

april 2023
letnik 72

Gradbeni vestnik

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



78

NAPOVED PREOSTALE ŽIVLJENJSKE
DOBE JEKLENEGA ŽELEŽNIŠKEGA
MOSTU NA UTRUJANJE NA PODLAGI
IZMERJENEGA ODZIVA

91

ANALIZA VPLIVA RAZPOK V BETONU
NA TOGOST ARMIRANOBETONSKIH
NOSILCEV

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 podpori **Javne agencije za
raziskovalno dejavnost RS, Fakultete
za gradbeništvo in geodezijo Univerze
v Ljubljani, Fakultete za gradbeništvo,
prometno inženirstvo in arhitekturo
Univerze v Mariboru in Zavoda za
gradbeništvo Slovenije**

Izdajateljski svet:

ZDGITS: **prof. dr. Matjaž Mikoš, predsednik**
izr. prof. dr. Andrej Kryžanowski
Dušan Jukič
IZS MSG: **mag. Gregor Ficko**
mag. Jernej Nučič
mag. Mojca Ravnika Turk
UL FGG: **doc. dr. Matija Gams**
UM FGPA: **prof. dr. Miroslav Premrov**
ZAG: **doc. dr. Aleš Žnidarič**

Uredniški odbor: **izr. prof. dr. Sebastjan
Bratina, glavni in odgovorni urednik**
doc. dr. Milan Kuhta

Lektor: **Jan Grabnar**

Lektorica angleških povzetkov:
Romana Hudin

Tajnica: **Eva Okorn**

Oblikovalska zasnova: **Agencija GIG**

Tehnično urejanje, prelom in tisk:
Kočeviski tisk

Naklada: 450 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 izide 12 števil. Letna naročnina
za individualne naročnike znaša 25,50 EUR;
za študente in upokojene 10,50 EUR;
za družbe, ustanove in samostojne podjetnike
188,50 EUR za en izvod revije; 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:
gradnja Lattermanovega
podhoda s podrivno metodo,
foto: arhiv Elea iC

**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, april 2023, letnik 72, str. 77-108

Navodila avtorjem za pripravo člankov in drugih prispevkov

1. Uredništvo sprejema v objavo znanstvene in strokovne članke s področja gradbeništva in druge prispevke, pomembne in zanimive za gradbeno stroko.
2. Znanstvene in strokovne članke pred objavo pregleda najmanj en anonimen recenzent, ki ga določi glavni in odgovorni urednik.
3. Članki (razen angleških povzetkov) in prispevki morajo biti napisani v slovenščini.
4. Besedilo mora biti zapisano z znaki velikosti 12 točk in z dvojnimi presledki med vrsticami.
5. Prispevki morajo vsebovati naslov, imena in priimke avtorjev z nazivi in naslovi ter besedilo.
6. Članki morajo obvezno vsebovati: naslov članka v slovenščini (velike črke); naslov članka v angleščini (velike črke); znanstveni naziv, imena in priimke avtorjev, strokovni naziv, navadni in elektronski naslov; oznako, ali je članek strokoven ali znanstven; naslov POVZETEK in povzetek v slovenščini; ključne besede v slovenščini; naslov SUMMARY in povzetek v angleščini; ključne besede (key words) v angleščini; naslov UVOD in besedilo uvoda; naslov naslednjega poglavja (velike črke) in besedilo poglavja; naslov razdelka in besedilo razdelka (neobvezno); ... naslov SKLEP in besedilo sklepa; naslov ZAHVALA in besedilo zahvale (neobvezno); naslov LITERATURA in seznam literature; naslov DODATEK in besedilo dodatka (neobvezno). Če je dodatkov več, so ti označeni še z A, B, C itn.
7. 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: sebastjan.bratina@fgg.uni-lj.si. V sporočilu mora avtor napisati, kakšna je po njegovem mnenju vsebina članka (pretežno znanstvena, pretežno strokovna) oziroma za katero rubriko je po njegovem mnenju prispevek primeren.

Uredništvo

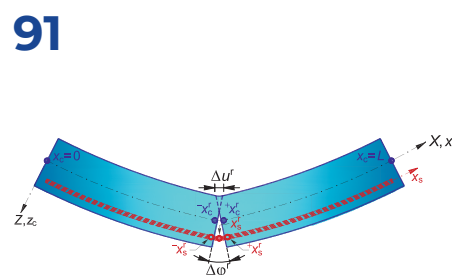
VSEBINA CONTENTS

ČLANKI PAPERS

- dr. Mirko Kosič, univ. dipl. inž. grad.
Doron Hekič, mag. inž. grad.
dr. Andrej Anžlin, univ. dipl. inž. grad.
- NAPOVED PREOSTALE ŽIVLJENJSKE DOBE
JEKLENEGA ŽELEŽNIŠKEGA MOSTU NA
UTRUJANJE NA PODLAGI IZMERJENEGA ODZIVA
REMAINING FATIGUE-LIFE
PREDICTION OF A STEEL RAILWAY BRIDGE
BASED ON MEASURED RESPONSE**



- doc. dr. Jerneja Češarek Kolšek univ. dipl. inž. grad.
prof. dr. Igor Planinc, univ. dipl. inž. grad.
izr. prof. dr. Sebastjan Bratina, univ. dipl. inž. grad.
- ANALIZA VPLIVA RAZPOK V BETONU NA
TOGOST ARMIRANOBETONSKIH NOSILCEV
ANALYSIS OF THE EFFECT OF CRACKS IN
CONCRETE ON THE STIFFNESS OF REINFORCED
CONCRETE BEAMS**



OBVESTILA DGIT

- ZDGITS
- VABILO NA SKUPŠČINO ZVEZE DRUŠTEV
GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE**

103

FOTOREPORTAŽA Z GRADBIŠČA

- Matej Osolnik in Borut Gomboši, Občina Medvode
- GRADNJA BRVI ZA KOLESARJE
ČEZ REKO SAVO V MEDVODAH**



NOVI DIPLOMANTI

Eva Okorn

KOLEDAR PRIREDITEV

Eva Okorn

dr. Mirko Kosič, univ. dipl. inž. grad.
mirko.kosic@zag.si



Doron Hekič, mag. inž. grad.
doron.hekic@fgg.uni-lj.si
doron.hekic@zag.si

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



dr. Andrej Anžlin, univ. dipl. inž. grad.
andrej.anzlin@zag.si

Zavod za gradbeništvo Slovenije,
Odsek za mostove in inženirske objekte,
Dimičeva ulica 12, Ljubljana



Znanstveni članek
UDK 625.1:69.059.4

NAPOVED PREOSTALE ŽIVLJENJSKE DOBE JEKLENEGA ŽELEŽNIŠKEGA MOSTU NA UTRUJANJE NA PODLAGI IZMERJENEGA ODZIVA REMAINING FATIGUE-LIFE PREDICTION OF A STEEL RAILWAY BRIDGE BASED ON MEASURED RESPONSE

Povzetek

V zadnjem času smo priča vse višjim zahtevam za železniško infrastrukturo, ki jih kot posledica prehoda na zeleno mobilnost spodbuja politika Evropske unije. Povečano število vlakov in dovoljenih osnih pritiskov lahko poveča problematiko visokocikličnega utrujanja materiala na jeklenih mostovih. Zato je pri izračunu življenjske dobe obstoječih mostov ključno poznavanje realne obtežbe in realnega odziva pod prometno obtežbo. V ta namen smo v okviru evropskega projekta Assets4rail razvili metodologijo za izboljšanje napovedi preostale življenjske dobe na utrujanje na podlagi izmerjenega odziva, ki jo v prispevku prikažemo na primeru jeklenega železniškega mosta. Rezultate meritev odziva smo uporabili za ročno in avtomatsko kalibracijo numeričnega modela, pri čemer smo za ročno kalibracijo upoštevali inženirsko presojo, za samodejno kalibracijo pa tri različne nelinearne optimizacijske algoritme. Na podlagi kategorije detajla in števila ciklov smo izbrali pet najbolj neugodnih konstrukcijskih detajlov, za katere smo izračunali preostalo življenjsko dobo glede na utrujanje. Rezultati študije so pokazali, da smo s kalibracijo numeričnega modela na izmerjeni odziv lahko podaljšali življenjsko dobo obravnavanega mostu za vsaj 30 let.

