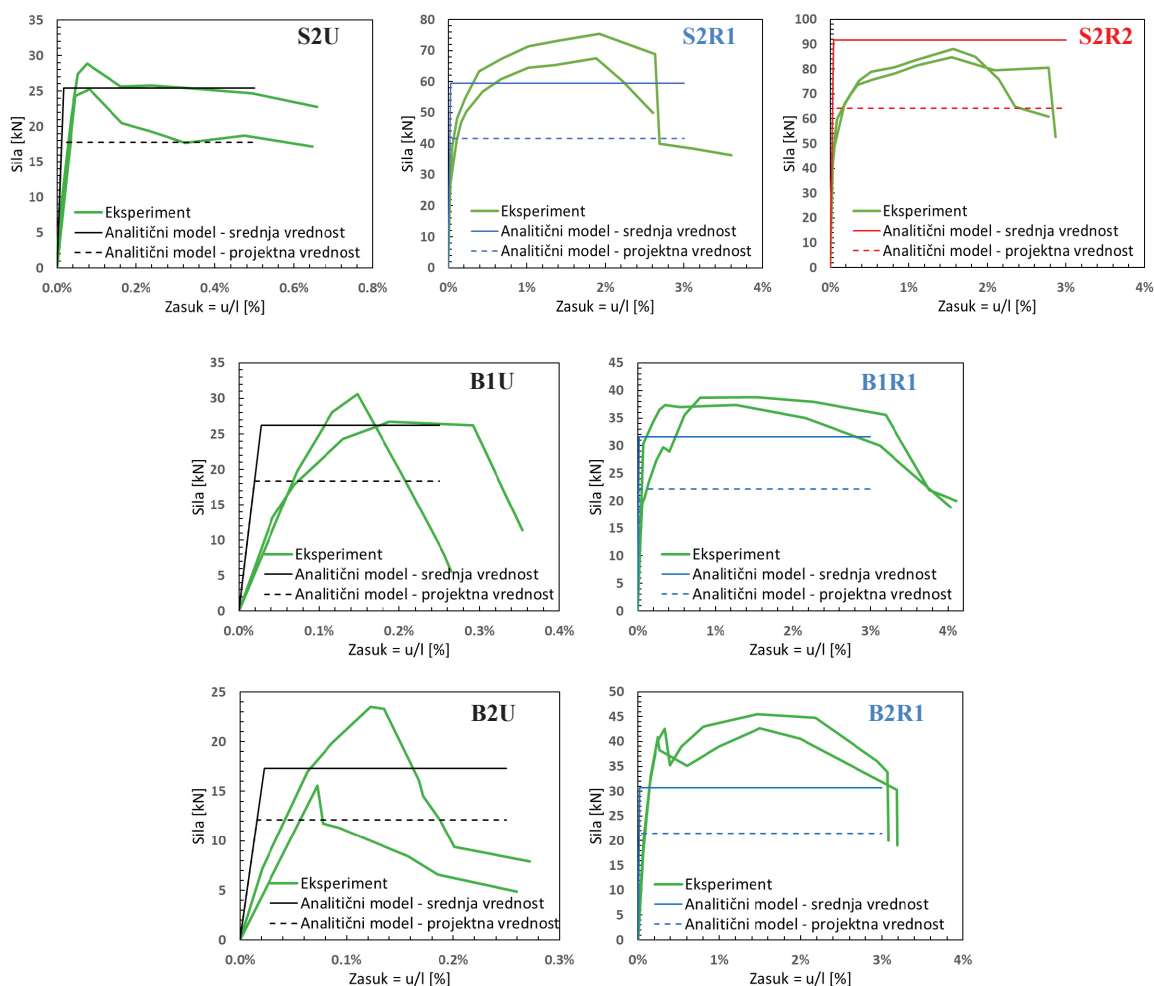
Slika 19. Primerjava analitičnih in eksperimentalnih odzivov vseh osem preizkušancev slopov. Pri utrjenih vzorcih je s črno prikazana še togost neutrenjenih slopov, ki se bolje ujema z eksperimenti

- $d_y = \frac{V}{K_e}$
- $d_{u,URM} = \{0,005 h, \text{strižna porušitev } 0,01 h, \text{upogibna porušitev } 0,02 h\}$ (4.1)
- $d_{u,CRM} = \{0,01 h, \text{strižna porušitev } 0,02 h, \text{upogibna porušitev } 0,03 h\}$ (4.2)
- K_e ...elastična (začetna) togost elementa
- E_m, G_m, t_m ...elastični modul,strižni modul in debelina zidovja
- E_G, G_G, t_G ...elastični modul,strižni modul in debelina utrjevalnega sloja
- h ...višina elementa
- η ...faktor vpliva robnih pogojev vpetja
- V_{CRM} ...odpornost utrjenega elementa na strižno silo
- $V_{c,CRM}$...tlačna odpornost utrjenega elementa na strižno silo
- l ...dolžina elementa
- t ...višina elementa
- f_{cd} ...projektna tlačna trdnost zidovja
- $V_{s,CRM}$...strižna odpornost utrjenega elementa na strižno silo
- $V_{s,URM}$...strižna odpornost neutrjenega elementa na strižno silo
- $V_{s,Fib}$...strižna odpornost utrjevalnega sloja na strižno silo
- (3) f_{td} ...projektna natezna trdnost zidovja pri diagonalni porušitvi
- β ...geometrijsko razmerje elementa
- σ_0 ...normalna tlačna napetost elementa
- χ ...koeficient učinkovitosti utrjevalnega sloja
- $A_{Fib,HZ}$...skupna površina vseh vlaken,ki potekajo vzporedno s silo
- $f_{td,Fib,HZ}$...natezna trdnost vlaken
- α_t ...koeficient redukcije natezne trdnosti zaradi delovanja sile pod kotom
- α ...koeficient vpliva robnih pogojev vpetja

6.2 Primerjava z eksperimenti – slopi

Primerjava analitičnih izrazov z eksperimenti kaže, da je togost utrjenih slopov z analitičnimi izrazi precejšnja. Razlog je predpostavka o popolnoma togi zvezi med zidom in oblogo. Primernejši izraz za togost utrjenega elementa upošteva le togost osnovnega neutrjenega elementa (glej primerjavo na sliki 19).

Maksimalna odpornost slopov je z analitičnimi izrazi ocenjena precej natančno v primerjavi z eksperimenti. To sicer velja le za geometrijske konfiguracije slopov, kjer je razmerje med



Slika 20. Primerjava analitičnih in eksperimentalnih odzivov vseh sedmih preizkušancev nadokenskih elementov

višino (h) in dolžino (l) $h/l = \beta \geq 1,0$ (glej v nadaljevanju), kar ustreza vsem izvedenim eksperimentom. Mejni pomik je tako pri enostranskem (R1) kot pri dvostranskem (R2) utrjevanju podcenjen. Opravljene analize in eksperimenti kažejo, da bi lahko bili mejni pomiki 1 % višine za strižno in 2 % višine za upogibno porušitev.

6.3 Primerjava z eksperimenti – nadokenski elementi

Togost nadokenskih elementov je z analitičnimi izrazi v vseh primerih nekoliko precenjena, podobno kot pri slopih. Maksimalna odpornost je ocenjena s sprejemljivo natančnostjo, mejni pomik pa se tako pri enostranskem kot pri dvostranskem utrjevanju dobro ujema z eksperimenti.

6.4 Primerjava z rezultati parametrične analize

Numerični model iz Abaqusa smo uporabili, da smo analizirali učinek utrditve na zidove (slope) različnih dolžin (pri konstantni višini smo povečevali dolžino). Ta analiza je razkrila, da se s povečevanjem dolžine slopov pri strižnem porušnem mehanizmu linearno povečuje prispevek utrjevalnega sloja. To je v skladu z enačbo analitičnega modela, ki predpostavlja maksimalni naklon diagonalne razpoke 45° (merjeno od horizontale).

Rezultati za neutrene slope z razmerjem $\beta < 1,0$ pa kažejo, da analitični model podceni odpornost, kar je sicer konservativno za posamezen element, a na nivoju celotne etaže vodi do prevelikih sil na vitkejšje slope, prehitre porušitve daljših slopov

in nepravilen razpored sil med zidovi v nelinearnem območju. Do bolj natančnega izraza za strižno odpornost nismo prišli, je pa zaenkrat največje ujemanje z eksperimenti kazal analitični izraz (enačba 2.2.1a), ki je izpeljan z regresijo na podlagi trenjskega modela.

Da bi izboljšali odziv čokatih zidov, ki so bistveno bolj dolgi kot visoki, smo naredili numerično parametrično analizo s približno 150 primeri, v kateri smo spreminjali razmerje višine proti dolžini (β), stopnjo tlačne napetosti in materialne karakteristike zidovja. Na podlagi teh analiz smo empirično določili model nosilnosti čokatih slopov, za katerega smo nato regresijsko določili ustrezne parametre. Izboljšani model daje bistveno boljše napovedi za čokate zidove, kot je razvidno s Slike 23, kjer so rezultati izboljšanega modela prikazani z rdečo krivuljo.

Izboljšan analitični izraz za strižno odpornost neutrenjih slopov:

$$V_{s,URM} = (f_{v0} + \sigma_0 (1 - \sin\alpha) \cdot \cos\alpha \cdot \mu) l t \quad (2.2.1a)$$

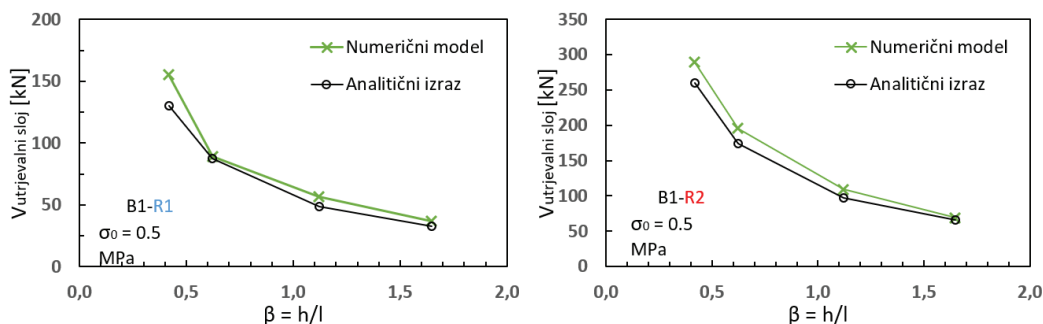
$f_{v0} = 0,42 f_t^{0,8} f_c^{0,2}$... modificirana začetna strižna trdnost

$\alpha = \arctan\left(\frac{h}{l}\right)$... kot diagonale

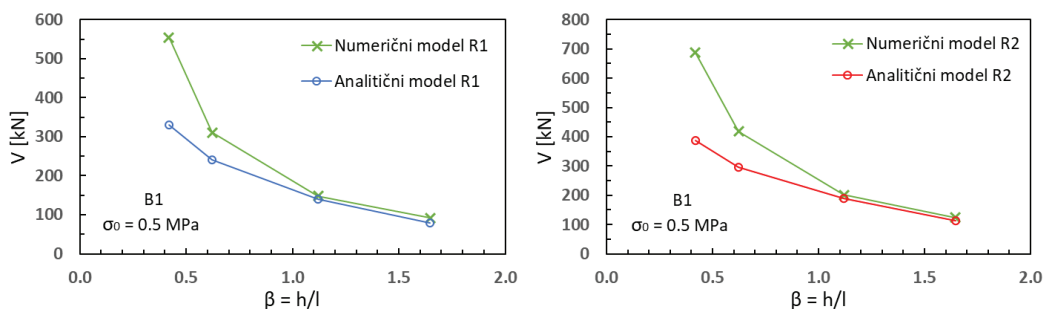
$(1 - \sin\alpha)$... transformacija za račun napetosti pravokotno na razpoko

$\cos\alpha \cdot \mu$... empirično modificirani koeficient notranjega trenja materiala

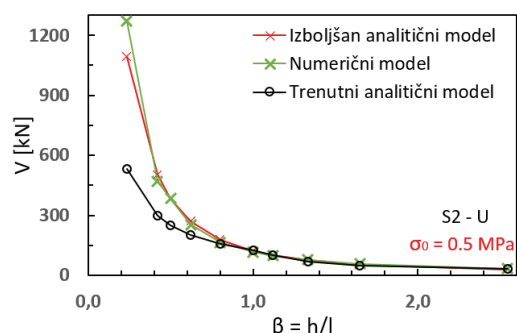
Območje veljavnosti izboljšanega modela je $0 < \frac{f_t}{f_c} < 0,2$, izpolnjeno mora biti tudi, da ima material zadostni dilatacijski kot ψ ,



Slika 21. Primerjava analitične in numerične odpornosti utrjevalnega sloja pri slopih, utrjenih z ene in dveh strani pri normalni napetosti 0,5 MPa in različnih geometrijskih razmerjih



Slika 22. Primerjava analitične in numerične odpornosti opečnih slopov, utrjenih z ene in dveh strani pri normalni napetosti 0,5 MPa in različnih geometrijskih razmerjih, kaže na neujemanje odpornosti neutrenjih slopov, saj se prispevek utrjevalnega sloja ujema z numeričnimi analizami – glej prejšnjo sliko



Slika 23. Primerjava strižne odpornosti neutrjenih kamnitih slopov različnih geometrij pri konstantni napetosti 0,5 MPa kaže vidno odstopanje trenutnega analitičnega modela od numeričnega modela ter boljše ujemanje izboljšanega analitičnega izraza

da se lahko vzpostavi diagonalna razpoka namesto horizontalne, kar je v zidovju običajno izpolnjeno.

f_{v0} in μ sta bila določena z regresijo, ki je dala najboljše ujemanje, če sta bila $f_{v0}=0,42 f_c^{0,8} f_c^{0,2}$ in $\mu=1$.

Model je izpeljan izključno z uporabo numeričnih simulacij, zato bi bilo treba njegovo veljavnost za čokate zidove potrditi z eksperimentalnimi testi.

7 SKLEP

Analizirali smo potresni odziv zidovja, utrjenega z maltnimi oblogami, armiranega z mrežami iz steklenih vlaken. Razvit je bil nelinearen numerični model v programu Abaqus, validiran na 15 eksperimentih iz projekta CONSTRAIN. Numerični model smo uporabili za parametrično analizo za validacijo obstoječih postopkov projektiranja in podrobnejše analize obnašanja pri potresu. Glavne ugotovitve so:

- Metoda utrjevanja je učinkovita za oba tipa elementov. Pri slopih z razmerjem $h/l \approx 1,3$ enostransko utrjevanje poveča maksimalno odpornost za 60 % in mejni pomik za 150 %, dvostransko pa za 120 % in 300 %.
- Razviti numerični model daje zadovoljivo ujemanje za slope (povprečno odstopanje pri maksimalni odpornosti 6,2 %) in za nadokenske elemente (13,1 %). Enotni materialni parametri za vse eksperimente dajejo modelu večjo splošno veljavnost.
- Parametrična analiza je pokazala, da se z višjo stopnjo utrjevanja pri slopih porušni mehanizem nagiba k upogibu, pri nadokenskih elementih pa k strigu. Dvostransko utrjevanje poveča odpornost neutrjenih zidov dvakrat toliko kot enostransko utrjevanje, kar pomeni, da že enostransko utrjevanje zagotavlja polni izkoristek in sodelovanje z zidom.
- Analitični izraz za togost utrjenih elementov se lahko izboljša tako, da se tudi pri utrjenih elementih računa togost osnovnega neutrjenega elementa brez prispevka utrditvenega sloja.
- Analitični izrazi za projektiranje iz projekta PRO-SIS so ustrezni za razmerje $\beta \geq 1,0$.
- Analitični izraz za strižno odpornost utrjevalnega sloja so ustrezni in izkazujejo (dovolj) veliko natančnost.

- Pri čokatih slopih z razmerjem višine proti dolžini $\beta < 1,0$ so nekateri analitični izrazi nenatančni:

- Izraz za strižno odpornost neutrjenih elementov (enačba (2.2.1)) neproporcionalno zajema vpliv tlačne sile in geometrije sloja. Simulacije kažejo, da linearno povečevanje tlačne sile v čokatih zidovih linearno povečuje strižno odpornost, česar trenutni analitični izraz ne izkazuje, ker je izpeljan s predpostavko o napetostnem stanju kot v nosilcih. Za take zidove največjo odpornost natančneje opisujejo izrazi, ki temeljijo na modificiranem trenjskem modelu iz enačbe 2.1.1a.
- Mejni pomiki utrjenih slopov so po veljavnih predpisih podcenjeni: raziskave kažejo vrednosti 1 % višine za strižno in 2 % višine za upogibno porušitev (namesto trenutnih 0,8 % in 1,6 %).

8 LITERATURA

- [1] Dolšek, M., Žižmond, J., Babič, A., Lazar Sinkovič, N., Jamšek, A., Gams, M., Isaković, T. 2020. Seizmični stresni test stavbnega fonda Republike Slovenije (2020-2050): strokovne podlage za pripravo "Resolucije o programu krepitve potresne varnosti". Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo.
- [2] Projekt CONSTRAIN. 2020. The Experimental Campaign and Numerical Simulations of the CONSTRAIN Project. https://2014-2020.ita-slo.eu/sites/default/files/progetti/CONSTRAIN_Technical%20report_Experimental%20Campaign%20and%20Numerical%20simulations_Part1_7.pdf (Dostopno dne 21. julij 2025).
- [3] Gattesco, N., Boem, I. 2017. Characterization tests of GFRM coating as a strengthening technique for masonry buildings. *Composite Structures* 165: 209-222. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2017.01.043>
- [4] Gattesco, N., Boem, I. 2015. Experimental and analytical study to evaluate the effectiveness of an in-plane reinforcement for masonry walls using GFRP meshes. *Construction and Building Materials* 88: 94-104. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.04.014>
- [5] L. S. Rainone, V. Tateo, S. Casolo, in G. Uva. 2023. About the Use of Concrete Damage Plasticity for Modeling Masonry Post-Elastic Behavior. *Buildings*, let. 13, št. 8, str. 1915. <https://doi.org/10.3390/buildings13081915>
- [6] Dassault Systèmes. 2025. ABAQUS Analysis User's Manual (v6.6). <https://classes.engineering.wustl.edu/2009/spring/mase5513/abaqus/docs/v6.6/books/usb/default.htm?startat=pt05ch18s05abm36.html> (Dostopno dne 27. avgust 2025).
- [7] A. Page. 1981. The biaxial compressive strength of brick masonry. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, let. 71, št. 3, str. 893-906. <https://doi.org/10.1680/jicep.1981.1825>
- [8] Kirn, D., 2025. Numerična analiza potresnega obnašanja zidovja utrjenega z maltnimi oblogami in mrežami iz steklenih vlaken. Magistrsko delo. Ljubljana: D. Kirn. Dostopno: <https://repositorij.uni-lj.si/lzpis/Gradiva.php?lang=slv&id=173721>
- [9] Gattesco, N., Boem, I., Rizzi, E., Gams, M., 2025. PRO-SIS_Report 1.1_Analytic model for dimensioning (D1.1.1). Dostopno: <https://doi.org/10.5281/zenodo.20339331>



doc. dr. Robert Pečenko, univ. dipl. inž. grad.
robert.pecenko@fgg.uni-lj.si
Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo,
Jamova cesta 2, 1000 Ljubljana



Ema Kogovšek, mag. grad.
emak@projekt.si
Projekt, d. d.,
Kidričeva ulica 9 a, 5000 Nova Gorica



doc. dr. Bojan Čas, univ. dipl. inž. grad.
bojan.cas@fgg.uni-lj.si
Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo,
Jamova cesta 2, 1000 Ljubljana



Znanstveni članek
UDK/UDC 539.4.012:544.3.032.4

VPLIV TEMPERATURNIH SPREMEMB OKOLJA NA POJAV NATEZNIH NAPETOSTI V MOSTOVIH, ZGRAJENIH PO TEHNOLOGIJI NATEZNIH TRAKOV

THERMAL EFFECTS OF THE ENVIRONMENT ON THE DEVELOPMENT OF TENSILE STRESSES IN BRIDGES CONSTRUCTED USING THE STRESS-RIBBON TECHNOLOGY

Povzetek

Mostovi, zgrajeni s tehnologijo nateznih trakov, predstavljajo sodobno obliko prednapetih armiranobetonskih konstrukcij, katerih izvedba zahteva natančno načrtovanje in izvedbo. Zaradi svoje zasnove so ti mostovi še posebej občutljivi na temperaturne vplive okolja, ki nanje delujejo tako v času gradnje kot med obratovanjem. V članku so predstavljene analize vpliva začetne temperature okolja ob izvedbi tovrstnih mostov na njihovo napetostno in deformacijsko stanje v času uporabe, s poudarkom na pojavu nateznih napetosti v betonskem delu konstrukcije. Te napetosti so z vidika trajnosti konstrukcije neželene, saj lahko povzročijo razpoke, kar vodi v povečano deformabilnost konstrukcije, hkrati pa omogočajo vdor vode ter agresivnih snovi do armature in kablov. Posledično se poveča tveganje za korozijo, zmanjšano nosilnost ter poslabšano dolgoročno obnašanje konstrukcije. Rezultati parametričnih študij kažejo, da kombinacija višje temperature med gradnjo in kasnejši temperaturni padci povzročajo povečane natezne napetosti v prekladni konstrukciji. Kljub temu da so takšni mostovi prednapeti, lahko temperaturna nihanja vodijo do razpok v armiranobetonskih elementih ter do povišanih napetosti v nosilnih kablji, kar lahko negativno vpliva na trajnost konstrukcije.

Ključne besede: mostovi, natezni trakovi, temperaturne spremembe okolja, natezne napetosti, razpoke

Summary

Stress ribbon bridges are a modern form of prestressed reinforced concrete structures, requiring precise planning and execution. Due to their structural concept, these bridges are particularly sensitive to environmental temperature effects, both during construction and throughout their service life. This article presents an analysis of the impact of initial environmental temperatures at the time of construction on the stress-strain state of such bridges during their service life. The focus is on the occurrence of tensile stresses within the concrete part of the structure, which can be problematic in terms of durability. Such stresses can lead to the formation of cracks, resulting in increased structural deformability and enabling the ingress of water and aggressive substances to the reinforcement and prestressing tendons. As a result, the risk of corrosion increases, potentially reducing the load-bearing capacity and compromising the long-term performance of the structure. Results from parametric studies indicate that the combination of high temperatures during construction, followed by temperature drops in colder periods of the year, leads to increased tensile stresses in the structure. Although the bridges are prestressed, such temperature fluctuations can cause cracking in the concrete elements and elevated stress levels in the load-bearing cables, potentially compromising the long-term durability of the structure.

Key words: stress ribbon bridge, prestressing, environment thermal effects, tensile stresses, cracks

1 UVOD

Mostovi, zasnovani po tehnologiji nateznih trakov (angl. stress ribbon bridges), predstavljajo sodobno inženirsko rešitev, ki združuje estetsko dovršenost z zahtevnimi tehnološkimi pristopi pri premoščanju večjih razponov. Njihovo značilno vitko in elegantno obliko sestavlja »viseča« prednapeta armiranobetonska prekladna konstrukcija. Zaradi svoje zasnove in načina delovanja so ti mostovi konstrukcijsko učinkoviti, z minimalnimi zahtevami glede vzdrževanja, vendar pa njihova izvedba zahteva podrobno razumevanje obnašanja prednapetih konstrukcij ter natančna načrtovanje in izvedbo.

Takšni mostovi so najpogostejše namenjeni pešcem in kolesarjem, vendar lahko ob ustrezni zasnovi prevzemajo tudi večje prometne obremenitve [Strasky, 2011]. Prekladna konstrukcija je sestavljena iz prednapete armiranobetonske plošče, nosilnih kablov in kablov za prednapenjanje, ki skupaj tvorijo t. i. natezni trak (glej sliko 1).



Slika 1. Most čez reko Krko, zgrajen po tehnologiji nateznih trakov [Freyssinet, 2023]

Gradnja nateznih trakov poteka v več zaporednih in medsebojno povezanih fazah, pri čemer se konstrukcijski sistem in način prenosa obtežb med fazami spreminjata ([Weingerl s sodelavci, 2023], [Likar s sodelavci, 2023]). Po montaži prefabriciranih segmentov na prednapete nosilne kable se konstrukcija monolitizira in prednapne, kar zagotavlja zaščito armature in kablov pred vplivi okolja, kot je npr. soljenje v zimskem času. Prednapetje hkrati zagotavlja potrebno togost konstrukcije, ki je ključna za njen ustrezen dinamični odziv [Weingerl s sodelavci, 2023].

Natezni trakovi prenašajo lastno težo, stalne in spremenljive vplive skoraj izključno z nateznimi silami, kar omogoča uporabo vitkih prečnih prereзов glede na razpon konstrukcije. Posledično delujejo ti mostovi izjemno lahkotno, a hkrati zahtevajo robustno podporno konstrukcijo. Zaradi velikih nateznih sil v prekladni konstrukciji, ki so posledica lastne teže, monolitizacije, prednapenjanja in prometnih obremenitev, morajo biti krajni oporniki masivni in so pogosto globoko temeljeni in zasidrani v teren z geotehničnimi sidri [Strasky, 2011], [Redfield in Strasky, 1990], [Weingerl s sodelavci, 2023].

Pregled literature ([Strasky, 2011], [Čas s sodelavci, 2020]) kaže, da so tovrstne konstrukcije občutljive na temperaturne vpli-

ve, zlasti na ohlajanje v zimskih mesecih, ki povzroča krčenje prekladne konstrukcije. Za ustrezno vključitev temperaturnih vplivov v računske modele je ključna ocena začetne temperature konstrukcije ob gradnji (T_0), ki pa v fazi projektiranja pogosto ni znana. Zato se, skladno s priporočili standarda Evrokod [SIST EN 1991-1-5, 2004], običajno privzame vrednost $T_0 = 10^\circ\text{C}$. Ker se gradnja prekladne konstrukcije običajno izvede v kratkem časovnem obdobju, kot je bilo npr. pri mostu v Irči vasi ([Weingerl s sodelavci, 2023], [Likar s sodelavci, 2023]), je mogoče začetno temperaturo T_0 oceniti precej natančno, če sta znana lokacija in čas gradnje.

V tem prispevku predstavljamo parametrične analize, izvedene na primeru že zgrajenega mostu čez reko Sacramento [Redfield in Strasky, 1990], ki smo ga hipotetično umestili v slovensko okolje, in sicer v naselje Soča v občini Bovec. Z analizo želimo raziskati, kako začetna temperatura T_0 vpliva na napetostno in deformacijsko stanje konstrukcije v fazi uporabe. Poseben poudarek je namenjen pojavu nateznih napetosti v betonskem delu konstrukcije, saj te predstavljajo ključen dejavnik tveganja za nastanek razpok in posledično zmanjšano trajnost konstrukcije. Cilj analiz je prispevati k boljšemu razumevanju in optimizaciji projektiranja mostov, grajenih po tej tehnologiji.

2 PREDSTAVITEV OBRAVNAVANEGA MOSTU, GRAJENEGA PO TEHNOLOGIJI NATEZNEGA TRAKU

Obravnani most čez reko Sacramento je prikazan na sliki 2. V tem prispevku so privzete vse dimenzije omenjenega, že zgrajenega mostu, torej njegov razpon, oblika prečnih prereзов, število nosilnih kablov in kablov za prednapenjanje ter sila prednapetja, ciljni poves ob koncu gradnje ter materialne karakteristike vseh uporabljenih materialov.

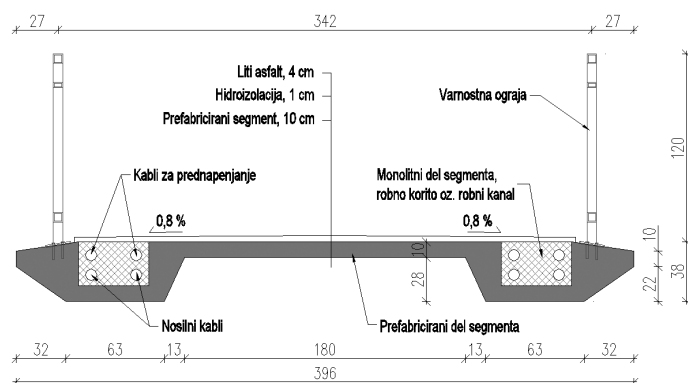


Slika 2. Prikaz obravnavanega mostu Sacramento River Pedestrian Bridge [Structurae, 2025]

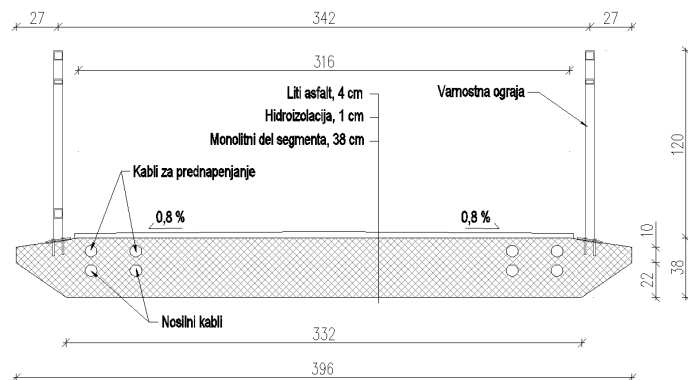
Svetli razpon mostne konstrukcije med krajnima opornikoma znaša 127,4 metra, skupna dolžina mostu pa je 137,42 metra. Uporabna širina med ograjama je 3,42 metra, medtem ko skupna širina prekladne konstrukcije znaša 3,96 metra. Največja višina prekladne konstrukcije znaša 0,38 metra, ta ima izveden tudi obojestranski prečni naklon 0,8 %. Ograja je visoka 1,20 metra.

Celotno prekladno konstrukcijo sestavlja 40 enakih, delno prefabriciranih in naknadno monolitiziranih segmentov dolžine 3,05 metra. Njihov prečni prerez je zasnovan tako, da vključuje dva robna vzdolžna kanala za namestitve kablov (glej sliko 3). V robnih območjih v bližini podpor, kjer so pričakovane večje upogibne obremenitve, sta izvedeni dve monolitni območji prekladne konstrukcije. V prečnem prerezu je nameščenih osem kablov – štirje nosilni in štirje za prednapenjanje. Nosilni kabli so sestavljeni iz 28 jeklenih vrvi premera 12,7 mm, medtem ko kabli za prednapenjanje vključujejo 31 vrvi enakega premera.

Karakteristična prečna prereza prekladne konstrukcije, in sicer v osrednjem delu razpona ter monolitnega dela ob podporah mostu, sta prikazana na slikah 3 in 4.



Slika 3. Karakteristični prečni prerez delno prefabriciranih, naknadno monolitiziranih segmentov prekladne konstrukcije mostu



Slika 4. Prečni prerez monolitnega dela prekladne konstrukcije

Na podlagi razpoložljivih podatkov o tlačnih trdnostih vgrajenih betonov [Redfield in Strasky, 1990] smo v opravljenih analizah predpostavili, da so prefabricirani segmenti prekladne konstrukcije izvedeni iz betona razreda C40/50, medtem ko je bil monolitni del izveden z betonom višjega trdnostnega razreda C50/60, skladno s standardom Evrokod [SIST EN 1992-1-1, 2004]. Za jeklo za armiranje smo upoštevali jeklo kakovosti B 500B, ki je v tovrstnih konstrukcijah običajno uporabljeno. Ker Redfield in Strasky [Redfield in Strasky, 1990] ne navajata

natančnih podatkov o mehanskih lastnostih nosilnih in prednapetih kablov, smo v izračunih uporabili standardno jeklo za prednapenjanje kakovosti Y 1860 S7-16,0-A, z nizko stopnjo relaksacije.

3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

Pri določanju obtežb in kombinacij obtežb za analizirano konstrukcijo nateznega traku smo izhajali iz veljavne zakonodaje Republike Slovenije ter sistema standardov Evrokod ([SIST EN 1990, 2004], [SIST EN 1991-1-3, 2004], [SIST EN 1991-1-4, 2004], [SIST EN 1991-1-5, 2004], [SIST EN 1991-2, 2004], [SIST EN 1992-1-1, 2004], [SIST EN 1992-2, 2005], skupaj z ustreznimi nacionalnimi dodatki ([SIST EN 1990:A101, 2006], [SIST EN 1991-1-3:A101, 2015], [SIST EN 1991-1-4:A101, 2010], [SIST EN 1991-1-5:A101, 2010])). Na ta način smo zagotovili, da je kontrola mehanske odpornosti in stabilnosti konstrukcije skladna z domačimi predpisi in zahtevami. V analizi so bile upoštevane vse bistvene obtežbe, in sicer:

- (i) lastna teža konstrukcije (nosilni kabli ter kabli za prednapenjanje, prefabriciran del nateznega traku, monolitni del nateznega traku)
- (ii) stalna obtežba (zaključni sloj, hidroizolacija, varnostna ograja)
- (iii) vpliv snega (občina Bovec, cona A4, nadmorska višina 448 m)
- (iv) vpliv vetra (cona 1, osnovna hitrost vetra 20 m/s)
- (v) prometna obtežba (enakomerno porazdeljena vertikalna obtežba, servisno vozilo, horizontalna prometna obtežba)
- (vi) reološki vplivi (krčenje in lezenje betona, RH = 70 %, temperatura vgrajene sveže betonske mešanice 20 °C)

Vsi zgoraj obravnavani vplivi so bili podrobno analizirani v magistrski nalogi Kogovškove [Kogovšek, 2024], zato so v tem prispevku predstavljeni zgolj v strnjeni obliki. Dinamični vplivi, vključno s potresno obtežbo, v okviru te študije niso bili obravnavani. V nadaljevanju je še posebej izpostavljena in natančneje predstavljena določitev toplotnih vplivov, saj je osrednji namen članka prikaz teh vplivov na napetostno in deformacijsko stanje obravnavane konstrukcije.

3.1 Toplotni vplivi

Toplotni vplivi so bili določeni na podlagi standarda SIST EN 1991-1-5 [SIST EN 1991-1-5, 2004] ter pripadajočega nacionalnega dodatka [SIST EN 1991-1-5:A101, 2009]. Zaradi značilne konstrukcijske zasnove nateznih trakov, pri katerih se zaradi nizke upogibne togosti zunanje obtežbe prenašajo predvsem preko osnih obremenitev trakov oziroma kablov, smo upoštevali le enakomerne temperaturne spremembe v prekladni konstrukciji, neenakomerne temperaturne spremembe po višini prekladne konstrukcije, ki jih predhodno omenjeni standard in pripadajoči nacionalni dodatek prav tako obravnavata, pa smo zanemarili. V nadaljevanju so predstavljeni ključni parametri, povezani s toplotnimi vplivi okolja, ki so bili upoštevani v analizi. Preglednica 1 prikazuje strnjen prikaz teh podatkov, ki so bili uporabljeni kot osnova za določitev temperaturnih obtežb prekladne konstrukcije ter izvedenih nadaljnjih parametričnih študij.

$T_0 = 0\text{ °C do } 35\text{ °C}$	predpostavljena začetna temperatura okolja oz. temperatura, pri kateri poteka gradnja
$T_{\max,100} = 39,2\text{ °C}$	ocenjena najvišja temperatura ozračja v senci, s povratno dobo 100 let
$T_{\min,100} = -16,9\text{ °C}$	ocenjena najnižja temperatura ozračja v senci, s povratno dobo 100 let
$T_{e,\max} = T_{\max,100} + 2\text{ °C} = 41,2\text{ °C}$	ocenjena najvišja temperatura mostne konstrukcije
$T_{e,\min} = T_{\min,100} + 8\text{ °C} = -8,9\text{ °C}$	ocenjena najnižja temperatura mostne konstrukcije
$\Delta T_{N,\exp} = T_{e,\max} - T_0 = 6,2\text{ °C do } 41,2\text{ °C}$	enakomerni del temperature spremembe, raztezanje – npr. segrevanje v poletnem obdobju
$\Delta T_{N,\text{con}} = T_{e,\min} - T_0 = -43,9\text{ °C do } -8,9\text{ °C}$	enakomerni del temperature spremembe, krčenje – npr. ohlajanje v zimskem obdobju

Preglednica 1. Uporabljeni parametri toplotnih vplivov okolja

3.2 Kombinacije vplivov

Pri predstavitvi kombinacij vplivov se osredotočamo predvsem na tiste, ki so v nadaljevanju ključne za preverjanje izbranih mejnih stanj. Ena ključnih zahtev v okviru mejnih stanj uporabnosti (MSU), ki ji je pri mostovih, grajenih po tehnologiji natezних trakov, nujno zadostiti, je zagotovitev nerazpokanosti betonskih prečnih prereзов prekladne konstrukcije [SIST EN 1992-2, 2004]. Ta pogoj je še posebej pomemben pri prednapetih konstrukcijah, saj neposredno vpliva na trajnost, togost in dolgoročno obnašanje mostu. V okviru računske obravnave lahko ločimo dve značilni napetostno-deformacijski stanji prečnega prereza, in sicer: (i) prečni prerez nateznega traku je v celoti tlačен in (ii) v prečnem prerezu nateznega traku so poleg tlačnih napetosti prisotne tudi natezne napetosti, ki pa ne presežejo natezne trdnosti vgrajenih betonov. Osrednji namen prispevka je prav analiza pojava teh natezних napetosti v betonskem delu prekladne konstrukcije. V skladu s standardom SIST EN 1992-2 [SIST EN 1992-2, 2004] je pri prednapetih konstrukcijah treba preveriti, da natezne napetosti v betonu pri pogosti kombinaciji vplivov ne presegajo dopustnih vrednosti (natezne trdnosti vgrajenih betonov). Običajno investitorji zahtevajo strožje kriterije, zato smo ta pogoj preverili pri karakteristični kombinaciji vplivov. Poleg betonskega dela konstrukcije smo analizirali tudi natezne napetosti v nosilnih kablji in kablji za prednapenjanje, pri čemer te, v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1 [SIST EN 1992-1-1, 2004], ne smejo preseči $0,75 f_{pk}$, ravno tako pri karakteristični obtežni kombinaciji. Na podlagi navedenega smo za karakteristično kombinacijo vplivov izvedli devet različnih kombinacij obtežb, ki so podrobno obravnavane v magistrski nalogi [Kogovšek, 2024]. V tem prispevku pa izpostavimo samo kombinacijo z oznako K1, ki se je izkazala kot najbolj merodajna.

$$K1: \sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + " Q_{k,1} " + " \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + " gr_1 " + " 0,6 \cdot \Delta T_{N,\text{con}}, \quad (1)$$

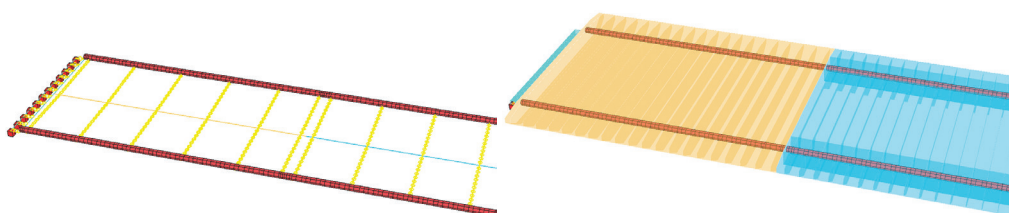
Kombinacija K1 vključuje karakteristične vrednosti lastne in stalne obtežbe, prednapetja, prevladujočo spremenljivo obtežbo – prometna obtežba skupine gr_1 (enakomerna porazdeljena prometna obtežba q_{fk} in točkovne horizontalne sile Q_{fk}) ter spremljajoči spremenljivi vpliv – ohlajanje konstrukcije zaradi padca temperature. Skladno s standardom SIST EN 1990 [SIST EN 1990, 2004] smo ta spremenljivi vpliv vključili v kombinacijo z ustreznim kombinacijskim faktorjem $\psi_0 = 0,6$.

Na tem mestu velja poudariti, da so bile v okviru magistrske naloge [Kogovšek, 2024] izvedene tudi ustrezne kombinacije obtežb za preverjanje mejnih stanj nosilnosti ter druge kontrole v okviru mejnih stanj uporabnosti, kot je na primer omejevanje tlačnih napetosti v betonu. Ker te kontrole niso predmet obravnave tega prispevka, pripadajoče kombinacije obtežb tudi niso prikazane.

4 RAČUNSKI MODEL

Za potrebe numerične analize konstrukcije je bil izdelan prostorski računski model v programskem okolju SOFiSTiK 2023 [SOFiSTiK, 2023]. Model je zasnovan z uporabo linijskih končnih elementov, pri čemer so bile podpore nateznega traku modelirane kot toge. Izvedena je bila nelinearna analiza po teoriji tretjega reda, ki omogoča geometrijsko natančno obravnavo konstrukcije z iterativnim iskanjem ravnotežja na deformirani geometriji. Tak pristop je pri konstrukcijah natezних trakov nujen, saj se zaradi majhne upogibne togosti pojavljajo znatni vertikalni pomiki, ki pomembno vplivajo na potek notranjih sil in napetostno stanje teh konstrukcij. Čeprav teorija tretjega reda omogoča tudi upoštevanje nelinearnega materialnega odziva, je bilo v študiji predpostavljeno linearno elastično obnašanje materialov.

Slika 5 prikazuje računski model obravnavane konstrukcije v območju podpor. Na levi strani je prikazan globalni linijski računski model brez vizualizacije pripadajočih prečnih pre-



Slika 5. Računski model konstrukcije

rezov. Rdeči linijski elementi predstavljajo kable za prednapenjanje, medtem ko nosilni kabli potekajo pod njimi in so modelirani kot kabelski elementi brez upogibne togosti, ki prevzemajo izključno osne sile. Nosilni kabli so z betonskim delom prekladne konstrukcije povezani preko prečnih vezi, ki so prikazani z rumenimi elementi. Betonski del konstrukcije je v modelu idealiziran z linijskim elementom, ki poteka skozi težiščno os prečnega prereza. Na desni strani slike je prikazan model z upoštevanjem geometrije prečnih prerezov. Različne barve betonskega dela označujejo posamezne segmente. Svetlo modri del predstavlja prefabricirane elemente, medtem ko oranžno obarvano območje predstavlja monolitno izvedeni segment prekladne konstrukcije.

Modeliranje konstrukcij, izvedenih po tehnologiji nateznih trakov, zahteva upoštevanje postopnosti gradnje in specifičnega prenosa obtežb. Zato je numerični model zasnovan tako, da omogoča aktivacijo posameznih konstrukcijskih elementov v različnih gradbenih fazah, pri čemer se lahko njihove mehanske lastnosti, zlasti togost, spreminjajo glede na fazo gradnje. Zaporedje gradbenih faz je bilo simulirano z uporabo modula CSM (Construction Stage Manager), pri čemer so bili v vsaki fazi upoštevani reološki vplivi, kot sta lezenje in krčenje betona. Okoljski pogoji so bili definirani kot zmerno vlažni, z relativno zračno vlago $RH = 70\%$.

Na podlagi preliminarne analize, izvedene z uporabo modela, predstavljenega v [Klemenčič, 2018], so bile določene potrebne začetne napenjalne sile v nosilnih kablji, ki ob upoštevanju geometrijskih in materialnih lastnosti konstrukcije ter izbrane sile prednapetja v kablji za prednapenjanje zagotavljajo ciljni povos konstrukcije po zaključku gradnje. Izračunana sila napenjanja posameznega nosilnega kabla tako znaša 4450 kN. Skupna sila prednapetja $P_{m,0,pt}$ je bila izbrana na osnovi podatkov iz izvedbe mostu za pešce čez reko Sacramento [Redfield in Strasky, 1990] in znaša 17,100 kN, na podlagi katere so napetosti v kablji za prednapetje enake 58 % karakteristične natezne trdnosti uporabljenega jekla.

V začetni fazi gradnje, ko prefabricirani armiranobetonski segmenti še niso nameščeni, nosilno funkcijo prevzemajo izključno

nosilni kabli. Zato je v uporabljenem programskem okolju togost armiranobetonskih elementov, tako prefabriciranih kot monolitnih, v začetnih fazah gradnje ustrezno zmanjšana. Dodajmo tudi, da so bile lastne teže nosilnih kablov in betonskih elementov v numeričnem modelu podane ročno, da je bilo mogoče zagotoviti natančen prenos obtežb v posameznih gradbenih fazah.

5 REZULTATI IN DISKUSIJA

5.1 Vpliv začetne temperature okolja na odziv mostne konstrukcije

Glavni namen prispevka je analiza vpliva temperature okolja na konstrukcijsko obnašanje mostov, zgrajenih po tehnologiji nateznih trakov. Posebna pozornost je namenjena temperaturnim razmeram med gradnjo, saj te pomembno vplivajo na napetostno-deformacijsko stanje prekladne konstrukcije. Analiza je bila izvedena za začetne temperature okolja med $0\text{ }^{\circ}\text{C}$ in $35\text{ }^{\circ}\text{C}$, v korakih po $5\text{ }^{\circ}\text{C}$, kar omogoča vpogled v vpliv gradnje pri različnih letnih časih na odziv konstrukcije. V vseh primerih je bil uporabljen razvit računski model, pri čemer je bila edina spremenljivka začetna temperatura okolja T_0 .

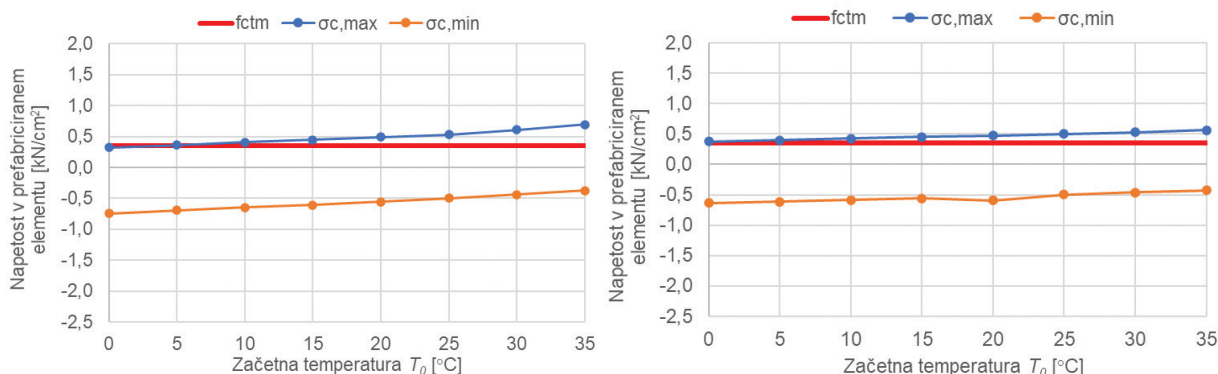
V preglednici 2 prikazujemo rezultate izvedenih računskih analiz za karakteristično obtežno kombinacijo K1, obravnavano v okviru mejnih stanj uporabnosti. Prikazane so največje napetosti v nosilnih kablji, kablji za prednapenjanje ter v betonskem delu konstrukcije, v odvisnosti od začetne temperature okolja T_0 . V preglednici so s sivo barvo označeni tisti rezultati, kjer so presežene s standardi ([SIST EN 1992-1-1, 2004], [SIST EN 1992-2, 2004]) predpisane omejitve napetosti v betonu ali kablji nateznega traku. V primeru betonskega dela konstrukcije je bila izvedena kontrola nateznih napetosti v betonu glede na njegovo natezno trdnost – za prefabricirane elemente je bila uporabljena vrednost $f_{ctm} = 0,35\text{ kN/cm}^2$ (C40/50), za monolitne segmente pa $f_{ctm} = 0,41\text{ kN/cm}^2$ (C50/60). Za nosilne in prednapete kable pa velja, da natezne napetosti ne smejo prekoračiti $0,75 \cdot f_{pk} = 139,5\text{ kN/cm}^2$.

Začetna temperatura T_0 [$^{\circ}\text{C}$]	Napetost v nosilnih kablji [kN/cm^2]	Napetost v kablji za prednapenjanje [kN/cm^2]	Napetosti v betonu [kN/cm^2]					
			Prefabricirani element				Monolitni segment	
			sredina - zgoraj	sredina - spodaj	rob - zgoraj	rob - spodaj	zgoraj	spodaj
0	134,74	107,34	0,32	0,38	-0,02	0,95	0,15	1,20
5	135,89	107,53	0,36	0,40	0,06	0,98	0,18	1,22
10	137,06	107,73	0,41	0,43	0,10	1,01	0,22	1,24
15	138,26	107,93	0,45	0,45	0,14	1,04	0,26	1,26
20	139,47	108,14	0,49	0,48	0,18	1,08	0,31	1,28
25	140,71	108,35	0,53	0,50	0,23	1,11	0,35	1,30
30	141,97	108,57	0,58	0,53	0,27	1,15	0,39	1,32
35	143,27	108,80	0,62	0,56	0,30	1,18	0,43	1,34

Preglednica 2. Največje napetosti v elementih nateznega traku v odvisnosti od začetne temperature okolja pri karakteristični kombinaciji vplivov K1

Iz analize robnih napetosti (zgornji in spodnji rob) v prefabriciranih elementih na sredini razpona nateznega traku (glej sliko 6) je razvidno, da se z višanjem začetne temperature okolja povečujejo robne natezne napetosti v betonih, kar je za konstrukcijo neugodno. Beton ima namreč nizko natezno trdnost, zato lahko ob prekoračitvi te pride do pojava razpok. Te zmanjšajo togost konstrukcije, povečajo deformabilnost in omogočajo vdor vode ter agresivnih snovi do armature in kablov,

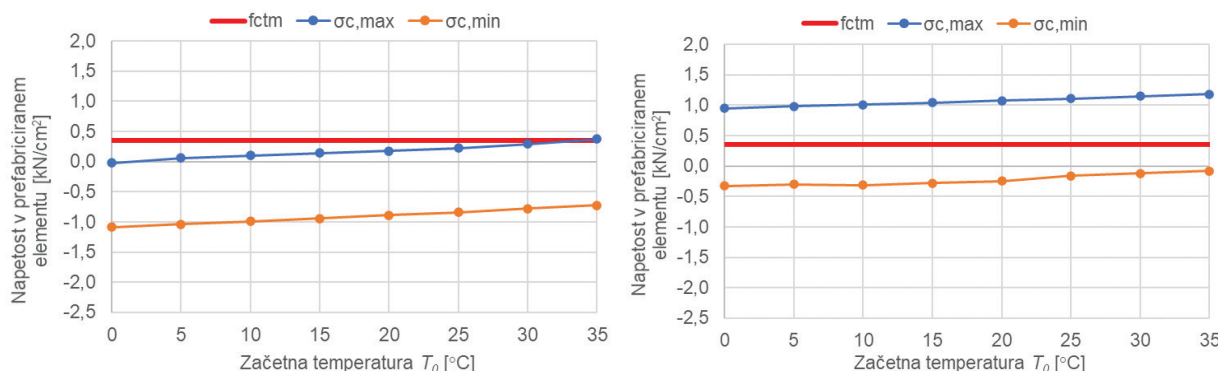
marna računska analiza nateznega traku izvedena pri drugačnih temperaturni obtežbi ($T_0 = 21\text{ °C}$, $\Delta T_{N,exp} = +22\text{ °C}$, $\Delta T_{N,con} = -22\text{ °C}$). Hkrati je bila ob ekstremnem padcu temperature predpisana omejitev prometne obtežbe. Glede na to je razumljivo, da v analizah, izvedenih za namen tega prispevka, pride do prekoračitve natezних trdnosti vgrajenih betonov, saj smo upoštevali strožje kriterije in obtežbe, ki jih podajajo sodobnejši standardi Evrokod.



Slika 6. Vpliv začetne temperature okolja T_0 na napetosti na zgornjem (levo) in spodnjem robu (desno) sredinskega prefabriciranega elementa v MSU

kar lahko povzroči korozijo in zmanjša nosilnost, v skrajnih primerih tudi porušitev konstrukcije. Razpoke negativno vplivajo tudi na videz konstrukcije in povzročajo skrb uporabnikov. Sanacija je zahtevna in draga, zato je še toliko bolj pomembno, da z ustrezno izvedbo preprečimo nastanek razpok v uporabni dobi konstrukcije. Naši izračuni kažejo, da so natezne napetosti prekoračene na posebej neugodni lokaciji, in sicer na pohodni (zgornji) strani prekladne konstrukcije, kar omogoča neposreden vdor vode do armature in kablov. Iz analiz je sicer razvidno, da je gradnja pri nižjih tempera-

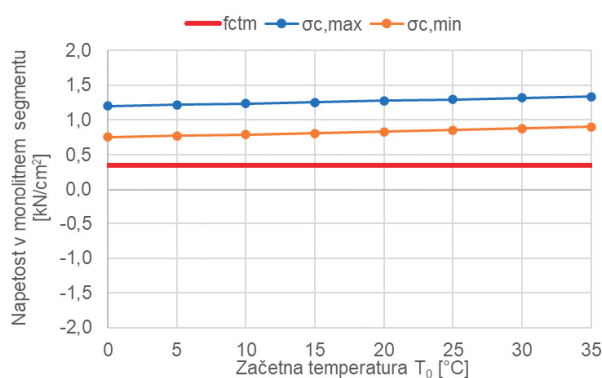
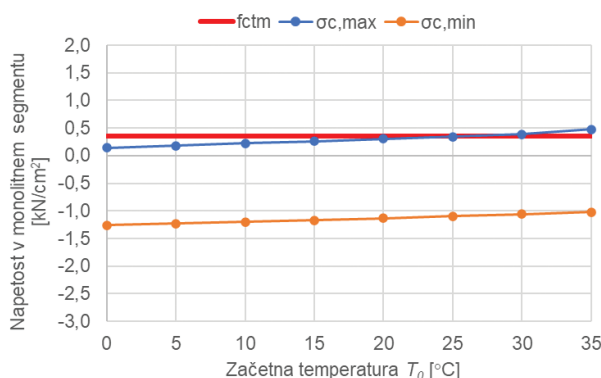
Z višanjem začetne temperature okolja se povečujejo robne natezne napetosti tudi v robnih prefabriciranih elementih (slika 7) ter monolitnih segmentih prekladne konstrukcije (slika 8). Ugotavljamo, da so natezne napetosti praviloma prekoračene le na spodnjem robu prekladne konstrukcije, kar ni tako neugodno kot v primeru razpok na pohodni strani konstrukcije, predstavljenem predhodno. Prekoračitve natezних napetosti na tej lokaciji se praviloma omilijo oziroma odpravijo z vgradnjo dodatne armature, ki omejuje širino razpok in s tem zmanjšuje njihov negativni vpliv na konstrukcijo.



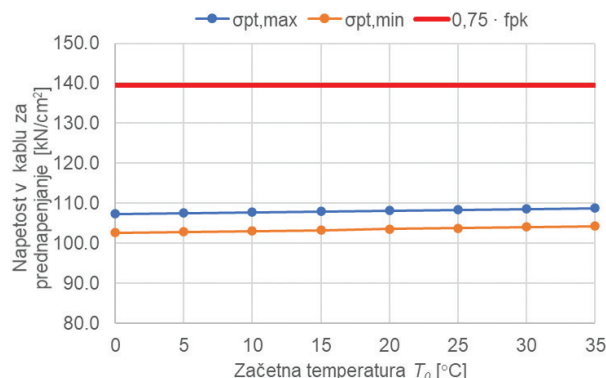
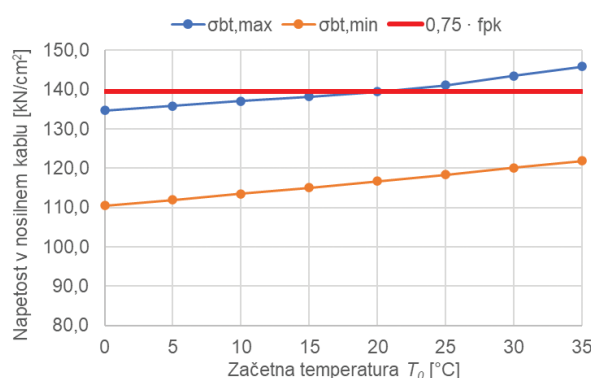
Slika 7. Vpliv začetne temperature okolja T_0 na napetosti na zgornjem (levo) in spodnjem robu (desno) robnega prefabriciranega elementa v MSU

turah (10 °C ali manj) ugodnejša, saj vodi v manjše natezne napetosti. Vendar to ni zadosten ukrep, saj so napetosti prekoračene že pri začetni temperaturi 0 °C. Na tem mestu je treba dodati, da je bil Sacramento River Pedestrian Bridge je zasnovan v skladu z ameriškimi standardi, ki so veljali v devetdesetih letih prejšnjega stoletja, pri čemer je bila pri-

Velja tudi, da zviševanje začetne temperature okolja povzroča povečanje napetosti tako v nosilnih kablji kot v kablji za prednapenjanje (slika 9). Pri kablji za prednapenjanje zviševanje začetne temperature povzroči le manjše povečanje napetosti, medtem ko napetosti v nosilnih kablji pri temperaturi, višji od 25 °C, prekoračijo dovoljeni nivo natezних napetosti $0,75 \cdot f_{pk}$.



Slika 8. Vpliv začetne temperature okolja T_0 na napetosti na zgornjem (levo) in spodnjem robu (desno) monolitnega segmenta prekladne konstrukcije v MSU



Slika 9. Vpliv začetne temperature okolja T_0 na napetosti v nosilnih kablju (levo) in kablju za prednapenjanje (desno) v MSU

5.2 Povečanje sile prednapetja

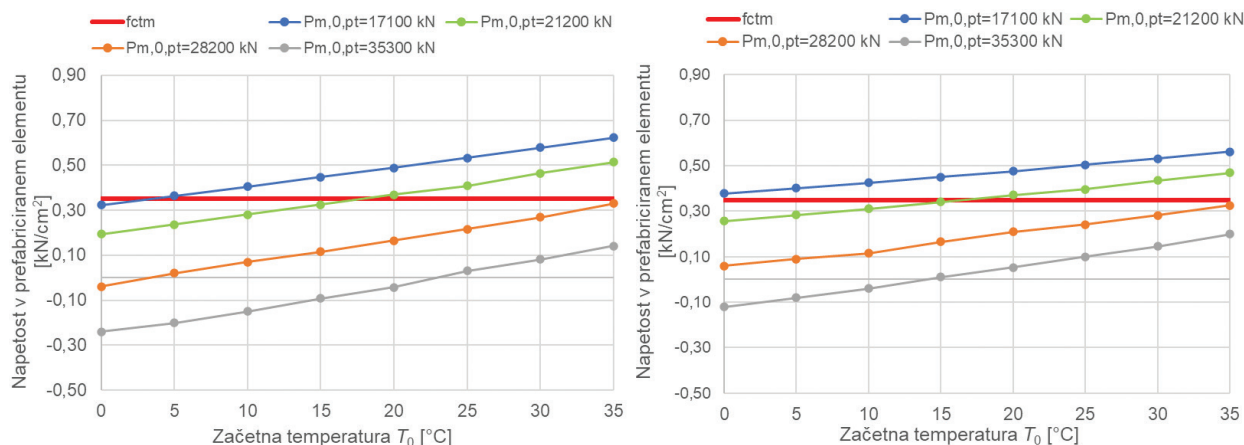
Ker so bile v analizah iz poglavja 5.1 ugotovljene prekoračitve nateznih napetosti v betonu, je razumljiv in učinkovit ukrep za izboljšanje napetostno-deformacijskega stanja povečanje sile prednapetja. S tem v konstrukcijo vnesemo večjo tlačno silo, kar zmanjša natezne napetosti v betonskem prerezu. Računske analize smo ponovno izvedli za osem različnih začetnih temperatur okolja, od 0 °C do 35 °C, pri čemer smo se osredotočili na kombinacijo vplivov K1 v MSU, predstavljeno v podpoglavju 3.2. Izhodiščni (osnovni) model mostu vključuje štiri kable za prednapenjanje, napete z začetno silo $P_{m,0,pt} = 17100$ kN. V dodatnih analizah smo upoštevali še tri večje vrednosti sile prednapetja, kot je prikazano v preglednici 3. Sorazmerno s

povečanjem sile smo ustrezno povečali tudi število vrvi v kablju oziroma skupni prečni prerez kablov, pri čemer smo v kablju ohranili enako začetno napetost kot v izhodiščnem računskem modelu.

Na sliki 10 je prikazan potek največjih napetosti v prefabriciranem elementu na sredini razpona, na zgornjem in spodnjem robu prečnega prereza nateznega traku, v odvisnosti od začetne temperature in sile prednapetja. Če začetno silo prednapetja povečamo na 21200 kN, se izkaže, da natezne napetosti niso prekoračene le do začetne temperature $T_0 = 15$ °C. To pomeni, da je pri takšnem nivoju prednapetja gradnja priporočljiva v hladnejših obdobjih leta, torej zgodaj spomladi, jeseni ali pozimi. Za zagotovitev, da natezne napetosti pri vseh začetnih temperaturah ne presežejo natezne trdnosti betona, je potrebna sila prednapetja v vrednosti 28200 kN, kar predstavlja kar 65 % povišanje glede na osnovno silo prednapetja. V primeru sile prednapetja v velikosti 35300 kN, kar predstavlja več kot 100% povečanje glede na osnovni primer, je prerez do začetne temperature okvirno $T_0 = 20$ °C v celoti tlaččen. Nad to temperaturo se začnejo pojavljati natezne napetosti, ki pa so manjše od natezne trdnosti betona. Popolnoma tlačnega prereza pri gradnji v toplejšem delu leta torej ni mogoče doseči kljub znatnemu povečanju sile prednapetja. Poleg tega je z vidika tehnologije izvedbe vnos tako visokih sil prednapetja v betonski prerez omejen, predvsem zaradi konstrukcijskih, tehnoloških omejitev glede števila kablov ali števila vgrajenih vrvi v prednapetih kablju in zmožljivosti napenjalne opreme [Likar s sodelavci, 2023].

Začetna sila prednapetja $P_{m,0,pt}$ [kN]	Število kablov	Število vrvi v kablju	Skupna površina kablov A_{spt} [cm²]
17100	4	31	157,5
21200	4	36	182,9
28200	4	48	234,8
35300	4	60	304,8

Preglednica 3. Velikosti začetnih sil prednapetja $P_{m,0,pt}$ in skupne površine kablov A_{spt}

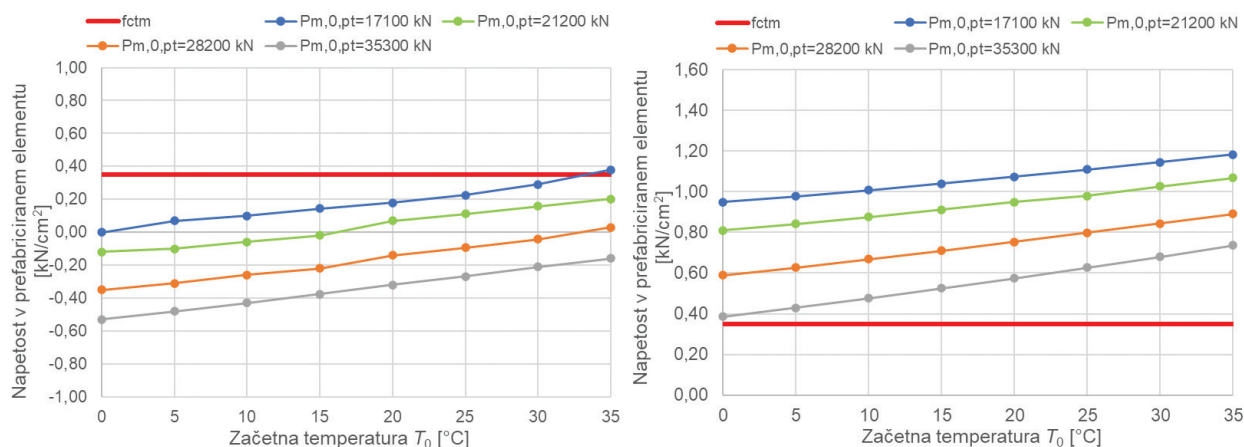


Slika 10. Vpliv začetne temperature okolja T_0 ter sile prednapetja na napetosti na zgornjem (levo) in spodnjem robu (desno) sredinskega prefabriciranega elementa v MSU

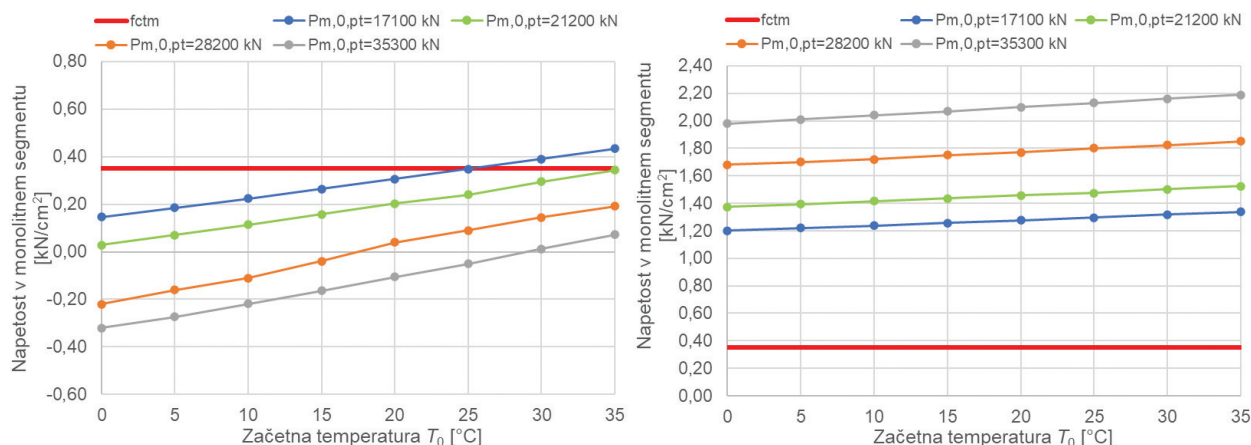
Vpliv povečanja sile prednapetja na potek največjih napetosti na zgornjem in spodnjem robu robnega prefabriciranega elementa v odvisnosti od začetne temperature T_0 je prikazan na sliki 11. Razvidno je, da povečanje sile prednapetja nima bistvenega vpliva na natezne napetosti na zgornjem robu prečnega prereza (slika 11, levo), saj so te že v osnovnem primeru (17100 kN), za vse analizirane začetne temperature T_0 nižje od natezne trdnosti vgrajenih betonov. Velja sicer, da se z večanjem sile prednapetja zmanjšujejo natezne napetosti na zgornjem robu robnega prefabriciranega elementa in pri določenih začetnih temperaturah T_0 celo preidejo v tlačne. Na spodnjem robu zasledimo podoben razvoj napetosti, saj povečanje sile prednapetja prispeva k zmanjšanju nateznih napetosti, vendar te, tudi pri največji sili prednapetja, ki znaša 35300 kN, presegajo natezno trdnost betonov.

Potek največjih napetosti na zgornjem in spodnjem robu monolitnega segmenta v odvisnosti od sile prednapetja in začetne temperature okolja je prikazan na sliki 12. Ugotovitve so primerljive s tistimi za robni prefabricirani ele-

ment (glej tudi sliko 11). Povečanje sile prednapetja torej nima bistvenega vpliva na natezne napetosti na zgornjem robu prečnega prereza nateznega traku, saj so te, z izjemo primera pri $T_0 = 35^\circ\text{C}$, že pri osnovni sili prednapetja nižje od natezne trdnosti betona. Na spodnjem robu so natezne napetosti prekoračene pri vseh obravnavanih nivojih prednapetja. V splošnem pa velja, da povečanje sile prednapetja (sicer v nezadostnem obsegu) prispeva k zmanjšanju nateznih napetosti na spodnjem robu monolitnega segmenta nateznega traku. Neugodne učinke prekoračenih nateznih trdnosti vgrajenih betonov, ki se lahko odražajo v obliki razpok, je torej nujno obvladovati z vgradnjo primerne količine in razporeditve armature.



Slika 11. Vpliv začetne temperature okolja T_0 ter sile prednapetja na napetosti na zgornjem (levo) in spodnjem robu (desno) krajnega prefabriciranega elementa v MSU



Slika 12. Vpliv začetne temperature okolja T_0 in sile prednapetja na napetosti na zgornjem (levo) in spodnjem robu (desno) monolitnega segmenta prekladne konstrukcije v MSU

6 ZAKLJUČEK

V prispevku smo analizirali vpliv začetne temperature okolja ob gradnji mostov, zasnovanih po tehnologiji nateznih trakov, na njihovo napetostno-deformacijsko stanje. Poseben poudarek je bil namenjen mejnim stanjem uporabnosti v povezavi s kontrolo nateznih napetosti v betonskem delu prečnih prereзов. Računsko smo obravnavali most Sacramento River Pedestrian Bridge, ki je zgrajen v ZDA. Tega smo, z njegovimi geometrijskimi in materialnimi lastnostmi, hipotetično umestili v slovensko okolje, in sicer v naselje Soča v občini Bovec. Na ta način smo omogočili oceno vplivov lokalnih temperaturnih razmer na konstrukcijsko obnašanje že zgrajenega mostu.

Analiza vpliva začetne temperature okolja na odziv mostu je pokazala, da so temperaturni pogoji med gradnjo izjemno pomembni za zagotavljanje trajnosti konstrukcije. Rezultati parametričnih študij so namreč razkrili, da višje začetne temperature ob izvedbi, v kombinaciji z ohlajanjem konstrukcije v hladnejših obdobjih leta, vodijo do povečanja nateznih napetosti v betonskih elementih nateznega traku. Posebno kritičen je bil pojav prekoračenih nateznih napetosti na zgornji pohodni površini mostu, saj lahko to privede do pojava razpok, kar omogoča neposreden vdor vode do vgrajene armature in kablov in posledičnega povečanega tveganja za razvoj korozije. Analize so potrdile, da gradnja pri nižjih temperaturah (okoli 10 °C ali manj) zmanjšuje tveganje za prekoračitve dovoljenih nateznih napetosti. Kljub navedenemu pa gradnja v obdobjih nižjih temperatur ni zadosten ukrep, saj se je izkazalo, da so natezne napetosti na pohodni površini obravnavanega nateznega traku prekoračene že pri gradnji pri temperaturi 0 °C.

Kot učinkovit ukrep za zmanjšanje nateznih napetosti se je izkazalo povečanje sile prednapetja, saj posledično povečanje tlačne sile v prečnih prerezech prispeva k izboljšanju napetostnega stanja konstrukcije. Kljub temu pa ima ta pristop svoje tehnološke in konstrukcijske omejitve, zlasti glede števila kablov ali vrvi, ki jih je treba vgraditi v

prednapete kable in zmogljivosti uporabljene napenjalne opreme. Poleg navedenega popolnoma tlačnih prečnih prereзов nateznih trakov pri gradnji v toplejšem delu leta ni mogoče zagotoviti brez znatnega povečanja sile prednapetja, kar pa v praksi pogosto ni izvedljivo.

Na podlagi izvedenih računskih analiz lahko zaključimo, da se strokovno korektna gradnja mostov po tehnologiji nateznih trakov načrtuje v hladnejših obdobjih leta, saj so tako temperaturni vplivi, ki se bodo pojavili med obratovanjem konstrukcije, ugodnejši. Na ta način se je mogoče izogniti nepotrebnim prekoračitvam nateznih trdnosti vgrajenih betonov in potrebi po dodatnem, celo pretiranem povečanju sile prednapetja, kar je tehnološko zahtevno, dražje ter časovno zamudno. Gradnja tovrstnih konstrukcij, ki poteka v hladnejših mesecih, omogoča optimalnejšo zasnovo konstrukcij ter prispeva k njihovi večji trajnosti kot tudi zanesljivosti.

Prispevek potrjuje, da je natančna ocena začetne temperature okolja ter ustreznost vključitev toplotnih vplivov v računske modele bistvena za varno in trajno zasnovo mostov, grajenih po tehnologiji nateznih trakov.

7 ZAHVALA

Raziskovalni program »Mehanika konstrukcij št. (P2-0260) je sofinancirala Javna agencija za raziskovalno dejavnost Republike Slovenije iz državnega proračuna.

8 LITERATURA

Čas, B., Pulko, B., Pečenko, R., Češarek, P., Klemenčič, D., Logar, J., Načrt gradbenih konstrukcij: Kolesarski most 5-03 čez Krko: faza PZI, revizijsko poročilo. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, 2020

Freyssinet, <https://www.freyssinet.com/wp-content/uploads/2023/05/Slovenia-Project-Footbridge.png>, Freyssinet Adria, 18.8.2025.

Kogovšek, E., Analiza toplotnih vplivov okolja na mostove grajene po tehnologiji nateznih trakov, Magistrska naloga, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, 2024

Klemenčič, D., Projektiranje mostu z nosilnim sistemom nateznega traku preko Savinje pri Mozirju, Magistrska naloga, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, 2018.

Likar, I., Malnar, D., Maraž, M., Izvedba brvi za kolesarje in pešce čez Krko v Irči vasi. Zborovanje gradbenih konstruktorjev, Slovensko društvo gradbenih konstruktorjev, 26-27.10.2023, 61-72, 2023.

Redfield, C., Strasky, J., Sacramento River Pedestrian Bridge, USA, Structural Engineering International, (4), 19-21, 1990.

SIST EN 1990, Evrokod – Osnove projektiranja, Evropski komite za standardizacijo CEN, 2004.

SIST EN 1990:A101, Evrokod – Osnove projektiranja – Nacionalni dodatek, Evropski komite za standardizacijo CEN, 2006.

SIST EN 1991-1-3, Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega, Evropski komite za standardizacijo CEN, 2004.

SIST EN 1991-1-3:A101, Evrokod 1 – Vplivi na konstrukcije – 1-3. Del: Splošni vplivi – Obtežba snega – Nacionalni dodatek, Evropski komite za standardizacijo CEN, 2015.

SIST EN 1991-1-4, Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Vplivi vetra, Evropski komite za standardizacijo CEN, 2004.

SIST EN 1991-1-4:A101, Evrokod 1 – Vplivi na konstrukcije – 1-4. Del: Splošni vplivi – Obtežba vetra – Nacionalni dodatek, Evropski komite za standardizacijo CEN, 2010.

SIST EN 1991-1-5, Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-5. del: Splošni vplivi – Toplotni vplivi, Evropski komite za standardizacijo CEN, 2004.

SIST EN 1991-1-5:A101, Evrokod 1 – Vplivi na konstrukcije – 1-5. Del: Splošni vplivi – Toplotni vplivi – Nacionalni dodatek, Evropski komite za standardizacijo CEN, 2009.

SIST EN 1991-2, Evrokod 1 – Osnove projektiranja in vplivi na konstrukcije – 2. Del: Prometna obtežba mostov, Evropski komite za standardizacijo CEN, 2004.

SIST EN 1992-1-1, Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe, Evropski komite za standardizacijo CEN, 2004.

SIST EN 1992-2, Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 2. del: Betonski mostovi – Projektiranje in pravila

za konstruiranje, Evropski komite za standardizacijo CEN, 2005.

SOFISTIK AG., Sofistik 2023 Software for building design, 2023

Strasky, J., Stress Ribbon and Cable-supported Pedestrian Bridges, ICE Publishing, 2011.

Structurae, <https://structurae.net/en/structures/sacramento-river-trail-pedestrian-bridge>, 19.8.2025.

Weingerl, T., Pipenbahr, M., Gotovčević, T., Filipič, A., Prvi most grajen po tehnologiji nateznega traku v Sloveniji. Gradbeni vestnik, 72, 206-216, 2023.



Neža Gošte, mag. inž. grad.

neza.goste@zag.si

Zavod za gradbeništvo Slovenije
Dimičeva ulica 12, 1000 Ljubljana



prof. dr. Tatjana Isaković, univ. dipl. inž. grad.

tatjana.isakovic@ikpir.fgg.uni-lj.si

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo
Jamova ulica 2, 1000 Ljubljana



dr. Maja Kreslin, univ. dipl. inž. grad.

maja.kreslin@zag.si

Zavod za gradbeništvo Slovenije
Dimičeva ulica 12, 1000 Ljubljana



Strokovni članek

UDK/UDC 539.415:624.012.45

OCENA STRIŽNE NOSILNOSTI PREKLADNE KONSTRUKCIJE OBSTOJEČIH KRAJŠIH ARMIRANOBETONSKIH MOSTOV

ESTIMATION OF THE SHEAR CAPACITY OF DECKS IN EXISTING SHORT REINFORCED CONCRETE BRIDGES

Povzetek

V prispevku je z različnimi modeli ocenjena strižna nosilnost prekladne konstrukcije obstoječega krajšega armiranobetonskega premostitvenega objekta. Pri zagotavljanju varnosti tovrstnih starejših mostov je prav strižna nosilnost pogosto ključnega pomena, njena določitev z obstoječimi modeli pa je praviloma zahtevnejša in manj zanesljiva kot določitev upogibne nosilnosti. Zato smo strižno nosilnost ocenili z več različnimi modeli in primerjali rezultate. Uporabili smo veljavni standard Evrokod 2 (EC2), drugo generacijo standarda Evrokod 2 (EC2*) in Pravilnik za beton in armirani beton (PBAB). Rezultati so pokazali, da različni modeli za isti most dajejo precej različne ocene strižne nosilnosti. V obravnavanem primeru se je izkazalo, da oba Evrokoda podata nižje vrednosti strižne nosilnosti kot model PBAB, ki pri oceni hkrati upošteva prispevek betona in strižne armature.