Ključne besede: visokociklično utrujanje, preostala življenjska doba, kalibracija, izmerjeni odziv, spremljanje konstrukcijskega stanja, jekleni most

Summary

The transition to green mobility promoted by the European Union policy is increasing the demands for railway infrastructure. The increased number of trains and allowed axial load can accelerate high-cycle fatigue issues in steel bridges. Therefore, determining the remaining fatigue life of existing bridges is critical and requires an understanding of the actual loads and responses under real traffic. A methodology to improve fatigue-life prediction based on measured response was developed within the European project Assets4rail project. This article demonstrates this in a case study of a steel railway bridge. The results of the response measurements were used for manual and automatic calibration of the numerical model, where the manual calibration was based on engineering judgment, while the automatic calibration was based on three different nonlinear optimization algorithms. Considering the detail category and the number of cycles, the five most unfavourable construction details were selected and evaluated in terms of their remaining fatigue life. The study showed that calibrating the numerical model based on the measured response resulted in extended service life of the bridge by at least 30 years.

Key words: high-cycle fatigue, remaining fatigue life, calibration, measured response, structural health monitoring, steel bridge

1 UVOD

Železniška infrastruktura lahko v primerjavi z drugimi načini transporta predstavlja okolju bolj prijazen in zmožljiv način transportiranja blaga. Evropska unija zato izdaja smernice in uredbe, npr. EU št. 1315/2013 (Uredba TEN-T) ([EC EU, 2013], [EC EU, 2021]), ki vsebujejo nove, višje zahteve za železniško infrastrukturo [Zemljič, 2022]. Na ta način se bo lahko Evropa bolje pripravila na neizogibno soočenje s stalnim povečevanjem količine pretovorjenega blaga preko železniških povezav. Strategija Evropske unije za prehod na zeleno mobilnost [EC EU, 2020] med drugim predvideva razširitev uporabe potniškega železniškega prometa s podvojitvijo hitrih železniških povezav do leta 2030 in podvojitve tovnega železniškega prometa do leta 2050. Take potrebe po povečani zmožljivosti železniške infrastrukture predstavljajo velik izziv, še zlasti za starejše premostitvene objekte, ki so bili načrtovani ob drugačnih predpostavkah in manjših prometnih obremenitvah.

Železniški premostitveni objekti so izpostavljeni procesu visokocikličnega utrujanja, ki ga povzročajo ponavljajoče ciklične obremenitve. Načrtovanje večjih zmožljivosti infrastrukture, poleg povečanja osnih pritiskov vlakov, npr. osna obremenitev 25 ton kot dodatna prednostna naloga za razvoj železniške infrastrukture [Zemljič, 2022], pomembno vpliva na povečanje letnega števila vlakov. Take spremembe lahko pospešijo visokociklično utrujanje materiala, ki vodi do nastanka nepovratnih poškodb. Te lahko rezultirajo v predčasno odpoved nosilnega elementa konstrukcije in tako je treba promet omejiti ali celo popolnoma zapreti, kar predstavlja znatne neposredne in posredne gospodarske izgube. V izogib temu mostove redno vizualno pregledujemo. Bolj celovit in sodoben pristop k temu predstavlja vzpostavitev spremljanja konstrukcijskega stanja nosilne konstrukcije (angl. »structural health monitoring« oz. »SHM«), ki s kombinacijo meritev dejanskega odziva in sodobnih pristopov numeričnega modeliranja omogoča odkritje morebitnih problematičnih mest in nevarnih poškodb, še preden bi le-te negativno vplivale na varnost mostu.

Ena izmed zanimivih rešitev za spremljanje konstrukcijskega stanja mostov predstavlja sistem za tehtanje vozil med vožnjo (angl. »bridge weigh-in-motion« oz. »B-WIM«). Po kalibraciji sistema lahko s pomočjo senzorjev, nameščenih na mostu, merimo teže vozil. Tako lahko spremljamo odziv (npr. specifične deformacije med prehodom vozila) kot tudi obtežbo na mostu. To omogoča kalibracijo numeričnih modelov, v primeru dolgotrajnih meritev pa tudi razvoj novih prometnih obtežnih shem na izbranem odseku. Na ta način lahko bolj realno ocenimo preostalo življenjsko dobo mostu na utrujanje, kar upravljavcem infrastrukture predstavlja dodatno informacijo za obravnavanje problematičnih objektov in s tem povezano prednostno planiranje stroškov rednega in investicijskega vzdrževanja.

V tem prispevku je predstavljen primer izračuna preostale življenjske dobe jeklenega železniškega mostu na utrujanje na podlagi izmerjenega odziva. Na izbranem mostu smo v okviru evropskega projekta Assets4Rail [Horizon 2020, 2023] opravili obsežne terenske meritve, s pomočjo katerih smo kalibrirali numerični model. Cilj prispevka je prikazati, kako s podatki spremljanja konstrukcijskega stanja mostu izboljšamo (ne nujno povečamo) napoved preostale življenjske dobe mostu.

2 PREDSTAVITEV MOSTU IN IZVEDENIH MERITEV

2.1 Opis mostu in kritičnih detajlov

V sklopu projekta Asset4Rail [Horizon 2020, 2023] smo izvedli pilotno validiranje metodologije za izboljšanje napovedi preostale življenjske dobe železniških mostov [Anžlin, 2020]. Upravljavca nam je na razpolago ponudil železniški most v Avstriji (glej slike 1 in 2). Gre za jekleni palični most, zgrajen leta 1990, ki ima 10 simetričnih segmentov in skupni razpon 41,67 m. Tirnice so na most nameščene preko lesenih pragov. Prometna obtežba se preko njih prenaša na vzdolžne sekundarne nosilce (angl. »longitudinal beam«, oznaka LB), ki potekajo kontinuirano med sekundarnimi prečnimi nosilci (angl. »transverse beam«, oznaka TB). Sekundarni nosilci so z dodatnimi pločevinami in prednapetimi vijaki povezani na spodnji pas palične konstrukcije (angl. »bottom chord«, oznaka BC). Paličje je tvorjeno s povezavo diagonal z zgornji pasom (angl. »upper chord«, oznaka UC) preko prednapetih vijačenih spojev. Notranje diagonale (angl. »internal diagonal«, oznaka ITD) so I-prereza, medtem ko imajo zunanje diagonale (angl. »external diagonal«, oznaka ETD) škatlasti prečni prerez. Na krajnih opornikih je most podprt prostoležeče z jeklenimi ležišči.

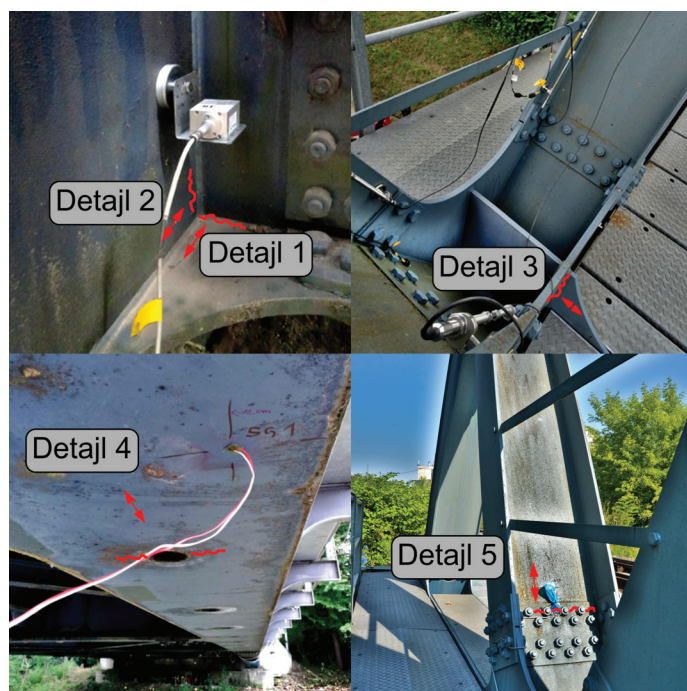


Slika 1. Stranski pogled na jekleni železniški most.

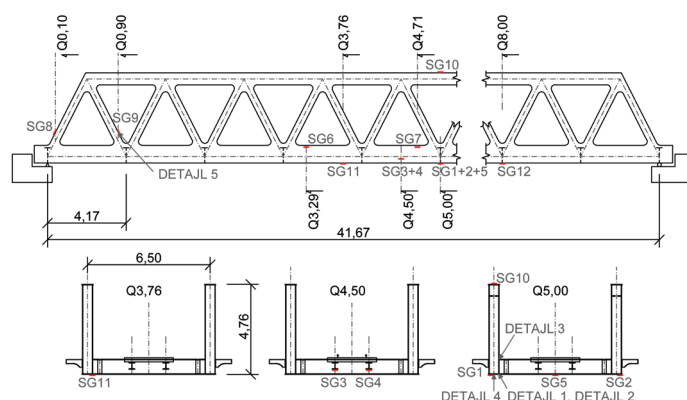


Slika 2. Pogled na spodnji del prekladne konstrukcije jeklenega železniškega mostu.

Na razpolago smo imeli zgolj nekaj delavniških načrtov. Tako ni bilo mogoče ugotoviti projektne obtežbe in predpostavk projektiranja. Na podlagi detajlov spojev smo sklepali, da je bila pri projektiranju problematika utrujanja naslovljena. S stališča utrujanja so bili uporabljeni bolj ugodni spoji s prednapetimi vijaki, s katerimi se izognemo koncentracijam napetosti in zaostalim napetostim zaradi varjenja na gradbišču. Glede na izvedene detajle smo sklepali, da most ne bo izkazoval izrazitih problemov zaradi utrujanja, vendar smo za potrebe validacije in demonstracije metodologije obravnavali pet karakterističnih detajlov. Obravnavani detajli so prikazani na sliki 3. Natančnejši položaj detajlov je razviden s slike 4, ki prikazuje karakteristične prečne prezeze mostu in lokacije senzorjev za meritev specifičnih deformacij. Slednji bodo natančneje obravnavani v poglavju 2.2.



Slika 3. Obravnavani detajli 1, 2, 3, 4 in 5 za kontrolo utrujanja v prečnem prerezu mostu Q5,00 in Q0,90.



Slika 4. Prikaz lokacije merilnih lističev (oznake SG) za meritev specifičnih deformacij na vzdolžnem pogledu in treh prečnih prerezih Q3,76, Q4,50 in Q5,00. Dimenzije konstrukcije so prikazane v metrih.

Za kontrolo utrujanja smo izbrali sklop detajlov na stičišču spodnjega pasu paličja in prečnika na sredi razpona mostu (prerez Q5,00 na sliki 4) in spoj prve natezne diagonale s spodnjim pasom (prerez Q0,90 na sliki 4). Z detajloma 1 in 2 smo obravnavali poškodbo zaradi utrujanja spodnjega pasu paličja zaradi koncentracije napetosti ob zvarih prečnika na glavni nosilec. Detajl 3 upošteva poškodbo zaradi utrujanja ob zvaru ojačitve prečnega nosilca z glavnim nosilcem, medtem ko detajl 4 obravnava koncentracijo napetosti na spodnjem pasu glavnih nosilcev ob luknjah za odvodnjavanje. Za detajl 5 smo upoštevali simetričen vijačeni spoj prve natezne diagonale mostu. Ta se je po preliminarnih analizah izkazal za najbolj obremenjenega. Spoja sekundarnega vzdolžnega nosilca s prečnikom nismo natančneje obravnavali, saj smo na podlagi preliminarne analize ugotovili [Anžlin, 2020], da je manj kritičen od spoja prečnika z glavnim nosilcem (detajl 3).

Nosilnost posameznih detajlov na utrujanje smo definirali z izbiro ustrezne kategorije detajlov v skladu s preglednico 8.4 iz SIST EN 1993-1-9 [SIST, 2005]. Izbrane kategorije detajlov so prikazane v preglednici 1.

Detajl	Opis	Kategorija
1, 2	Spodnji pas, vpliv zvara prečnega nosilca	80
3	Prečni nosilec, vpliv zvara ojačitve	36
4	Spodnji pas, vpliv lukenj za odvodnjavanje	90
5	Diagonala, vpliv spoja s prednapetimi vijaki	112

Preglednica 1. Izbrane kategorije detajlov za kontrolo utrujanja.

2.2 Izvedene terenske meritve

Obsežne terenske meritve vključujejo meritve specifičnih deformacij pri prehodu vlakovne kompozicije in meritve vibracij konstrukcije s pomočjo pospeškometrov. Meritve specifičnih deformacij smo izvedli ob t. i. mehki obremenilni preizkušnji (angl. »soft load testing«). Ta se v nasprotju s klasično obremenilno preizkušnjo izvede pri tekočem prometu in ne potrebuje zapore. V ta namen je bila uporabljena kalibracijska vlakovna kompozicija znane teže, ki je bila sestavljena iz dvoosne lokomotive, dveh štiriosnih vagonov in enega dvoosnega vagona. Meritve specifičnih deformacij smo izvedli z 12 merilnimi lističi (angl. »strain gauge«, oznaka SG), ki smo jih namestili na vse glavne nosilne elemente, kot je razvidno na sliki 4.

Kalibracijske vožnje v okviru mehke obremenilne preizkušnje so obsegale 118 prehodov vlakovne kompozicije znanih osnih pritiskov in medosnih razdalj. Hitrosti prehodov so se gibale od nekaj km/h do 40 km/h. Na podlagi opravljenih meritev smo izvedli tudi kalibracijo sistema tehtanja med vožnjo po sistemu B-WIM.

Na mostu smo opravili meritve tudi pri obremenitvi z dvema elektromehanskima vzbujevalnikoma, ki sta na most vnašala harmonično nihanje v različnem razponu frekvenc (slika 5). Dinamični odziv mostu smo izmerili z uporabo pospeškometrov. V tem prispevku smo za kalibracijo numeričnega modela uporabili prvih 10 nihajnih oblik mostu iz poročila projekta

Assets4Rail [Anžlin, 2020]. Le-te so bile določene z obdelavo meritev dinamičnega odziva s postopkom obratovalne modalne analize [Brincker, 2015].



Slika 5. Lokaciji vzbujevalnikov za meritev dinamičnega odziva.

2.3 Rezultati terenskih meritev

2.3.1 Meritve psevdostatičnega odziva

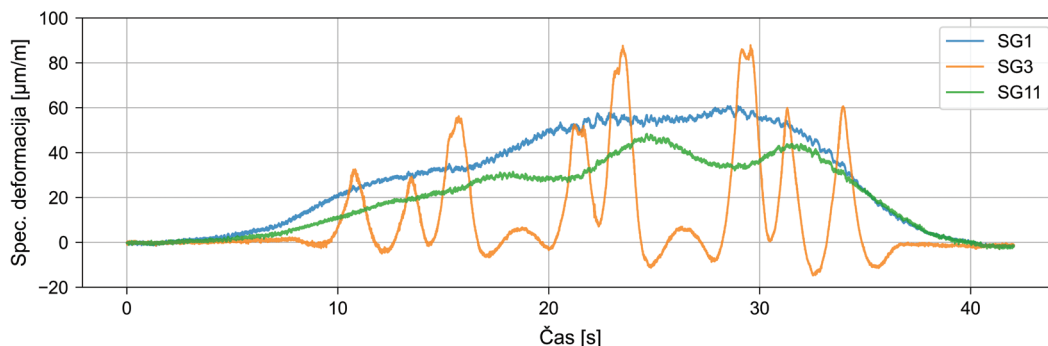
Pri vsakem prehodu vlakovne kompozicije smo v izbranih senzorjih beležili časovno spreminjanje specifičnih deformacij. Primer izmerjenega odziva pri počasnem prehodu kalibracijske vlakovne kompozicije (hitrost prehoda 5 km/h) za senzorja

SG1 in SG11 na glavnih nosilcih in senzor SG3 na sekundarnem vzdolžnem nosilcu je prikazan na sliki 6. Zaradi počasne hitrosti prehoda meritev predstavlja psevdostatični odziv mostu. Ob predpostavki konstantne hitrosti prehoda vlakovne kompozicije smo za potrebe kalibracije numeričnega modela meritve pretvorili iz časovne v krajevno domeno. Položaj vlaka je bil v našem primeru definiran s položajem prve osi vlakovne kompozicije glede na začetek mostu. Primer krajevnega odziva za senzorja SG1 in SG11 na glavnih nosilcih in senzor SG3 na sekundarnem vzdolžnem nosilcu je prikazan na sliki 7.