Ključne besede: strižna nosilnost, mostovi, primerjava modelov, Evrokod 2, PBAB

Summary

In the article, the shear capacity of the deck of an existing short reinforced-concrete bridge structure composed of T-girders was assessed using several different models. In ensuring the safety of such older bridges, shear capacity is often of key importance, while its determination using existing models is generally more demanding and less reliable than the determination of flexural capacity. For this reason, the shear capacity was evaluated using several different models and the results were compared. The assessment was carried out using the current Eurocode 2 standard (EC2), the new version of Eurocode 2 (EC2*) and the Code for Concrete and Reinforced Concrete (PBAB). The results showed that different models may provide significantly different estimates of shear capacity for the same bridge. In the case considered, both Eurocode approaches, yielded lower shear-capacity values than the PBAB model, which account simultaneously for the contributions of concrete and shear reinforcement in the assessment.

Key words: Shear capacity, bridges, model comparison, Eurocode 2, PBAB

1 UVOD

V Sloveniji je relativno veliko starejših krajših občinskih premostitvenih objektov, ki niso sistematično pregledovani in ustrezno vzdrževani. Zaradi postopnega propadanja vgrajenih materialov in povečevanja prometnih obtežb se vse pogostejše pojavlja vprašanje o njihovi varnosti za uporabo. Analize obstoječih mostov kažejo, da je njihova nosilnost v številnih primerih omejena predvsem s strižno odpornostjo prekladnih konstrukcij, kar potrjujejo tudi tuje raziskave s področja ocenjevanja obstoječih betonskih mostov ([Vida, 2016], [Herbrand 2015]). Pri presoji teh objektov se pogosto pokaže, da sodobni standardni postopki podajo strožje oziroma nižje ocene strižne nosilnosti kot starejši predpisi, po katerih so bili mostovi prvotno zasnovani oziroma preverjeni.

Drugačni predpisi za projektiranje mostov in drugačna prometna obtežba odpirajo vprašanje o primernosti obstoječih konstrukcij z vidika sodobnih zahtev. Uveljavitev Evrokodov je prinesla pomembne spremembe pri obravnavi strižne nosilnosti armiranobetonskih konstrukcij, zato se pri preverjanju starejših mostov pogosto odpirajo vprašanja o primernosti neposredne uporabe sodobnih pravil in o morebitni pretirani konservativnosti nekaterih standardnih pristopov pri ocenjevanju obstoječih konstrukcij. Kljub temu EC2 ostaja temeljni in referenčni okvir za projektiranje in ocenjevanje betonskih konstrukcij, zato je primerjava z drugimi modeli ključna za razumevanje njihove uporabnosti pri obstoječih mostovih ([Vida, 2016], [Herbrand, 2015], [Gošte, 2022]).

V članku je predstavljena analiza strižne nosilnosti tipične prekladne konstrukcije starejših mostov, sestavljene iz armiranobetonskih vzdolžnih nosilcev, plošče in prečnih nosilcev, ki so medsebojno monolitno povezani. Za oceno strižne nosilnosti so uporabljeni trije različni modeli. Osnovni model temelji na trenutno veljavnem standardu Evrokod 2 [SIST EN 1992-1-1: 2005]. Drugi model izhaja iz enake konceptualne zasnove, vendar uporablja določila druge generacije standarda Evrokod 2 [SIST EN 1992-1-1:2024], ki bo začel veljati predvidoma leta 2028. Glede na čas izgradnje obravnavanih mostov je bila ocena strižne nosilnosti izvedena še ob upoštevanju Pravilnika za beton in armirani beton (PBAB) [Perišić, 1995], ki je bil v uporabi pred uveljavitvijo standardov Evrokod v Sloveniji.

Osnovni namen raziskave je bila primerjava ocen strižne nosilnosti, dobljenih z navedenimi računskimi modeli. V članku smo največ pozornosti namenili naslednjima vprašanjem: 1) kakšne so razlike med oceno strižne nosilnosti armiranobetonskih nosilcev, ko upoštevamo trenutno veljavni standart Evrokod 2 (EC2), drugo generacijo standarda Evrokod 2 (EC2*) in predpis PBAB, ter 2) v kolikšni meri so posamezni modeli konservativni, kar lahko pomembno vpliva na presojo nosilnosti obstoječih mostov. Cilj raziskave tako ni bila določitev splošno najprimernejšega modela za oceno strižne nosilnosti obravnavanega tipa preklad, temveč opredelitev razlik med modeli in njihovega pomena za inženirsko ocenjevanje obstoječih konstrukcij.

V 2. poglavju so podrobneje predstavljeni uporabljeni modeli, v 3. poglavju sta opisana obravnavani most ter njegovo stanje, v 4. poglavju so prikazani rezultati analize, v zadnjem poglavju pa so podane ključne ugotovitve in zaključki raziskave.

2 MODELI ZA RAČUN STRIŽNE NOSILNOSTI

V nadaljevanju so predstavljeni modeli, ki so bili uporabljeni za izračun strižne nosilnosti. Ker se ukvarjamo z armirano-betonskimi nosilci, kjer je prispevek osne sile enak 0, smo člene, ki so povezani z vplivom osnih sil na strižno nosilnost v enačbah (1) in (10), izpustili. V tem poglavju je narejen povzetek standardov in pravilnika, ki se ukvarjajo s strižno nosilnostjo, medtem ko je celotni postopek za posamezni model dostopen v ([SIST EN 1992-1-1: 2005], [SIST EN 1992-1-1:2024] in [Perišić, 1995]).

2.1 Trenutno veljavni standard Evrokod 2 (Model EC2)

Opis modela in enačbe so povzeti po standardu SIST EN 1992-1-1: 2005 Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe (v nadaljevanju EC2). Ocena strižne nosilnosti elementov brez strižne armature $V_{Rd,c}$ je določena z enačbami (1)–(5).

$$V_{Rd,c}[N] = \max \left\{ V_{Rd,c,0} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_w \cdot d \right. \\ \left. V_{Rd,c,min} = v_{min} \cdot b_w \cdot d \right. \quad (1)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[mm]}} \leq 2,0 \quad (2)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}[mm^2]}{b_w[mm] \cdot d[mm]} \leq 0,02 \quad (3)$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot (f_{ck})^{\frac{1}{2}} \quad (4)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (5)$$

V zgornjih enačbah je k koeficient, s katerim upoštevamo vpetost razpokanega dela elementa v tlačno cono (enačba (2)), ρ_l je delež natezne armature, s katerim upoštevamo njen možni učinek (enačba (3)), f_{ck} je karakteristična tlačna trdnost betona v [MPa], s katero upoštevamo prispevek trenja med zrni agregata vzdolž razpoke, v_{min} je absolutno najmanjša vrednost strižne nosilnosti betona brez strižne armature (enačba (4)), b_w je najmanjša širina prečnega prereza v območju natezne cone v milimetrih, d statična višina prereza v milimetrih, A_{sl} je ploščina prereza natezne armature, f_{cd} je v [MPa] izražena projektna tlačna trdnost betona in $\gamma_c = 1,5$ je delni varnostni faktor za beton.

Z naraščanjem obremenitev se strižna nosilnost betona brez strižne armature postopoma zmanjšuje. Zato Evrokod 2 zahteva, da projektno prečno silo, ki preseže strižno nosilnost betona brez strižne armature, prevzamemo v celoti s strižno armaturo. S tem predpostavimo, da so izčrpani vsi mehanizmi, s katerimi beton brez strižne armature lahko prevzame prečno silo, kar predstavlja konservativen pristop.

Pri računu potrebne strižne armature in kontroli nosilnosti betonske tlačne diagonale običajno upoštevamo mehanizem nadomestnega paličja s spremenljivim naklonom tlačne diagonale. Nosilnost tlačne diagonale določimo z enačbo (6) tako za navpično kot za poševno armaturo, pri čemer je pri elementih z navpično strižno armaturo $\alpha=90^\circ$.

$$V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\cot\theta + \cot\alpha)}{(1 + \cot^2\theta)} \quad (6)$$

Strižno nosilnost navpične strižne armature določimo z enačbo (7), strižno nosilnost poševne strižne armature pa z enačbo (8). Strižno nosilnost ene poševno ukrivljene palice izračunamo z enačbo (9).

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \quad (7)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha \quad (8)$$

$$V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin\alpha \quad (9)$$

V zgornjih enačbah je A_{sw} ploščina prečnega prereza strižne armature v eni strižni ravnini, s medsebojna razdalja vertikalnih stremen oziroma poševnih palic, f_{ywd} je projektna meja elastičnosti strižne armature, α je kot med strižno armaturo in osjo nosilca, ki je pravokotna na prečno silo in θ je kot med betonsko tlačno diagonalo in vzdolžno osjo nosilca (pri tem je treba upoštevati omejitev $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$), z je ročica notranjih sil (lahko jo ocenimo kot $z=0,9 \cdot d$), v_1 je redukcijski faktor tlačne trdnosti strižno razpokanega betona.

2.2 Druga generacija standarda Evrokod 2 (Model EC2*)

Opis modela EC2* in enačbe so povzete po verziji standardu SIST EN 1992-1-1: 2024 Evrokod 2 – Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe, mostove in gradbene konstrukcije. V primerjavi z obstoječim modelom EC2 je pri EC2* strižna odpornost izražena s strižnimi napetostmi. Ocena strižne nosilnosti betona brez strižne armature je podana z:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,66}{\gamma_v} \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{ag}}{d})^{\frac{1}{3}} \geq \tau_{Rd,c,min}, \quad (10)$$

kjer je najmanjša strižna napetost:

$$\tau_{Rd,c,min} = \frac{11}{\gamma_v} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{ag}}{d}}, \quad (11)$$

V zgornjih enačbah je d_{ag} parameter, ki opisuje hrapavost v območju strižne razpoke in je odvisen od vrste betona in lastnosti agregata. Za betone s $f_{ck} \leq 60$ MPa je določen kot $16 \text{ mm} + D_{lower} \leq 40 \text{ mm}$, kjer je D_{lower} najmanjša dovoljena vrednost zgornje velikosti zrna za najbolj grobo uporabljeno frakcijo agregata. γ_v je delni varnostni faktor pri dimenzioniranju na strig. Za račun strižne odpornosti elementov brez strižne armature za dolgotrajna in začasna projektna stanja znaša $\gamma_v = 1,40$ [prEN 1992-1-1:2020 (E), Table 4.3 (NDP), str. 62]. Drugi parametri so opisani v poglavju 2.1.

Standard EC2*, tako kot trenutno veljavna verzija, zahteva, da se projektna prečna sila, ki preseže strižno nosilnost betona brez strižne armature, prevzame izključno s strižno armaturo. Strižno nosilnost navpične strižne armature določimo z enačbo (12), strižno nosilnost poševne strižne armature pa z enačbo (13). Napetost v tlačnem polju preverimo z enačbo (14), pri čemer je pri elementih z navpično strižno armaturo $\alpha=90^\circ$.

$$\tau_{Rd,sy} = \rho_w \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \quad (12)$$

$$\tau_{Rd,sy} = \rho_w \cdot f_{ywd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha_w) \cdot \sin\alpha_w \quad (13)$$

$$\sigma_{cd} = \tau_{Ed} \cdot \frac{1+\cot^2\theta}{\cot\theta+\cot\alpha_w} \leq v \cdot f_{cd} \quad (14)$$

V zgornjih enačbah je α_w kot med vzdolžno osjo nosilca in smerjo strižne armature in običajno znaša $45^\circ \leq \alpha_w < 90^\circ$, v je

redukcijski faktor tlačne trdnosti strižno razpokanega betona, njegova vrednost je predpisana po Evrokodu 2 in znaša 0,5, kar smo v našem primeru tudi upoštevali, saj nas zanimajo predvsem kombinacije stalne in prometne obtežne. V primeru kontroliranja potresnih obremenitev bi bila ta vrednost manjša. Drugi parametri so opisani v poglavju 2.1.

V poglavju 4 so zaradi primerjav z drugimi modeli tudi za EC2* prikazane strižne nosilnosti, izražene s silami, ki smo jih določili iz strižnih napetosti.

2.3 Merodajne strižne nosilnosti, določene z EC2 in EC2*

Iz predhodnih poglavij je razvidno, da modela EC2 in EC2* določata tri vrste strižne nosilnosti: strižno nosilnost betona brez strižne armature $V_{Rd,c}$, strižno nosilnost strižne armature $V_{Rd,s}$ in strižno nosilnost betonske tlačne diagonale $V_{Rd,max}$. Ko projektiramo nove konstrukcije, najprej preverimo, ali strižne obremenitve presežejo nosilnost betonske tlačne diagonale $V_{Rd,max}$. Ko se to zgodi, moramo bodisi korigirati njen naklon bodisi povečati dimenzije nosilcev.

Če nosilnost tlačne diagonale zadošča, moramo določiti še potrebno količino strižne armature. Če strižne sile ne presežejo strižne nosilnosti betona brez strižne armature $V_{Rd,c}$, je treba grede armirati z minimalno strižno armaturo. Ko pa strižne obremenitve presežejo to nosilnost, jih je treba v celoti prevzeti s strižno armaturo in pri tem strižno nosilnost betona brez strižne armature zanemariti. Pri tem oba standarda EC2 in EC2* predpostavita, da so mehanizmi, ki zagotavljajo strižno nosilnost betona, popolnoma izčrpani, kar je velikokrat dokaj konservativna predpostavka.

Pri analizi obstoječih konstrukcij je postopek nekoliko drugačen in v osnovi reverzibilen. Sprejemljive strižne obremenitve želimo določiti iz strižne nosilnosti. Torej pri oceni strižne nosilnosti (vsaj v prvi iteraciji) strižnih obremenitev še ne poznamo. Zato smo pri oceni strižne nosilnosti, ki smo jo v članku označili z $V_{Rd,REG}$, upoštevali večjo izmed vrednosti $V_{Rd,c}$ in $V_{Rd,s}$. Pri tem smo izhajali iz predpostavke, da ko je merodajen $V_{Rd,s}$, so strižne obremenitve tako velike, da je strižna nosilnost betona povsem izčrpana, če pa je $V_{Rd,c}$ večji, je strižne armature dokaj malo in bodo največje možne obremenitve dosežene pri maksimalni nosilnosti betona brez strižne armature, ko bo pa ta presežena, bo kmalu za tem armiranobetonski element močno strižno poškodovan.

2.4 Pravilnik za beton in armirani beton (PBAB)

V pravilniku za beton in armirani beton [Perišić, 1995] je predpostavljeno, da k strižni nosilnosti prispevata tako beton kot strižna armatura, pri čemer se prispevek betona z naraščanjem obremenitve postopoma zmanjšuje.

Računska strižna trdnost betona τ_r je odvisna od trdnostnega razreda betona in se primerja s strižnimi obremenitvami, izraženimi z nazivno napetostjo τ_n (enačba (15)).

$$\tau_n = \frac{T_{mu}}{b \cdot z}, \quad (15)$$

kjer je T_{mu} merodajna računska prečna sila, b minimalna širina prečnega prereza v območju med nevtralno osjo in natezno armaturo in z ročica notranjih sil.

Vrednost τ_r je določena na podlagi trdnostnega razreda betona (preglednica 1). Z njo so zajeti vsi mehanizmi, ki vplivajo na strižno nosilnost betona.

MB	15	20	30	40	50	60
τ_r [MPa]	0,6	0,8	1,1	1,3	1,5	1,6

Preglednica 1. Strižna trdnost betona v odvisnosti od trdnostnega razreda betona [Perišić, 1995: str 33]

Pri oceni strižne nosilnosti so določeni trije primeri glede na razmerje obremenitev τ_n in trdnosti τ_r .

Primer 1: $\tau_n \leq \tau_r$

Če je izpolnjen pogoj, kjer je projektna strižna trdnost betona večja od projektne strižne obremenitve, strižna armatura računsko ni potrebna in zadošča že minimalna strižna armatura. Pri tem upoštevamo polno strižno nosilnost betona.

Primer 2: $\tau_r < \tau_n < 3\tau_r$

Če je projektna strižna napetost τ_n večja od projektne strižne trdnosti betona τ_r , je v prerezu potrebna strižna armatura. Za izračun armature se uporablja model ravninskega nadomestnega paličja s spremenljivim naklonom betonskih tlačnih diagonal, podobno kot v EC2. Vendar se upošteva, da k strižni nosilnosti poleg armature prispeva še beton. Del prečne sile, ki jo prevzame beton (T_{bu}), je podan z enačbo (16). Z enačbo (17) izračunamo del prečne sile, ki jo moramo prevzeti s strižno armaturo (T_{Ru}). Prispevek betona se postopoma linearno zmanjšuje proti vrednosti 0. Oziroma upoštevamo, da je strižna nosilnost betona izčrpana, in sicer takrat, ko strižne obremenitve dosežejo vrednost $\tau_n = 3\tau_r$.

Primer 3: $3\tau_r \leq \tau_n \leq 5\tau_r$

Ko so strižne obremenitve v mejah $3\tau_r \leq \tau_n \leq 5\tau_r$, strižno nosilnost betona zanemarimo ($T_{bu}=0$). Celotno prečno silo (T_{mu}) prevzamemo s strižno armaturo.

Največjo strižno nosilnost dosežemo ob upoštevanju polne nosilnosti betona (T_{bu}) in je enaka seštevku prečne sile, ki jo lahko prevzame beton T_{bu} (enačba (16)), in prečne sile, ki jo lahko prevzame armatura T_{Ru} (enačbi (18) in (19)). Najmanjšo strižno nosilnost dosežemo, ko zanemarimo nosilnost betona in je ta enaka strižni nosilnosti armature.

$$T_{bu} = \frac{1}{2} \cdot [3\tau_r - \tau_n] \cdot b \cdot z \quad (16)$$

$$T_{Ru} = T_{mu} - T_{bu} \quad (17)$$

$$A_a = \frac{H_{vu}}{\sigma_v(\cos\alpha + \sin\alpha \cdot \cot\theta)} \quad (18)$$

$$H_{vu} = \int_{x=a}^{x=b} \frac{T_{Ru}}{z} dx \quad (19)$$

V zgornjih enačbah je A_a ploščina prečne armature, σ_v meja plastičnosti uporabljenega jekla (projektna meja elastičnosti), α nagibni kot armature za prevzem prečnih sil (stremena in poševno zakrivljene palice), pri čemer je $\alpha_{min} = 45^\circ$, θ je nagibni kot betonskih tlačnih diagonal, v mejah $25^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$ in H_{vu} je skupna strižna sila na dolžini strižnega armiranja nosilca na delu nosilca, kjer je $\tau_n(T) > \tau_r$.

3 OCENA strižne nosilnosti na primeru obstoječega mostu

Testni most, na katerem je bila izvedena analiza strižne nosilnosti po modelih iz poglavja 2, je armiranobetonska konstrukcija z enim razponom dolžine 11,7 m. Skupna širina prekladne konstrukcije je 6,68 m. Prekladna konstrukcija je sestavljena iz štirih armiranobetonskih vzdolžnih nosilcev, plošče in dveh prečnih nosilcev, ki so medsebojno monolitno povezani. Most je prikazan na sliki 1, idealiziran prerez prekladne konstrukcije pa na sliki 4. Za pridobitev vseh potrebnih podatkov za analizo je bil most vizualno pregledan, glavni del preiskav pa je bil usmerjen v določitev količine in razporeditve vzdolžne in strižne armature.



Slika 1. Most, na primeru katerega so primerjane ocene strižne nosilnosti

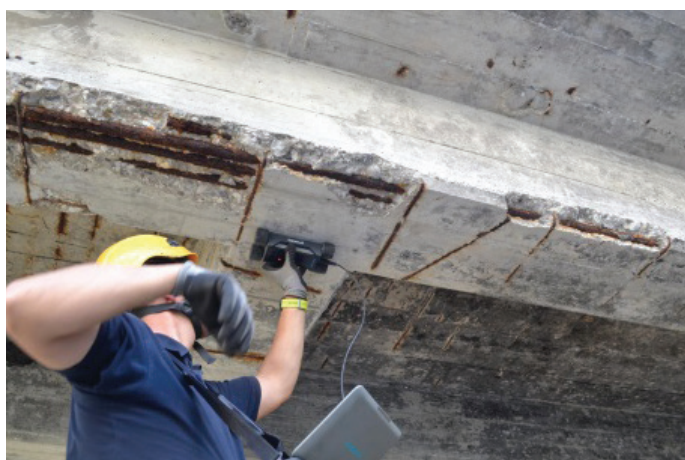
Pregled mostu je pokazal, da je most v slabem stanju. Poleg poškodb, ki bistveno vplivajo na trajnost konstrukcije, so bile ugotovljene tudi poškodbe z vplivom na varnost, zlasti korozija armature na vzdolžnih nosilcih in na spodnji strani voziščne plošče (slika 2).

Za zaznavanje armature smo uporabili profometer (slika 3, levo), ki na nedestruktiven način zazna armaturo do globine približno 8 cm. Tako smo lahko ugotovili količino in razporeditev armature ter krovno plast na mestih, kjer armatura še ni bila razkrita. Za verifikacijo nedestruktivnih preiskav smo na dveh mestih zunanega nosilca – na sredini nosilca in 1 m od podpore – izvedli sondažni pristop. Ta je obsegal lokalno odstranitev betona z udarnim vrtnikom, s čimer je bil omogočen vpogled v globlje plasti prereza in natančnejša določitev razporeditve armature (slika 3, desno).

Izkazalo se je, da je v polju vzdolžnih nosilcev v spodnji coni vgrajenih pet palic premera 32 mm. Približno 1 m od podpore se dve od petih palic ukrivita poševno navzgor. Po celotni dolžini nosilca so vgrajena navpična dvostrizna stremena premera 10 mm. Stremena so neenakomerno oddaljena med seboj, zato smo za medsebojno oddaljenost stremen po celotni dolžini nosilca konservativno upoštevali razdaljo 43 cm. Takšno razporeditev vzdolžne in strižne armature smo privzeli za vse štiri nosilce. Na mestih, kjer zaščitna plast betona ni odpadla, znaša povprečna debelina krovne plasti 2 cm. Na sliki 4 je sivo označen prečni prerez nosilca s sode-



Slika 2. Odpadanje zaščitnega sloja betona in korozija nosilne armature



Slika 3. Določitev položaja in količine armature s profometrom (levo) in udarnim vrtalnikom (desno)

lujočo širino plošče, določeno po EC2 (člen 5.3.2.1 iz SIST EN 1992-1-1). Pri izračunu strižne nosilnosti pa je bila kot računška širina uporabljena širina stojine $b_w = 40$ cm.

Materialnih karakteristik nismo izmerili, smo pa v skladu z vizualnim pregledom in inženirskimi izkušnjami s starimi mostovi upoštevali jeklo GA240/360 in beton C20/25, ki približno ustreza marki betona MB25. Marka betona se je po PBAB (poglavje 2.3) določala drugače, zato je vrednosti treba pretvoriti. A ker so razlike minimalne, smo upoštevali prvi ustrezen trdnostni razred C po Evrokodu 2. Strižna trdnost betona je bila nato določena z linearno interpolacijo vrednosti iz preglednice 1 in znaša $\tau_r = 0,95$ MPa.

Glede na slabo stanje mostu smo pri analizi strižne nosilnosti trdnost jekla zmanjšali za 16 % in smo povsod upoštevali jeklo s karakteristično mejo elastičnosti $f_{syk} = 20 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ in pripadajočo srednjo vrednostjo $f_{sym} = 23 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$. Zmanjšanje trdnosti je bilo določeno na podlagi redukcijskega faktorja iz metodologije ZAG [Žnidarič, 2020], ki zmanjšuje nosilnost prereza glede na ugotovljeno stanje konstrukcije. V obravnavani analizi je bil učinek tega faktorja poenostavljeno upoštevan z ustreznim zmanjšanjem meje elastičnosti jekla in obenem tudi nosilnosti prereza. Ta zmanjšana vrednost je bila nato enako upoštevana v vseh obravnavanih računskih modelih.



Slika 4. Idealiziran prerez prekladne konstrukcije z označeno armaturo. Dimenzije prereza so v [cm]

V preglednici 2 so zbrane vse izmerjene in predpostavljene vrednosti, ki smo jih uporabili pri analizi strižne nosilnosti.

Simbol	Vrednost	Opis
d (m)	0,714	statična višina
b_w (m)	0,4	najmanjša širina prečnega prereza v območju natezne cone
f_{ck} (MPa)	20	karakteristična meja tlačne trdnosti betona
f_{cm} (MPa)	28	srednja meja tlačne trdnosti betona
f_{syk} (MPa)	200	karakteristična meja elastičnosti strižne armature
f_{sym} (MPa)	230	srednja meja elastičnosti strižne armature
A_{sl} (cm ²)	8,04	prečni prerez ene vzdolžne natezne palice Ø32
A_{sw} (cm ²)	6,28	ploščina prečnega prereza navpične strižne armature Ø10 v eni strižni ravnini
$A_{sw,pos}$ (cm ²)	64,3	ploščina prečnega prereza poševne strižne armature Ø32 v eni strižni ravnini
s (m)	0,43	medsebojna razdalja stremen
α (°)	90	naklon navpične strižne armature
α^* (°)	45	naklon poševno ukrivljenih palic
θ (°)	45	naklon betonske tlačne razpore
α_{cw}	1	koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačnem pasu [EC2, 6.2.3(3), OPOMBA 3]

Preglednica 2. Podatki, ki smo jih upoštevali pri analizi strižne nosilnosti karakterističnih prereзов

4 REZULTATI IN ANALIZA

V tem poglavju najprej opišemo potek primerjave strižne nosilnosti obravnavanega mostu z različnimi modeli, vključno z razdelitvijo mostu na značilna območja, izbiro modelov ter definicijo materialnih predpostavk. Nato prikažemo rezultate in njihovo interpretacijo glede na različne parametre.

4.1 Opis primerjave različnih postopkov za oceno strižne nosilnosti

V nadaljevanju so predstavljeni in analizirani rezultati ocen strižne nosilnosti obravnavanega testnega mostu, pri čemer so bili uporabljeni trije modeli EC2, EC2* in PBAB, predstavljeni v poglavju 2. Strižno nosilnost smo najprej določili za en značilen vzdolžni nosilec s T-prečnim prerezom (glej sliko 4). Nosilnost celotne prekladne konstrukcije, sestavljene iz štirih takšnih nosilcev, smo določili s seštevkom nosilnosti posameznih nosilcev. Izračuni so bili izvedeni s programom Excel.

Pri primerjavi metod za oceno strižne nosilnosti smo uporabili dva pristopa:

- **pristop K:** izračun na podlagi karakterističnih vrednosti materialov ob upoštevanju varnostnih faktorjev,
- **pristop S:** izračun na podlagi srednjih vrednosti materialov brez upoštevanja varnostnih faktorjev.

Pristop S predstavlja oceno bližje dejanskemu obnašanju konstrukcije, medtem ko pristop K odraža projektni, konservativni vidik nosilnosti. Materialne karakteristike in varnostni faktorji, uporabljeni v obeh pristopih, so prikazani v preglednicah 3 in 4.

	EC2	EC2*	PBAB
Beton	f_{ck}	f_{ck}	f_{cd}
Jeklo	f_{syk}	f_{syk}	f_{syk}
Varnostni faktorji	$\gamma_c = 1,5$, $\gamma_s = 1,15$	$\gamma_c = 1,5$, $\gamma_s = 1,15$, $\gamma_v = 1,4$	$\gamma_c = 1$, $\gamma_s = 1,15$

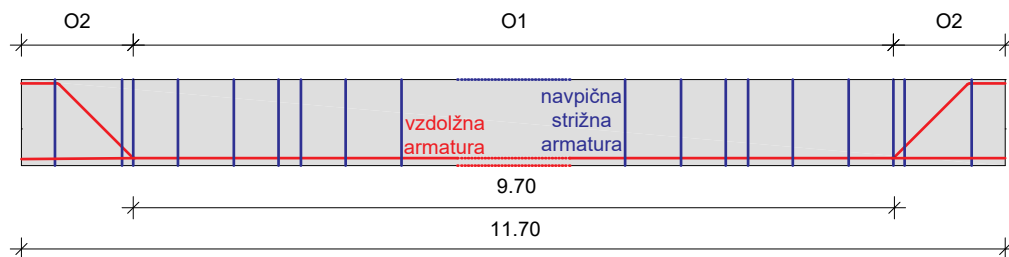
EC* – osnutek druge generacije standarda Evrokod 2, ki je v sprejemanju

Preglednica 3. Pristop K – karakteristične vrednosti trdnosti materiala in varnostni faktorji

	EC2	EC2*
Beton	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ MPa	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ MPa
Jeklo	$f_{sym} = 1,15 \cdot f_{sy}$	$f_{sym} = 1,15 \cdot f_{sy}$
Varnostni faktorji	$\gamma_c = 1$, $\gamma_s = 1$	$\gamma_c = 1$, $\gamma_s = 1$, $\gamma_v = 1$

EC* – osnutek druge generacije standarda Evrokod 2, ki je v sprejemanju

Preglednica 4. Pristop S – srednje vrednosti trdnosti materiala in varnostni faktorji



Slika 5. Shematični prikaz strižne armature v območjih O1 in O2

Ker razporeditev armature ni enaka po celotni dolžini mostu, smo analizo izvedli ločeno za dve značilni območji (glej sliko 5):

- **območje O1**, armirano le z navpičnimi stremeni, ki se nahaja v srednjem delu mostu med ukrivljenima palicama na dolžini približno 10 m;
- **območje O2** v bližini podpor, dolgo približno 1 m, kjer so poleg navpičnih stremen vgrajene tudi poševno ukrivljene palice.

4.2 Primerjava modelov pri projektnih vrednostih (pristop K) za obe značilni območji (O1 in O2)

Strižna nosilnost je bila z vsemi uporabljenimi modeli določena v območju O1, ki je armirano le z navpičnimi stremeni (slika 5, območje O1) in v območju O2 (slika 5), ki je armirano z navpičnimi stremeni in poševno armaturo. Rezultati so prikazani v preglednicah 5 in 6 ter na slikah 7 in 8. Najprej je analiziran vpliv velikosti agregata pri računu strižne nosilnosti po EC2*. Nato so primerjani rezultati strižne nosilnosti po EC2 in EC2*. Potem sledi primerjava z modelom PBAB. Obravnavan je tudi vpliv značilnih območij, tj. območje z navpičnimi stremeni in območje s kombinirano navpično in poševno strižno armaturo.

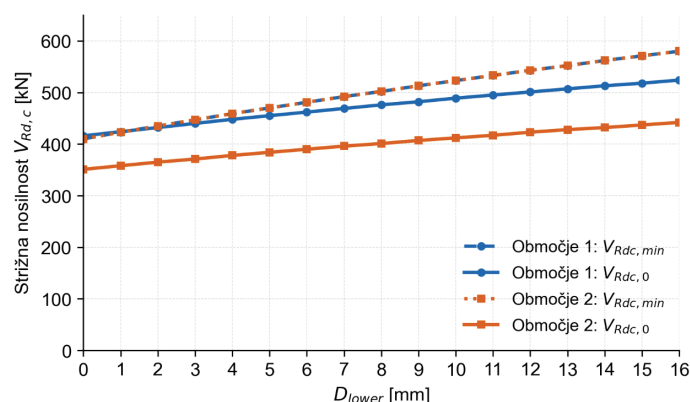
4.2.1 Vpliv velikosti agregata v modelu EC2*

V standardu EC2* je pri računu strižne nosilnosti vpeljan parameter d_{dg} , ki je odvisen od parametra D_{lower} . Ker tega parametra pri obstoječih konstrukcijah ni mogoče enolično določiti, smo izračun izvedli za razpon vrednosti od $D_{lower,min} = 0$ mm, ki jo pri oceni strižne nosilnosti zahteva EC8-1-1 in predstavlja absolutni minimum, do $D_{lower,max} = 16$ mm. Graf na sliki 6 prikazuje naraščanje strižne nosilnosti betona $V_{Rd,c}$ z večanjem najmanjšega premera zrna agregata. Poleg $V_{Rd,c}$ je prikazana odvisnost najmanjše strižne nosilnosti betona $V_{Rd,min}$ od D_{lower} .

V nadaljevanju smo strižne nosilnosti za EC2* podali kot:

- EC2*_{min}, ob upoštevanju $D_{lower,min} = 0$ mm in
- EC2*_{max}, ob upoštevanju $D_{lower,max} = 16$ mm.

Strižna nosilnost betona ob upoštevanju $D_{lower,max}$ za območje O1 znaša 524 kN, za območje O2 pa 442 kN. To je za približno



Slika 6. Strižna nosilnost v odvisnosti od premera zrna agregata (model EC2*)

četrtino večja vrednost kot ob upoštevanju $D_{lower,min}$ za obe območji. Minimalna strižna nosilnost betona $V_{Rd,min}$ pa se glede na velikost D_{lower} lahko poveča za 41 %.

4.2.2 Primerjava EC2 in EC2*

V preglednici 5 so povzeti rezultati obeh verzij Evrokoda 2, izračunani s projektnimi materialnimi lastnostmi. Rezultati so podani ločeno za prispevek betona $V_{Rd,c}$ in armature $V_{Rd,s}$ ter za merodajno strižno nosilnost ($V_{Rd,REG}$). V tej študiji je merodajna strižna nosilnost $V_{Rd,REG}$ določena kot večja izmed vrednosti $V_{Rd,c}$ in $V_{Rd,s}$. Evrokod 2 sicer narekuje, da se po prekoračitvi odpornosti betona $V_{Rd,c}$, ta prispevek ne upošteva več v skupni strižni nosilnosti. Ker pa je cilj študije določiti nosilnost, iz katere se izračuna maksimalna možna obremenitev, nas je zanimala največja možna strižna nosilnost in smo kot merodajno vrednost upoštevali največjo razpoložljivo strižno nosilnost, torej večjo izmed obeh vrednosti. Rezultati za EC2* so prikazani za najmanjši in največji premer najmanjšega zrna agregata z oznakama EC2*_{min} in EC2*_{max}, kot je opisano v poglavju 4.2.1.

Prispevek betona

Na območju O1 (samo stremena) znaša strižna nosilnost betona, izračunana z EC2, 638 kN in je večja kot po EC2*, kjer vrednosti variirajo med 416 kN in 580 kN, odvisno od najmanjše oziroma največje velikosti zrna agregata. Na območju O2 znaša strižna nosilnost po EC2 538 kN. Ta vrednost je večja od nosilnosti po EC2* pri do vključno $D_{lower} = 11$ mm. Od velikosti $D_{lower} > 11$ mm, pa EC2* daje večje vrednosti.

Na podlagi analize vrednosti $V_{Rd,c}$ in $V_{Rd,min}$ se izkaže, da je po trenutnem EC2 merodajna vrednost $V_{Rd,c,0}$, medtem ko je pri EC2* praviloma merodajna minimalna strižna nosilnost betona $V_{Rd,min}$, razen v območju O1 pri najmanjšem zrnu agregata.

Prispevek armature

Prispevek armature $V_{Rd,s}$ je v obravnavanem primeru enak za obe verziji standarda (EC2 in EC2*). Na območju O1, kjer strižno nosilnost zagotavljajo izključno stremena, znaša prispevek armature 163 kN. Na območju O2, kjer poleg stremen sodeluje tudi poševna armatura, pa znaša prispevek armature 955 kN. Iz rezultatov je razvidno, da je prispevek armature na strižno nosilnost odvisen od tipa armiranja. Medtem ko je na območju O1 njen prispevek razmeroma majhen, se na območju O2 zaradi poševne armature bistveno poveča.

Merodajna nosilnost

Merodajna strižna nosilnost $V_{Rd,REG}$ je določena kot večja izmed prispevkov betona $V_{Rd,c}$ in armature $V_{Rd,s}$. Na območju O1 je tako pri EC2 kot pri EC2*_{min} in EC2*_{max} merodajna nosilnost določena s prispevkom betona, saj je $V_{Rd,c}$ večji od $V_{Rd,s}$ ne glede na uporabljeno verzijo standarda ali velikost zrna agregata. Nasprotno pa je na območju O2 merodajna nosilnost v vseh primerih določena s prispevkom armature, saj $V_{Rd,s}$ presega $V_{Rd,c}$ tako pri EC2 kot tudi pri EC2*. To pomeni, da ima na območju O1 ključni vpliv na nosilnost betonski del prereza (in posledično tudi vpliv parametrov, kot je velikost zrna agregata), medtem ko je na območju O2 nosilnost v celoti določena s strižno armaturo.

		$V_{Rd,c,min}$ (kN)	$V_{Rd,c,0}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,REG}$ (kN)
O1	EC2	338	638	638	163	638
	EC2* _{min}	410	416	416	163	416
	EC2* _{max}	580	524	580	163	580
O2	EC2	338	538	538	955	955
	EC2* _{min}	410	351	410	955	955
	EC2* _{max}	580	442	580	955	955

Preglednica 5. Strižna nosilnost, ocenjena z modeloma EC2 in EC2*

4.2.3 Primerjava Evrokodov s PBAB

V nadaljevanju smo vrednosti strižne nosilnosti po EC2 in EC2* primerjali z modelom PBAB. Primerjava je bila izvedena ločeno za območji O1 in O2. Najprej smo z vsemi modeli posebej primerjali strižne nosilnosti betona in armature, nato pa še seštevke. Rezultati za PBAB so prikazani v preglednici 6, za EC2 in EC2* pa v preglednici 5. Pri interpretaciji rezultatov je treba upoštevati, da neposredna primerjava rezultatov po PBAB in po obeh različicah Evrokoda 2 ni povsem enoznačna. Model PBAB je bil namreč razvit v okviru izhodišč, ki so temeljila na drugačnih varnostnih faktorjih, kot jih predpisuje EC2. Pomembna je tudi razlika v združevanju prispevkov posameznih strižnih mehanizmov. PBAB v splošnem dovoljuje seštevaje prispevkov betona in armature, EC2 pa ne (glej razlago v poglavju 2.3). Zato ugotovljene razlike ne odražajo zgolj razlik v izračunani nosilnosti, temveč tudi različnih računskih pristopov in zasnovarnosti.

Nosilnost pri PBAB je odvisna od nivoja obremenitve. Pri primerjavi z Evrokodom smo se osredotočili na Primer 2 (glej poglavje 2.4), in sicer na spodnjo ($\tau_n = \tau_r$) in zgornjo mejo ($\tau_n = 3\tau_r$) obremenitve. V tem območju k strižni nosilnosti prispevata tako beton kot armatura. Ko je presežena odpornost betona, strižne obremenitve prevzame še armatura, vendar beton še vedno sodeluje pri prevzemanju obremenitev, le da se njegov prispevek postopoma linearno zmanjšuje.