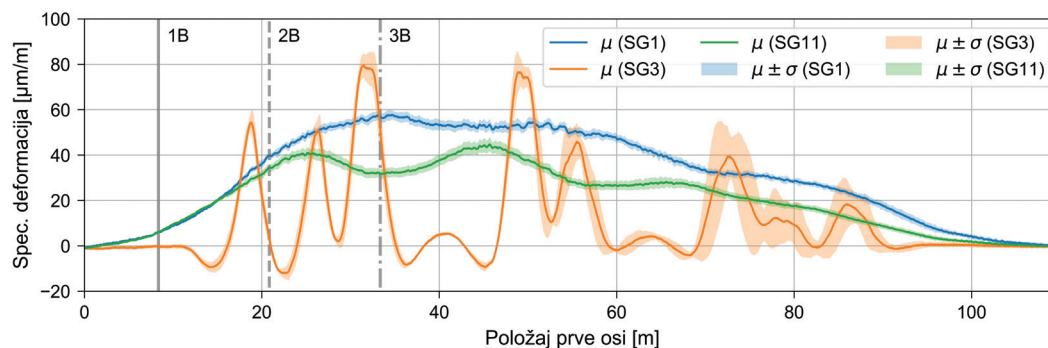
Za kalibracijo numeričnega modela na izmerjeni odziv smo iz skupine 118 prehodov izbrali podmnožico 9 počasnih prehodov vlakovne kompozicije, ki ponazarjajo psevdostatični odziv konstrukcije. Upoštevali smo vožnje s čim bolj enakomerno hitrostjo, s čimer smo zmanjšali morebitno nenatančnost pretvorbe signalov iz časovne v krajevno domeno. Za vhodni podatek za kalibracijo numeričnega smo upoštevali povprečne specifične deformacije iz podmnožice 9 izbranih prehodov

Položaj	SG1	SG2	SG3	SG4	SG5	SG8	SG9	SG10	SG11	SG12
1B	6,2	6,4	-0,3	-0,6	-2,9	-15,1	10,6	-4,3	6,0	-2,1
2B	39,9	40,6	3,3	4,3	46,6	-46,7	38,9	-32,1	34,3	-1,2
3B	56,9	59,8	52,1	46,3	103,7	-43,1	35,5	-47,5	31,8	45,6

Preglednica 2. Povprečne vrednosti specifičnih deformacij [$\mu\text{m/m}$] za kalibracijo modela na psevdostatični odziv.



Slika 6. Časovni odziv za senzorja na glavnem nosilcu (SG1 in SG11) in senzor na sekundarnem vzdolžnem nosilcu (SG3) pri počasnem prehodu vlakovne kompozicije (hitrost 5 km/h).

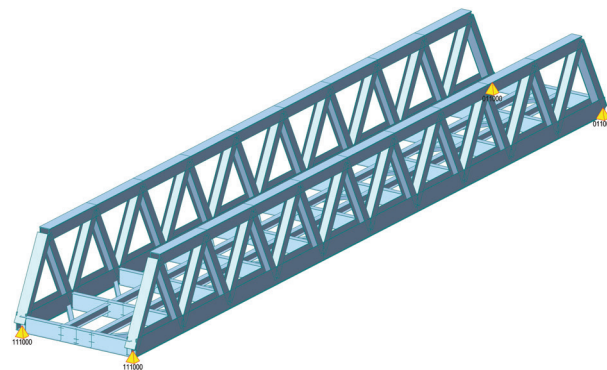


Slika 7. Prikaz statistike krajevnega odziva (povprečje μ in raztros σ) za senzorja na glavnem nosilcu (SG1 in SG11) in senzor na sekundarnem vzdolžnem nosilcu (SG3) za počasne prehode vlakovne kompozicije ter položaje vlakov (oznake 1B, 2B in 3B), uporabljenih za kalibracijo numeričnega modela.

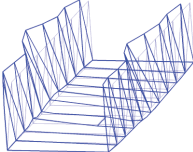
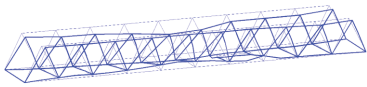
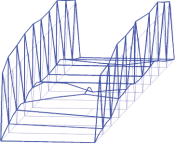
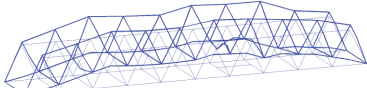
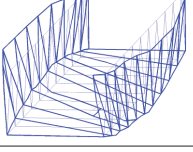
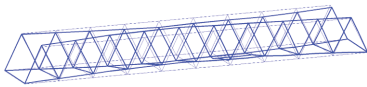
(slika 7). Odstopanje med izračunanim in izmerjenim odzivom smo primerjali za tri položaje vlakovne kompozicije, ki so na sliki 7 označeni z 1B, 2B in 3B. Povprečne vrednosti specifičnih deformacij za kalibracijo modela na psevdostatični odziv so povzete v preglednici 2.

2.3.2 Meritve dinamičnega odziva

Na podlagi meritev dinamičnega odziva je bilo za most določenih prvih 10 lastnih frekvenc in nihajnih oblik [Anžlin, 2020]. Prve tri najbolj karakteristične nihajne oblike mostu s pripadajočimi lastnimi frekvencami so prikazane v preglednici 3. Za kalibracijo numeričnega modela smo upoštevali samo lastne frekvence. Ujemanje nihajnih oblik smo ocenili kvalitativno.



Slika 8. Začetni numerični model v programu midas Civil.

Lastna frekvenca [Hz]	Nihajna oblika		
	Opis	Pogled 1	Pogled 2
3,43	1. nihajna oblika, prečno nihanje zgornjega pasu		
5,40	2. nihajna oblika, upogibno nihanje		
7,66	3. nihajna oblika, torzijsko nihanje		

Preglednica 3. Prikaz prvih treh nihajnih oblik mostu s pripadajočimi lastnimi frekvencami (povzeto po [Anžlin, 2020]).

3 METODOLOGIJA

3.1 Numerično modeliranje

Za modeliranje mostu smo uporabili linijski numerični model. Začetni numerični model smo izdelali v programu midas Civil [MIDAS, 2023]. Geometrijo mostu in karakteristične prečne prezeze smo določili na podlagi razpoložljive projektne dokumentacije. V začetni numerični model smo vključili samo glavne nosilne elemente. Sekundarnih elementov, npr. prago in tirnic, nismo modelirali. Numerični model v programu midas Civil je prikazan na sliki 8.

Za lažjo parametrizacijo modela smo numerični model iz programa midas Civil uvozili v programsko okolje Python3 [Python, 2023]. V ta namen smo uporabili knjižnico OpenSeesPy [Zhu, 2021], ki predstavlja tolmača Python3 (angl. »interpreter«) za program za analizo konstrukcij OpenSees [OpenSees, 2021]. Za potrebe uvoza modela smo razvili sklop funkcij Python, ki preberejo numerični model iz programa midas

Civil in v novem okolju generirajo ekvivalenten model. Prednost tega orodja je, da poleg numerične zmogljivosti omogoča popolno parametrizacijo modela in uporabo zmogljivih optimizacijskih algoritmov (knjižnica SciPy »minimize« [SciPy, 2023]). Vse študije v tem prispevku so rezultat analiz OpenSeesPy.

3.2 Kalibracije numeričnega modela na izmerjeni odziv

Kalibracija numeričnega modela v širšem smislu sledi postopku, ki so ga predlagali [Schlune, 2009], in predvideva tri osnovne korake:

- ročna kalibracija numeričnega modela na podlagi inženirske presoje;
- samodejna kalibracija modela na podlagi nelinearne optimizacije;
- ovrednotenje numeričnega modela.

Prvi korak kalibracije predstavlja empirično dopolnjevanje in spreminjanje numeričnega modela na podlagi primerjave z izmerjenim odzivom. Primer ročne kalibracije modela je npr.

vključitev modeliranja nekonstrukcijskih elementov (npr. železniških pragov in tirnic), če se izkaže, da le-te bistveno vplivajo na odziv mostu. Pogosto v tem koraku upoštevamo dejanske (srednje) karakteristike materialov namesto karakterističnih vrednosti, ki se običajno uporabijo pri projektiranju.

Drugi korak kalibracije je samodejna kalibracija numeričnega modela na podlagi nelinearne optimizacije izbranih spremenljivk modela. Cilj tega koraka je določitev optimalne kombinacije vhodnih spremenljivk, ki privedejo do najboljšega ujemanja z izmerjenim odzivom. Najboljše ujemanje med izračunanim in izmerjenim odzivom merimo s t. i. namensko funkcijo (oznaka J), ki jo znotraj optimizacijskega postopka minimiziramo. Za definicijo namenske funkcije obstaja več možnosti. V okviru te študije smo namensko funkcijo definirali sledeče:

$$J = \sum_i \frac{(z_n(i) - z_e(i))^2}{\sigma_e(i)^2}, \quad (1)$$

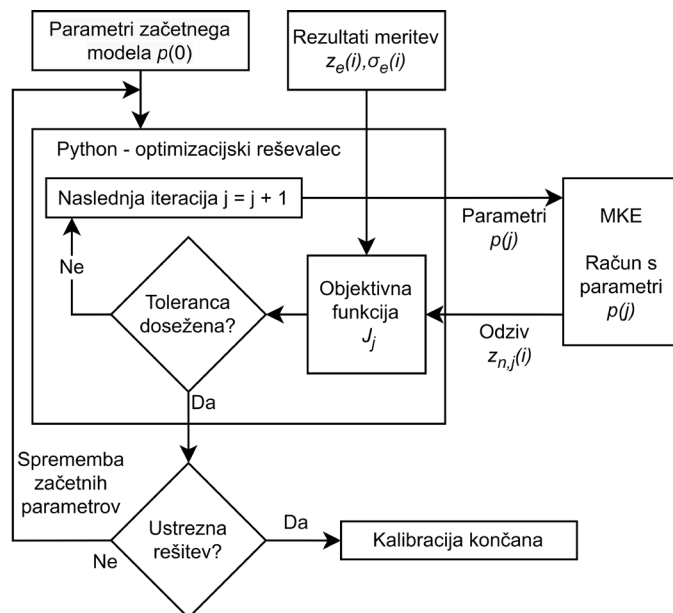
kjer je $z_n(i)$ izračunani odziv iz numeričnega modela, $z_e(i)$ je izmerjeni odziv in $\sigma_e(i)$ je standardna deviacija i -te meritve (senzorja). Normalizacija odstopanj glede na standardno deviacijo meritve služi za zmanjšanje vpliva meritev, za katere je značilna večja negotovost.

Namensko funkcijo smo določili na podlagi različnih fizikalnih količin. Tako smo npr. za kalibracijo na podlagi dinamičnega odziva definirali namensko funkcijo J_e , v kateri smo upoštevali prvih 10 izračunanih in izmerjenih lastnih frekvenc. Pri tej optimizaciji smo torej obravnavali 10 različnih parametrov. Poleg tega smo kalibracijo modela opravili tudi na podlagi psevdostatičnega odziva pri prehodu kalibracijske vlakovne kompozicije. V ta namen smo vpeljali namensko funkcijo J_e , ki je določena na podlagi razlike med izračunanimi in izmerjenimi specifičnimi deformacijami za 10 izbranih senzorjev. Upoštevali smo tri pozicije vlakovne kompozicije (glej poglavje 2.3.1), kar skupaj predstavlja optimizacijo za 30 različnih parametrov. Dodatno smo analizirali tudi kombinirano namensko funkcijo (J_{e+e}), kjer smo hkrati optimizirali lastne frekvence in specifične deformacije. Namensko funkcijo smo določili kot utežen seštevek J_e in J_e , pri čemer smo namenski funkciji za specifične deformacije empirično pripisali večjo težo (75 % celotne vrednosti namenske funkcije začetnega modela), saj so te direktno povezane s spremembo napetosti za račun utrujanja. Tako formulirana optimizacija je bila najbolj obsežna, saj smo na koncu obravnavali 40 različnih parametrov.

Učinkovitost nelinearne optimizacije smo preverjali z več optimizacijskimi algoritmi, npr. SLSQP, L-BFGS-B in TNC, ki so na voljo v optimizacijski SciPy-knjižnici »minimize« [SciPy, 2023]. V okviru prikazane študije so predstavljeni le rezultati algoritma SLSQP, saj so bili rezultati pri ostalih dveh algoritmičnih podobni. Metoda SLSQP [Kraft, 1988] omogoča definicijo območja vrednosti vhodnih spremenljivk (angl. »bound-constrained optimization«), s katerim zagotovimo, da so vrednosti spremenljivk numeričnega modela znotraj pričakovanih meja.

Postopek samodejne optimizacije je prikazan na sliki 9. V prvem koraku najprej izberemo začetne približke za izbrane spremenljivke ($p(0)$) in območje, znotraj katerega iščemo optimalno rešitev problema. Optimizacijski algoritem nato samodejno spreminja vhodne spremenljivke numeričnega modela ($p(j)$), požene izračun numeričnega modela in določi

novi vrednost namenske funkcije. Postopek se nadaljuje, dokler optimizacijski algoritem ne doseže izbrane tolerance. Sledi evalvacija numeričnega modela in določitev parametrov kalibriranega modela. V primeru, da izbrana rešitev ni inženirsko sprejemljiva, se postopek optimizacije ponovi.



Slika 9. Postopek za samodejno kalibracijo.

Izbiro vhodnih spremenljivk za kalibracijo numeričnega modela smo opravili na podlagi predhodne analize občutljivosti. Osredotočili smo se na parametre modela z največjim vplivom na odziv. Izbranih 6 vhodnih spremenljivk, skupaj z območjem, znotraj katerega se išče rešitev optimizacijskega problema, je prikazanih v preglednici 4. Za določitev sprejemljivega intervala spremenljivk smo uporabili priporočila iz literature in inženirsko presojo. Variacijo elastičnega modula in mase smo upoštevali na nivoju celotne konstrukcije (spremenljivki f_E in f_{mass}), medtem ko smo variacijo togosti elementov, tj. geometrijskih karakteristik prečnih prereзов ($A, I_{xx}, I_{yy}, I_{zz}$), upoštevali

Spremenljivka	Oznaka	Interval spremenljivke
Elastični modul jekla	$2,1 \cdot 10^8 \text{ kN/m}^2 \cdot f_E$	$f_E \in [0,99; 1,01]$
Masa	$Izračunana \cdot f_{mass}$	$f_{mass} \in [0,95; 1,05]$
$A, I_{xx}, I_{yy}, I_{zz}$ elementov ETD	Nominalna $\cdot f_{K,ETD}$	$f_{K,ETD} \in [0,96; 1,04]$
$A, I_{xx}, I_{yy}, I_{zz}$ elementov UC	Nominalna $\cdot f_{K,UC}$	$f_{K,UC} \in [0,96; 1,04]$
$A, I_{xx}, I_{yy}, I_{zz}$ elementov BC	Nominalna $\cdot f_{K,BC}$	$f_{K,BC} \in [0,96; 1,04]$
$A, I_{xx}, I_{yy}, I_{zz}$ elementov ITD	Nominalna $\cdot f_{K,ITD}$	$f_{K,ITD} \in [0,96; 1,04]$

Preglednica 4. Izbrane spremenljivke in upoštevan interval vrednosti za kalibracijo numeričnega modela.

po posameznih konstrukcijskih sklopih (ETD, UC, BC, ITD). Variacija togosti prečnih nosilcev (TB) in sekundarnih vzdolžnih nosilcev (LB) se je na podlagi analize občutljivosti izkazala za manj pomembno, zato teh spremenljivk nismo upoštevali za kalibracijo numeričnega modela.