Maksimalna strižna nosilnost betona po PBAB na obeh območjih (O1 in O2) znaša 977 kN, kar je skoraj dvakratna vrednost strižne nosilnosti betona, določene z EC2 in EC2*. Ta vrednost pripada spodnji meji Primera 2 ($\tau_n = \tau_r$), na zgornji meji ($\tau_n = 3\tau_r$) pa je strižna nosilnost betona enaka 0.

Strižna nosilnost armature se razlikuje glede na obravnavano območje. V območju O1 znaša 188 kN in v območju O2 1098 kN. Te vrednosti so od tistih, določenih z Evrokodom, večje za 15 %, kar je posledica upoštevanja za 15 % večjega varnostnega faktorja pri Evrokodih.

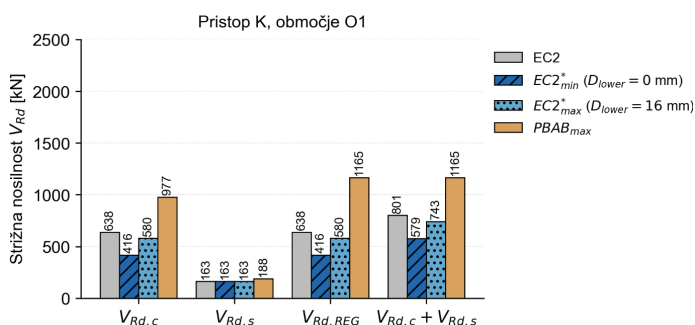
Za neposrednejšo primerjavo med modeli smo dodatno analizirali tudi primer, pri katerem smo pri modelih EC2 in EC2* skupno strižno nosilnost določili kot vsoto prispevkov betona in armature, tj. $V_{Rd,c} + V_{Rd,s}$ (slika 7). Takšna primerjava ne predstavlja predpisanega postopka po EC2, temveč služi zgolj za primerjavo z modelom PBAB, ki kombinacijo obeh prispevkov upošteva že v osnovi v odvisnosti od nivoja obremenitve. Seštevke nosilnosti armature in polne nosilnosti betona pri PBAB predstavlja največjo možno nosilnost, ob pogoju, da obreme-

nitev usreza spodnji meji Primera 2 v poglavju 2.4 ($\tau_n = \tau_r$). Ta nosilnost je v območju O1 enaka 1165 kN. Če obremenitev pade na zgornjo mejo Primera 2 pa je strižna nosilnost prereza po PBAB enaka strižni nosilnosti prispevka armature. Pri upoštevanju vsote prispevkov betona in armature pri Evrokodih znašajo nosilnosti 801 kN za EC2 ter med 579 kN in 743 kN za EC2* v območju O1. V območju O1 je tako največja ocenjena strižna nosilnost po PBAB glede na EC2 za približno 45 % višja pri upoštevanju vsote prispevkov betona in armature.

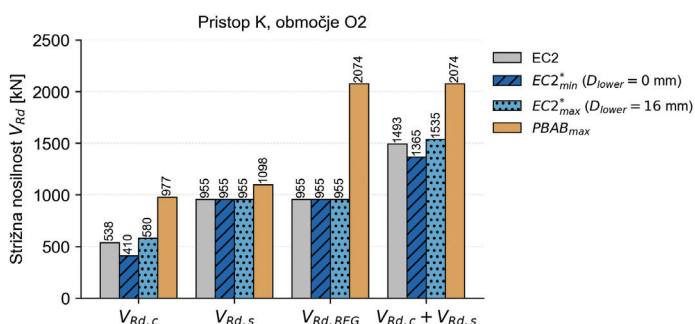
Na sliki 8 so prikazane strižne nosilnosti za območje O2. V tem območju znaša največja ocenjena strižna nosilnost po PBAB 2074 kN. Tudi pri primerjavi z vrednostmi, dobljenimi z upoštevanjem vsote prispevkov betona in armature pri Evrokodih, ostane nosilnost po modelu PBAB bistveno višja, in sicer za približno 39 % glede na EC2 ter za 35 % do 52 % glede na EC2*.

PBAB (Primer 2, poglavje 2.4)	$V_{Rd,c}$ (kN) ($\tau_n = \tau_r$)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,c} + V_{Rd,s}$ (kN) ($\tau_n = \tau_r$)	$V_{Rd,c} + V_{Rd,s}$ (kN) ($\tau_n = 3\tau_r$)
O1	977	188	1165	188
O2	977	1098	2074	1098

Preglednica 6. Strižna nosilnost, ocenjena z modelom PBAB, za spodnjo in zgornjo mejo obremenitve Primera 2 (poglavje 2.3)



Slika 7. Strižna nosilnost ($V_{Rd,c}$, $V_{Rd,s}$, $V_{Rd,c} + V_{Rd,s}$ in $V_{Rd,REG}$) testnega mostu v območju O1, določena z različnimi modeli z uporabo pristopa K. Za model PBAB so prikazane največje vrednosti ($\tau_n = \tau_r$)



Slika 8. Strižna nosilnost ($V_{Rd,c}$, $V_{Rd,s}$, $V_{Rd,c} + V_{Rd,s}$ in $V_{Rd,REG}$) testnega mostu v območju O2, določena z različnimi modeli z uporabo pristopa K. Za model PBAB so prikazane največje vrednosti ($\tau_n = \tau_r$)

Velika razlika v skupni strižni nosilnosti med modeli kaže na izrazit vpliv predpostavljenega prispevka betona k strižni nosilnosti konstrukcije.

Rezultati primerjave kažejo, da izbira modela pomembno vpliva na ocenjeno strižno nosilnost, predvsem zaradi različnih predpostavk glede prispevka betona in interakcije med betonom ter armaturo. Razlike med modeli so posebej izrazite v območjih, kjer ima beton pomemben delež pri prevzemanju strižnih obremenitev.

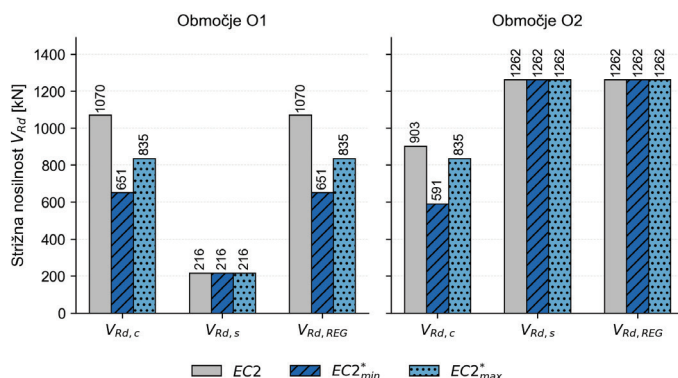
4.3 Primerjava modelov pri srednjih vrednostih (pristop S) za obe značilni območji (O1 in O2)

S pristopom S (preglednica 4) smo v območjih O1 in O2 (slika 5) primerjali EC2 (poglavje 2.1) in EC2* (poglavje 2.2). Določili smo strižno nosilnost betona $V_{Rd,c}$, strižno nosilnost armature $V_{Rd,s}$ ter merodajno strižno nosilnost $V_{Rd,REG}$, ki je določena kot večja izmed obeh prispevkov. Rezultati so za obe območji (O1 in O2) prikazani v preglednici 7 in na sliki 9.

		$V_{Rd,c,min}$ (kN)	$V_{Rd,c,0}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,REG}$ (kN)
O1	EC2	400	1070	1070	216	1070
	EC2* _{min}	591	651	651	216	651
	EC2* _{max}	835	820	835	216	835
O2	EC2	400	903	903	1262	1262
	EC2* _{min}	591	549	591	1262	1262
	EC2* _{max}	835	692	835	1262	1262

Preglednica 7. Strižna nosilnost, ocenjena z modeloma EC2 in EC2*

V območju O1 je pri EC2 tako kot pri EC2* merodajna strižna nosilnost določena s prispevkom betona, saj je $V_{Rd,c}$ večji od $V_{Rd,s}$. Strižna nosilnost po EC2 znaša 1070 kN, medtem ko po EC2* variira med 651 kN in 835 kN, odvisno od upoštevanega velikosti agregata. Prispevek stremenske armature znaša 216 kN in je pri obeh modelih enak.

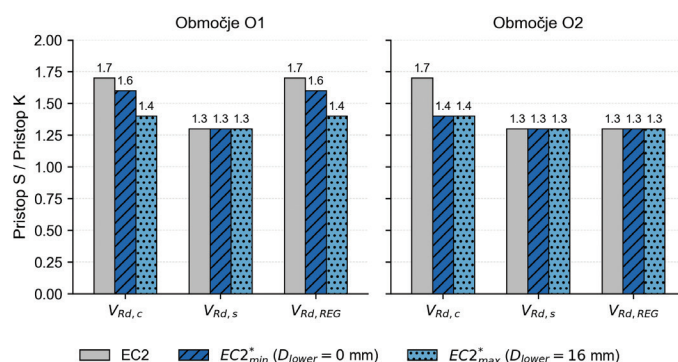


Slika 9. Strižna nosilnost ($V_{Rd,c}$, $V_{Rd,s}$, $V_{Rd,c} + V_{Rd,s}$ in $V_{Rd,REG}$) testnega mostu v območju O1 in O2, določena z različnimi modeli z uporabo pristopa S

V območju O2 je položaj obraten, saj merodajno strižno nosilnost določa armatura. Prispevek armature znaša 1262 kN in je pri obeh verzijah standarda enak. Prispevek betona po EC2 znaša 903 kN, medtem ko EC2* poda nižje vrednosti, predvsem pri upoštevanju manjšega zrna agregata, vrednosti se gibljejo med 591 kN in 835 kN.

Na sliki 10 so prikazana razmerja med vrednostmi, izračunanimi s pristopom S in pristopom K. Pričakovano so strižne nosilnosti, določene s pristopom S, večje od nosilnosti, določenih s pristopom K. Razmerja med pristopoma so odvisna od uporabljenega modela, obravnavanega območja in posamezne komponente strižne nosilnosti. Osredotočili smo se na modela po Evrokodu 2, EC2 in EC2*.

Največje razlike se pojavijo pri prispevku betona $V_{Rd,c}$, kjer so vrednosti, določene s pristopom S, za približno 1,4- do 1,7-krat večje od vrednosti, določenih s pristopom K. Pri prispevku armature $V_{Rd,s}$ so razlike manjše in znašajo približno 1,3. Posledično tudi merodajna strižna nosilnost $V_{Rd,REG}$ pri pristopu S dosega za približno 1,3- do 1,7-krat večje vrednosti. Takšen rezultat je pričakovan, saj smo pri pristopu S uporabili srednje vrednosti trdnosti materialov, medtem ko pri pristopu K uporabljamo projektne vrednosti materialnih parametrov ob upoštevanju delnih varnostnih faktorjev.



Slika 10. Razmerja med strižnimi nosilnostmi ($V_{Rd,c}$, $V_{Rd,s}$ in $V_{Rd,REG}$), izračunanimi s pristopom S in pristopom K

Dobljeni rezultati kažejo, da lahko izbira pristopa pomembno vpliva na ocenjeno strižno nosilnost obstoječih mostov. Pri obstoječih konstrukcijah, kjer dejanske lastnosti materialov pogosto odstopajo od konservativno predpostavljenih projektnih vrednosti, bi lahko pristop S predstavljal uporabno dopolnitev pri oceni dejanske nosilnosti konstrukcije. Pri tem je treba poudariti, da takšen pristop ni skladen s standardno predpisanim postopkom preverjanja nosilnosti. Običajno se vrednosti, izračunane s povprečnimi karakteristikami, delijo z varnostnimi faktorji. Vrednosti varnostnih faktorjev bodo določene v izbranih poglavjih druge generacije Evrokodov, ki se nanašajo na analizo obstoječih konstrukcij.

V okviru obravnavane analize je bil pristop S uporabljen predvsem z namenom ovrednotenja razlik med posameznimi računskimi pristopi. Takšen pristop bi bil lahko posebej relevanten pri odločanju o začasnem nadaljnjem obratovanju mostov, določanju prometnih omejitev ali prioritetah sanacijskih ukrepov, predvsem kadar so na voljo dodatne informacije o dejanskem stanju konstrukcije in materialov. Poleg tega takšen pristop omogoča boljše razumevanje razmerja med pred-

pisano dovoljeno obtežbo in dejansko nosilnostjo konstrukcije. Pri določanju dovoljene obtežbe se namreč uporabljajo varnostni faktorji, katerih namen je zagotoviti zahtevano raven zanesljivosti ob upoštevanju negotovosti, povezanih z obremenitvami, materialnimi lastnostmi, geometrijskimi parametri in uporabljenimi računskimi modeli. Posledično lahko ocenjena dejanska nosilnost konstrukcije v posameznih primerih presega normativno določeno omejitev obtežbe, ne da bi bila pri tem ogrožena njena varnost ali uporabnost.

5 SKLEP

Nekatere obstoječe raziskave [Vida, 2016] že ugotavljajo, da je lahko ocena strižne nosilnosti po trenutnem standardu Evrokod 2 (EC2) [SIST EN 1992-1-1: 2005] bolj konservativna kot po predpisih, ki so bili v uporabi pred tem. Zato se zastavlja vprašanje, koliko so varni starejši mostovi glede na to, da so se obremenitve povečale, pri tem pa je lahko ocena nosilnosti bolj konservativna. Zato smo se odločili, da za oceno njihove strižne nosilnosti uporabimo različne modele in jih primerjamo med sabo.

V članku smo predstavili tri modele za določanje strižne nosilnosti. Z njimi smo analizirali strižno nosilnost prekladne konstrukcije, sestavljene iz štirih armiranobetonskih vzdolžnih nosilcev, plošče in dveh prečnih nosilcev, ki so medsebojno monolitno povezani, in ugotavljali razlike med njimi. Primerjali smo trenutno veljavni standard Evrokod 2 (EC2), drugo generacijo tega standarda (EC2*) in Pravilnik za beton in armirani beton (PBAB).

Z uporabo različnih modelov smo dobili različne ocene strižne nosilnosti. Razlike med EC2 in EC2* so predvsem v strižni nosilnosti betona brez strižne armature. Na strižno nosilnost betona po EC2* vpliva velikost zrna agregata. Z večanjem zrna agregata narašča tudi strižna nosilnost betona. Ob upoštevanju varnostnih faktorjev in karakterističnih vrednosti trdnosti materialov je strižna nosilnost betona v območju stremenske armature (O1), ocenjena z EC2, za 53 % večja od tiste, ocenjene z EC2*, ob upoštevanju $D_{lower} = 0$ mm. V območju poševne armature (O2) pa je razlika 31 %. Ta vrednost (EC2*_{min}) se upošteva v primeru potresne obtežbe. Če upoštevamo $D_{lower} = 16$ mm, je strižna nosilnost po EC2* le še za 10 % manjša od tiste, ocenjene po obstoječem EC2, na območju O1 in za 8 % večja na območju O2. Strižna nosilnost armature je po obeh Evrokodih enaka. Ta je večja ob podpori, saj poševno ukrivljene palice prispevajo velik del k strižni nosilnosti armature. Te strižne nosilnost povečajo le lokalno na območju podpor, zunaj tega območja je strižna nosilnost armature zaradi malo stremenske armature relativno nizka.

Glavna razlika med pristopoma PBAB in EC2 izhaja iz načina določanja strižne nosilnosti betona. V obravnavanem primeru je bila strižna nosilnost betona, ocenjena po modelu PBAB, do 1,5-krat večja od nosilnosti, določene po EC2. Nasprotno so razlike v prispevku prečne armature relativno majhne in izvirajo iz uporabe varnostnih faktorjev. Dodatna pomembna razlika med pristopoma je tudi v načinu upoštevanja hkratnega prispevka betona in armature k skupni strižni nosilnosti. Model PBAB pri izbranih ravneh obtežbe dovoljuje, da se prispevka betona in armature seštejeta. Pri tem je treba poudariti, da se pripevek betona postopno zmanjšuje in pri zelo velikih strižnih obremenitvah izniči. Pri EC2 pa se prispevka betona in armature v splošnem ne seštevata. V prikazani analizi je bila upoštevana večja izmed obeh nosilnosti (glej razlago v poglavju 2.3). Zaradi takšne obravnave je bila največja strižna nosilnost, določena po modelu PBAB (pri polni strižni nosilnosti betona), v

obravnavanem primeru do 2,2-krat večja od merodajne strižne nosilnosti po EC2, vendar pa je treba izpostaviti, da neposredna primerjava med pristopoma ni povsem enoznačna. Model PBAB je bil namreč razvit v okviru izhodišč, ki so temeljila na drugačnih varnostnih faktorjih, kot jih predpisuje EC2.

Primerjava pristopov S in K je pokazala, da pristop S poda za približno 1,3- do 1,7-krat večje strižne nosilnosti, pri čemer so največje razlike povezane s prispevkom betona. Razlike izhajajo predvsem iz uporabe srednjih vrednosti materialnih lastnosti pri pristopu S ter projektnih vrednosti z upoštevanjem delnih varnostnih faktorjev pri pristopu K. Rezultati nakazujejo, da bi lahko pristop S predstavljal uporabno dopolnitev pri ocenjevanju dejanske nosilnosti obstoječih mostov.

Za presojo vpliva razlik v strižni nosilnosti, dobljenih z različnimi računskimi modeli in ob različnih predpostavkah, na varnost in nadaljnje upravljanje objekta je treba izvesti celovito analizo konstrukcijske varnosti. Ta mora poleg strižne nosilnosti upoštevati dejanske prometne in druge obtežbe, geometrijo in stanje celotnega mostu, lastnosti vgrajenih materialov, način modeliranja, druge možne načine porušitve itd. Takšna analiza predstavlja naslednji korak raziskave in bo omogočila oceno, v kolikšni meri izbira računskega modela za strižno nosilnost in uporabljenih predpostavk vpliva na oceno varnosti obstoječih mostov in posledično na odločitve upravljalcev glede uvedbe prometnih omejitev, načrtovanja sanacijskih ukrepov in presoje preostale uporabne dobe objektov.

Ker smo v članku analizirali le en most s specifičnimi karakteristikami, teh rezultatov ne moremo posplošiti. Za bolj oprijemljive zaključke bi bilo treba analizirati večje število mostov.

6 ZAHVALA

Za podporo se zahvaljujemo Javni agenciji za znanstveno-raziskovalno in inovacijsko dejavnost Republike Slovenije (ARIS), ki je raziskavo podprla v okviru raziskovalnega programa št. P2-0273 in infrastrukturnega programa št. IO-0032, in vsem, ki so kakorkoli prispevali k izvedbi obravnavane raziskave.

7 LITERATURA

Gošte, N., Ocena strižne nosilnosti preklad obstoječih krajših armiranobetonskih mostov. Magistrsko delo, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, 2022.

Herbrand, M., Adam, V., Hegger, J., Short Term Solutions for the Assessment of the Shear Capacity of Existing Prestressed Concrete Bridges. IABSE Workshop Helsinki 2015, str. 122-128, 2015.

Perišić, Ž (ur.), Pakvor, A. (ur.), Beton i armiran beton prema BAB 87. Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd, str. 33-34, 1995.

SIST 1992-1-1:2024. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij - 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe, mostove in gradbene konstrukcije. Evropski komite za standardizacijo. 2024.

SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij - 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe. Evropski komite za standardizacijo. 2005.

Vida, R., Halvonik, J., Shear resistance of existing concrete bridges. Procedia Engineering, 156, str. 515-522, 2016.

Žnidarič, A., Poročilo P 901/09-670-1 - Vzpostavitev metodologije določanja in kontroliranja nosilnosti objektov na državnih cestah. Zavod za gradbeništvo Slovenije, Ljubljana, 2010.



izr. prof. dr. Mateja Dovjak, dipl. san. inž.

mdovjak@fgg.uni-lj.si
Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani
Jamova cesta 2, 1000 Ljubljana



Lucija Klinc, mag. inž. grad.

lucija.klinc13@gmail.com
Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani
Jamova cesta 2, 1000 Ljubljana



dr. Ferdinand Deželak, univ. dipl. inž. geod., dipl. inž. fiz.

ferdinand.dezelak8@sda.si
Slovensko društvo za akustiko
Jamova cesta 2, 1000 Ljubljana



Aljoša Flander, univ. dipl. inž. str., pooblaščen inženir IZS

aljosa.flander@decibel.si
Decibel, d. o. o.
Vodnikova 1 a, 5280 Idrija



Klara Kopavnik, mag. jed. teh.

klara.kopavnik@ims.si
IMS merilni sistemi, d. o. o.
Cesta Ljubljanske brigade 23 a, 1000 Ljubljana



Peter Dolenc, dipl. oec.

peter.dolenc@ims.si
IMS merilni sistemi, d. o. o.
Cesta Ljubljanske brigade 23 a, 1000 Ljubljana



Rok Zule, dipl. inž. fiz.

rok.zule@zvd.si
ZVD Zavod za varstvo pri delu, d. o. o.
Pot k izviri 6, 1260 Ljubljana - Polje



Znanstveni članek

UDK/UDC 694.1:691:699.844

IZZIVI ZVOČNE ZAŠČITE V SODOBNI LESENI GRADNJI

SOUND INSULATION CHALLENGES IN MODERN TIMBER CONSTRUCTION

Povzetek

Prispevek obravnava študijo primera dvostanovanjske stavbe z nosilnim sistemom iz križno lepljenega lesa (CLT), pri kateri so bili analizirani raven zvočne zaščite in oblikovani predlogi za njeno izboljšanje. Cilji raziskave so obsegali eksperimentalno določitev zvočne izolirnosti zunanjih in notranjih ločilnih elementov ter ovrednotenje rezultatov glede na veljavne zahteve in priporočila, s poudarkom na obnašanju konstrukcij v nizkofrekvenčnem območju. Meritve so bile izvedene skladno s standardi ISO 16283-1, -2 in -3. Izmerjena zvočna izolirnost predelne stene med stanovanjema ($R'_w = 71$ dB) presega minimalne zahteve in potrjuje učinkovito zasnovo ter izvedbo konstrukcijskih detajlov brez izrazitih akustičnih mostov. Zvočna izolirnost fasade z oknom ($R'_w = 32$ dB) izpolnjuje predpisane mejne vrednosti, pri čemer spektralna analiza razkrije manj ugoden odziv v nizkofrekvenčnem območju, vzroka pa na podlagi izvedenih meritev ni mogoče enoznačno določiti. Medetažna konstrukcija z $L'_{n,w} = 44$ dB ustreza zahtevam za stanovanjske stavbe, vendar nizkofrekvenčni prenos ostaja značilen izziv CLT-sistemov. Iz navedenega izhaja, da visoka vrednost R'_w in nizka vrednost $L'_{n,w}$ še ne zagotavljata optimalne zvočne zaščite v vseh primerih. Rezultati potrjujejo, da je z ustreznim projektiranjem, zgodnjo vključitvijo akustičnega strokovnjaka in kakovostno izvedbo mogoče doseči visoko raven akustične učinkovitosti lesenih stavb, ugotovitve pa so uporabne tudi pri načrtovanju objektov s podobnimi konstrukcijskimi sistemi. Hkrati rezultati spektralne analize fasade kažejo, da zmanjšana zvočna izolirnost v nizkofrekvenčnem območju lahko predstavlja omejitev pri zaščiti pred zunanjimi viri z izrazitim nizkofrekvenčnim spektrom, kot so toplotne črpalke, kar je pomembno upoštevati pri nadaljnjem akustičnem načrtovanju.

Ključne besede: dvostanovanjska stavba, križno lepljen les, zvočna izolirnost, udarni zvok, zvok po zraku

Summary

This article presents a case study of a semi-detached residential building with a load-bearing system made of cross-laminated timber (CLT), in which sound insulation performance was assessed and improvement measures were proposed. The research objectives included the experimental determination of airborne and impact sound insulation of façade and internal elements, evaluation of the results against regulations and recommendations, and consideration of structural behaviour at low frequencies. Sound insulation measurements were conducted in accordance with ISO 16283-1, -2 and -3. The partition wall between the two dwellings achieved a high airborne sound insulation performance ($R'_w = 71$ dB), exceeding minimum requirements and confirming effective structural design and execution. The façade achieved an R'_w of 32 dB, satisfying the limit values; however, spectral analysis revealed a less favourable response in the low-frequency range, the cause of which could not be conclusively determined based on the measurements performed. The inter-storey floor exhibited an impact sound level of $L'_{n,w} = 44$ dB, complying with residential building requirements, while low-frequency impact transmission remains a challenge for the CLT systems. It follows from the above that a high R'_w value and a low $L'_{n,w}$ value do not necessarily guarantee optimal acoustic protection in all cases. The results show that high acoustic performance in timber buildings can be achieved through appropriate design, early involvement of an acoustic specialist, and high-quality construction. In addition, the findings indicate that the reduced low-frequency sound insulation performance of the façade may result in increased sensitivity to external low-frequency noise sources, such as heat pumps, which should be carefully considered in future acoustic design and system placement.

Key words: semi-detached building, cross-laminated timber, sound insulation, airborne sound, impact sound

1 UVOD

Kakovost notranjega okolja (indoor environmental quality, IEQ) predstavlja celovit okvir za obravnavo bivalnega in delovnega okolja v stavbah ter vključuje toplotno udobje, kakovost notranjega zraka, vizualno in nevizualno svetlobno udobje, ergonomijo in akustično udobje [Mewomo et al., 2023]. Naštet dejavniki so med seboj soodvisni ter skupaj vplivajo na funkcionalnost prostora, zadovoljstvo uporabnikov in dolgoročno kakovost bivanja ali dela v stavbah.

Med komponentami IEQ ima zvočno okolje posebno vlogo, saj neposredno vpliva na zaznano (akustično) zasebnost, nemotenost dejavnosti ter splošno dožemanje kakovosti prostora. Nezaželeni zvoki, ki se prenašajo iz zunanega okolja, sosednjih prostorov ali tehničnih naprav prek zunanjih in notranjih ločilnih elementov ter njihovih stikov, detajlov in prebojev, zmanjšujejo zvočno zasebnost, motijo vsakodnevne dejavnosti (npr. delo, počitek ali spanje) ter znižujejo splošno zaznano kakovost bivanja [Torresin et al., 2020]. Študije v večstanovanjskih stavbah in pisarniških okoljih dosledno povezujejo hrup iz sosednjih enot, instalacij, prometa in tehničnih sistemov z večjo motenostjo dejavnosti, slabšo koncentracijo, zmanjšano zaznano zasebnostjo ter nižjim splošnim zadovoljstvom uporabnikov ([Chen et al., 2023; Andargie et al., 2023]).

Pomen ustrezne zvočne zaščite stavb kot sestavnega dela IEQ potrjujejo tudi raziskave, ki akustično udobje neposredno povezujejo z zdravjem in dobrobitjo uporabnikov ([Basner et al., 2014]; [Dovjak & Kuček, 2019]). Dolgotrajna izpostavljenost hrupu lahko negativno vpliva na kakovost spanja, povečuje tveganje za srčno-žilne bolezni ter zmanjšuje kognitivne sposobnosti, zlasti pri otrocih [WHO, 2024]. Kljub temu številne študije opozarjajo, da zakonsko predpisane minimalne zahteve za zvočno zaščito pogosto ne zagotavljajo zadovoljive ravni zaznanega akustičnega udobja uporabnikov, predvsem v zahtevnejših bivalnih okoljih [Rasmussen, 2025].

V praksi so gradbeno-akustične lastnosti stavb še vedno pogosto obravnavane kot sekundarne, kar se odraža v nezadovoljstvu uporabnikov, zlasti v večstanovanjskih in vrstnih stavbah, kjer je prenos zvoka med enotami pogost vir motenj ([Skinner & Grimwood, 2005]; [Rasmussen, 2025]). Kot posebej problematična se izkazuje prenos udarnega zvoka prek nosilnih konstrukcij ter nizkofrekvenčni hrup tehničnih sistemov ([Sato et al., 2014]; [Kim et al., 2019]; [Zou et al., 2025]).

Nizkofrekvenčni zvok se zaradi dolgih valovnih dolžin ter zmanjšane zvočne izolirnosti ločilnih konstrukcij v območju nizkih frekvenc učinkovito širi po stavbi in prodira v bivalne prostore. Pri udarnem hrupu pri tem večinoma prevladujejo prav nizkofrekvenčne komponente, zaradi česar je njegovo obvladovanje z običajnimi projektantskimi in izvedbenimi ukrepi bistveno zahtevnejše ([Cavanaugh et al., 2009]; [SDA, 2022]). Posledično zgolj doseganje predpisanih mejnih vrednosti ne zagotavlja nujno zadovoljive akustične kakovosti bivanja. Več raziskav je pokazalo, da je povezava med standardnimi ocenami udarne zvočne izolirnosti (npr. $L'_{n,w}$) in subjektivno ocenjeno nadležnosti večinoma nizka, zlasti pri lesenih medetažnih konstrukcijah, pri katerih standardni kazalniki pogosto ne zajamejo dovolj vpliva nizkofrekvenčnih komponent udarnega hrupa na zaznavo uporabnikov ([Späh, et al., 2013]; [Vrhovnik and Prislan, 2025]).

Izkušnje iz prakse in rezultati meritev kažejo, da so številne akustične pomanjkljivosti posledica neustrezne zasnove konstrukcijskih stikov (t. i. akustični mostovi) in detajlov ter pomanjkljive izvedbe, ne pa nujno uporabljenega materiala. Te težave je mogoče v veliki meri preprečiti že v zgodnjih fazah projektiranja z ustrezno arhitekturno zasnovo, premišljeno izbiro konstrukcijskih sklopov in aktivnim vključevanjem akustičnega strokovnjaka v projektno skupino. Prav z namenom izboljšanja primerljivosti in dviga kakovosti se vse pogostejše uveljavljajo podrobnejši sistemi akustične klasifikacije stavb, ki dopolnjujejo obstoječe predpisane zahteve, zlasti v širšem frekvenčnem območju ([Gösele & Schröder, 2012]; [Rasmussen, 2025]).

V sodobni gradbeni praksi je v ospredju doseganje visoke energijske učinkovitosti stavb, kar izhaja iz podnebnih zavez, zmanjševanja ogljičnega odtisa in zaostrovanja zakonodajnih zahtev. Ob tem je zvočna zaščita prepogosto obravnavana premalo sistematično kljub njenemu neposrednemu vplivu na kakovost notranjega okolja in dobro počutje uporabnikov ([IWBI, 2024]; [WHO, 2024]). Širše uveljavljanje skoraj ničenergijskih stavb ter prehod na obnovljive vire energije sta hkrati privedla do pogostejše vgradnje toplotnih črpalk, ki so lahko pomemben vir nizkofrekvenčnega hrupa v bivalnem okolju.

Lesena gradnja se je v zadnjem desetletju uveljavila kot trajnostna alternativa klasičnim gradbenim sistemom, pri čemer ima pomembno vlogo križno lepljen les (cross-laminated timber, CLT). Ta omogoča racionalno in hitro gradnjo ter prispeva k zmanjšanju okoljskega vpliva ([Karacabeyli & Douglas, 2013]; [Brandner et al., 2016]). Kljub številnim prednostim pa konstrukcije iz CLT zaradi majhne površinske mase ter togih konstrukcijskih stikov predstavljajo specifične gradbenoakustične izzive, zlasti pri prenosu nizkofrekvenčnega in udarnega zvoka.

Ta raziskava se osredotoča na analizo zvočne zaščite vrstne stanovanjske stavbe z nosilno konstrukcijo iz križno lepljenega lesa (CLT). Cilji raziskave so bili eksperimentalno določiti zračno- in udarnoprenosno zvočno izolirnost zunanjih (zunanja stena) in notranjih ločilnih elementov (predelne stene, medetažne konstrukcije), ovrednotiti rezultate glede na veljavne zakonodajne zahteve in strokovna priporočila ter oblikovati predloge za izboljšave na podlagi pregleda obstoječih praks, s posebnim poudarkom na obnašanju konstrukcij pri nizkih frekvencah.

2 METODOLOGIJA

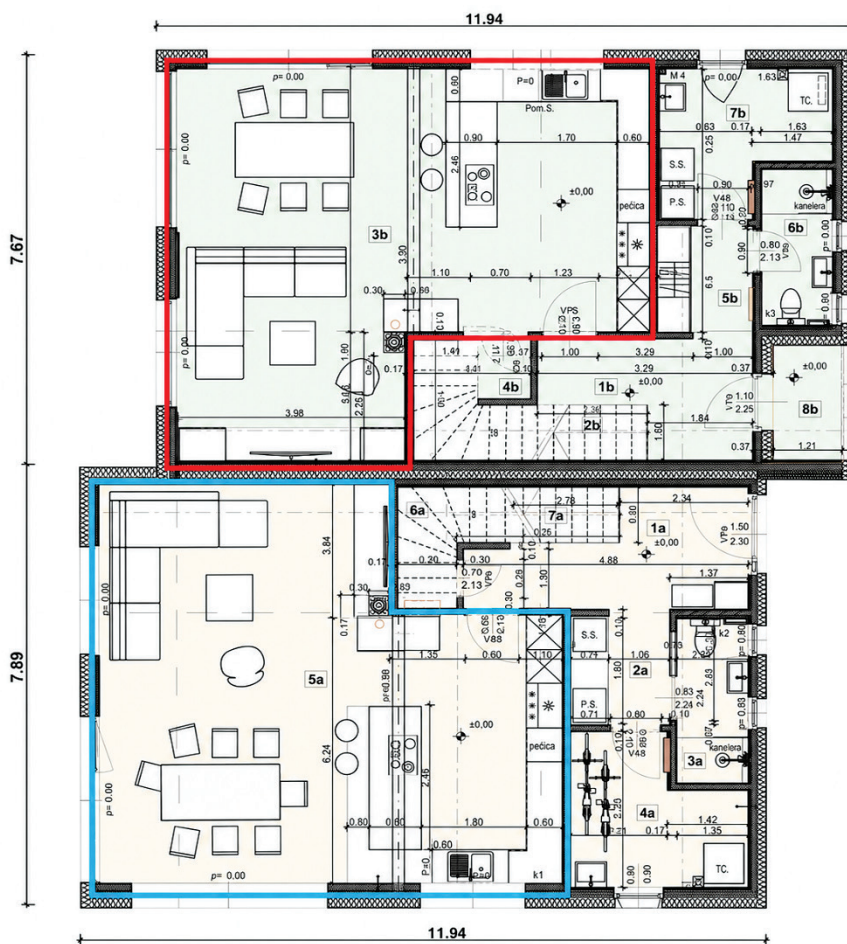
Raziskava je bila izvedena kot večstopenjski postopek za ovrednotenje zvočne zaščite obravnavane stavbe. Izvedene so bile terenske meritve (i) zvočne izolirnosti zunanjega ločilnega elementa (zunanja stena z oknom) in notranjega ločilnega elementa (predelna stena med enotama) ter (ii) normirane razlike zvočnega tlaka udarnega zvoka notranjih ločilnih elementov (medetažne konstrukcije) v skladu s področnimi merilnimi standardi. Izmerjeni rezultati so bili primerjani z veljavnimi nacionalnimi predpisi in strokovnimi priporočili s poudarkom na nizkofrekvenčnem območju. Dodatno je bil prikazan zvočni odtis delovanja tipične toplotne črpalke kot primer možne obremenitve stavbe z nizkofrekvenčnim hrupom. Na podlagi rezultatov so bile v zaključku oblikovane usmeritve za izboljšanje zvočne zaščite.

V tem prispevku so predstavljeni izbrani ključni rezultati raziskave, celovita analiza meritev pa je podana v magistrskem delu Klinc [2025].

2.1 Študija primera

Obravnani objekt je novozgrajena dvostanovanjska stavba – dvojček z etažnostjo pritličje in mansarda (P + M), umeščena v podeželsko okolje osrednje Slovenije. Lokacija spada v III. območje varstva pred hrupom, pri čemer so večji viri hrupa in prometno bolj obremenjena cesta oddaljeni približno 1 km. Stavba obsega dve ločeni stanovanjski enoti (A in B), zasnovani na zamaknjem pravokotnem tlorisu, kar prispeva k razgibanemu in prostorsko členjenemu volumnu. Neto tlorisna površina posamezne enote znaša 158 m², skupni neto volumen celotne stavbe pa je približno 1040 m³. Stavba je pokrita s simetrično dvokapno streho z naklonom 35°, slame je orientirano v smeri jugozahod-severovzhod. Dostop do stavbe je urejen z dovozno potjo na severovzhodni strani, glavni vhod pa je lociran na vzhodni fasadi. Funkcionalna razporeditev prostorov sledi običajni stanovanjski zasnovi: pritlična etaža je namenjena dnevnim prostorom, mansarda pa spalnim prostorom. Nosilni sistem stavbe je izveden kot montažna lesena konstrukcija iz CLT, ki tvori nosilne zunanje in notranje stene debeline 10 cm ter medetažne plošče debeline 16 cm. Zuna-

nja stena je večslojna in sestavljena iz notranje mavčno-kartonske obloge (GKF), inštalacijske ravnine z vmesno izolacijo, nosilne CLT-plošče, kontaktne fasadne toplotne izolacije iz kamene volne ter zaključnega sloja z armirno mrežico in fasadnim ometom. Skupna debelina zunanega stenskega sklopa znaša 44 cm. Predelna stena med stanovanjskima enotama je zasnovana kot dvojna, medsebojno akustično ločena sendvič konstrukcija, optimizirana za doseganje visoke ravni zvočne izolirnosti med stanovanjskima enotama. Sestavljena je iz več zaporednih slojev, ki vključujejo mavčno-kartonske plošče (GKF), elastično izolacijo NDA Ecorubber, dodatne GKF-obloge z bandažiranimi stiki, inštalacijsko ravnino s kovinskimi obešali in vmesno akustično izolacijo, plast izolacije iz plute, nosilno CLT-steno, dvoplastno izolacijo iz kamene volne z vmesnim zračnim slojem, drugo CLT-steno ter dodatno inštalacijsko ravnino z izolacijo in zaključnima oblogama iz mavčno-kartonske plošče in plošče Rigips DUOTECH RB. Skupna debelina te ločilne konstrukcije znaša približno 61 cm. Medetažna konstrukcija je sestavljena iz talne obloge (parket ali keramika), cementnega estriha s sistemom talnega gretja na ločilni foliji, toplotne izolacije iz EPS, nosilne CLT-plošče debeline 16 cm ter spodnje podkonstrukcije z ognjevarnimi mavčno-kartonskimi ploščami, ki so zaključene z bandažiranjem stikov in končnim opleskom. Skupna debelina medetažnega sklopa znaša približno 46 cm.



Slika 1. Tloris pritličja stanovanjske enote A z oznakami oddajnega (modra) in sprejemnega (rdeča) prostora, ki sta bila uporabljena v meritvah fasade

2.2 Meritve zvočne izolirnosti notranjih ločilnih elementov

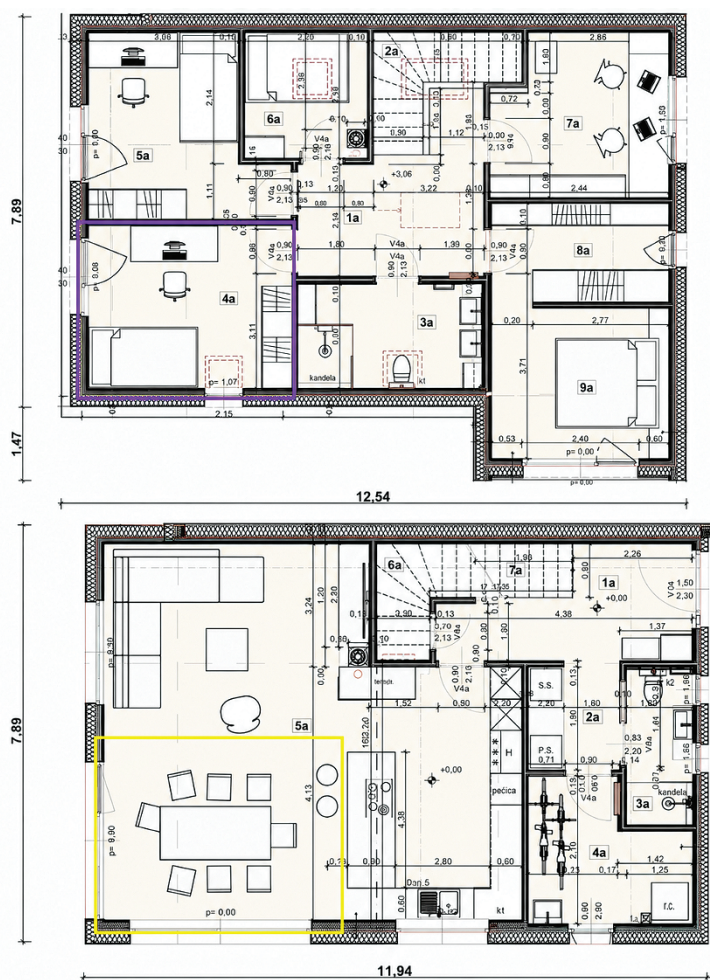
2.2.1 Predelna stena med enotama

Za potrebe merjenja zvočne izolirnosti stene med enotama A in B smo uporabili standard SIST EN ISO 16283-1 [SIST EN ISO, 2014], ki opredeljuje metode merjenja zvoka v zraku. Oddajni prostor je bivalni del stanovanjske enote A (modra), sprejemni prostor pa bivalni del stanovanjske enote B (rdeča) (slika 1). V času izvedbe meritev je bila enota A v celoti dokončana in vseljena, medtem ko je bila enota B v 4. gradbeni fazi, brez zaključnih oblog in opreme. Zvočni vir (dodekaeder) je bil postavljen v oddajni prostor (enota A). Merilni mikrofoni na stojalu je bil pomikan med več pozicijami, oddaljenimi od sten in meja prostora. Izvedenih je bilo osem meritev v izvornem in osem meritev v sprejemnem prostoru. V oddajni prostor smo zvočnik postavili na dve različni lokaciji, enako v sprejemnem prostoru, skupno torej štiri premike. Razdalja med posameznimi pozicijami zvočnika je bila najmanj 0,7 m, kot navaja standard. Na podlagi izmerjenih ravni zvoka v obeh prostorih in časa odmeva je programska oprema izračunala standardizirane parametre (D_n , D_{nT} , R').

2.2.2 Medetažna konstrukcija

Meritve so bile izvedene v skladu s standardom SIST EN ISO 16283-2 [SIST EN ISO, 2020], ki določa postopke za in situ merjenje udarnega zvoka. Standard je prilagojen dejanskim razmeram v stavbah in je namenjen prostorom z volumnom med 10 m^3 in 250 m^3 ter frekvenčnemu območju od 50 Hz do 5000 Hz.

Oddajni prostor (vijolična) je eno etažo nad sprejemnim prostorom (rumena) (slika 2). Pomembno je poudariti, da so bile meritve zvočne izolirnosti medetažne konstrukcije izvedene izključno v stanovanjski enoti A, zato so bili prostori za merjenje izbrani le znotraj navedene stanovanjske enote. Za generiranje udarnega zvoka smo uporabili standardiziran udarni vir (mehanski tapkalni stroj), nameščen v zgornjem prostoru, ki smo ga premaknili na pet različnih položajev, oddaljenih vsaj 0,5 m od robov konstrukcije. Za vsak položaj mehankega tapkalnega stroja smo v sprejemnem prostoru izvedli dve meritvi zvočnega tlaka z mikrofonom na stojalu, skupno torej deset meritev. Pri vsaki meritvi so bili upoštevani čas odmeva, hrup ozadja in geometrija prostora. Rezultati so bili izraženi za indeksi L'_n in L'_{nT} , ki omogočata primerjavo z zahtevami za zvočno udobje v stanovanjskih objektih. Zaradi zaščite parketa sta bili dve meritvi opravljeni z mehanskim tapkalnim strojem, nameščenim na preprogi, tri meritve pa na odeji.



Slika 2. Tloris mansarde stanovanjske enote A z oznakami oddajnega (vijolična) in sprejemnega (rumena) prostora, ki sta bila uporabljena v meritvah zvočne izolirnosti medetažne konstrukcije

2.3 Meritve zvočne izolirnosti zunanjih ločilnih elementov

Meritve zvočne izolirnosti fasade so bile izvedene v skladu s standardom SIST EN ISO 16283-3 [SIST EN ISO, 2016], ki določa in situ postopke merjenja zvočnega tlaka za fasadne elemente in celotne fasade. Standard je prilagojen dejanskim razmeram v stavbah in velja za prostore s prostornino med 10 m³ in 250 m³ ter za razširjeno frekvenčno območje od 50 Hz do 5000 Hz. Rezultati meritev omogočajo kvantitativno oceno in primerjavo zvočne izolirnosti v opremljenih in neopremljenih prostorih. Oddajni prostor sta zelenica in terasa stanovanjske enote A (rumena), sprejemni prostor pa bivalni del stanovanjske enote A (zeleni) (slika 3). Kot zvočni vir je bil uporabljen dodekaeder tipa 4292-L in ojačevalnik moči tipa HBK 2755. Zaznavanje in zapisovanje meritev je omogočil merilnik ravni zvoka tipa HBK 2255, opremljen z mikrofonom tipa 4966-Z-041 s podaljškom UA-0049, ki je bil postavljen na stojalo UA-0801, ter kalibratorjem 4231. Merilnik je bil povezan z aplikacijo Building Acoustics, nameščeno na mobilni telefon, preko katere se je izvajalo upravljanje in proženje posameznih meritev.

Pri interpretaciji frekvenčnih rezultatov je treba razlikovati med merilnim frekvenčnim območjem, obravnavanim v standardih serije SIST EN ISO 16283 [SIST EN ISO, 2016] in ožjim referenčnim območjem, ki se po SIST EN ISO 717 [SIST EN ISO, 2020], uporablja za določitev enoštevskih kazalnikov.

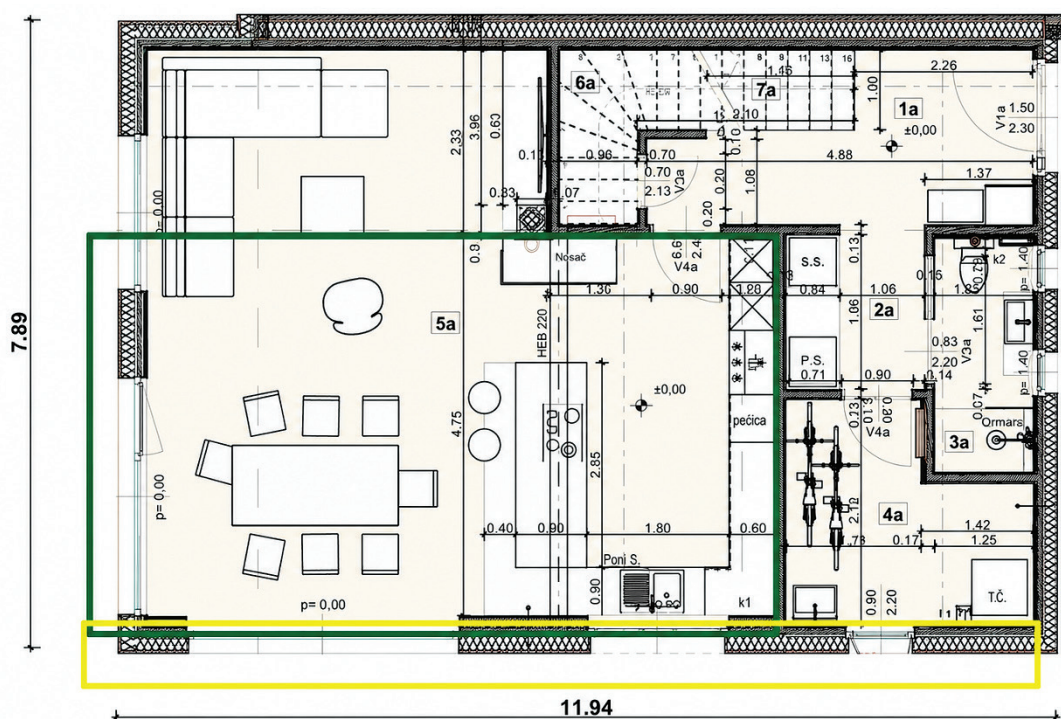
Zvočnik smo postavili na dveh lokacijah na tla pred fasado, na razdalji 5 m od objekta, da smo dosegli v standardu navedeni

vpadni kot zvoka $45^\circ \pm 5^\circ$. V sprejemnem prostoru smo uporabili fiksni mikrofoni na stojalu; izvedenih je bilo osem meritev ravni zvočnega tlaka za dva položaja zvočnika. Izmerili smo tudi hrup ozadja na petih točkah in odmevni čas na osmih točkah v sprejemnem prostoru. Razdalja med mikrofonskimi točkami je bila vsaj 0,7 m, vse točke pa vsaj 0,5 m oddaljene od sten. Pri meritvah odmevnega časa je morala biti razdalja mikrofona od zvočnika najmanj 1,0 m. Zunaj objekta smo zvočni tlak merili z mikrofonom, nameščenim 2 m pred fasado, na štiri različnih položajih, enako razdaljo pa smo ohranili tudi pri meritvah v notranjem prostoru. Tako smo zagotovili ustrezne pogoje za izračun razlikovnih ravni $D_{1s,2m}$, $D_{1s,2m,n}$ in $D_{1s,2m,n,T}$, ki jih je program samodejno izračunal.

2.4 Primerjava z nacionalnimi zahtevami in priporočili ter predlogi izboljšav

Minimalna zahtevana vrednost zvočne izolirnosti zunanje ločilne konstrukcije oziroma fasadnega ovoja, prilagojena območju hrupa, v katerem je objekt (60 dB(A)) ([UR RS, 2012]; [TSC, 2012]), znaša $R'_{w,f} + C_{tr,f} = 25 \text{ dB}$. Če podatki o dejanski oziroma računsko ocenjeni obremenitvi s hrupom niso na voljo, [TSC, 2012] za določitev potrebne zvočne zaščite zunanjega ovoja podaja zunanje ravni glede na območje varstva pred hrupom; za IV. območje znaša ta raven 75 dB(A) .

Minimalna zahtevana vrednost zvočne izolirnosti za skupno steno med enotama različnih lastnikov je 55 dB . Minimalna vrednost standardne razlike zvočnih ravni za ločilne konstrukcije v stavbah različnih namembnosti je 52 dB , dovoljena maksimalna vrednost za medetažno konstrukcijo v vrstnih hišah pa je $L'_{n,w} = 55 \text{ dB}$.



Slika 3. Tloris pritličja stanovanjske enote A z oznakami merjene fasade (rumena) oddajnega in sprejemnega (zeleni) prostora, uporabljenih v meritvah

2.5 Ocena učinkovitosti zvočne zaščite pri nizkofrekvenčnih virih hrupa

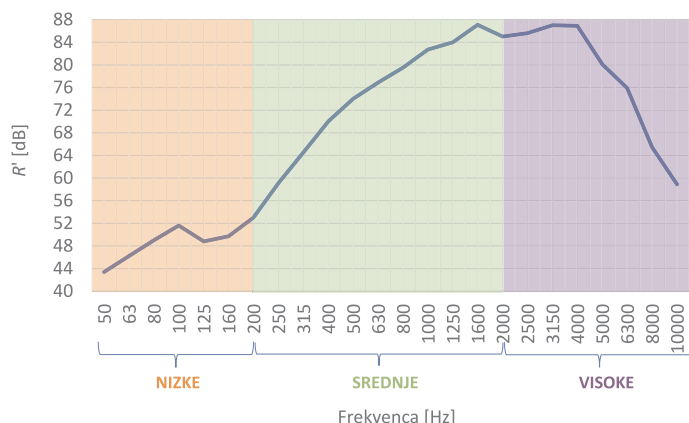
Za oceno učinkovitosti zvočne zaščite ločilnih elementov pri izpostavljenosti nizkofrekvenčnim virom hrupa je bil analiziran zvočni odtis delovanja tipične toplotne črpalke. Ta je bil uporabljen kot reprezentativni primer možne obremenitve stavbe z nizkofrekvenčnim hrupom toplotne črpalke, ki se lahko pojavi v neposredni bližini stanovanjskih stavb. Analiza je omogočila kvalitativno presojo vpliva takšnih virov na IEQ ter obravnavo učinkovitosti obravnavanih konstrukcijskih rešitev v nizkofrekvenčnem območju.

3 REZULTATI

3.1 Zvočna izolirnost predelne stene med enotama

Izmerjena vrednost gradbene zvočne izolirnosti skupne predelne stene med enotama znaša $R'_w = 71$ dB. Ta vrednost bistveno presega minimalno zakonsko zahtevano vrednost 55 dB, zato obravnavana konstrukcija zagotavlja izjemno visoko raven zvočne zaščite med prostori. Tako visoka izolirnost je pri lesenih konstrukcijah redka in potrjuje zelo kakovostno akustično zasnovo ter izvedbo [Rasmussen, 2025]. Doseženi rezultat je posledica doslednega upoštevanja akustičnih smernic pri sestavi predelne stene ter natančne izvedbe vseh konstrukcijskih in izvedbenih detajlov. Posebej pomembno je, da v konstrukciji ni akustičnih mostov, ki vedno povzročijo prenos zvoka in zmanjšajo skupno zvočno izolirnost.

Slika 4 prikazuje frekvenčni potek gradbene zvočne izolirnosti notranjega ločilnega elementa. Pri nizkih frekvencah, v območju od 50 do 160 Hz, je zvočna izolirnost med 44 in 52 dB, kar je že dobra raven zaščite glede na zahtevnost dušenja nizkofrekvenčnega zvoka. Od približno 200 Hz dalje zvočna izolirnost postopno narašča in v frekvenčnem območju med 800 in 2000 Hz doseže najvišje vrednosti, približno 87 dB. V območju srednjih in višjih frekvenc (2000–5000 Hz) ostaja izolirnost izjemno visoka, nad 80 dB, kar nakazuje zelo dobro zvočno zaščito konstrukcije.



Slika 4. Frekvenčni potek gradbene zvočne izolirnosti skupne stene enot

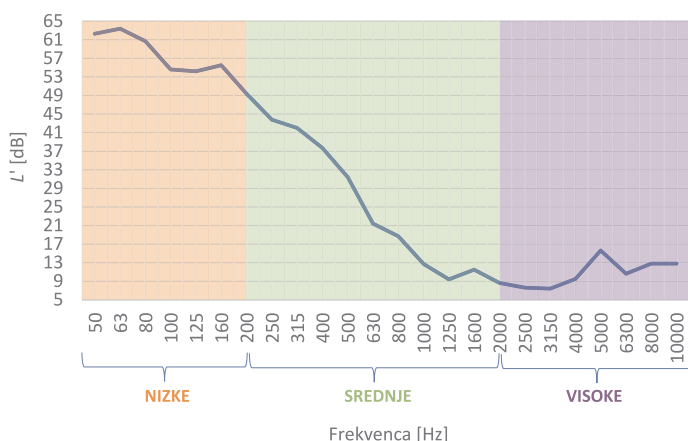
Pri frekvencah nad 5000 Hz je opazen rahel upad zvočne izolirnosti. Ker to frekvenčno območje presega standardizirano območje meritev za določanje gradbene zvočne izolirnosti, je treba rezultate interpretirati previdno. Opaženi padec zato verjetno odraža povečano merilno negotovost oziroma omejitve merilnega postopka pri zelo visokih frekvencah in ne nujno dejanskega poslabšanja akustičnih lastnosti konstrukcije. Poleg tega se frekvenčni pas nad 5000 Hz ne upošteva pri izračunu enoštevilskega kazalnika zvočne izolirnosti, zato opaženi trend ne vpliva na določeno vrednost R'_w .

Omeniti velja tudi, da vrednosti zvočne izolirnosti nad 70 dB predstavljajo zelo visoko raven zaščite, katere eksperimentalno določanje je zahtevno, saj je za ustrezno razmerje med signalom in šumom treba zagotoviti zelo visoke ravni vzburjanja v oddajnem prostoru. Posledično so lahko v tem območju merilne negotovosti večje kot pri nižjih vrednostih zvočne izolirnosti.

3.2 Normirane razlike zvočnega tlaka udarnega zvoka

Izmerjena vrednost normirane razlike zvočnega tlaka udarnega zvoka znaša $L'_{n,w} = 44$ dB in je skladna z veljavnimi zahtevami ($L'_{n,w} \leq 55$ dB). Najvišje ravni se pojavljajo v nizkofrekvenčnem območju 50–80 Hz, kjer raven udarnega zvoka dosega približno 63 dB. Kljub izpolnjevanju zahteve glede enoštevilskega kazalnika $L'_{n,w}$ ostaja frekvenčna analiza pomembna, saj razkrije izrazite nizkofrekvenčne komponente udarnega zvoka, ki jih enoštevilsko vrednotenje ne prikaže v celoti. Pri interpretaciji rezultatov v območju najnižjih frekvenc je potrebna določena previdnost, saj lahko na razpršenost rezultatov vplivajo modalni odziv sprejemnega prostora, prostorska nehomogenost zvočnega polja ter položaj vira in mikrofona. Povečana merilna negotovost lahko vpliva na natančno vrednost posameznega frekvenčnega pasu, vendar opaženega izrazitejšega nizkofrekvenčnega prenosa ni utemeljeno pripisati zgolj merilni negotovosti.

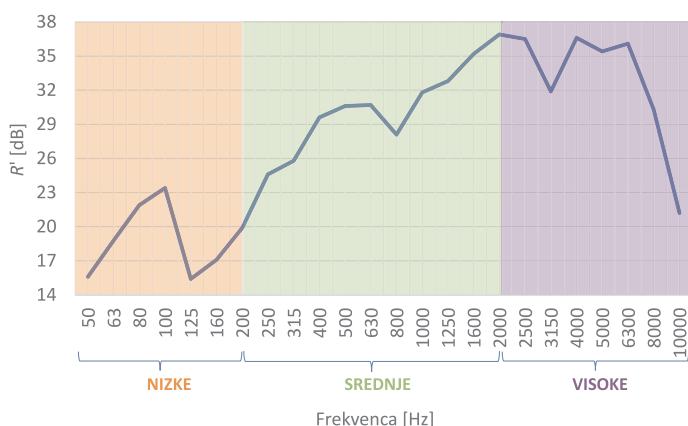
Frekvenčni potek normirane ravni udarnega zvoka je prikazan na sliki 5. Z naraščajočo frekvenco vrednosti postopoma upadajo, pri čemer se od približno 500 Hz dalje pojavi izrazitejša zmanjšanje ravni. V območju srednjih in višjih frekvenc (nad 1250 Hz) ravni ostajajo pod 15 dB. Pri najvišjih frekvencah so opazna manjša nihanja rezultatov, ki so verjetno posledica povečane merilne negotovosti zaradi zelo nizkih izmerjenih ravni in možnega vpliva hrupa ozadja. Ker se to frekvenčno območje ne upošteva pri določanju enoštevilskega kazalnika $L'_{n,w}$, opažena nihanja nimajo vpliva na oceno akustične učinkovitosti konstrukcije. Takšen potek je značilen za udarni zvok, saj nizkofrekvenčno območje praviloma predstavlja največji izziv pri zvočni zaščiti medetažnih konstrukcij. Rezultati kažejo, da konstrukcija učinkovito omejuje prenos srednjih in visokih frekvenc udarnega zvoka, medtem ko so nizkofrekvenčne komponente, pričakovano, bolj izrazite. Izrazitejši nizkofrekvenčni odziv je skladen z značilnim dinamičnim obnašanjem lahkih lesenih konstrukcij. Ker posamezni dinamični parametri obravnavane konstrukcije niso bili določeni ločeno, opaženega pojava ni mogoče pripisati samo enemu mehanizmu, temveč je lahko posledica skupnega vpliva površinske mase, togosti, resonančnih pojavov, konstrukcijskih stikov in strukturnega dušenja.



Slika 5. Frekvenčni potek normirane razlike zvočnega tlaka udarnega zvoka

3.3 Zvočna izolirnost zunanje stene z oknom

Zvočna izolirnost zunanje ločilne konstrukcije je $R'_w = 32$ dB in ustreza zakonsko zahtevani mejni vrednosti (min. 25 dB). Slika 6 prikazuje graf frekvenčnega poteka zvočne izolirnosti fasade. Pri nizkih frekvencah (50–100 Hz) je izolirnost nizka (okoli 15–20 dB), kar pomeni, da fasada z oknom oziroma zasteklitvijo manj učinkovito duši nizkofrekvenčne zvoke, na primer prometni hrup. V srednjem frekvenčnem območju (250–2000 Hz) izolirnost narašča in doseže okoli 35–38 dB, kar kaže na dobro učinkovitost pri dušenju srednjih frekvenc (govor, večina hrupa iz okolja). Pri visokih frekvencah (nad 4 kHz) je opazen manjši upad izmerjenih vrednosti. Ker so v tem frekvenčnem območju vplivi merilne negotovosti lahko izrazitejši, opaženi trend ne pomeni nujno dejanskega poslabšanja akustične učinkovitosti konstrukcije. Kljub temu zvočna izolirnost ostaja razmeroma visoka. V nizkofrekvenčnem območju, zlasti v pasu 125 Hz, je bila izmerjena nižja zvočna izolirnost (približno 16 dB). Možni razlogi za takšen frekvenčni potek so lahko povezani z resonančnimi lastnostmi zasteklitve oziroma okenskega sklopa, značilnostmi njegove vgradnje ali drugimi lokalnimi vplivi fasadnega ovoja. Ker posamezni vplivni dejavniki v okviru raziskave niso bili ločeno analizirani, dejanskega vzroka na podlagi izvedenih meritev ni mogoče zanesljivo določiti.



Slika 6. Frekvenčni potek zvočne izolirnosti fasade

3.4 Problematika virov nizkofrekvenčnega hrupa v bivalnem okolju

V bivalnem okolju se pojavljajo zvočni viri v zelo širokem frekvenčnem območju, zato mora biti zvočna zaščita notranjih in zunanjih ločilnih elementov prilagojena tako nizkofrekvenčnim (NF) kot visokofrekvenčnim (VF) obremenitvam ([Cavanaugh et al., 2009]). Med pogoste notranje vire sodijo gospodinski aparati, kot so hladilnik (50–200 Hz; 40–55 dB(A)), pomivalni stroj (50–3000 Hz; 44–60 dB(A)), sušilnik za lase (400–4000 Hz; 70–90 dB(A)), televizor (300–3400 Hz; 60–70 dB(A)) ter otroški jok (400–600 Hz; 75–90 dB(A)) ([Jeon et al., 2007]; [Che et al., 2024]). Zunanji viri, pomembni za oceno učinkovitosti fasadnega ovoja, vključujejo toplotne črpalke (50–500 Hz; 58–62 dB(A)), kosilnice (100–300 Hz; 85–90 dB(A)), cestni promet (700–1300 Hz; ~72 dB(A)), piskanje zavor (1000–16000 Hz; 100–110 dB(A)) ter lajanje psa (200–2000 Hz; ~80 dB(A)) ([Papinniemi et al., 2002]; [Atamer et al., 2019]). Navedene ravni hrupa so orientacijske, saj so izmerjene vrednosti odvisne od merilnih pogojev, zlasti od zvočne moči in usmerjenosti vira, oddaljenosti od vira ter akustičnih značilnosti okolja, zato jih ni mogoče neposredno obravnavati kot značilne emisijske ali imisijske vrednosti posameznega vira.

Pri stavbah z nosilno konstrukcijo iz križno lepljenega lesa (CLT) se vpliv nizkofrekvenčnih virov lahko izkaže kot kritičen, saj zaradi relativno majhne mase konstrukcije dolgovalovni zvok lažje prodira skozi zunanje in notranje ločilne elemente [Cavanaugh et al., 2009]. To se lahko odrazi v zmanjšani zvočni izolirnosti v območju okoli 100 Hz, kjer so izmerjene vrednosti lahko tudi približno 8 dB pod referenčno krivuljo, kar potrjuje občutljivost takšnih fasad na NF obremenitve. V običajnih stanovanjskih razmerah to praviloma ni odločilna omejitev, lahko pa predstavlja težavo v bližini prometnih ali tehničnih virov z izrazitim nizkofrekvenčnim spektrom.

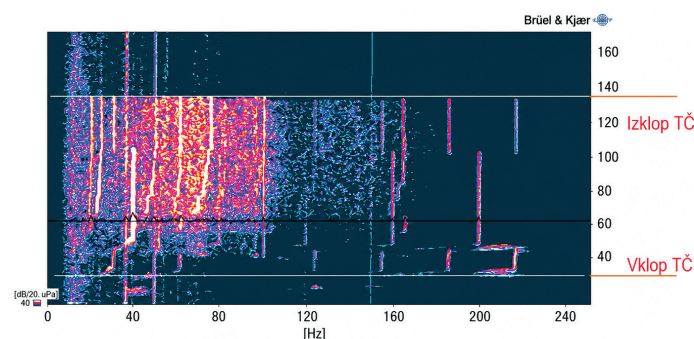
V visokofrekvenčnem območju (nad 4000 Hz) konstrukcije iz CLT praviloma dosega zelo dobre rezultate, vendar je njihova učinkovitost močno odvisna od kakovosti izvedbe detajlov. Netesnosti pri stikih panelov, okenskih odprtinah in inštalacijskih prebojih lahko povzročijo lokalne preboje zvočne zaščite, zaradi česar se izolativnost v tem območju kljub dobrim globalnim kazalnikom lahko bistveno poslabša [Jeon et al., 2007].

Pri notranjih ločilnih elementih so posebej problematični nizkofrekvenčni in udarni viri, kot so pralni stroji v fazi centrifuge ter hoja, tek ali skoki, kjer se energija prenaša v obliki vibracij prek konstrukcije in stranskih prenosov. Podobno se obnašajo glasbeni viri z izrazitim nizkofrekvenčnim delom, na primer nizkotonci (»subwooferji«) (20–120 Hz), pri katerih se vibracije širijo prek togih stikov in povezav [Papinniemi et al., 2002]. Zato so pri CLT-stavbah ključni plavajoči estrihi, elastični vmesniki ter večslojni sistemi z dosledno zatesnjenimi stiki.

Sklepno lahko povzamemo, da CLT-konstrukcije zagotavljajo zelo dobro zvočno zaščito v srednjem frekvenčnem območju, medtem ko nizkofrekvenčni zunanji in notranji viri ter visoke frekvence ob netesnih detajlih zahtevajo dodatne konstrukcijske in izvedbene ukrepe za zagotavljanje zadovoljivega akustičnega udobja ([Cavanaugh et al., 2009]).

3.5 Zvočni odtis delovanja tipične toplotne črpalke

Slika 7 prikazuje časovno-frekvenčni spektrogram hrupa toplotne črpalke, izmerjen s kontrolnim mikrofonom, nameščenim v neposredni bližini naprave. Meritev je bila izvedena v nočnem času, ko drugi viri hrupa niso bili prisotni. Na vodoravni osi so prikazane frekvence (Hz), na navpični osi čas, barvna lestvica pa predstavlja ravni zvočnega tlaka posameznih frekvenčnih komponent. Spektrogram omogoča sočasen vpogled v frekvenčno sestavo hrupa in njegovo časovno spreminjanje znotraj enega cikla delovanja toplotne črpalke.

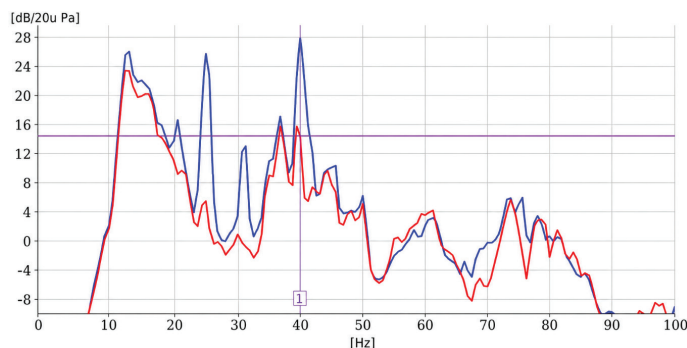


Slika 7. Spektrogram hrupa v zunanjem okolju. Rdeča horizontalna črta prikazuje izklop in vklop TČ (vodoravna os: frekvenca [Hz]; navpična os: raven zvočnega tlaka [dB])

Iz prikaza je razvidna značilna dinamika ob vklopu in delovanju toplotne črpalke. Ob vklopu naprave se pojavijo izrazite frekvenčne komponente, ki časovno sovpadajo z začetkom delovanja posameznih sestavnih delov, kot so kompresor, obtočna črpalčka in ventilator. Najizrazitejši energijski prispevek je zaznan v nizkofrekvenčnem območju med 20 in 100 Hz, z jasno izraženimi frekvenčnimi vrhovi, zlasti pri približno 40 Hz in 20 Hz. Najvišja izmerjena raven hrupa znaša $L_{\max} = 49,5$ dB pri frekvenci 40 Hz. Spremembe v amplitudi in položaju teh frekvenčnih komponent kažejo na časovno odvisno spreminjanje obratovalnega režima, na primer na spremembe vrtljajev kompresorja ali ventilatorja. Spektrogram tako nedvoumno potrjuje vzročno povezavo med delovanjem toplotne črpalke in pojavom nizkofrekvenčnega hrupa v prostoru.

Slika 8 prikazuje G-utežen frekvenčni spekter nizkofrekvenčnega hrupa, izmerjen v varovanem prostoru. Na vodoravni osi je prikazana frekvenca (Hz), na navpični osi pa raven zvočnega tlaka v dB re 20 μ Pa. Prikazana sta dva merilna scenarija: stanje delovanja toplotne črpalke (modra krivulja) in stanje mirovanja naprave (rdeča krivulja), kar omogoča neposredno primerjavo vpliva delovanja naprave na nizkofrekvenčni hrup v prostoru.

Iz grafa je razvidno izrazito povečanje ravni hrupa v času delovanja naprave, zlasti v ključnem nizkofrekvenčnem območju med 20 in 50 Hz, ki ga G-uteženje posebej poudari zaradi pomembnosti za človekovo zaznavanje. Jasno je opazen porast pri približno 25 Hz, največja razlika med obema stanjema pa se pojavi pri okoli 40 Hz, kjer je zaznano povečanje ravni hrupa v velikosti približno 5-10 dB. Takšna razlika je za človeka jasno zaznavna in psihofizično moteča, zato predstavlja pomemben dejavnik akustičnega neugodja, zlasti v nočnem času ob odsotnosti maskirnih virov.



Slika 8. G-utežen frekvenčni spekter nizkofrekvenčnega hrupa v varovanem prostoru (modra krivulja: TČ deluje, rdeča: TČ miruje) (vodoravna os: frekvenca [Hz]; navpična os: raven zvočnega tlaka [dB])

Prisotne so tudi večkratne frekvenčne konice, kar kaže na mehanski sistemski vir hrupa z več harmoničnimi komponentami, skladnimi z delovanjem rotacijskih delov naprave. Oblika spektra dodatno nakazuje vpliv akustičnih lastnosti prostora; zaradi pravokotne geometrije prostora in klasične masivne gradnje se pojavljajo stoječi valovi, ki povzročajo lokalna ojačanja nizkofrekvenčnega zvočnega tlaka ter povečujejo zaznavnost hrupa v prostoru.

Analiza z uporabo G-uteženega filtra tako jasno potrjuje, da je delovanje toplotne črpalke neposredno povezano z izrazitim povečanjem nizkofrekvenčnega hrupa v prostoru, kar je ključno z vidika ocene bivalnega neugodja.

4 SKLEP

Akustično načrtovanje stavb z nosilno konstrukcijo iz CLT zahteva celovit pristop, saj je njihovo akustično obnašanje izrazito frekvenčno odvisno. Zlasti v nizkofrekvenčnem območju na zvočno izolirnost vpliva kombinacija površinske mase, togosti, resonančnih pojavov, konstrukcijskih stikov in strukturnega dušenja. Doseganje ustreznega akustičnega udobja je zato odvisno od premišljene kombinacije arhitekturnih, konstrukcijskih in izvedbenih ukrepov ter zgodnje integracije akustičnih zahtev v proces projektiranja. Ključna izhodišča vključujejo analizo lokacijskih razmer in pričakovanih hrupnih obremenitev, ustrezno funkcionalno razporeditev prostorov, enakovredno obravnavo zunanjih in notranjih ločilnih elementov z vidika gradbene fizike in akustike ter skrbno načrtovanje konstrukcijskih detajlov, vključno z odprtinami in stiki. Posebno pozornost je treba nameniti tudi izbiri in vgradnji tehničnih sistemov stavbe, saj lahko neustrezna namestitve predstavljajo pomemben vir zvočnih in vibracijskih obremenitev.

Rezultati študije primera so pokazali, da lahko ustrezno načrtovane CLT-ločilne konstrukcije dosegajo zelo visoko raven zvočne zaščite. Izmerjena vrednost zvočne izolirnosti med bivalnimi enotami $R'_{w} = 71$ dB pomeni izredno visoko raven zaščite pred zračnim hrupom in pomembno presega minimalne zahteve predpisov. Ugotovitev potrjuje, da CLT-tehnologija sama po sebi ne predstavlja omejitve za doseganje visokega akustičnega udobja, če so konstrukcijski sklopi in detajli projektirani celovito ter skladno z akustičnimi načeli.

Hkrati rezultati kažejo na povečano občutljivost fasadnega ovoja za nizkofrekvenčne zunanje vire hrupa. Izmerjeni frekvenčni potek zvočne izolirnosti fasade je pokazal zmanjšano učinkovitost v nizkofrekvenčnem pasu, zlasti okoli 40 Hz, kjer izolirnost dosega približno 15–20 dB. Možni razlogi so lahko povezani z lastnostmi okenskega sklopa, njegovo vgradnjo in lokalnimi resonančnimi pojavi, vendar posamezni vplivi v okviru raziskave niso bili ločeno analizirani.

Na tej podlagi je mogoče sklepati, da bi se v primeru vira z izrazitim nizkofrekvenčnim spektrom v neposredni bližini obravnavane stavbe (npr. toplotna črpalka) lahko pojavila povečana zaznavnost nizkofrekvenčnega hrupa v notranjih prostorih, subjektivno zaznavno predvsem v nočnem času. To poudarja pomen celovite obravnave nizkofrekvenčnega hrupa že v fazi načrtovanja ter potrebo po dodatnih preventivnih ukrepih pri umeščanju in vgradnji tehničnih naprav v okolici stanovanjskih stavb iz CLT skladno z LEDSTA (2025).

5 ZAHVALA

Iskreno se zahvaljujemo lastnikom stavbe, v kateri so bile izvedene meritve, projektantski ekipi ter sodelujočim akustikom za njihovo strokovno podporo in sodelovanje pri izvedbi raziskave. Posebna zahvala gre podjetjem, ki so prispevala strokovno znanje (družbi DECIBEL akustični inženiring) in omogočila uporabo merilne opreme (IMS Merilni sistemi in Zavod za varstvo pri delu (ZVD)).

Javna agencija za znanstvenoraziskovalno in inovacijsko dejavnost Republike Slovenije v okviru raziskovalnega programa P2 0158 (Gradbene konstrukcije in gradbena fizika).

6 LITERATURA

Andargie, M., Touchie, M., O'Brien, W., Müller-Trapet, M., A field study of the relationship between sound insulation and noise annoyance, activity disturbance and wellbeing in multi-unit residences, *Applied Acoustics*, 206, 2023, <https://doi.org/10.1016/j.apacoust.2023.109291>.

Atamer, S., Altinsoy, M.E., Hirschfeld, J., Vibro-Acoustical Analyses of a Dishwasher, *DAGA 2019 – Fortschritte der Akustik*, 2019, https://pub.dega-akustik.de/DAGA_2019/data/articles/000117.pdf

Basner, M., Babisch, W., Davis, A., Brink, M., Clark, C., Janssen, S., et al., Auditory and non-auditory effects of noise on health, *The Lancet*, 383, 1325–1332, 2014, [https://doi.org/10.1016/S0140-6736\(13\)61613-X](https://doi.org/10.1016/S0140-6736(13)61613-X).

Brandner, R., Flatscher, G., Ringhofer, A., Schickhofer, G., Thiel, A., Cross laminated timber (CLT): overview and development, *European Journal of Wood and Wood Products*, 74, 3, 331–351, 2016, <https://doi.org/10.1007/s00107-015-0999-5>.

Cavanaugh, W.J., Tocci, G.C., Wilkes, J.A., *Architectural Acoustics: Principles and Practice*, 2nd ed., John Wiley & Sons, Hoboken, NJ, 2009.

Che, L., Lee, H.M., Lee, H.P., Acoustical analysis and optimization design of the hair dryers, *Noise Mapping*, 11(1), 20240004, 2024, <https://doi.org/10.1515/noise-2024-0004>.

Chen, K., Kang, J., H., Evaluation of healthy indoor acoustic environments in residential buildings by the occupants: A mixed-method approach, *Building and Environment*, 246, 2023, <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2023.110950>.

Dovjak, M., Kuček, A., Creating healthy and sustainable buildings: an assessment of health risk factors, *Springer Open*, Cham, 2019, <https://link.springer.com/book/10.1007/978-3-030-19412-3>.