3.3 Ocena preostale življenjske dobe na utrujanje

Preostalo življenjsko dobo na utrujanje izbranih detajlov smo ocenili s postopkom iz aneksa A standarda SIST EN 1993-1-9 [SIST, 2005]. Ocena temelji na izračunu projektne letne akumulirane poškodbe izbranega detajla po Palmgren-Minerjevi linearni metodi:

$$D_{d,1} = \sum_i^n \frac{n_{Ei,1}}{N_{Ri}} \quad (2)$$

kjer je $n_{Ei,1}$ letno število ciklov z razliko napetosti $\gamma_{ff} \Delta \sigma_i$ in N_{Ri} je vzdržljivost (v ciklih), določena iz faktorirane krivulje trdnosti utrujanja $\Delta \sigma_c / \gamma_{mf} \cdot N_{Rc}$ pri razliki napetosti $\gamma_{ff} \Delta \sigma_c$.

Krivulje trdnosti utrujanja smo privzeli iz SIST EN 1993-1-9 [SIST, 2005] v skladu s kategorijami detajlov iz preglednice 1 (glej poglavje 2.1). Za delni varnostni faktor za razliko napetosti smo skladu s SIST-EN-1993-2 [SIST, 2007] upoštevali $\gamma_{ff}=1,0$, medtem ko smo delni varnostni faktor za odpornost proti utrujanju privzeli $\gamma_{mf}=1,35$ po preglednici 3.1 iz SIST EN 1993-2 [SIST, 2007]. Vrednost γ_{mf} ustreza pristopu, ki ne dopušča nastanka velikih poškodb, in velikim posledicam porušitve detajla.

Za čim boljše oceno preostale življenjske dobe obstoječe konstrukcije na utrujanje potrebujemo podatke o preteklih (zgodovino ciklov) in prihodnjih (napoved ciklov) prometnih obremenitvah. Poškodbe zaradi utrujanja analogno ločimo na vrednost skupne akumulirane poškodbe preteklega in prihodnjega obratovalnega režima. Ko je vsota enaka 1,0, govorimo o porušitvi zaradi utrujanja:

$$D_d = \sum_r^{Nr} T_{SL,r} D_{d,1,r} + T_{RFL,d} D_{d,1,f} = 1,0, \quad (3)$$

kjer indeks r predstavlja r -ti pretekli obratovalni režim s trajanjem $T_{SL,r}$ let, Nr je število preteklih režimov in $D_{d,1,r}$ je letna akumulacija poškodbe za r -ti režim. Preostalo projektno življenjsko dobo na utrujanje $T_{RFL,d}$ tako določimo s preureditvijo enačbe (3):

$$T_{RFL,d} = \frac{1,0 - \sum_r^{Nr} T_{SL,r} D_{d,1,r}}{D_{d,1,f}}, \quad (4)$$

kjer je $D_{d,1,f}$ letna akumulacija poškodbe za prihodnji obratovalni režim. V tej študiji smo predpostavili enak prometni režim v preteklem in prihodnjem obratovalnem obdobju. Tako se enačba (4) poenostavi:

$$T_{RFL,d} = \frac{1}{D_{d,1,1}} - T_{SL,1} = \frac{1}{D_{d,1}} - T_{SL}, \quad (5)$$

pri čemer lahko indeks obratovalnega režima opustimo zaradi krajšega zapisa.

Obremenitve (spremembe napetosti) v obravnavanih detajlih smo določili z analizo odziva mostu na prometno obtežbo iz aneksa D standarda SIST EN 1991-2 [SIST, 2004]. Za kontrolo utrujanja standard glede na tipologijo prometa definira tri

prometne režime, in sicer standardni, lahek in težek promet. Vsak ima določene različne vlakovne kompozicije, ki vsebujejo podatke o medosnih razdaljah, osnih pritiskih in letnim številom vlakov ter količino letno pretvorjenega blaga.

Kriteriji za uporabo statične in dinamične analize so navedeni v točki 6.4.4. standarda SIST EN 1991-2 [SIST, 2004]. Ker obravnavani most izpolnjuje kriterije za poenostavljeno statično analizo, smo obremenitve v obravnavanih detajlih pomnožili z dinamičnim faktorjem za prometno obtežbo φ . Ta se v skladu z aneksom D standarda SIST EN 1991-2 [SIST, 2004] določi kot:

$$\varphi = 1 + 0,5(\varphi' + 0,5\varphi'') \quad (6)$$

Za oceno utrujanja in hitrosti vlakov manj od 200 km/h se faktorja φ' in φ'' določita z naslednjima poenostavljenima izrazoma:

$$\varphi' = \frac{K}{1 - K + K^4}, \quad (7)$$

$$\varphi'' = 0,56 e^{-\frac{L^2}{100}}, \quad (8)$$

kjer je:

$$K = \frac{v}{160} \quad \text{za } L \leq 20 \text{ m}, \quad (9)$$

$$K = \frac{v}{47,16 L^{0,408}} \quad \text{za } L > 20 \text{ m}. \quad (10)$$

Koeficient K je odvisen od maksimalne dovoljene hitrosti vlakov na progi (v) in vplivne dolžine elementa (L), ki se določi v skladu s točko 6.4.5.3 iz SIST EN 1991-2 [SIST, 2004]. Vplivna dolžina je odvisna od obravnavanega elementa, zato je v splošnem dinamični faktor različen za različne detaje.

Za uporabo enačbe (2) je treba iz izračunanega odziva izračunati ekvivalentno število ciklov z razliko napetosti $\Delta \sigma_i$. V ta namen smo uporabili metodo Rainflow Counting [Sunder, 1984], ki izračuna spekter razlik napetosti, s pomočjo katerega lahko določimo zvezo med $\Delta \sigma_i$ in n_i . Letno število ciklov $n_{Ei,1}$ za razliko napetosti $\Delta \sigma_i$ smo izračunali kot produkt števila ciklov zaradi prehoda posameznega vlaka in letnega števila vlakov:

$$n_{Ei,1} = \sum_t^{N_t} N_{tr,t} n_{i,t}, \quad (11)$$

kjer indeks t predstavlja vlak iz skupine N_t vlakov za izbran prometni režim (npr. standardni, lahek in težek promet), $N_{tr,t}$ je letno število vlakov tipa t in $n_{i,t}$ je ekvivalentno število ciklov $\Delta \sigma_i$ pri prehodu enega vlaka tipa t . Ocenjene vrednosti $n_{Ei,1}$ se nato upoštevajo v enačbi (1) za oceno letne akumulacije poškodbe, ki se nato uporabi za oceno preostale življenjske dobe na utrujanje z enačbo (4) ali (5).

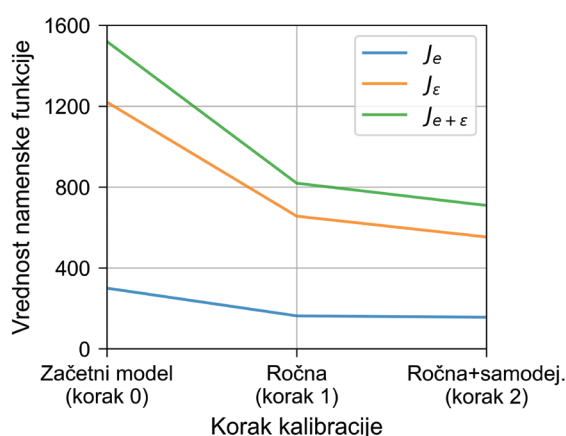
4 REZULTATI

4.1 Kalibracija numeričnega modela

Rezultati kalibracije numeričnega modela so vrednosti spremenljivk, ki privedejo do najboljšega ujemanja med napovedjo numeričnega modela in meritvami. Ujemanje rezultatov merimo z vrednostjo namenske funkcije, kjer manjša vrednost predstavlja boljše ujemanje med odzivom numeričnega modela in meritvami.