Gösele, K., Schröder, E., Sound Insulation in Buildings, in *Handbook of Engineering Acoustics*, Springer, 2012, https://doi.org/10.1007/978-3-540-69460-1_7 (14 junij 2026).

International WELL Building Institute (IWBI). WELL Building Standard, WELL v2. International WELL Building Institute, New York, 2024, <https://www.wellcertified.com/> (14 junij 2026).

Jeon, J.Y., You, J., Chang, H.Y., Sound radiation and sound quality characteristics of refrigerator noise in real living environments, *Applied Acoustics*, 68(10), 1118–1134, 2007, <https://doi.org/10.1016/j.apacoust.2006.06.005>.

Karacabeyli, E., Douglas, B. (Eds.), *CLT Handbook: Cross-Laminated Timber*, FPinnovations, Binational Softwood Lumber Council, 2013.

Klinc, L., Vloga zvočne zaščite lesenih stavb v procesu graditve: študija primera, magistrsko delo, Ljubljana, 2025, <https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?lang=slv&id=175329> (14 junij 2026).

Kim, J., Park, H.-G., Han, H.-K., Mun, D.-H., Effect of reinforced concrete structure type on low frequency heavy impact sound in residential buildings, *Applied Acoustics*, 155, 139–149, 2019, <https://doi.org/10.1016/j.apacoust.2019.05.005>.

LEDSTA, Laboratorij za energetske delovne stroje in tehnično akustiko, Čurovič, L., Strokovne podlage za spremembo zakonodaje s področja hrupa toplotnih črpalk, Republika Slovenija, Ministrstvo za Okolje, Podnebje in Energijo, 2025, <https://www.gov.si/assets/ministrstva/MOPE/Okolje/Hrup/Strokovne-podlage-hrup-toplotnih-crpank.pdf> (14 junij 2026).

Mewomo, M., Toyin, J., Iyiola, C., Aluko, O., Synthesis of critical factors influencing indoor environmental quality and their impacts on building occupants health and productivity, *Journal of Engineering, Design and Technology*, 21, 2, 619–634, 2023, <https://doi.org/10.1108/jedt-10-2021-0595>.

Papinniemi, J., Lai, J.C.S., Zhao, J., Loader, L., Brake squeal: a literature review, *Applied Acoustics*, 63(4), 391–400, 2002, [https://doi.org/10.1016/S0003-682X\(01\)00043-3](https://doi.org/10.1016/S0003-682X(01)00043-3).

Rasmussen, B., Sound insulation requirements in multi-storey housing – A health issue or just comfort?, *Proceedings of the International Congress on Acoustics*, 2025, 82X04001227.

Sato, H., Hirota, T., Hiramitsu, A., and Tanaka, M., Subjective evaluation of floor impact sound of wood-frame construction dwellings in different living situation, *Proceedings of INTER-NOISE 2014 – 43rd International Congress on Noise Control Engineering*, Melbourne, Australia, 2014, Paper 747.

SIST EN ISO, SIST EN ISO 16283-1:2014. Acoustics – Field measurements of sound insulation in buildings and of building elements – Part 1: Airborne sound insulation. Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, Slovenija, 2014.

SIST EN ISO, SIST EN ISO 16283-2:2020. Acoustics – Field measurement of sound insulation in buildings and of building elements – Part 2: Impact sound insulation. Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, Slovenija, 2020.

SIST EN ISO, SIST EN ISO 16283-3:2016. Acoustics – Field measurement of sound insulation in buildings and of building elements – Part 3: Façade sound insulation. Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, Slovenija, 2016.

SIST EN ISO, SIST EN ISO 717-1:2020. Acoustics – Rating of sound insulation in buildings and of building elements – Part 1: Airborne sound insulation. Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, Slovenija, 2020.

Skinner, C.J., Grimwood, C.J., The UK noise climate 1990–2001: population exposure and attitudes to environmental noise, *Applied Acoustics*, 66(2), 231–243, 2005, <https://doi.org/10.1016/j.apacoust.2004.07.009>.

Slovensko društvo za akustiko (SDA). Strokovni posvet o hrupu obratovalne opreme in možnih vplivih na okolje. Slovensko društvo za akustiko, 2022. <https://www.drustvo-akustika.si/> (14 junij 2026).

Späh, M., Hagberg, K., Bartlomé, O., Weber, L., Leistner, P., Liebl, A., Subjective and Objective Evaluation of Impact Noise Sources in Wooden Buildings, *Building Acoustics*, 20(3), 193–213, 2013, <https://doi.org/10.1260/1351-010X.20.3.193>.

Torresin, S., Albatici, R., Aletta, F., Babich, F., Oberman, T., Siboni, S., Kang, J., Indoor soundscape assessment: A principal components model of acoustic perception in residential buildings, *Building and Environment*, 182, 107152, 2020, <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2020.107152>.

TSG, Tehnična smernica TSG 1 005:2012 – Zaščita pred hrupom v stavbah. Ljubljana: Ministrstvo za okolje in prostor (MOP), 2012.

UR RS, Pravilnik o zaščiti pred hrupom v stavbah. Ur. L. RS, št. 10/12 s spr., 2012.

Vrhovnik, M.M., Prislán, R., Recent Developments in Investigating and Understanding Impact Sound Annoyance—A Literature Review, *Acoustics*, 7(2), 2025, <https://doi.org/10.3390/acoustics7020021>.

WHO, World Health Organization. Environmental noise guidelines for the European Region, 2024.

WHO, Guidance on environmental noise. World Health Organization, 2024. <https://www.who.int/tools/compendium-on-health-and-environment/environmental-noise/> (14 junij 2026).

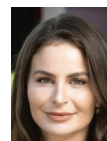
Zou, Y., Liu, M., H., Characterization and Effects of Floor Impact Sound in Residential Buildings: A Systematic Review, *Acoustics*, 7(1), 2025, <https://doi.org/10.3390/acoustics7010010>.



prof. dr. Tjaša Redek, univ. dipl. ekon.
tjasa.redek@ef.uni-lj.si



asist. dr. Eva Erjavec, mag. posl. ved
eva.erjavec@ef.uni-lj.si
Ekonomska fakulteta, Kardeljeva ploščad 17
1000 Ljubljana



Znanstveni članek
UDK/UDC 69:005.412(497.4)

ANALIZA STANJA IN RAZVOJNIH PERSPEKTIV SLOVENSKEGA GRADBENEGA SEKTORJA Z VIDIKA PODJETIJ

ANALYSIS OF THE CURRENT STATE AND DEVELOPMENT PROSPECTS OF THE SLOVENIAN CONSTRUCTION SECTOR FROM A BUSINESS PERSPECTIVE

Povzetek

Prispevek analizira stanje, razvojne perspektive in ključne omejitve slovenskega gradbenega sektorja z vidika podjetij. Analiza temelji na anketi, izvedeni marca 2026, v kateri je sodelovalo 199 podjetij. Poseben poudarek je namenjen razlikam med uspešnejšimi in manj uspešnimi podjetji na področju agilnosti, digitalizacije, vlaganj v neotipljivi kapital ter pričakovanj glede poslovanja v letu 2026. Rezultati kažejo, da se uspešnejša podjetja od manj uspešnih najbolj razlikujejo po večji organizacijski in vedenjski agilnosti, medtem ko so razlike pri zaznanem pomenu investicij v neotipljivi kapital in pri digitalizaciji precej manj izrazite. Podjetja za leto 2026 večinoma pričakujejo stabilnost poslovanja, vendar ob izrazitih stroškovnih pritiskih, zlasti zaradi rasti stroškov dela, materialov in energije. Med najpomembnejšimi ovirami izpostavljajo tudi pomanjkanje ustrezne delovne sile, davčno in administrativno obremenitev ter regulatorno nepredvidljivost. Predlogi podjetij za izboljšanje poslovnega okolja so osredotočeni na davčno razbremenitev, zmanjšanje birokracije, večjo podporo investicijam ter izboljšanje kadrovske politike.

Ključne besede: gradbeni sektor, uspešnost podjetij, agilnost, digitalizacija, neotipljivi kapital, poslovno okolje

Summary

The article examines the current state, development prospects, and key constraints of the Slovenian construction sector from the perspective of companies. The analysis is based on a survey conducted in March 2026, covering 199 companies. Particular attention is given to differences between more and less successful companies in terms of agility, digitalization, investment in intangible capital, and expectations for business performance in 2026. The findings show that more successful companies differ from less successful ones primarily in their greater organizational and behavioural agility, while differences in the perceived importance of intangible capital investments and digitalization are considerably less pronounced. For 2026, companies mostly expect business stability rather than major expansion, but under strong cost pressures, especially due to rising labour, material, and energy costs. Among the most important barriers, companies also emphasize the lack of adequately skilled labour, the tax and administrative burden, and regulatory unpredictability. To improve the business environment, companies emphasize focus mainly tax relief, less bureaucracy, stronger support for investment, and improvements in labour market and skills policies.

Key words: construction sector, company performance, agility, digitalization, intangible capital, business environment

1 UVOD

Gradbeni sektor je eden ključnih segmentov slovenskega gospodarstva, saj pomembno prispeva k ustvarjanju dodane vrednosti (6,7 % BDP), zaposlovanju ter razvoju infrastrukture in širšega gospodarskega okolja. Zaradi svoje povezanosti z drugimi dejavnostmi, kot so industrija, energetika in storitve, ima pomembno multiplikativno vlogo ter vpliva na investicijsko aktivnost in gospodarsko rast. Hkrati je to panoga, ki je izrazito ciklična in občutljiva na makroekonomske spremembe, kar povečuje pomen razumevanja dejavnikov, ki vplivajo na uspešnost podjetij v tem sektorju.

Kljub relativno velikemu ekonomskemu pomenu se gradbeni sektor sooča z vrsto strukturnih izzivov. Panogo zaznamuje izrazita razdrobljenost, saj v njej deluje približno 25.000 podjetij, med katerimi prevladujejo mikro in mala podjetja, kar omejuje izkoriščanje ekonomij obsega in zmanjšuje investicijsko sposobnost. Produktivnost, merjena z dodano vrednostjo na zaposlenega, kaže na izrazit zaostanek za predelovalnimi dejavnostmi, kar kaže na relativno nizko učinkovitost sektorja. Dodatna omejitev je nizka stopnja digitalizacije. Sektor se sooča tudi z izrazitimi kadrovskimi izzivi, povezanimi s pomanjkanjem ustrezno usposobljene delovne sile. Ti pritiski so dodatno okrepljeni z rastjo cen materialov, energije in dela ter z administrativnimi in regulatornimi ovirami, kar ustvarja negotovo poslovno okolje.

Osrednji cilj prispevka je analizirati značilnosti poslovanja podjetij v gradbenem sektorju ter preučiti razlike med uspešnejšimi in manj uspešnimi podjetji, zlasti na področju agilnosti, digitalizacije in vlaganj v neotipljivi kapital. Poseben poudarek je namenjen identifikaciji ključnih dejavnikov, ki prispevajo k poslovnemu uspešnosti podjetij, ter razumevanju njihove vloge v pogojih povečane negotovosti in strukturnih omejitev.

Metodološko analiza temelji na kvantitativni obdelavi anketnih podatkov, zbranih med podjetji v gradbeni dejavnosti v Sloveniji. Uporabljene so deskriptivne statistične metode za prikaz osnovnih značilnosti vzorca ter metode večrazsežnostne analize, kot so analiza glavnih komponent (PCA) in razvrščanje v skupine, ki omogočajo identifikacijo razlik med podjetji glede na njihovo uspešnost, vedenjske značilnosti in investicijske vzorce. Takšen pristop omogoča celovitejši vpogled v heterogenost sektorja in boljše razumevanje dejavnikov, ki vplivajo na poslovno uspešnost.

Pri interpretaciji rezultatov je treba upoštevati določene omejitve raziskave. Te izhajajo predvsem iz strukture vzorca, v katerem prevladujejo mikro in mala podjetja, ter iz dejstva, da podatki temeljijo na samoocenah respondentov, kar lahko vključuje določeno stopnjo subjektivnosti. Poleg tega presečni značaj podatkov ne omogoča analize dolgoročnih trendov ali vzročno-posledičnih povezav med posameznimi dejavniki.

Prispevek je strukturiran v več poglavjih. V drugem poglavju so predstavljeni značilnosti gradbenega sektorja v Sloveniji in dejavniki uspešnosti podjetij v gradbenem sektorju. V tretjem poglavju sta predstavljena metodologija raziskave in opis analiziranega vzorca. Sledi empirična analiza v četrtem poglavju, ki vključuje pregled značilnosti poslovanja podjetij ter primerjavo med uspešnejšimi in manj uspešnimi podjetji. Prispevek se zaključi z razpravo, v kateri so rezultati umeščeni v širši kontekst, ter s sklepnimi ugotovitvami in implikacijami za prakso in nadaljnje raziskave.

2 ZNAČILNOSTI GRADBENEGA SEKTORJA V SLOVENIJI IN DEJAVNIKI USPEŠNOSTI

2.1 Značilnosti gradbenega sektorja

Gradbeni sektor v Sloveniji je pomemben segment nacionalnega gospodarstva, saj prispeva približno 6,7 % BDP in zaposluje okoli 85.000 ljudi [Statistični urad Republike Slovenije, 2025]. Gre torej za strateško pomembno panogo, ki ima velik vpliv na gospodarsko aktivnost, investicije in razvoj infrastrukture. Po krizi (2009–2014) je sektor okrevljal in v zadnjih letih ponovno raste, vendar ga zaznamujejo izrazita razdrobljenost, nizka produktivnost in visoka cikličnost. V panogi prevladujejo mikro in mala podjetja, kar omejuje izkoriščanje ekonomij obsega in krepí cenovno konkurenco, ki se pogosto osredotoča na zagotavljanje najnižjih cen, zlasti v okviru javnih naročil. Produktivnost, merjena z dodano vrednostjo na zaposlenega, je v letu 2024 znašala 38.199 evrov in zaostaja za predelovalnimi dejavnostmi (56.114 evrov), hkrati pa so prisotne velike razlike med posameznimi podpanogami, kar kaže na heterogenost sektorja oseb [Statistični urad Republike Slovenije, 2025]. Gradbeništvo je izrazito ciklično in močno odvisno od domačega trga, zaradi česar je občutljivo na makroekonomska nihanja in investicijske tokove. Pomembna značilnost sektorja je tudi relativno nizka stopnja digitalizacije, le okoli 10 % podjetij v gradbenem sektorju je visoko digitalno naprednih, medtem ko približno 36 % podjetij še vedno sploh ni digitaliziranih, digitalne investicije pa so usmerjene predvsem v kratkoročne operative učinke, medtem ko strateški vidiki ostajajo manj izpostavljeni. Sektor se sooča tudi z izrazitimi izzivi na trgu dela, zlasti s pomanjkanjem ustrezno usposobljenega kadra, visoko fluktuacijo in naraščajočo odvisnostjo od tujih delavcev (53 % vseh zaposlenih v sektorju predstavljajo tujci [Statistični urad Republike Slovenije, 2025]), kar dodatno povečuje stroškovne pritiske. Ti pritiski so okrepljeni še z rastjo cen materialov in energije ter z administrativnimi in regulatornimi bremenmi.

2.2 Dejavniki uspešnosti podjetij v gradbeništvo

Dejavniki uspešnosti v gradbenem sektorju presegajo zgolj tradicionalne vidike stroškovne učinkovitosti in vključujejo širši nabor strateških usmeritev. V sodobni literaturi se uspešnost podjetij pojasnjuje skozi kombinacijo notranjih in zunanjih dejavnikov, pri čemer imajo ključno vlogo predvsem notranje zmogljivosti podjetij, kot poudarja pristop na osnovi virov (angl. Resource-Based View – RBV), po katerem trajna konkurenčna prednost izhaja iz edinstvenih, težko posnemljivih virov, kot so znanje, organizacijske sposobnosti, inovativnost in človeški kapital [Barney, 1991]. Med ključnimi dejavniki se izpostavlja uvajanje inovacij in digitalizacije, pri čemer imajo pomembno vlogo napredna orodja, kot so informacijsko modeliranje gradenj (siBIM) in uporaba dronov, ki prispevajo k večji učinkovitosti in izvedbi. Pomemben dejavnik uspešnosti je tudi usmerjenost v trajnostni razvoj, z vključevanjem obnovljivih virov energije, zelenih praks ter odpornih (angl. resilient) rešitev kot odgovor na podnebne spremembe. Nadalje je za dolgoročni uspeh ključnega pomena sodelovanje med različnimi deležniki, vključno z državo, industrijo in znanstveno sfero, preko javno-zasebnih partnerstev, ki omogočajo hitrejšo implementacijo projektov. Pomembno vlogo ima tudi učinkovito upravljanje človeških virov, predvsem z vidika reševanja pomanjkanja

delovne sile in razvoja kompetenc skozi izobraževanje in usposabljanje. Ne nazadnje je uspešnost odvisna tudi od sposobnosti proaktivnega upravljanja tveganj, vključno z ekonomskimi, zdravstvenimi in geopolitičnimi šoki, kar zahteva visoko stopnjo prilagodljivosti [Gupta et al., 2026].

Poleg statičnih virov sodobni pristopi poudarjajo pomen dinamičnih sposobnosti (dynamic capabilities), ki podjetjem omogočajo zaznavanje sprememb v okolju, njihovo interpretacijo ter pravočasno prilagajanje strategij in poslovnih procesov [Tece et al., 1997].

V gradbenem sektorju se to odraža predvsem v organizacijski agilnosti, sposobnosti hitrega odzivanja na tržne spremembe ter učinkoviti integraciji digitalnih tehnologij in inovacijskih rešitev. Empirični rezultati potrjujejo, da uspešnejša podjetja izkazujejo višjo stopnjo prilagodljivosti, več vlagajo v neotipljivi kapital ter učinkoviteje izkoriščajo znanje in organizacijske prakse za izboljšanje svoje konkurenčnosti [Adarov et al., 2022; Corrado et al., 2013; Pereira et al., 2021].

Na drugi strani zunanji dejavniki vključujejo širše poslovno okolje, ki pomembno vpliva na uspešnost podjetij. Gradbeni sektor je izrazito izpostavljen makroekonomskim nihanjem, regulativnim spremembam ter stroškovnim pritiskom, zlasti na področju dela, materialov in energije, hkrati pa se sooča s pomanjkanjem ustrezno usposobljene delovne sile ter institucionalnimi omejitvami, kot so birokracija in nepredvidljivost zakonodaje [Thum-Thysen et al., 2019]. Poleg tega literatura poudarja pomen trajnostnega javnega naročanja kot enega ključnih dejavnikov uspešnosti v sodobnih gradbenih projektih. Med najpomembnejšimi dejavniki uspeha na tem področju izstopajo močna zavezanost države, razvoj trga zelenih gradbenih materialov ter vključevanje naprednih trajnostnih tehnologij, zlasti v javnem sektorju, medtem ko zasebni sektor večji poudarek namenja izobraževanju in usposabljanju za trajnostne prakse [Van Nguyen, 2023]. Ti rezultati potrjujejo, da uspešnost gradbenih projektov ni več odvisna zgolj od operativne učinkovitosti, temveč vse bolj od sposobnosti integracije trajnostnih načel, inovacij in organizacijskih zmogljivosti v celoten proces nabave in izvedbe projektov.

3 METODOLOGIJA IN ZNAČILNOSTI ANALIZIRANIH PODJETIJ

3.1 Metodologija

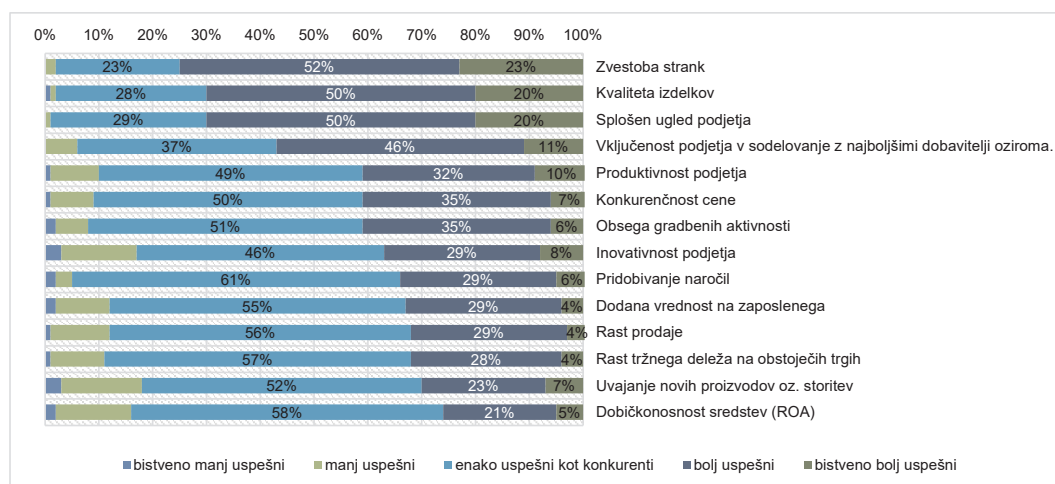
Glavni cilj analize je preučiti razlike med bolj in manj uspešnimi podjetji v gradbenem sektorju v Sloveniji, predvsem na področju internacionalizacije, digitalizacije, vlaganja v neotipljivi kapital pa tudi načrtov za prihodnost (tudi za leto 2026) ter glede percepcije pomena ovir, ki izhajajo iz poslovnega okolja.

Analiza temelji na anketnih podatkih, ki so bili zbrani marca 2026. Vprašalnik je vseboval 18 vprašanj, večina vprašanj pa je imela več podvprašanj, kar je skupaj omogočalo analizo 163 spremenljivk. Vprašalnik je po vsebinskih sklopih zajemal splošne podatke o podjetju (velikost, ciljne trge, panogo), uspešnost podjetja, načrte za 2026 v primerjavi z letom prej, digitalizacijo, inovativnost, vlaganja v neotipljivi kapital ter percepcije ovir v poslovnem okolju. Na anketo, ki smo jo poslali vsem podjetjem v sektorju z vsaj 5 zaposlenimi, je odgovorilo 199 podjetij, od tega je bilo 88 izpolnjenih popolnoma.

V vzorcu so bila zajeta podjetja gradbeništva (SKD-panoga F). 46 odstotkov je bilo mikro podjetij z največ 9 zaposlenimi, 46 odstotkov malih podjetij z 10 do 49 zaposlenimi, srednjih podjetij (s 50 do 249 zaposlenimi) je bilo 6,5 %, 2 podjetji pa sta bili veliki. Analiza distribucije podjetij po uspešnosti, ki smo jo merili z dodano vrednostjo na zaposlenega, je pokazala, da le dobra petina podjetij poroča, da presega 45 tisoč evrov dodane vrednosti na zaposlenega, samo 11 % respondentov pa je preseglo 60 tisoč evrov na zaposlenega, kar je blizu povprečne dodane vrednosti v Sloveniji.

3.2 Značilnosti poslovanja podjetij

Podjetja v gradbenem sektorju svojo konkurenčno uspešnost najpogosteje ocenjujejo kot primerljivo s konkurenti, pri čemer delež podjetij, ki se ocenjujejo kot bistveno bolj uspešna, ostaja relativno nizek (Slika 1). Najvišje samoocene so povezane z vidiki kakovosti, zvestobe strank in ugleda podjetja, kar kaže, da podjetja svojo konkurenčno prednost vidijo predvsem v necenovnih dejavnikih in dolgoročnih odnosih s kupci. Nas-



Podatki: Anketa.

Slika 1. Samoocena uspešnosti podjetij v primerjavi s konkurenti: delež respondentov, ki je izbral določen odgovor

protno so nižje ocenjeni kazalniki, povezani z dobičkonosnostjo, rastjo tržnega deleža in dodano vrednostjo, kar nakazuje omejitve pri doseganju višje ekonomske učinkovitosti.

Rezultati hkrati potrjujejo, da podjetja kot ključne dejavnike uspešnosti prepoznajo predvsem operativne in stroškovne vidike poslovanja. V ospredju so zniževanje proizvodnih stroškov, povečevanje produktivnosti dela ter zagotavljanje konkurenčnih cen, kar odraža izrazit pritisk na stroškovno učinkovitost in cenovno konkurenco v panogi. Pomembno vlogo imajo tudi hiter razvoj novih izdelkov ali storitev ter razvoj strankam prilagojenih rešitev, kar kaže na potrebo po kombinaciji učinkovitosti in prilagodljivosti. Podjetja v gradbeništvu svojo uspešnost gradijo na prepletu stroškovne konkurenčnosti, kakovosti in sposobnosti prilagajanja tržnim zahtevam, vendar z omejenim prebojem v višje segmente dodane vrednosti.

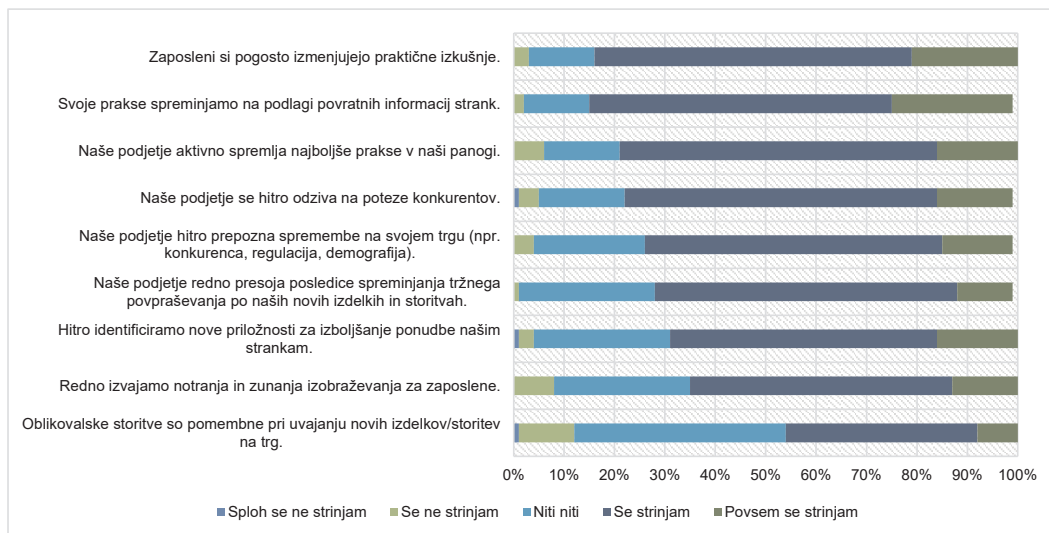
V povprečju podjetja v gradbenem sektorju izkazujejo razmeroma visoko stopnjo agilnosti, saj se večina respondentov strinja s trditvami, ki opisujejo prilagodljivo in odzivno delovanje podjetij (Slika 2). Največ podjetji agilnost dosega z aktivnim spremljanjem najboljših praks v panogi, s hitrim odzivanjem na poteze konkurentov ter prilagajanjem poslovnih praks na

podlagi povratnih informacij strank. To kaže na tržno usmerjenost podjetij ter sposobnost učenja iz okolja.

Relativno visoka je tudi sposobnost podjetij za prepoznavanje sprememb na trgu in identificiranje novih priložnosti, kar potrjuje njihovo prilagodljivost v dinamičnem poslovnem okolju. Nekoliko nižje so redno izvajanje notranjih in zunanjih izobraževanj ter pomen oblikovalskih storitev pri uvajanju novih izdelkov ali storitev. To nakazuje, da podjetja sicer razvijajo operativno agilnost, vendar obstaja prostor za izboljšave na področju sistematičnega razvoja kompetenc in inovacijskih procesov.

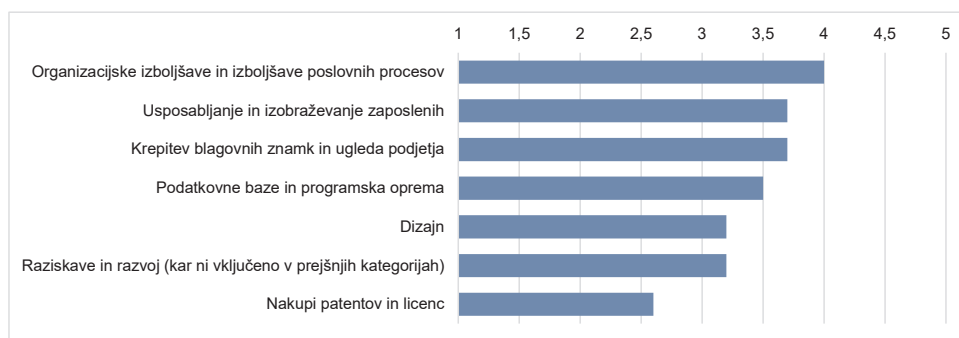
Podjetja se zavedajo pomena agilnosti poslovanja v gradbeništvu, pri čemer ta temelji predvsem na odzivnosti, prilagajanju trgu in prenosu znanja, manj pa na formaliziranih procesih učenja in dolgoročnem razvoju organizacijskih zmogljivosti.

Prepoznavanje pomena mehkih dejavnikov rasti produktivnosti je v gradbenem sektorju prisotno, vendar so njihove prioritete predvsem usmerjene v izboljšanje notranjih procesov in organizacije (Slika 3). Najvišje ocenjena dejavnika sta organizacijske izboljšave in izboljšave poslovnih procesov ter usposabljanje in



Podatki: Anketa.

Slika 2. Agilnost (strinjanje s trditvami, ki opisujejo agilnost podjetij)



Podatki: Anketa.

Slika 3. Vlaganje v mehke dejavnike rasti: Kako pomembne so za uspešnost vašega podjetja investicije v naslednje mehke dejavnike rasti produktivnosti? (zelo malo–zelo močno) (N = 64)

izobraževanje zaposlenih, kar kaže na zavedanje podjetij o pomenu učinkovitega upravljanja in razvoja človeškega kapitala za dolgoročno uspešnost. Relativno visoko podjetja ocenjujejo tudi krepitev blagovnih znamk in ugleda podjetja, kar nakazuje postopno preusmerjanje k tržni diferenciaciji.

Na drugi strani so nekoliko nižje ocenjene investicije v podatkovne baze in programsko opremo, dizajn ter raziskave in razvoj, kar kaže na še neizkoriščen potencial na področju digitalizacije in inovacijskih aktivnosti. Najnižjo pomembnost podjetja pripisujejo nakupom patentov in licenc, kar kaže omejeno uporabo formalnih mehanizmov prenosa znanja in tehnologij.

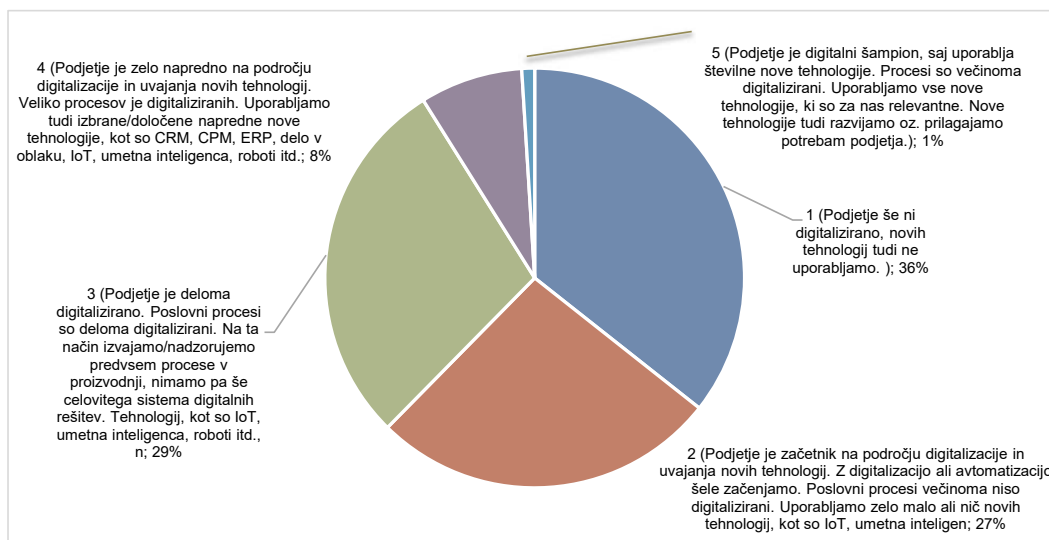
Rezultati so skladni tudi s kvalitativnimi ugotovitvami ankete, kjer podjetja opozarjajo na pomanjkljivosti na področju menedžerskih in organizacijskih kompetenc: »Veliko podjetij je zraslo iz garaže, lastniki imajo zelo osnovno znanje o vodenju podjetij, ekonomiki in trženju.« To dodatno potrjuje, da kljub prepoznavanju pomena mehkih dejavnikov ostajajo omejitve pri njihovem sistematičnem razvoju.

Z vidika digitalizacije je napredek v gradbenem sektorju razmeroma počasen in neenakomeren. Iz prikazanih rezultatov (Slika 4) je razvidno, da največji delež podjetij (približno 36 %) sploh ni digitaliziran oziroma ne uporablja novih tehnologij, medtem ko je 27 % podjetij na začetnih stopnjah digitalizacije, kjer šele uvajajo osnovne digitalne rešitve. Približno tretjina podjetij je deloma digitaliziranih, kar pomeni, da so posamezni procesi digitalno podprti, vendar še ne obstaja celovit in integriran sistem. Nasprotno je delež tehnološko naprednih podjetij in t. i. digitalnih šampionov skupaj nižji od 10 %.

Takšna struktura kaže na izrazit razkorak med podjetji, ki digitalizacijo že aktivno uvajajo, in tistimi, ki zaostajajo. Digitalizacija se v praksi pogosto uporablja predvsem za optimizacijo posameznih operativnih procesov, ne pa kot strateško orodje za preoblikovanje poslovnih modelov. Kljub prepoznavnemu pomenu digitalnih tehnologij njihov dejanski vpliv na konkurenčnost sektorja ostaja omejen, kar nakazuje na pomemben neizkoriščen potencial za izboljšanje produktivnosti, inovativnosti in dolgoročne uspešnosti podjetij.

4 ANALIZA RAZLIK MED USPEŠNEJŠIMI IN MANJ USPEŠNIMI PODJETJI NA PODROČJU INVESTICIJ IN OBNAŠANJU PODJETJA

S pomočjo metode razvrščanja v skupine (angl. clustering) smo podjetja razdelili v dve skupini: bolj in manj uspešna.¹ Podjetja smo razdelili na podlagi vprašanja, v katerem smo podjetja prosili, da ocenijo svojo primerjalno uspešnost s konkurenti po 13 dimenzijah, in sicer glede kvalitete, cene, inovativnosti, produktivnosti, dodane vrednosti, rasti prodaje, tržnega deleža, ugleda med kupci, zvestobe kupcev, sodelovanja, dobičkonosnosti sredstev (ROA), splošnega ugleda podjetja ter uvajanja novih proizvodov. S pomočjo PCA smo najprej oblikovali tri dimenzije, nato pa na podlagi teh razdelili podjetja v dve skupini: boljšo in slabšo. V analizo smo vključili vse ankete, ki so bile izpolnjene za relevantna vprašanja, skupaj 96.



Podatki: Anketa.

Slika 4. Digitalizacija

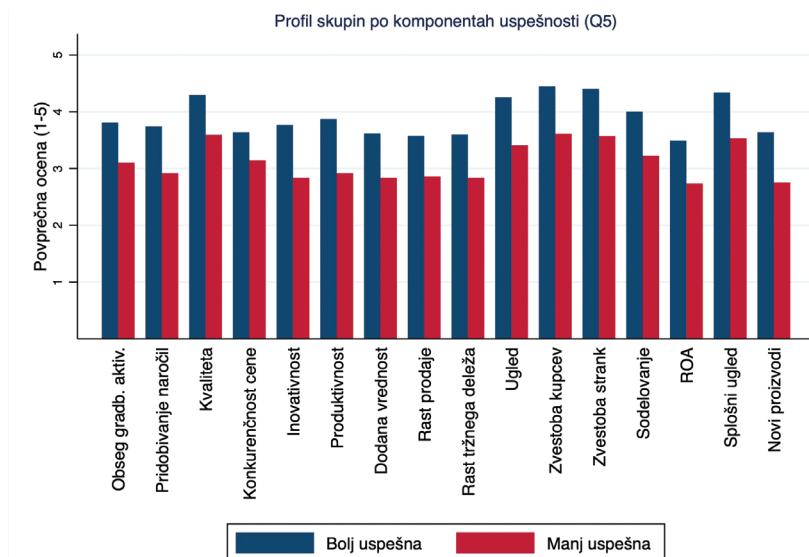
¹ Pri izbiri metode razvrščanja smo se odločili za omenjeno kombinacijo PCA in K-means clusteringa, saj je ta v primerjavi z drugimi metodami (samo K-means, Ward, PAM (K-medoidov) pokazala najboljše rezultate glede kakovosti razvrščanja, robustnosti in zmanjšanja vpliva multikolinearnosti med spremenljivkami. Indeks Calinski-Harabasz je pri PCA + K-means znašal 68,57 v primerjavi z 41,53 pri navadnem K-means, kar kaže na bolj kompaktno in jasnejšo ločene skupine. Visoka koreliranost spremenljivk Q5 (Cronbach $\alpha = 0,934$) pri razvrščanju na vseh 13 dimenzijah vnaša odvečnost informacij, ki jo PCA odpravlja s strnitvijo v tri neodvisne komponente (75,1 % pojasnjene variance). Hkrati se pri vzorcu 72 enot razmerje enot na dimenzijo izboljša s približno 5,5 na 24, kar poveča stabilnost rešitve. Ujemanje z drugimi metodami (90–93 %) potrjuje robustnost rešitve, ki pripelje do dveh skupin.

V prvo skupino, ki jo sestavljajo uspešnejša podjetja glede na lastno primerjalno oceno, je bilo razvrščenih 47 podjetij. Med njimi je 55 % malih podjetij, 6 % pa srednje velikih, preostala so mikro podjetja. Drugo skupino, ki vključuje manj uspešna podjetja, sestavlja 49 podjetij; tudi v tej skupini prevladujejo mikro podjetja, ki predstavljajo 41 % vseh podjetij v skupini, medtem ko srednja podjetja in eno veliko podjetje skupaj predstavljajo dobrih 9 odstotkov vseh podjetij v tej skupini, preostalo pa so mala podjetja.

Podjetja smo povprašali tudi o višini ustvarjene dodane vrednosti na zaposlenega v letu 2025. V skupini manj uspešnih podjetij je samo petina podjetij poročala, da je dodana vrednost na zaposlenega znašala več kot 45 tisoč evrov. V skupini uspešnejših podjetij je bil delež takšnih podjetij okoli 35%.

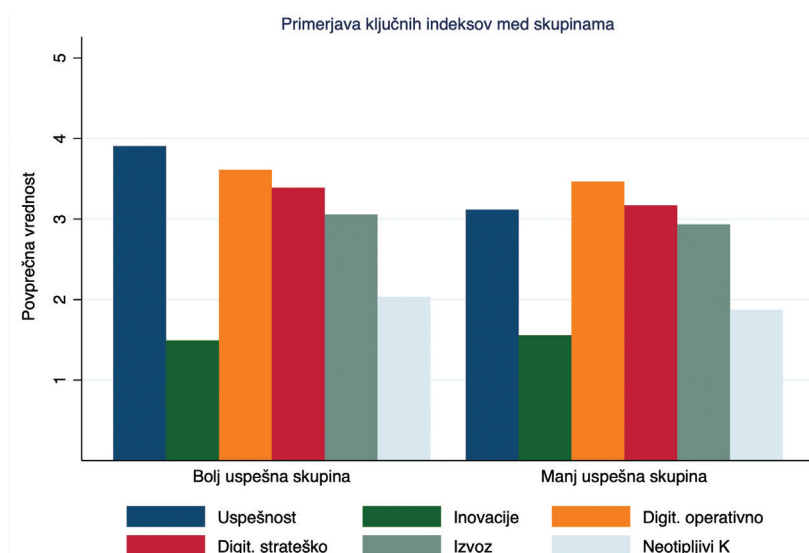
Slika 5 prikazuje samoocene podjetij glede njihove uspešnosti v primerjavi s konkurenti na Likertovi lestvici od 1 do 5, kjer vrednost 1 pomeni bistveno manj uspešno, vrednost 3 enako uspešno, vrednost 5 pa bistveno bolj uspešno podjetje. Prav ta samoocena je bila uporabljena kot osnova za razvrščanje podjetij v skupine. Rezultati kažejo izrazite razlike med skupinama v vseh obravnavanih dimenzijah. Te razlike so pri skoraj vseh kazalnikih tudi visoko statistično značilne ($p = 0,000$), izjema je le konkurenčnost cen, kjer je statistična značilnost razlik nižja, vendar še vedno prisotna ($p = 0,004$) (glej tudi tabelo A1 v prilogi).

Slika 6 prikazuje primerjavo povprečnih vrednosti izbranih kompozitnih indeksov med obema skupinama podjetij ter tako podaja strnjen pregled razlik, ki jih v nadaljevanju podrobneje obravnavamo po posameznih vsebinskih sklopih.



Podatki: Anketa. Lasten preračun.

Slika 5. Primerjalna ocena uspešnosti podjetij v obeh skupinah (1 = bistveno manj uspešno, 5 = bistveno bolj uspešno)



Podatki: Anketa. Lasten preračun.

Slika 6. Primerjalna ocena uspešnosti podjetij v obeh skupinah

Posamezni indeksi so izračunani kot povprečja odgovorov na petstopenjski Likertovi lestvici. Indeks uspešnosti temelji na povprečju 13 samoocen podjetij glede njihove primerjalne uspešnosti v odnosu do konkurentov. Indeks neotipljivega kapitala je oblikovan kot povprečje sedmih postavk, ki se nanašajo na pomen podatkovnih baz, patentov, organizacijskih izboljšav, usposabljanja, blagovnih znamk, dizajna in raziskav ter razvoja za uspešnost podjetja. Indeks operativnih učinkov digitalizacije povzema sedem ocen kratkoročnih koristi digitalizacije, kot so znižanje stroškov, izboljšanje kakovosti, večja sledljivost, učinkovitejše upravljanje zalog, manj administrativnih obremenitev, večja fleksibilnost in hitrejša odzivnost. Indeks strateških učinkov digitalizacije pa temelji na šestih postavkah, ki merijo dolgoročnejske učinke tehnologije, med drugim razvoj novih poslovnih modelov, oblikovanje novih rešitev za kupce, ustvarjanje težje posnemljivih konkurenčnih prednosti in povečevanje dodane vrednosti. Indeks izvozne usmerjenosti je izračunan kot povprečje treh postavk o pomenu posameznih izvoznih trgov oziroma usmerjenosti podjetja na trge Zahodnega Balkana, Evropske unije in drugih držav.

Iz prikazane slike je razvidno, da Skupina 1 pri skoraj vseh indeksi dosega višje povprečne vrednosti kot Skupina 2. Najiz-

razitejša razlika se pojavi pri indeksu uspešnosti, kjer je razkorak med skupinama največji, kar potrjuje smiselnost izvedene razvrstitve podjetij, ta razlika je tudi visoko statistično značilna. Blizu značilnosti (Preglednica A2) je tudi razlika indeksa, ki meri pomen neotipljivega kapitala za uspešnost podjetij ($p = 0,051$), preostale razlike, čeprav so (razen inovativnosti), v prid boljše skupine, pa niso statistično značilne. Digitalizacija je pomembna tako za operativno kot za dolgoročno uspešnost v obeh skupinah, tudi delo na tujih trgih je pomembno v obeh skupinah.

4.1 Investicije v neotipljivi kapital, agilnost podjetja in uspešnost

Zaradi hitrih sprememb na trgih in naraščajoče negotovosti postaja agilnost podjetij eden ključnih dejavnikov uspešnosti v sodobnem poslovnem okolju. Agilnost omogoča podjetjem, da zaznavajo spremembe, se nanje pravočasno odzivajo ter prilagajajo svoje strategije, procese in ponudbo, kar je še posebno pomembno v dinamičnih in projektno usmerjenih panogah, kot je gradbeništvo (Audretsch & Belitski, 2021; Pereira et al., 2021; Teece et al., 1997). V tem kontekstu agilnost presega

Opis	Povprečje Sk. 1	Povprečje Sk. 2	Razlika	p (Mann-Whitney)	Značilnost
Agilnost podjetij					
Aktivno spremljanje najboljših praks v panogi	4.18	3.74	0.44	0.004	**
Hitro odzivanje na poteze konkurentov	4.08	3.64	0.44	0.006	**
Spreminjanje praks na podlagi povratnih informacij strank	4.28	3.85	0.44	0.006	**
Redno presojanje posledic spreminjanja tržnega povpraševanja	3.92	3.69	0.23	0.075	
Hitro prepoznavanje sprememb na trgu	3.95	3.69	0.26	0.154	
Hitra identifikacija novih priložnosti	4.03	3.51	0.51	0.005	**
Pomembnost oblikovalskih storitev	3.46	3.38	0.08	0.773	
Redna notranja in zunanja izobraževanja	3.79	3.56	0.23	0.199	
Izmenjava praktičnih izkušenj med zaposlenimi	4.26	3.82	0.44	0.003	**
Investicije v neotipljivi kapital					
Podatkovne baze in programska oprema	2.95	2.76	0.20	0.247	
Nakupi patentov in licenc	2.77	2.78	-0.01	0.879	
Organizacijske izboljšave in izboljšave poslovnih procesov	3.27	3.12	0.15	0.214	
Usposabljanje in izobraževanje zaposlenih	3.25	3.10	0.15	0.221	
Krepitev blagovnih znamk in ugleda podjetja	3.30	3.12	0.17	0.065	
Dizajn	2.95	3.02	-0.07	0.546	
Raziskave in razvoj	2.91	2.98	-0.07	0.435	

Podatki: Anketa. Lasten preračun.

Preglednica 1. Ocena pomena investicij v posamezne dimenzije neotipljivega kapitala za poslovno uspešnost (1 = sploh ni pomembno, 5 = zelo je pomembno) in strinjanje s trditvami o obnašanju podjetja (1 = sploh se ne strinjam, 5 = popolnoma se strinjam)²

² V vprašalnik smo vključili tudi dimenzijo dizajna, ki je lahko za podjetja, ki opravljajo širši nabor gradbenih del, tudi pomembna. Neznačilnost razlik in pa nizka ocena kažejo, da za dani nabor podjetij ta dimenzija vseeno ni ključna.

zolgj operativno fleksibilnost in vključuje širše organizacijske sposobnosti, kot so učenje iz okolja, hitra prilagoditev poslovnih modelov ter učinkovita izraba informacij.

Literatura poudarja, da je agilnost tesno povezana z dinamičnimi sposobnostmi podjetij, ki omogočajo zaznavanje priložnosti, njihovo izkoriščanje ter preoblikovanje organizacijskih virov (Teece et al., 1997). Podjetja z razvitimi dinamičnimi sposobnostmi so bolje pripravljena na soočanje z nepredvidljivimi spremembami ter lahko hitreje uvajajo inovacije, kar neposredno vpliva na njihovo konkurenčnost in dolgoročno uspešnost (Pereira et al., 2021). Agilnost tako predstavlja ključni mehanizem, preko katerega podjetja pretvarjajo svoje vire in znanje v dejanske poslovne rezultate.

Je pa agilnost tesno povezana tudi z drugimi notranjimi dejavniki, zlasti z znanjem, kompetencami in organizacijskimi praksami. Raziskave kažejo, da sposobnost podjetij za učinkovito uporabo digitalnih tehnologij in izkoriščanje potenciala neotipljivega kapitala v veliki meri temelji prav na njihovi agilnosti ter razpoložljivosti ustreznih znanj (Čater et al., 2021; Erjavec & Redek, 2022). Brez teh komplementarnih sposobnosti podjetja težje prepoznajo strateški pomen inovacij in digitalizacije ter jih učinkovito vključijo v svoje poslovanje.

Hkrati literatura opozarja, da tudi zunanji dejavniki, zlasti institucionalni in regulativni okvir, pomembno vplivajo na razvoj agilnosti podjetij. Regulativni sistemi, ki niso dovolj prilagodljivi hitro spreminjajočim se tehnologijam in poslovnim modelom, lahko omejujejo inovacije ter zmanjšujejo sposobnost podjetij za prilagajanje (Crouzet & Eberly, 2019). V takšnih razmerah postaja organizacijska agilnost še pomembnejša, saj podjetjem omogoča, da kljub omejitvam okolja ohranjajo konkurenčnost in izkoriščajo nove priložnosti.

Teoretične in empirične ugotovitve poudarjajo, da imajo znanje in t. i. mehki dejavniki rasti, kot so digitalizirane informacije, inovacijski kapital in kompetence, ključno vlogo pri povečevanju produktivnosti (Corrado et al., 2016, 2019; Piekola et al., 2025). Ob tem hitre spremembe v tržnem okolju dodatno izpostavljajo pomen agilnosti podjetij, ki omogoča učinkovitejšo prilagajanje in odzivanje na nove razmere (Redek et al., 2022). V raziskavi smo zato podjetja vprašali, kako ocenjujejo pomen vlaganj v dejavnike neotipljivega kapitala za svojo uspešnost ter kako se prilagajajo spremembam na trgu (Preglednica 1).

Uspešnejša podjetja se od manj uspešnih najbolj jasno razlikujejo na področju agilnosti poslovanja, medtem ko so razlike pri investicijah v neotipljivi kapital precej manj izrazite. Pri agilnosti so statistično značilne razlike ugotovljene pri petih od devetih postavk. Uspešnejša podjetja bolj aktivno spremljajo najboljše prakse v panogi, se hitreje odzivajo na poteze konkurentov, pogosteje prilagajajo svoje prakse na podlagi povratnih informacij strank, hitreje prepoznavajo nove priložnosti ter v večji meri spodbujajo izmenjavo praktičnih izkušenj med zaposlenimi. Pri drugih vidikih agilnosti, kot so redno presojanje posledic sprememb v tržnem povpraševanju, hitro prepoznavanje sprememb na trgu, pomen oblikovalskih storitev ter redna notranja in zunanja izobraževanja, razlike med skupinama niso statistično značilne.

Pri investicijah v neotipljivi kapital med skupinama ni statistično značilnih razlik pri nobeni od obravnavanih dimenzij. To velja za podatkovne baze in programsko opremo, patente in licence, organizacijske izboljšave, usposabljanje zaposlenih, krepitev blagovnih znamk, dizajn ter raziskave in razvoj. Čeprav uspešnejša podjetja pri nekaterih postavkah, zlasti pri krepitevi blagovnih znamk in ugleda podjetja, izkazujejo nekoliko višje povprečne vrednosti, te razlike niso dovolj izrazite, da bi jih lahko šteli za statistično značilne. Rezultati tako kažejo, da uspešnejša podjetja od manj uspešnih v večji meri odstopajo predvsem po organizacijski in vedenjski prilagodljivosti, ne pa po zaznani pomembnosti posameznih vrst neotipljivih naložb.

4.2 Digitalizacija in uspešnost

Digitalizacija je pomemben dejavnik konkurenčnosti podjetij, vendar rezultati v analiziranem vzorcu ne kažejo izrazitih razlik med uspešnejšo in manj uspešno skupino. Razlike v ocenah učinkov digitalizacije so praviloma majhne, večinoma pa tudi statistično neznačilne. Enako velja za samoocenjeno stopnjo digitalizacije podjetja, kjer med skupinama praktično ni razlik (2,16 v Skupini 1 in 2,08 v Skupini 2; $p = 0,973$), kar kaže, da se uspešnejša in manj uspešna podjetja v povprečju ne razlikujejo v zaznani stopnji digitalne razvitosti. V anketi je vrednost 2 označevala začetnike, 3 pa deloma digitalizirane.³

Pri ocenah kratkoročnih oziroma operativnih učinkov digitalizacije je statistično značilna razlika ugotovljena le pri postavki, da digitalizacija omogoča hitrejšo odzivanje in boljše reakcijske sposobnosti, kar uspešnejša podjetja ocenjujejo višje kot manj uspešna (3,89 proti 3,49; $p = 0,032$). Pri vseh drugih operativnih učinkih, kot so znižanje stroškov, povečanje kakovosti, večja sledljivost, zmanjšanje administracije in večja fleksibilnost, razlike med skupinama niso statistično značilne. Omeniti velja, da manj uspešna podjetja nekoliko višje ocenjujejo učinek digitalizacije na znižanje zalog izdelkov, vendar tudi ta razlika ne dosega običajne ravni statistične značilnosti ($p = 0,096$).

Podobno tudi pri dolgoročnih oziroma strateških učinkih digitalizacije med skupinama ni statistično značilnih razlik. Uspešnejša podjetja sicer pri vseh šestih obravnavanih postavkah dosegajo nekoliko višje povprečne vrednosti, vendar so razlike majhne in statistično neznačilne. Rezultati zato kažejo, da podjetja ne glede na uspešnost razmeroma podobno vrednotijo potencialne koristi digitalizacije, pri čemer se uspešnejša podjetja nekoliko bolj nagibajo k razumevanju digitalizacije kot dejavnika večje odzivnosti ter dolgoročne ustvarjene vrednosti.

4.3 Napoved za poslovno leto 2026

Slika 7 kaže, da podjetja za leto 2026 večinoma pričakujejo le omejene spremembe. Pri večini kazalnikov je največji delež odgovorov namreč v kategoriji, da se stanje ne bo spremenilo, kar kaže na previdna pričakovanja in zadržan pogled na prihodnje leto.

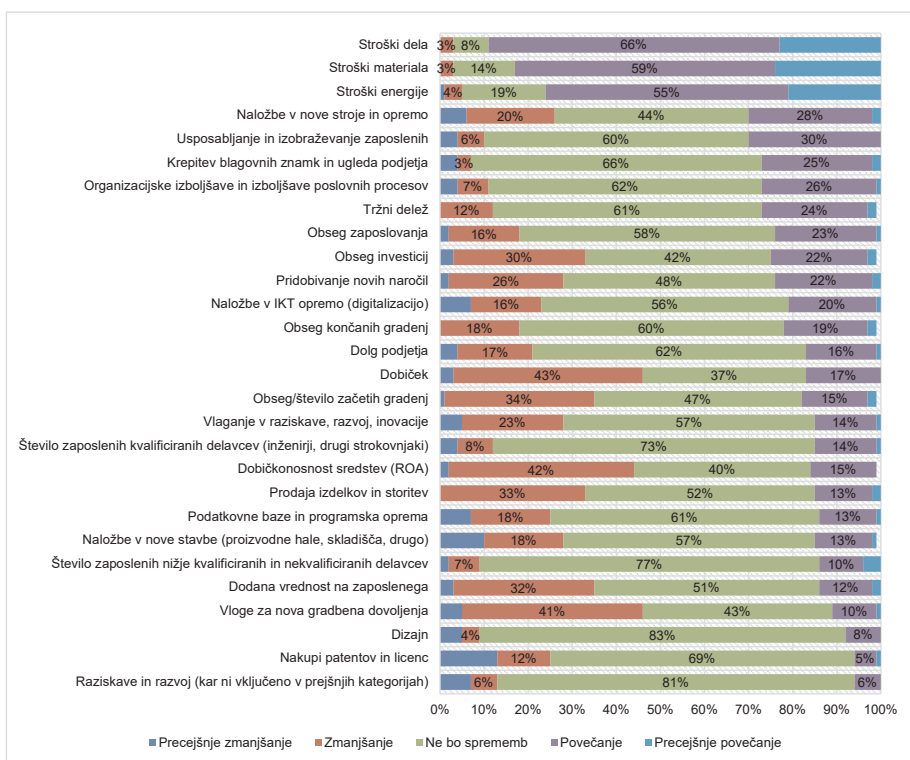
Najbolj izrazita in hkrati najbolj enotna so pričakovanja na stroškovni strani poslovanja. Pri stroških dela največji delež podjetij pričakuje rast, pri čemer je ta delež zelo visok, saj povečanje ali precejšnje povečanje pričakuje skoraj devet od desetih podjetij. Podobno velja tudi za stroške materiala in stroške energije. Podjetja za leto 2026 torej pričakujejo močne stroškovne pritiske.

³ Vrednost 1 je označevala podjetja, ki niso digitalizirana, 4 podjetja, ki so napredna v digitalizaciji, 5 pa podjetja, ki se označujejo za digitale šampione, so uporabniki in/ali razvijalci novih tehnologij.

Opis	Povprečje Sk. 1	Povprečje Sk. 2	Razlika	p (Mann-Whitney)	Značilnost
Kratkoročne, operativne					
Znižanje stroškov zaradi medsebojnega povezovanja	3.54	3.32	0.22	0.240	
Povečanje kakovosti	3.53	3.43	0.09	0.536	
Povečanje sledljivosti	3.89	3.62	0.27	0.235	
Znižanje zalog izdelkov	3.11	3.41	-0.30	0.096	
Zmanjšanje dokumentacije in administracije	3.82	3.62	0.19	0.185	
Povečanje fleksibilnosti v proizvodnji	3.50	3.33	0.17	0.469	
Hitrejša odzivanje in boljše reakcijske sposobnosti	3.89	3.49	0.41	0.032	*
Dolgoročne, strateške					
Ustvarjanje novih poslovnih modelov	3.41	3.03	0.38	0.100	
Ustvarjanje najboljših rešitev za kupce	3.42	3.17	0.25	0.373	
Generiranje rešitev, ki jih je težko posnemati	3.22	3.03	0.19	0.315	
Ustvarjanje večje vrednosti v primerjavi s konvencionalnimi načini	3.41	3.20	0.21	0.394	
Večja dodana vrednost na zaposlenega	3.49	3.24	0.25	0.336	
Koristi presegajo stroške na dolgi rok	3.44	3.32	0.12	0.827	
Stopnja digitalizacije podjetja	2.16	2.08	0.07	0.973	

Podatki: Anketa. Lasten preračun.

Preglednica 2. Razlike v povprečnem strinjanju o učinkih digitalizacije (Označite strinjanje s trditvami: Digitalizacija in nove tehnologije omogočajo ... Likert 1-5)



Podatki: Anketa. Lasten preračun.

Slika 7. Napoved za leto 2026 v primerjavi z letom 2025: napovedana sprememba obsega v letu 2026 glede na leto 2025*

Pri kazalnikih, povezanih z obsegom in uspešnostjo poslovanja, so podjetja bolj previdna oziroma zadržana. Največji delež podjetij pri prodaji, tržnem deležu in obsegu končanih gradenj pričakuje, da večjih sprememb ne bo. Vendar so pričakovanja pri dobičku, dobičkonosnosti sredstev (ROA) in dodani vrednosti na zaposlenega manj optimistična, saj je delež podjetij, ki pričakujejo poslabšanje, opazno večji od deleža tistih, ki pričakujejo izboljšanje. To kaže, da podjetja sicer ne pričakujejo izrazitega padca aktivnosti, vendar so precej bolj zaskrbljena glede sposobnosti ohranjanja donosnosti, kar je glede na pričakovanja glede stroškov tudi logično.

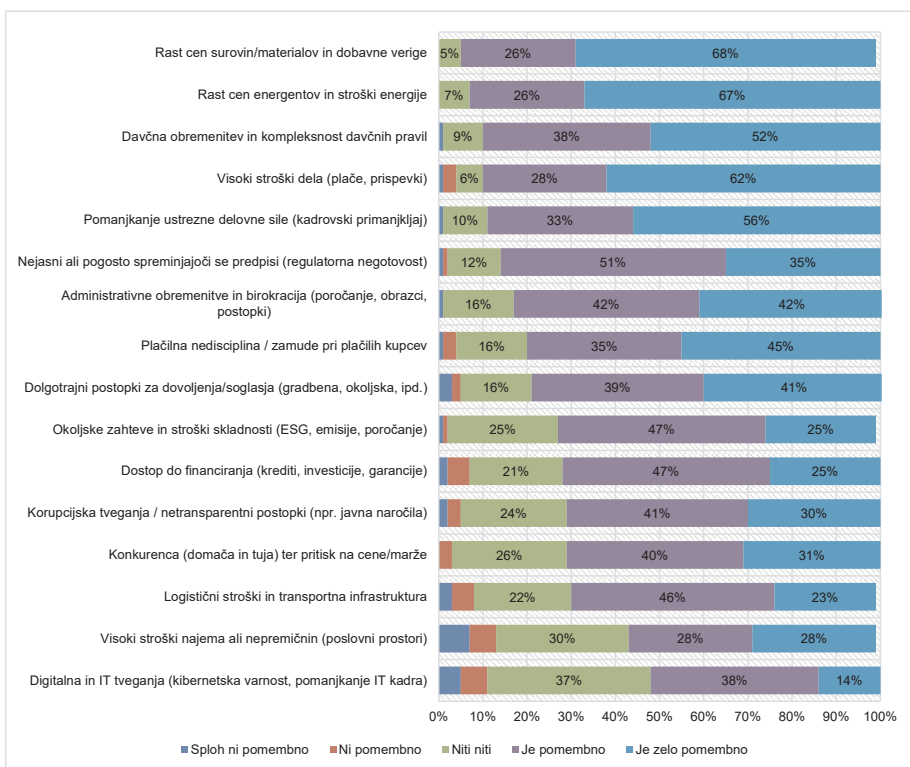
Tudi pri kazalnikih, ki napovedujejo prihodnjo dinamiko panoge, so respondenti previdni. Pri začetih gradnjah največji delež podjetij pričakuje nespremenjeno stanje, medtem ko so pri vlogah za nova gradbena dovoljenja pričakovanja bolj pesimistična, saj je delež podjetij, ki pričakujejo zmanjšanje, razmeroma visok. To nakazuje zadržanost glede novih projektov in investicij. Pri investicijah je slika mešana. Največji delež podjetij pri naložbah v stroje in opremo, IKT ter podatkovne baze in programsko opremo pričakuje, da večjih sprememb ne bo. Hkrati pa ni zaznati izrazitega investicijskega optimizma, saj je delež podjetij, ki pričakujejo povečanje naložb, praviloma omejen.

Bolj spodbudna so pričakovanja pri tistih dejavnostih, ki so povezani z notranjim razvojem podjetij. Pri usposabljanju in izobraževanju zaposlenih, krepitvi blagovnih znamk ter organizacijskih izboljšavah največji delež sicer tudi pričakuje nespremenjeno stanje, vendar je tukaj delež podjetij, ki pričakujejo povečanje, nekoliko večji.

Sicer med skupinama podjetij večinoma ni statistično značilnih razlik, saj so povprečne ocene pri večini kazalnikov razmeroma podobne. Kljub temu je mogoče opaziti (če izračunamo povprečje in to primerjamo), da je boljše skupina pri večini postavk nekoliko bolj optimistična od slabše, zlasti pri pričakovanjih glede pridobivanja novih naročil, prodaje, dobička, tržnega deleža in obsega investicij. Edina statistično značilna razlika se pojavi pri pričakovanem tržnem deležu ($p = 0,036$), kar pomeni, da podjetja v boljši skupini bolj verjetno pričakujejo izboljšanje svojega položaja na trgu. Na meji statistične značilnosti so tudi razlike pri dobičku ($p = 0,052$), stroških materiala ($p = 0,055$), stroških dela ($p = 0,077$) in obsegu končanih gradenj ($p = 0,085$), pri čemer je boljše skupina bolj optimistična. Splošno gledano so ocene večinoma blizu vrednosti 3, kar nakazuje pričakovanje podobnega stanja kot v letu 2025, medtem ko so pri stroškovnih postavkah povprečja izraziteje nad vrednostjo 3, kar kaže na pričakovano rast stroškov v obeh skupinah.

4.4 Izzivi poslovnega okolja in predlogi za ukrepe

Podjetja smo vprašali tudi, kako pomembne se jim zdijo posamezne ovire pri poslovanju (Slika 8). Rezultati kažejo, da podjetja kot najpomembnejše ovire prepoznajo predvsem stroškovne pritiske, kadrovske omejitve ter davčno-regulatorno in administrativno okolje, kar je podobno, kot velja za lesno industrijo (Redek in Erjavec, 2026). Najizraziteje izstopajo rast cen surovin oziroma materialov in težave v dobavnih verigah, kar za pomembno ali zelo pomembno oviro ocenjuje 94 % podjetij, od tega 68 % za zelo pomembno. Zelo visoko sta ocenjena tudi rast cen energentov in stroški energije (93 % pomembno



Podatki: Anketa. Lasten preračun.

Slika 8. Pomen posameznih ovir z vidika poslovanje (1 = sploh ni pomembna ovira, 5 = zelo pomembna ovira)

ali zelo pomembno; 67 % zelo pomembno) ter visoki stroški dela (90 %; 62 % zelo pomembno). Med ključnimi ovirami podjetja izpostavljajo še pomanjkanje ustrezne delovne sile (89 % pomembno ali zelo pomembno) ter davčne vidike (90 % pomembno ali zelo pomembno).

Pomemben del zaznanih ovir predstavljajo tudi nejasni ali pogosto spreminjajoči se predpisi, administrativne obremenitve in birokracija ter dolgotrajni postopki za pridobivanje dovoljenj in soglasij. Te dejavnike kot pomembne ali zelo pomembne ovire navaja od 80 % do 86 % podjetij, kar kaže na velik pomen zahtevnosti regulatornega oziroma institucionalnega okolja. Relativno visoko so ocenjeni tudi plačilna nedisciplina oziroma zamude pri plačilih kupcev, dostop do financiranja, okoljske zahteve in stroški skladnosti ter konkurenca in pritisk na cene oziroma marže. Med manj izrazito ocenjenimi, čeprav še vedno relevantnimi ovirami, so logistični stroški in transportna infrastruktura, visoki stroški najema oziroma nepremičnin ter digitalna in IT-tveganja. Zanimivo je tudi, da med skupinama ni statistično značilnih razlik v pomenu ovir.

Podjetja smo prosili tudi za predloge ukrepov in sprememb, s katerimi bi bilo mogoče izboljšati poslovno okolje. Analiza odprtih odgovorov kaže, da podjetja kot najpomembnejše izpostavljajo ukrepe, ki bi zmanjšali stroškovne obremenitve poslovanja ter hkrati povečali stabilnost in predvidljivost poslovnega okolja.

V ospredju je predvsem davčna razbremenitev dela in gospodarstva, zlasti v smislu nižjih davkov in prispevkov ter večjih neto prejemkov zaposlenih ob nespremenjenih bruto stroških dela. Podjetja opozarjajo, da med ključne izzive sodijo »nestabilno poslovno okolje (davčna politika, plače, ostale vedno nove obveznosti do države ...)« ter »hitre in nepredvidene zakonske in politične spremembe«. Eden od anketirancev je poudaril: »Da se plače manj obdavči in zaposleni dobijo več. Seveda ob predpostavki, da bruto znesek ostane isti.« Zelo izrazito se pojavlja tudi potreba po zmanjševanju birokratskih bremen in zagotavljanju bolj predvidljivega poslovnega okolja. Podjetja opozarjajo na preveliko administrativno obremenitev, nepotrebne evidence, dolgotrajne postopke pridobivanja soglasij in dovoljenj ter na potrebo po enostavnejših in stabilnejših pravilih poslovanja. To ponazarja odgovor: »Davčna razbremenitev plač, povečanje olajšav za investicije, ažurna izdaja raznih potrebnih soglasij/dovoljenj, ukinitev (ne)potrebnih obveznih evidenc.«

Pomemben sklop predlogov se nanaša na podporo investicijam, razvoju in financiranju. Podjetja poudarjajo pomen investicijskih olajšav, razvojnih spodbud, lažjega dostopa do financiranja ter podpore pri nakupu opreme, novih tehnologij, digitalizaciji in energetski prenovi. Hkrati opozarjajo na potrebo po boljšem dostopu do evropskih sredstev in splošnem spodbujanju inovacij ter produktivnosti. Eden od respondentov je zapisal: »Bolj ugodno davčno okolje, spodbude za nakup opreme, vključitev domačih podjetij pri državnih projektih.«

Pogosto se pojavljajo tudi predlogi, povezani s kadri, zaposlovanjem in delovanjem trga dela. Podjetja izpostavljajo potrebo po več praktičnega usposabljanja mladih, pripravništvih, lažjem zaposlovanju ustrezno usposobljenih delavcev ter večji privlačnosti zaposlitve skozi višje neto plače. To potrjuje nas-

lednji zapis: »Razbremenitev gospodarstva, hitrejši postopki za pridobivanje dovoljenj, uveljavitev praktičnega dela v vseh srednjih šolah in pa pripravništvo ob zaključeni srednji šoli.«

Naslednje pomembno področje predstavlja ureditev trga, konkurence in nadzora, kjer podjetja opozarjajo na potrebo po večji transparentnosti javnih razpisov, učinkovitejšem nadzoru poslovanja, omejevanju nelojalne konkurence ter večji poslovni disciplini. Med izzivi posebej izpostavljajo tudi sistem javnega naročanja, kjer je pogosto odločilen zgolj najnižji strošek, kar po njihovem mnenju ne spodbuja kakovosti in dolgoročne konkurenčnosti. Eden od odgovorov navaja »Transparentnost javnih razpisov, strog finančni nadzor – finančna policija in inšpekcija«, drugi pa opozarja na »izvedbo javnih naročil, kjer je edini kriterij najnižja cena«.

Nazadnje podjetja pogosto izpostavljajo pomen stabilnosti cen in nižjih vhodnih stroškov, predvsem pri energentih, materialih in drugih ključnih proizvodnih dejavnikih. Stabilnejše cene bi po njihovem mnenju omogočile boljše načrtovanje poslovanja in zmanjšale negotovost pri dolgoročnih pogodbah. Med izzivi navajajo predvsem »visoke cene materialov in energentov, pomanjkanje delovne sile, visoke stroške dela«, eden od anketirancev pa dodaja: »Predvsem stabilnost cen, ker imamo dolgoročne pogodbe, se vse bolj srečujemo z zahtevki za podražitve, kar je zamudno in dolgotrajno za reševati.«

Podjetja torej velik poudarek namenjajo ustvarjanju bolj konkurenčnega, razvojno naravnane in predvidljivega poslovnega okolja, ki bi temeljilo na nižjih davčnih obremenitvah, manjši administrativni zahtevnosti, večji podpori investicijam in inovacijam, učinkovitejšem delovanju trga dela ter stabilnejših gospodarskih razmerah.

5 DISKUSIJA IN SKLEP

Prispevek analizira značilnosti poslovanja podjetij v slovenskem gradbenem sektorju ter preučuje dejavnike, ki vplivajo na njihovo uspešnost. Rezultati kažejo, da sektor kljub pomembni vlogi v gospodarstvu ostaja zaznamovan s primerjalno nižjo produktivnostjo, razdrobljeno strukturo podjetij ter omejenimi investicijami v nekatere ključne razvojne dejavnike. Ključna ugotovitev raziskave je, da se uspešnejša podjetja od manj uspešnih razlikujejo predvsem po višji stopnji organizacijske in vedenjske agilnosti. Pri petih od devetih analiziranih vidikov agilnosti so razlike med skupinama statistično značilne. Nasprotno pa razlike v investicijah v neotipljivi kapital med skupinama niso statistično značilne, kar kaže, da sama zaznava pomena teh investicij še ne vodi do višje uspešnosti.

Rezultati nadalje kažejo, da je stopnja digitalizacije v sektorju še vedno relativno nizka in ne predstavlja ključnega dejavnika uspešnosti. Povprečna samoocena digitalizacije je zelo nizka, pri čemer med uspešnejšimi in manj uspešnimi podjetji ni statistično značilnih razlik. Razlika med ugotovitvami literature in rezultati raziskave kaže na razvojni razkorak med teoretično prepoznanimi dejavniki uspešnosti ter dejansko stopnjo njihove implementacije v slovenskem gradbenem sektorju. Medtem ko literatura digitalizacijo obravnava kot enega ključnih vzvodov konkurenčnosti, rezultati naše raziskave kažejo, da večina podjetij še ni dosegla stopnje digitalne transformacije, pri kateri bi se njeni učinki odražali tudi v poslovnih uspešnostih, kar

je lahko posledica velikosti gospodarstva in strukture podjetij. Tisti, ki pa so digitalizirani, vidijo digitalizacijo predvsem kot operativno orodje in ne kot strateški vir konkurenčnih prednosti.

Podjetja svojo konkurenčnost v veliki meri gradijo na stroškovni učinkovitosti in operativnih dejavnikih. Kot najpomembnejše dejavnike uspešnosti izpostavljajo zniževanje proizvodnih stroškov, povečevanje produktivnosti dela ter zagotavljanje konkurenčnih cen, ob čemer pomembno vlogo igrajo tudi hiter razvoj novih izdelkov ali storitev ter razvoj strankam prilagojenih rešitev. Hkrati samoocene uspešnosti kažejo, da se večina podjetij uvršča okoli srednje vrednosti, medtem ko je delež podjetij, ki se ocenjujejo kot bistveno bolj uspešna, relativno nizek.

Z vidika pomena rezultatov za prakso rezultati poudarjajo potrebo po krepitvi organizacijskih sposobnosti podjetij, zlasti na področju upravljanja, strateškega načrtovanja in razvoja človeškega kapitala. Poleg tega je ključnega pomena spodbujanje bolj celovite digitalne transformacije, ki presega zgolj operativne izboljšave in vključuje tudi razvoj novih poslovnih modelov. Na ravni politik, ki se dotikajo poslovnega okolja, pa rezultati izpostavljajo potrebo po zmanjšanju administrativnih bremen, izboljšanju dostopa do ustrezno usposobljenega kadra ter spodbujanju investicij v inovacije in trajnostni razvoj.

Kljub omejitvam raziskave, ki izhajajo predvsem iz strukture in velikosti vzorca ter uporabe anketnih samoocen podjetij, prispevek ponuja relevanten empirični vpogled v delovanje gradbenega sektorja ter identificira ključne dejavnike, ki vplivajo na uspešnost podjetij. Nadaljnje raziskave bi lahko poglobile analizo vzročno-posledičnih povezav med posameznimi dejavniki ter vključile longitudinalne podatke za boljše razumevanje razvojnih dinamik v panogi, tudi v primerjavi z drugimi panogami.

6 ZAHVALA

Tekst je nastal v okviru naslednjih projektov: (1) Advanced Climate-Resilient Solutions for Sustainable Bio-Economy and Socio-economic Development SN-ZRD/22-27/0510 (ARISE), ki ga financira Univerza v Ljubljani, (2) P5-0128 (Izzivi vključujočega in trajnostnega razvoja v prevladujoči paradigmi ekonomskih in poslovnih znanosti), ki ga financira ARIS, ter (3) V5-2507 Analiza dejavnikov poslovnih investicij in produktivnosti slovenskega gospodarstva: poglobljena analiza strukture, dinamike in učinkov investicij ter primerjalna analiza Slovenije in EU (ARIS in Ministrstvo za finance).

7 LITERATURA

Adarov, A., Klenert, D., Marschinski, R., & Stehrer, R. (2022). Productivity drivers: Empirical evidence on the role of digital and intangible capital, FDI and integration. *Applied Economics*, 54(48), 5515–5531. Scopus. <https://doi.org/10.1080/00036846.2022.2047598>

Audretsch, D. B., & Belitski, M. (2021). Knowledge complexity and firm performance: Evidence from the European SMEs. *Journal of Knowledge Management*, 25(4), 693–713. <https://doi.org/10.1108/JKM-03-2020-0178>

Barney, J. (1991). Firm Resources and Sustained Competitive Advantage. *Journal of Management*, 17(1), 99–120. <https://doi.org/10.1177/014920639101700108>

Čater, T., Čater, B., Černe, M., Koman, M., & Redek, T. (2021). Industry 4.0 technologies usage: Motives and enablers. *Journal of Manufacturing Technology Management*, 32(9), 323–345. <https://doi.org/10.1108/JMTM-01-2021-0026>

Corrado, C., Haskel, J., Iommi, M., & Jona-Lasinio, C. (2019). Intangible capital, innovation, and productivity à la Jorgenson evidence from Europe and the United States. In *Measuring Economic Growth and Productivity: Foundations, KLEMS Production Models, and Extensions*. Elsevier Inc. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-817596-5.00016-0>

Corrado, C., Haskel, J., Jona-Lasinio, C., & Iommi, M. (2013). Innovation and intangible investment in Europe, Japan, and the United States. *Oxford Review of Economic Policy*, 29(2), 261–286. Scopus. <https://doi.org/10.1093/oxrep/grt017>

Corrado, C., Haskel, J., Jona-Lasinio, C., & Iommi, M. (2016). Intangible investment in the EU and US before and since the Great Recession and its contribution to productivity growth (No. 2016/08; EIB Working Papers). European Investment Bank (EIB). <https://ideas.repec.org/p/zbw/eibwps/201608.html>

Corrado, C., Haskel, J., Jona-Lasinio, C., & Iommi, M. (2022). Intangible Capital and Modern Economies. *Journal of Economic Perspectives*, 36(3), 3–28. <https://doi.org/10.1257/jep.36.3.3>

Crouzet, N., & Eberly, J. C. (2019). Understanding Weak Capital Investment: The Role of Market Concentration and Intangibles (Working Paper No. 25869; Working Paper Series). National Bureau of Economic Research. <https://doi.org/10.3386/w25869>

Erjavec, E., & Redek, T. (2022). SMEs »Growing Smart«: The Complementarity of Intangible and Digital Investment in Small Firms and Their Contribution to Firm Performance. The 10th International Scientific Conference 'Finance, Economics and Tourism' - FET, Pula, Croatia.