Na sliki 10 je prikazano spreminjanje vrednosti namenskih funkcij v posameznih korakih kalibracije. V prvem koraku smo opravili ročno kalibracijo numeričnega modela, pri kateri smo, v želji po izboljšanju ujemanja odziva numeričnega modela in meritev, vpeljali naslednje spremembe:

- neposredno smo modelirali pragove in tirnice, s čimer smo zagotovili natančnejšo simulacijo prenosa prometne obtežbe na mostno konstrukcijo;
- na podlagi analize vpliva robnega pogoja na koncu tirnice smo upoštevali, da so tirnice na koncih mostu polno vpete, s čimer smo bolj natančno modelirali tirnico, ki poteka kontinuirano čez most do tirne grede pred mostom;
- z dodajanjem vertikalnih togih elementov pri podporah glavnih nosilcev smo upoštevali bolj natančno lokacijo podpor, tj. na spodnji pasnici glavnih nosilcev in ne v težiščni osi.



Slika 10. Vrednosti namenskih funkcij v posameznih korakih kalibracije numeričnega modela.

Kot je razvidno s slike 10, smo z ročno kalibracijo dosegli najbolj občutno izboljšanje numeričnega modela, saj so se vrednosti vseh treh namenskih funkcij zmanjšale za kar 45 %. Največji učinek je imelo neposredno modeliranje pragov in tirnic. Tako ugotavljamo, da lahko nekonstrukcijski elementi, čeprav jih pri projektiranju pogosto ne upoštevamo, pomembno vplivajo na izmerjeni odziv nosilne konstrukcije.

V zadnjem koraku smo s samodejno kalibracijo numeričnega modela še dodatno zmanjšali vrednosti namenskih funkcij (slika 10). V primeru namenskih funkcij, določenih na podlagi specifičnih deformacij (J_e) in kombinirane namenske funkcije ($J_{e+\epsilon}$), so se vrednosti namenskih funkcij zmanjšale za dodatnih 15 %. Za J_e je bilo zmanjšanje nekoliko manjše. Skupno zmanjšanje vrednosti namenskih funkcij je glede na začetni model znašalo najmanj 48 %.

Iz preglednice 5 je razvidno, kako optimizacija za različne tipe odziva vpliva na vrednost namenske funkcije in končne vrednosti spremenljivk kalibriranega modela. Te so različne za optimizacijo na različne formulacije namenske funkcije. Tako na primer kalibracija na podlagi lastnih frekvenc in specifičnih deformacij privede do nasprotujočih rezultatov, kar je najverjetneje posledica omejitev numeričnega modela. Pri interpretaciji rezultatov je zato pomembna inženirska presoja.

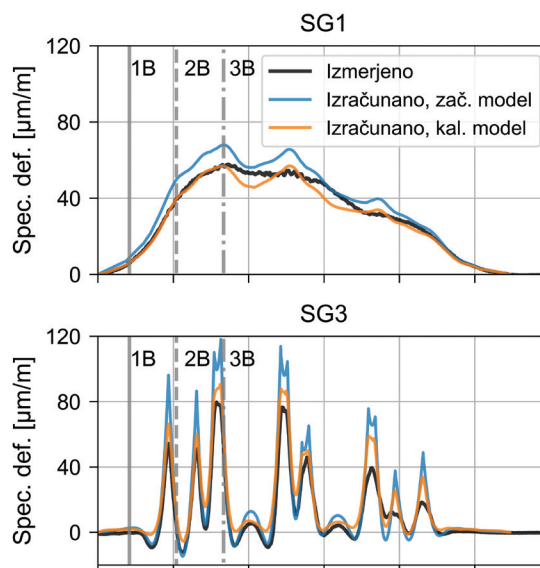
Namenska funkcija	Vrednosti namenskih funkcij		Končne vrednosti spremenljivk					
	J_{init}	J_{fin}	f_E	f_{mass}	$f_{K,ETD}$	$f_{K,UC}$	$f_{K,BC}$	$f_{K,ITD}$
J_e	163	150	0,99	1,00	1,04	1,04	0,96	1,04
J_ϵ	656	551	1,01	1,00	0,96	1,04	1,01	1,04
$J_{e+\epsilon}$	819	709	1,01	1,02	0,96	1,04	0,98	1,04

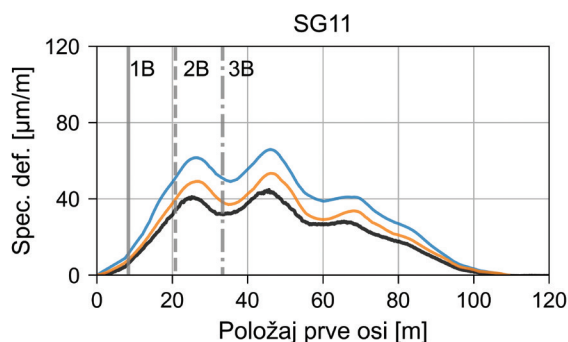
Preglednica 5. Začetne in končne vrednosti namenskih funkcij in končne vrednosti spremenljivk kalibriranega modela.

Za napoved preostale življenjske dobe na utrujanje je pomembna natančna napoved spremembe napetosti, ki je direktno povezana s spremembo specifične deformacije. S tega stališča je za namen naše študije kalibracija na specifične deformacije bolj relevantna kot kalibracija na lastne frekvence. Slednja je bila uporabljena zato, da bi kalibriran numerični model odražal tudi dobro ujemanje z globalnim odzivom, ki ga modalni parametri bolje opišejo. Kompromis je uporaba kombinirane namenske funkcije, ki omogoča upoštevanje obeh tipov podatkov. Z ustrezno definicijo uteži pa lahko zagotovimo, da je pri kalibraciji večja teža upoštevana pri količini z večjim pomenom za končni cilj. Za najbolj relevantno smo upoštevali kalibracijo na podlagi kombinirane namenske funkcije, na podlagi katere smo definirali končne vrednosti spremenljivk kalibriranega modela. Vsi rezultati v nadaljevanju so bili tako določeni z uporabo kombinirane namenske funkcije.

4.2 Primerjava odziva začetnega in kalibriranega modela

Primerjavo odziva začetnega in kalibriranega modela z meritvami smo izvedli tako za specifične deformacije kot tudi za lastne frekvence. Na sliki 11 je prikazana primerjava izmerjenih in izračunanih specifičnih deformacij z začetnim in kalibriranim modelom za primer dveh senzorjev. Senzorja SG1 in SG11 sta locirana na spodnjem robu spodnjega pasa (BC) na sredini razpona, senzor SG3 pa je lociran na vzdolžnem sekundarnem nosilcu (LB).





Slika 11. Primerjava izmerjenih in izračunanih specifičnih deformacij v senzorjih na glavnem nosilcu (SG1 in SG11) in senzorju na sekundarnem vzdolžnem nosilcu (SG3) z začetnim in kalibriranim numeričnim modelom za J_{e+e} .

Kot je razvidno s slike 11, je začetni model precenil deformacije v obravnavanih senzorjih, kar je bil trend tudi pri ostalih senzorjih, ki jih zaradi omejitve obsega ne prikazujemo. Kalibrirani numerični model je bistveno zmanjšal odstopanje v primerjavi z izmerjenim odzivom. Za večino obravnavanih senzorjev je bilo odstopanje specifičnih deformacij manjše od 20 %. V modelu je sicer glede na meritve prisotne še nekaj skrite rezerve, ki pa je kljub kalibraciji modela nismo zmogli odpraviti. To je razvidno v primeru senzorjev SG3 in SG11 na sliki 11. Pri tem poudarjamo kompleksnost zastavljenega optimizacijskega problema, saj je bilo število kalibriranih parametrov zajetno, tj., želeli smo poiskati 6 spremenljivk numeričnega modela, ki za 40 različnih parametrov odziva (10 lastnih frekvenc in 30 vrednosti specifičnih deformacij) privede do najmanjše razlike med izračunanim in izmerjenim odzivom.