Gupta, N., Gunawan, I., & Kamineni, R. (2026). Resilience and innovation in the face of disruption: An empirical study of Australia's construction sector. *International Journal of Production Economics*, 292, 109830. <https://doi.org/10.1016/j.ijpe.2025.109830>

Pereira, V., Budhwar, P., Temouri, Y., Malik, A., & Tarba, S. (2021). Investigating Investments in agility strategies in overcoming the global financial crisis—The case of Indian IT/BPO offshoring firms. In *Journal of International Management* (Vol. 27, Issue 1). <https://doi.org/10.1016/j.intman.2020.100738>

Piekkola, H., Bloch, C., Rybalka, M., & Redek, T. (2025). Intangibles From Intangible Capital Work: Their Valuation and Technological Change. *Review of Income and Wealth*, 71(2), e70017. <https://doi.org/10.1111/roiw.70017>

Redek, T., Čater, T., Čater, B., Černe, M., & Koman, M. (2022). Firm agility and digitalisation less helpful than expected during the covid-19 pandemic, but valuable in the longer run. <https://dspace.tul.cz/handle/15240/166030>

Redek, T., & Erjavec, E. (2026). Stanje in priložnosti v slovenski lesno-pridelovalni industriji s perspektive podjetij. Ekonomska fakulteta. Mimeo.

Statistični urad Republike Slovenije. (2025). SI-STAT podatkovni portal. <http://pxweb.stat.si/pxweb/Database/Ekonomsko/Ekonomsko.asp>

Teece, D. J., Pisano, G., & Shuen, A. (1997). Dynamic capabilities and strategic management. Strategic Management Journal, 18(7), 509-533. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1097-0266\(199708\)18:7%3C509::AID-SMJ882%3E3.0.CO;2-Z](https://doi.org/10.1002/(SICI)1097-0266(199708)18:7%3C509::AID-SMJ882%3E3.0.CO;2-Z)

Thum-Thysen, A., Voigt, P., Bilbao-Osorio, B., Maier, C., & Ognyanova, D. (2019). Investment dynamics in Europe: Distinct drivers and barriers for investing in intangible versus tangible assets? Structural Change and Economic Dynamics, 51, 77-88. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.strueco.2019.06.010>

Van Nguyen, M. (2023). Drivers of innovation towards sustainable construction: A study in a developing country. Journal of Building Engineering, 80, 107970. <https://doi.org/10.1016/j.job.2023.107970>

8 PRILOGE

Spremenljivka	Opis	Povprečje Sk. 1	Povprečje Sk. 2	Razlika	p (Mann-Whitney)	Značilnost
Q5a	Obsega gradbenih aktivnosti	3.81	3.10	0.71	0.000	***
Q5b	Pridobivanje naročil	3.74	2.92	0.83	0.000	***
Q5c	Kvaliteta izdelkov	4.30	3.59	0.71	0.000	***
Q5d	Konkurenčnost cene	3.64	3.14	0.50	0.004	**
Q5e	Inovativnost podjetja	3.77	2.84	0.93	0.000	***
Q5f	Produktivnost podjetja	3.87	2.92	0.95	0.000	***
Q5g	Dodana vrednost na zaposlenega	3.62	2.84	0.78	0.000	***
Q5h	Rast prodaje	3.57	2.86	0.72	0.000	***
Q5i	Rast tržnega deleža na obstoječih trgih	3.60	2.84	0.76	0.000	***
Q5j	Ugled podjetja	4.26	3.41	0.85	0.000	***
Q5k	Zvestoba kupcev	4.45	3.61	0.83	0.000	***
Q5l	Zvestoba strank	4.40	3.57	0.83	0.000	***
Q5m	Vključenost podjetja v sodelovanje z najboljšim...	4.00	3.22	0.78	0.000	***
Q5n	Dobičkonosnost sredstev (ROA)	3.49	2.73	0.75	0.000	***
Q5o	Splošen ugled podjetja	4.34	3.53	0.81	0.000	***
Q5p	Uvajanje novih proizvodov oz. storitev	3.64	2.76	0.88	0.000	***

Preglednica 1. Razlike v samooceni uspešnosti po skupinah podjetij ter značilnost razlik

Opis	Povprečje Sk. 1	Povprečje Sk. 2	Razlika	p (Mann-Whitney)
Povprečna samoocena uspešnosti (Q5)	3.91	3.12	0.79	0.000
Indeks inovativnosti (Q12)	1.49	1.55	-0.06	0.405
Indeks operativnih koristi digitalizacije (Q14)	3.61	3.46	0.15	0.387
Indeks strateških koristi digitalizacije (Q15)	3.39	3.17	0.22	0.294
Indeks neotipljivega kapitala (Q11)	3.06	2.93	0.12	0.051
Izvozna usmerjenost (povprečje Q4b-Q4d)	2.03	1.88	0.16	0.481

Preglednica 2. Razlike v vrednosti indeksov posameznih dejavnikov uspešnosti po skupinah podjetij ter značilnost razlik

33. SLOVENSKI KOLOKVIJ O BETONIH

IRMA – Inštitut za raziskavo materialov in aplikacije je v sodelovanju z IZS organiziral 33. slovenski kolokvij o betonih z naslovom: »Samozgoščevalni beton«. Kolokvij s 111 udeleženci je potekal 28. maja 2026 v dvorani Plečnik 4-5, Four Points by Sheraton Ljubljana Mons.

Obpravnavane so bile naslednje teme: Prenos tehnologije samozgoščevalnih betonov v slovensko gradbeno prakso – izkušnje FGG UL; Izkušnje in omejitve pri uporabi SCC; Visokozmo-

gljivi samozgoščevalni cementni kompoziti z notranjo nego na osnovi SAP: projektiranje in aplikacije; Možnost uporabe različnih materialov v SCC-betonih; Izkušnje pri uporabi samozgoščevalnega betona na Hrvaškem; Podvodna sanacija in ojačitev stolpa za zajem globoke vode z uporabo tesnilnih obročev iz SCC in injektiranjem poliuretana; Uporaba SCC za izdelavo vidnih betonov; Vpliv malih sprememb v sestavi SCC na njegovo obdelovalnost. Podrobnejši potek kolokvija je razviden iz programa (Slika 1).



Slika 1. Program predavanj v okviru 33. slovenskega kolokvija o betonih

Članki vseh predavanj so podani v Zborniku gradiv in referatov (CIP – Kataložni zapis o publikaciji, Narodna in univerzitetna knjižnica, Ljubljana, 666.972(082); ISBN 978-961-96649-2-6; COBISS.SI-ID 277240323).

Predsednik IZS mag. Črtomir Remec (Slika 2) je v pozdravnem govoru poudaril pomen vsakoletnih kolokvijev o betonih, ki predstavljajo primerno dopolnilo programov izobraževanja IZS za gradbene inženirje. Odkrite diskusije o problemih, ki nastajajo pri aplikaciji novih in tudi že vpeljanih postopkov v praksi vodijo k povečanju kakovosti in učinkovitosti grajenja.



Slika 2. Pozdravni govor predsednika IZS mag. Črtomirja Remca

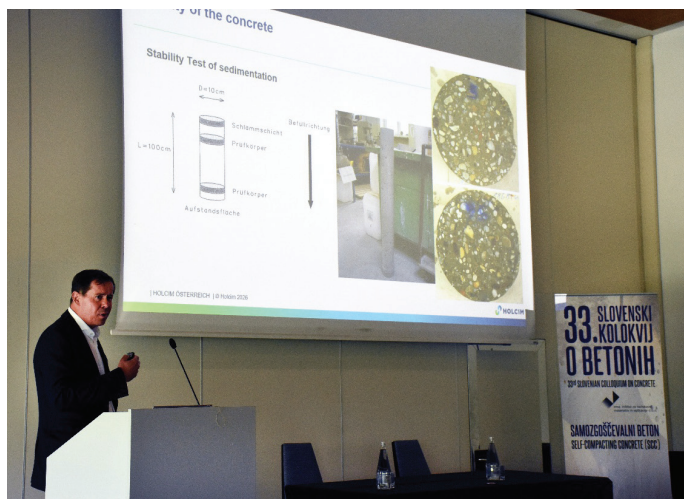
Prvo predavanje z naslovom Prenos tehnologije samozgoščevalnih betonov v slovensko gradbeno prakso: izkušnje FGG UL je podala dekanja FGG UL prof. dr. Violeta Bokan Bosiljkov (Slika 3). Povzetek njenega predavanja: Samozgoščevalni beton (SCC) predstavlja pomemben razvojni korak v tehnologiji betona, saj omogoča vgradnjo brez mehanskega vibriranja ter zagotavlja izboljšano homogenost, kakovost površine in trajnost konstrukcij. V članku predstavljamo pregled raziskav in razvoja betonov SCC na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani (FGG UL), ki potekajo od leta 1999. Raziskave so se začele v okviru razvojno-raziskovalnih projektov za DARS in so bile usmerjene v razvoj ekonomičnih betonov SCC iz lokalnih materialov, predvsem drobljenih apnenčevih agregatov in apnenčeve moke. V nadaljevanju so bile raziskave razširjene na področje obstojnosti betonov SCC, vpliva vrste agregata in kemijskih dodatkov ter razvoja lahkoagregatnih samozgoščevalnih betonov (LSCC). Predstavljene raziskave potrjujejo uspešen prenos tehnologije SCC iz laboratorijskega okolja v gradbeno prakso ter poudarjajo njen prihodnji potencial pri avtomatizaciji in robotizaciji gradbenih procesov.

Drugo predavanje z naslovom Izkušnje in omejitve pri uporabi SCC je podal dr. Johannes Horvath (HOLCIM Zementwerke GmbH – Vienna, Austria) (Slika 4). Povzetek njegovega predavanja: Samozgoščevalni beton (SCC) ponuja očitne prednosti pri izvedbi in kakovosti tam, kjer je običajno zgoščevanje težavno, zlasti pri prefabriciranih elementih, arhitekturno izpostavljenih površinah in močno armiranih konstrukcijskih elementih.



Slika 3. Prof. dr. Violeta Bokan Bosiljkov, dekanja FGG UL, je podala prvo predavanje z naslovom Prenos tehnologije samozgoščevalnih betonov v slovensko gradbeno prakso: izkušnje FGG UL

V tem članku so povzete praktične izkušnje v zvezi s SCC ter poudarjene omejitve, ki pogosto vplivajo na uspešno uporabo: občutljivo ravnanje med pretočnostjo, viskoznostjo in odpornostjo proti segregaciji; občutljivost na razlike v materialu in časovno odvisno reologijo; ter močan vpliv medsebojnega delovanja dodatkov in veziva na robustnost. Poleg zahtev za obnašanje v svežem stanju in preskusnih metod članek izpostavlja nadzor proizvodnje in vgradnje (popravljanje vlage, energija mešanja, čas transporta, pravila za ponovno doziranje in strategija praznjenja) kot odločilne dejavnike za ponovljivo polnjenje in kakovost površine. Posebna pozornost je namenjena tveganjem, povezanim z visoko vsebnostjo praškastih delcev v sestavi SCC, vključno s povečano toploto hidratacije, visokimi temperaturami elementov in zgodnjim razpokanjem, ter situacijam, v katerih lahko zelo visoka gostota armature kljub temu povzroči blokiranje ali nepopolno zapolnitev. V zaključkih je poudarjeno, da SCC ni »čudežna tekočina«, temveč sistem, ki temelji na



Slika 4. Dr. Johannes Horvath je podal predavanje z naslovom Izkušnje in omejitve pri uporabi SCC

zmogljivosti, in za doseganje trajnega, ponovljivo izdelanega konstrukcijskega betona zahteva jasna merila sprejemljivosti, hitre povratne zanke in disciplinirano izvedbo.

Tretje predavanje z naslovom Visokozmogljivi samozgoščevalni cementni kompoziti z notranjo nego na osnovi SAP: projektiranje in aplikacije so pripravili dr. Maciej Kalinowski, dr. Karol Chilmon, prof. dr. Piotr Woyciechowski, prof. dr. Andrzej Garbacz, dr. Wioletta Jackiewicz-Rek (Warsaw University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Poland). Podal ga je dr. Maciej Kalinowski (Slika 5). Povzetek njihovega predavanja: Visokozmogljivi cementni kompoziti z nizkim vodno-vezivnim razmerjem so občutljivi na samodejno izsuševanje, avtogeno krčenje in nepopolno hidratacijo, saj stehiometrična potreba po vodi za nadaljnjo hidratacijo cementa presega količino zamesne vode, ki je na voljo v zaprtih okoljih. Notranja nega odpravlja to omejitev z vgradnjo vnaprej shranjenih vodnih rezervuarjev, ki so enakomerno porazdeljeni znotraj cementne matrice. V tem članku so superabsorbentni polimeri (SAP) obravnavani kot večfunkcionalna sestavina, ki v visokozmogljivih samoizravnalnih cementnih kompozitih hkrati deluje kot notranje sredstvo za nego, reološki modifikator in nosilec fotokatalitičnih nanoadditivov. Opravljena je analiza mehansko povzročene fragmentacije delcev SAP-hidrogela med mešanjem v povezavi z njihovo učinkovitostjo kot notranjih sredstev za nego. Analizirane so reološke posledice vključitve SAP-hidrogela v svežem stanju z vidika meje elastičnosti in plastične viskoznosti – lastnosti, ki so ključne za samozgoščevalno obnašanje. SAP-hidrogel se nadalje preučuje kot disperzno sredstvo za fotokatalitične delce TiO_2 , saj omogoča enakomerno porazdelitev in nanos drobnozrnatega, samoizravnalnega funkcionalnega premaza na prefabricirane betonske elemente. Testi čiščenja zraka, izvedeni v pogojih, ki so značilni za srednje-evropska urbana okolja, kažejo, da so kompoziti, modificirani s SAP- TiO_2 , dosegli merljivo višjo učinkovitost odstranjevanja NO v primerjavi z referenčno serijo, kar pripisujemo izboljšavam pri disperziji fotokatalizatorja kot tudi pri povezanosti por blizu površine. Rezultati potrjujejo, da je SAP-hidrogel vsestransko orodje za razvoj trajnih, notranje negovanih in funkcionalno prilagojenih visokozmogljivih cementnih kompozitov.



Slika 5. Dr. Maciej Kalinowski je podal predavanje z naslovom Visokozmogljivi samozgoščevalni cementni kompoziti z notranjo nego na osnovi SAP: projektiranje in aplikacije

Četrto predavanje z naslovom Možnost uporabe različnih materialov v samozgoščevalnem betonu so pripravili prof. dr. Aleksandar Savić, doc. dr. Marina Škondrić, prof. dr. Dragica Jevtić (Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet, Srbija). Predaval je prof. dr. Aleksandar Savić (Slika 6). Povzetek njihovega predavanja: Samozgoščevalni beton (SCC) velja za eno največjih inovacij zadnjih desetletij 20. stoletja. Glede na vse večjo ozaveščenost o pomenu ohranjanja naravnih virov in okolja kot celote so bile analizirane možnosti uporabe različnih materialov, vključno z odpadki in recikliranimi materiali, pri proizvodnji SCC. V referatu so bili predstavljeni rezultati več kot 20 različnih mešanic SCC, vključno z njihovo sestavo in podatki o njihovi pretočnosti, viskoznosti in sposobnosti prehoda, skupaj s tlačno trdnostjo in prepustnostjo za vodo po 28 dneh. Doseženi rezultati so z okoljskega vidika zelo spodbudni, zlasti kar zadeva uporabo pepela in recikliranih betonskih agregatov v samozgoščevalnem betonu.



Slika 6. Prof. Dr. Aleksandar Savić je podal predavanje z naslovom Možnost uporabe različnih materialov v samozgoščevalnem betonu

Prof. dr. Ivana Banjad Pečur (Sveučilište u Zagrebu, Građevinski fakultet, Hrvaška) (Slika 7) je podala peto predavanje z naslovom Uporaba samozgoščevalnega betona na Hrvaškem. Soavtor je bil dr. Ivan Gabrijel. Povzetek njunega predavanja: V referatu sta predstavljena dva primera uporabe samozgoščevalnega betona na Hrvaškem. Prvi se nanaša na obnovo mostu med celino in otokom Vir, kjer je bil most med letoma 1998 in 2003 obnovljen zaradi korozije armature. Pri popravilu spodnjih robov nosilcev in nosilcev na vrhu stebrov se je uporabil SCC, saj je omogočil kakovostno zapolnitev opaža in prostora okoli armature brez dodatnega zgoščevanja. Drugi primer opisuje obnovo hidroelektrarne Dubrovnik v Platu blizu Cavtata, kjer so pri zamenjavi sesalne cevi turbine uporabili samozgoščevalni beton. Zaradi omejenega prostora okoli cevi ni bilo mogoče uporabiti običajnega vibriranega betona, zato se je SCC izkazal za optimalno rešitev. Predhodni preskusi so potrdili zahtevane lastnosti tako svežega kot strjenega betona. Za zaključek lahko rečemo, da samozgoščevalni beton predstavlja učinkovito rešitev za zahtevna gradbena dela, vendar zahteva skrbno projektiranje mešanice, nadzor proizvodnje in ustrezno tehnologijo vgradnje.



Slika 7. Prof. dr. Ivana Banjad Pečur je podala predavanje z naslovom *Uporaba samozgoščevalnega betona na Hrvaškem*

Prof. dr. Naser Kabashi (University of Prishtina, Department of Civil Engineering, Kosovo) je v posnetem predavanju podal referat z naslovom *Sanacija stolpa za zajem globoke vode iz armiranega betona z injiciranjem poliuretana in ojačitvijo z obroči iz samozgoščevalnega betona* (Slika 8). Soavtorji predavanja so bili msc. Enes Krasniqi, prof. asst. Milot Muhaxheri in msc. Ylli Murati. Povzetek njihovega predavanja: V tem referatu je predstavljena sanacija stolpa za zajem globoke vode iz armiranega betona ob jezeru Batllava na Kosovu, ki se uporablja kot del regionalne infrastrukture za oskrbo s pitno vodo. Na objektu se je približno 22 metrov pod gladino vode pojavilo hudo puščanje, ki je zajemalo skoraj tri četrtine njegovega obsega, spremljale pa so ga vidne razpoke in merljivo odstopanje od navpičnice. Poškodbe so bile ugotovljene v zimskem obdobju, zlasti zaradi delovanja ledu v kombinaciji z izjemno hidravlično izpostavljenostjo. Izvedeni poseg je potekal v skla-



Slika 8. Prof. dr. Naser Kabashi je v posnetem predavanju podal referat z naslovom *Sanacija stolpa za zajem globoke vode iz armiranega betona z injiciranjem poliuretana in ojačitvijo z obroči iz samozgoščevalnega betona*

du s postopno strategijo sanacije, v okviru katere so najprej obvladali aktivno puščanje, nato pa so poškodovani pas popravili in ga konstrukcijsko ojačili. Za vzpostavitev primernih delovnih pogojev v kritičnem območju so uporabili lokalno zmanjšanje tlaka; razpoke so pripravili v nadzorovanem V-oblikovanem profilu, pronicanje vode so ustavili s hitro strjujočo se malto za zaustavitev vode, poti pronicanja pa so zatesnili z injiciranjem poliuretana. Po ponovni vzpostavitvi neprepustnosti za vodo je bil stolp ojačan z obroči iz armiranega samozgoščevalnega betona (SCC), ki so bili povezani z obstoječo konstrukcijo. Razvili in preizkusili so tri poskusne mešanice SCC, da bi preverili njihovo sposobnost zapolnjevanja, prehodnost in odpornost proti segregaciji v zahtevnih pogojih črpanja in vgrajevanja. Ta primer kaže, da je uspešna sanacija podvodnih hidravličnih betonskih objektov odvisna od pravilnega zaporedja posegov, skladnosti med ukrepi za tesnjenje in ojačitev ter izbire materialov, ki so primerni za gradnjo.

Sedmo predavanje z naslovom *Uporaba SCC za izdelavo vidnih betonov* je pripravil Rok Ercegovič (IRMA – Inštitut za raziskavo materialov in aplikacije), predstavil pa ga je dr. Jakob Šušteršič (Slika 9). Povzetek njegovega predavanja: Prispevek obravnava uporabo samozgoščevalnega betona (SCC) za vidne oziroma arhitekturne betonske površine. Poudarek je na reološkem ravnotežju med mejo tečenja, plastično viskoznostjo, tiksotropijo in stabilnostjo zračnih por, saj razlez sam ne zagotavlja kakovostne površine. Predstavljeni so preskusi svežega SCC ter vplivi filerja, kamnolomskih frakcij, pakirne gostote, GGBS (Ground Granulated Blast-furnace Slag; prevod: mleta granulirana plavžna žlindra), mikrosilike in kemičnih dodatkov. Posebej so poudarjeni proizvodnja, transport, opaž, ločevalno sredstvo, način vgrajevanja in omejevanje vodoravnega toka. Sklep je, da je pri vidnem SCC treba projektirati in nadzorovati celoten proces, ne le recepturo betona.

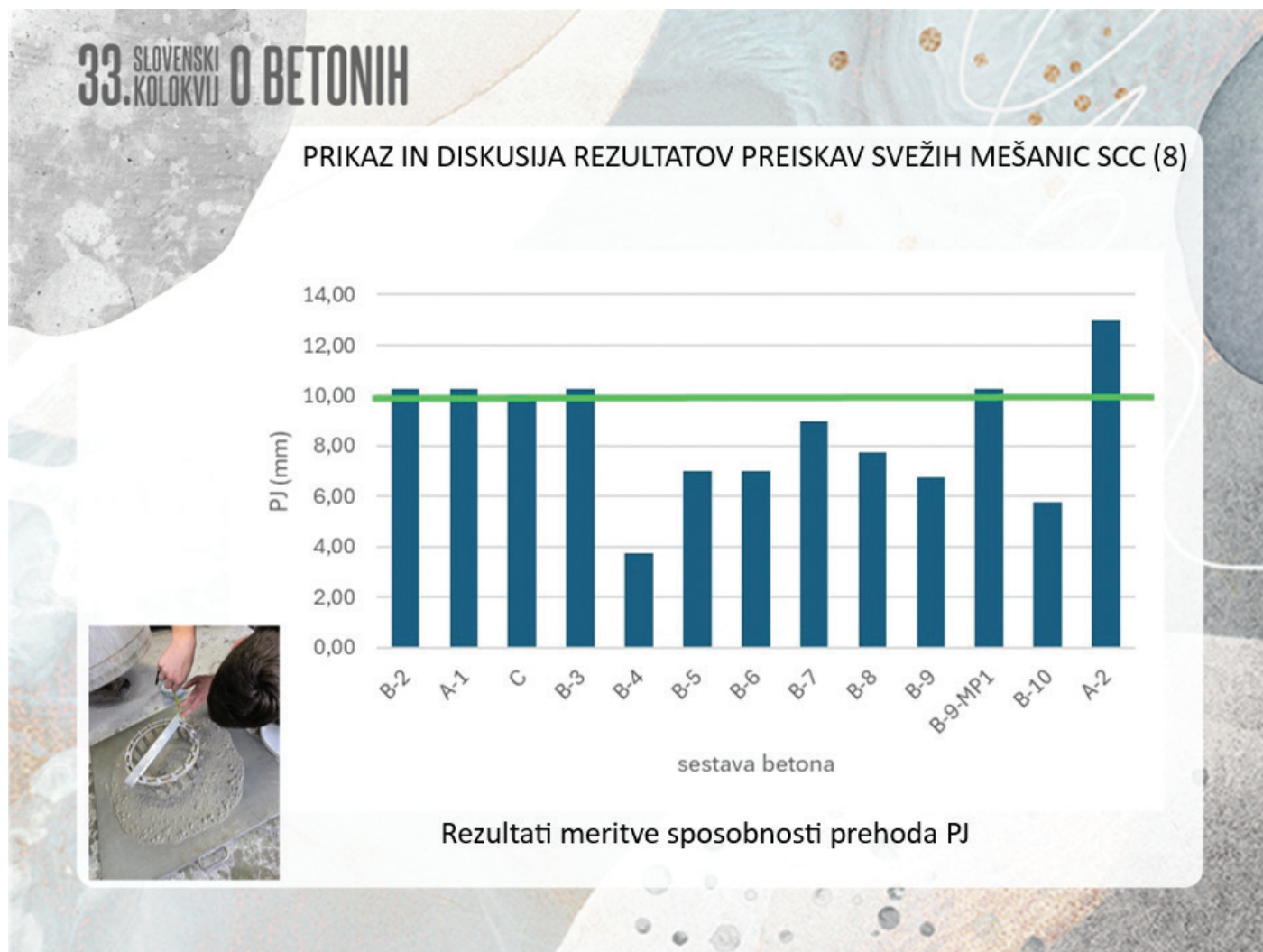
Osmo, zadnje predavanje na letošnjem kolokviu z naslovom *Vpliv malih sprememb v sestavi SCC na njegovo obdelovalnost* je podal dr. Jakob Šušteršič (IRMA – Inštitut za raziskavo materialov in aplikacije) (Slika 10). Soavtorji so bili: Sandi Drolc,



Slika 9. Predstavitev referata z naslovom *Uporaba SCC za izdelavo vidnih betonov*, ki ga je pripravil Rok Ercegovič, podal pa dr. Jakob Šušteršič, IRMA – Inštitut za raziskavo materialov in aplikacije

IRMA; prof. dr. Violeta Bokan Bosiljkov, FGG UL; mag. Bojan Hertl, ARAO, in Aljoša Šajna, ZAG. Povzetek njihovega predavanja: V referatu so prikazani rezultati predhodnih preiskav svežega samozgoščevalnega betona (SCC), ki je namenjen za zapolnjevanja praznih prostorov med zabojniki v silosu za odlaganje nizko in srednje radioaktivnih odpadkov (NSRAO). Obravnavane preiskave so del obširnega projekta Študija proizvodnje, vgradljivosti in karakteristik končnih betonskih me-

šanic kot polnil med odlagalnimi zabojniki N2d v silosu odlagališča NSRAO. Za projektiranje sestav SCC se je uporabila modificirana empirična metoda. Namen teh preiskav je bil, da se poišče optimalna sestava SCC glede njegove obdelovalnosti oziroma njegove sposobnosti pretočnosti in prehajanja ter viskoznosti. Rezultati kažejo na viden vpliv že majhnih sprememb v sestavi SCC na njegovo obdelovalnost (pretočnost, prehajanje in viskoznost).



Slika 10. Slika s predavitve predavanja z naslovom Vpliv malih sprememb v sestavi SCC na njegovo obdelovalnost

dr. Jakob Šušteršič, univ. dipl. inž. grad.

NOVI DIPLOMANTI GRADBENIŠTVA

UNIVERZA V LJUBLJANI, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO IN GEODEZIJO

I. STOPNJA – VISOKOŠOLSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM GRADBENIŠTVO

Urban Lenarčič, Preveritev ustreznosti obstoječih medetažnih konstrukcij ob prenovi objekta kulturne dediščine, mentor doc. dr. David Antolinc, somentor doc. dr. Bojan Čas;
<https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=183750>

Nikolina Batinica, Vpliv kakovosti projektne dokumentacije na zaplete med gradnjo, mentor izr. prof. dr. Robert Klinc;
<https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=183810>

Nejc Ganziti, Posebne varnostne zahteve za gradbišča farmacevtske družbe v Ljubljani, mentor izr. prof. dr. Robert Klinc;
<https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=185860>

I. STOPNJA – UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI PROGRAM GRADBENIŠTVO

Lara Majerle, Varnostna analiza križišč z omogočenim zavijanjem desno ob rdeči luči na semaforju, mentor doc. dr. Rok Marsetič;
<https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=183808>

Luka Kuselj, Eksperimentalna in računska analiza koeficienta vodoprepustnosti zemljine, mentorica doc. dr. Jasna Smolar, somentor asist. Timotej Jurček;
<https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=183811>

Matjaž Mrdalj, Izgradnja modela armiranobetonske montažne hale s 3D tiskom, mentor prof. dr. Goran Turk, somentor izr. prof. dr. Sebastjan Bratina;
<https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=184157>

Zerina Šabovič, Vpliv lokacije in podnebni značilnosti na svetlobno okolje mobilne hiše, mentor doc. dr. Jaka Potočnik, somentor doc. dr. Luka Pajek;
<https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=184959>

Tjan Hudovernik, Gradbeni proces: analiza ključnih faz in zunanjih vplivov v sedanjosti in prihodnosti, mentor doc. dr. Bojan Čas, somentor izr. prof. dr. Robert Klinc;
<https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=184960>

Enej Korošic, 3D simulacije deflektorja plavja, mentor doc. dr. Gorazd Novak;
<https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=184706>

Nejc Tacer, Javna naročila in njihov vpliv na gradbeništvo, mentor izr. prof. dr. Robert Klinc;
<https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=186401>

Teja Tušar, Projektiranje členkastih spojev, mentorica doc. dr. Sara Zoubek, somentor izr. prof. dr. Primož Može;
<https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=185726>

II. STOPNJA – MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM GRADBENIŠTVO (smeri Gradbene konstrukcije, Geotehnika-hidrotehnika, Nizke gradnje)

Urh Starina, Parametrično modeliranje karakterističnih prečnih prerezov in minimalnih svetlih profilov železniške proge, mentor doc. dr. Robert Rijavec, somentor asist. Luka Trček;
<https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=183753>

Vesna Grošelj, Primerjalna analiza obstoječega načina krmiljenja in alternativnih praks na izbranih semaforiziranih križiščih v Ljubljani, mentor doc. dr. Rok Marsetič, somentorica doc. dr. Irena Strnad Trček;
<https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=183955>

Maks Alič, Avtomatizacija delovnih tokov nabave v gradbeništvo, mentor izr. prof. dr. Robert Klinc, somentorica asist. Anja Brelih;
<https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=186274>

II. STOPNJA – MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM GRADBENIŠTVO (smer Informacijsko modeliranje zgradb - BIM A+)

Haris Waheed Bhatti, Graph-Mediated LLM Exploration for IFC Question Answering: A Benchmark Comparison Against Direct-IFC Approaches, mentor prof. dr. Žiga Turk;
<https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=185169>

II. STOPNJA – MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM STAVBARSTVO

Vita Višček, Analiza kakovosti notranjega okolja v osnovnošolskih učilnicah z naravnim in hibridnim prezračevanjem, mentorica izr. prof. dr. Mateja Dovjak, somentorica prof. dr. Janja Vaupotič;
<https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=184121>

II. STOPNJA – MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM VODARSTVO IN OKOLJSKO INŽENIRSTVO

Nathan Andres Pullas Guarderas, Modeliranje obremenitev s hranili in ocena eutrofikacije jezera Yahuarcocha, mentorica izr. prof. dr. Nataša Atanasova, somentorja doc. dr. Mario Krzyk in prof. dr. Nicola Pacini;
<https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=183663>

Rafsan Al Amin, Napoved projektnih pretokov v nemerjenih porečjih v Sloveniji, mentor izr. prof. dr. Nejc Bezak, somentorica prof. dr. Mojca Šraj;
<https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=186404>

Lucija Babij, Numerično modeliranje tokovnih razmer v prehodu za vodne organizme tipa MABA, mentor izr. prof. dr. Gašper Rak, somentor dr. Vanja Hatič;
<https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=186468>

Cathryn Eastwood, Analiza vpliva podnebne spremenljivosti na krivulje intenziteta- trajanje-povratna doba (ITP) in projektne pretoke z vidika ekstremnega dogodka avgusta 2023 v Sloveniji, mentorica prof. dr. Mojca Šraj, somentor izr. prof. dr. Nejc Bezak;
<https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=186405>

Luka Stare, Analize sočasnosti nastopa vročinskih valov in suš na območju Slovenije, mentor izr. prof. dr. Nejc Bezak, somentorica prof. dr. Mojca Šraj;
<https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=186403>

Yuan Tian, Pretvarjanje hidrodinamičnih vplivov poplav v akcijske protokole za ukrepanje v izrednih razmerah v primeru negotovosti, mentor izr. prof. dr. Nejc Bezak, somentorja Gregor Johnen in Sabrina Huber;
<https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=186406>

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

I. STOPNJA – VISOKOŠOLSKI STROKOVNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Tim Berzak, Predlog sanacije enostanovanjske hiše v Razvanju, mentor prof. dr. Andrej Štrukelj, somentorica izr. prof. dr. Nataša Šuman;
<https://dk.um.si/IzpisGradiva.php?id=98269>

Mitja Sekereš, Gradbeni nadzor pri različnih vrstah gradbenih objektov: primerjalna analiza, izzivi in izboljšave, mentor doc. dr. Milan Kuhta;
<https://dk.um.si/IzpisGradiva.php?lang=slv&id=98679>

Jan Žnidar Koprivnik, Dimenzioniranje dvonadstropne jeklene hale, mentor doc. dr. Tomaž Žula, somentor prof. dr. Stojan Kravanja;
<https://dk.um.si/IzpisGradiva.php?id=99507>

Rok Hozjan, Analiza stabilnosti in dimenzioniranje armiranobetonskega podpornega zidu, prof. dr. Primož Jelušič, somentor asist. dr. Rok Varga;
<https://dk.um.si/IzpisGradiva.php?id=99124>

I. STOPNJA – UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI PROGRAM GRADBENIŠTVO

Jure Mislovič, zaključek študija brez zaključnega dela.

Zala Rutnik, zaključek študija brez zaključnega dela.

Živa Švajncar, zaključek študija brez zaključnega dela.

II. STOPNJA – MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM GRADBENIŠTVO

Nejc Merčnik, Statika konstrukcije zelene strehe in preveritev njenega vpliva na trietažni objekt Plus Line bivalnih enot, mentor doc. dr. Tomaž Žula, delovni somentor Rok Časar;
<https://dk.um.si/IzpisGradiva.php?lang=eng&id=98283>

Nikolina Škrilec, Optimizacija sestave in analiza zelenega visoko zmogljivega betona (UHPC) z bazaltnimi vlakni, mentor doc. dr. Gregor Kravanja, somentor izr. prof. dr. Andrej Ivanič;
<https://dk.um.si/IzpisGradiva.php?id=98221&lang=eng&prip=dkum:22711673:r4>

Živa Doberšek, Obremenilna preizkušnja viadukta Jenina, mentor doc. dr. Rok Kamnik, somentor prof. dr. Andrej Štrukelj;
<https://dk.um.si/IzpisGradiva.php?id=98590&lang=slv>

Matjaž Pongrac, Dinamična analiza jeklene konstrukcije brvi z eksperimentalno verifikacijo, mentor izr. prof. dr. Iztok Peruš, somentorja prof. dr. Andrej Štrukelj in Gregor Udovč;
<https://dk.um.si/IzpisGradiva.php?lang=slv&id=98970>

UNIVERZA V MARIBORU, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO, PROMETNO INŽENIRSTVO IN ARHITEKTURO – EKONOMSKO POSLOVNA FAKULTETA

INTERDISCIPLINARNI ŠTUDIJ GOSPODARSKEGA INŽENIRSTVA – SMER GRADBENIŠTVO

I. STOPNJA – UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI PROGRAM

Gaja Jerebic, zaključek študija brez zaključnega dela.

Dominika Perše, zaključek študija brez zaključnega dela.

Jure Vrhovnik, zaključek študija brez zaključnega dela.

Jan Rožman, zaključek študija brez zaključnega dela.

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

KOLEDAR PRIREDITEV

16.9.2026

Dan ZBS 2026

Ljubljana, Slovenija
www.zabeton.si/

16.-18.9.2026

IABSE Congress Incheon 2026

Incheon, Južna Koreja
<https://iabse.org/Incheon2026>

16.-18.9.2026

EUROSTEEL2026 - 11th European Scientific Conference on Steel and Composite Structures

Krakov, Poljska
<https://eurosteel2026.org/>

16.-20.9.2026

MOS Sejem

Celje, Slovenija
<https://ce-sejem.si/sejmi/mos/>

23.-25.9.2026

17. kongres Društva gradbenih konstruktorjev Srbije

Zlatibor, Srbija
<https://dgks.grf.bg.ac.rs/>

25.9.2026

Strokovna konferenca in otvoritev razstave: BIM in digitalna prihodnost gradbeništva

Ljubljana, Slovenija
www.gzs.si/Dogodki/25-09-2026/

5.-7.10.2026

vodiCCCe 2026 - 15th Central European Congress on Concrete Engineering

Vodice, Hrvaška
<https://sites.google.com/arhitekt.hr/cce-2026-vodice/home>

20.-23.10.2026

INTERPRAEVENT 2026

Sapporo, Hokkaido, Japonska
www.kokusaisabo.or.jp/interpraevent2026/english/home-e.htm

17.-18.11.2026

13. Dnevi gradbenega prava 2026

Laško, Slovenija
<http://www.ulex.si/dgp/domov>

19.-20.11.2026

47. zborovanje gradbenih konstruktorjev Slovenije

Portorož, Slovenija
<https://www.sdggk.si>

23.-27.11.2026

WLF7 - 7th World Landslide Forum

Faridabad, Indija
<https://wlf7.org>

22.-25.3.2027

4th Croatian Conference on Earthquake Engineering

Opatija, Hrvaška
www.hgd-cgs.hr/english-4th-croatian-conference-on-earthquake-engineering-22-25-march-2027-in-opatija/?lang=en
<https://crocee.grad.hr/event/4/>

20.-23.4.2027

SEEBBE - 51. International Building Trade Fair

Beograd, Srbija
<https://sajam.rs/en/calendar-2027/seebbe/>

22.-23.4.2027

AECEF-EUCEET Joint Conference 2027: Civil Engineering Education for the Green and Digital Transformation

Zagreb, Hrvaška
<https://fe.up.pt/AECEF-EUCEET/>

3.-9.4.2028

BAUMA - 35th Edition of the World's Leading Trade Fair for Construction Machinery, Building Material Machines, Mining Machines, Construction Vehicles and Construction Equipment

München, Nemčija
<https://bauma.de/en/trade-fair/>

KOLEDAR IZOBRAŽEVANJ

20.10. - 27.11.2026

JRC Webinars on the Second-Generation Eurocodes

Spletna izobraževanja
<https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/news/save-dates-jrc-webinars-second-generation-eurocodes>

KOLEDAR ZUNANJIH IZOBRAŽEVANJ ZA MSG - IZS

22.9.2026

Projektni pogoji in mnenja mnenjedajalcev po novem Gradbenem zakonu (GZ-I)

Spletno izobraževanje
www.nebra.si/

24.9.2026

Zaščita, vgradnja in uporaba lesa

Ljubljana, Slovenija
www.izs.si/izobrazevanja/zunanja-izobrazevanja

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