V preglednici 6 je prikazana primerjava izmerjenih in izračunanih lastnih frekvenc z začetnim in kalibriranim modelom. Kot je razvidno iz preglednice, smo s procesom kalibra-

Nihajna oblika	Izmerjena frekvenca [Hz]	Izračunana frekvenca [Hz]	
		Začetni model	Kalibrirani model
1	3,43	3,63	3,69
2	5,40	5,39	5,67
3	7,66	7,24	7,33
4	9,99	9,74	9,80
5	12,19	11,98	12,05
6	12,97	12,41	12,52
7	14,20	14,49	14,56
8	15,96	14,86	16,04
9	16,83	16,36	16,73
10	21,95	19,28	20,75

Preglednica 6. Primerjava izmerjenih in izračunanih lastnih frekvenc z začetnim in kalibriranim modelom za J_{e+e} .

cije lahko bistveno zmanjšali napako pri napovedi lastnih frekvenc. Največje odstopanje med meritvijo in napovedjo modela se je zmanjšalo z 12 % na 7 %, medtem ko se je povprečno odstopanje zmanjšalo iz -3 % na skoraj 0 %. Poudariti velja, da je v procesu kalibracije prišlo do povečanja napake pri napovedi prvih dveh lastnih frekvenc. To je posledica optimizacije velikega števila lastnih frekvenc in izbrane utežitve kombinirane namenske funkcije, kjer smo večjo vlogo pripisali deformacijam, ki so za kontrolo utrujanja bolj pomembne.

4.3 Primerjava preostale življenjske dobe na utrujanje na podlagi začetnega in kalibriranega modela

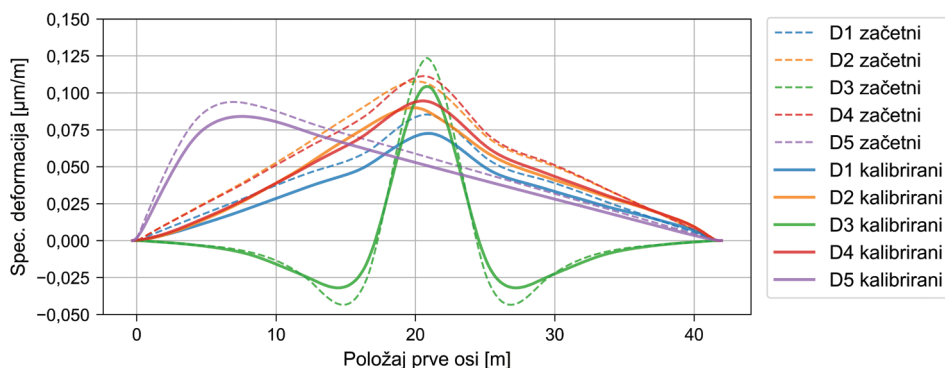
V tem poglavju prikazujemo primerjavo ocene preostale življenjske dobe na utrujanje na podlagi začetnega in kalibriranega modela. Na ta način želimo demonstrirati prispevek meritev dejanskega odziva. Ker za most nismo imeli na razpolago dejanskih podatkov o preteklem in prihodnjem prometu, smo za potrebe študije predpostavili enotni prometni režim za celotno obratovalno obdobje. Oceno preostale življenjske dobe na utrujanje smo tako izvedli po enačbi (5). Za oceno vpliva različnih prometnih obtežb smo v analizi upoštevali dva prometna režima, in sicer standardni promet in težki tovorni promet v skladu z aneksom D standarda SIST EN 1991-2 [SIST, 2004].

Za lažjo interpretacijo prispevka kalibracije numeričnega modela na oceno utrujanja na sliki 12 najprej prikazujemo primerjavo vplivnic specifičnih deformacij obravnavanih detajlov, ki služijo kot vhodni podatek za izračun razlike napetosti v kritičnih detajlih pri prehodu vlakovne kompozicije. Izračun temelji na principu superpozicije, pri čemer smo predpostavili linearni odziv konstrukcije. Transformacijo iz specifičnih deformacij v napetosti smo izvedli z upoštevanjem elastičnega modula jekla 210 GPa.

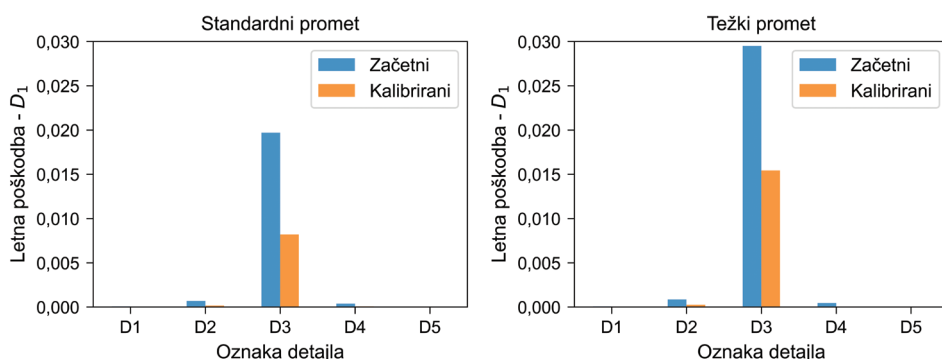
S slike 12 je razvidno, da kalibrirani numerični model izkazuje manjšo spremembo specifičnih deformacij od začetnega numeričnega modela. Glede na navedeno je pričakovati, da bo tudi sprememba napetosti v obravnavanih detajlih manjša, kar predstavlja ugoden učinek na oceno preostale življenjske dobe na utrujanje.

Na sliki 13 je prikazana primerjava letnih akumuliranih poškodb za izbrane detajle z uporabo začetnega in kalibriranega modela ter dveh prometnih režimov. Na levi strani so prikazani rezultati za standardni promet, medtem ko so na desni strani prikazani rezultati za težek tovorni promet.

Pri oceni utrujanja bistveno izstopa detajl 3 (slika 13), za katerega je značilna največja letna akumulacija poškodbe utrujanja. Rezultat je posledica nizke odpornosti proti utrujanju v primerjavi s preostalimi detajli, kar je razvidno tudi iz primerjave kategorije detajlov v preglednici 1. Akumulacija letne poškodbe v ostalih detajlih je bistveno manjša. Detajl 3 zato predstavlja kritični detajl za oceno preostale življenjske dobe mostu.



Slika 12. Primerjava vplivnic specifičnih deformacij v obravnavanih detajlih za začetni in kalibrirani numerični model za $J_{e+e'}$



Slika 13. Primerjava letne akumulirane poškodbe za izbrane detajle z upoštevanjem začetnega in kalibriranega numeričnega modela za standardni (levo) in težki tovorni promet (desno).

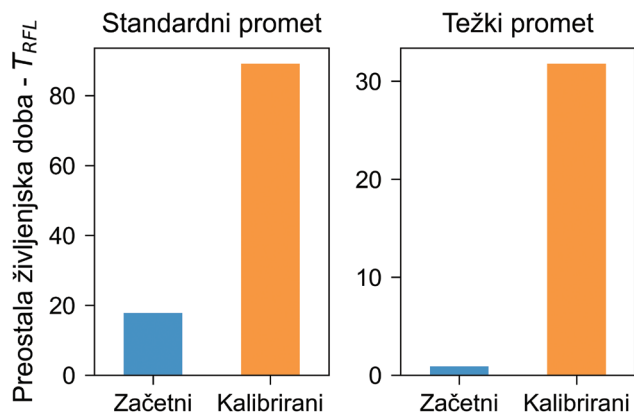
Standardni promet pričakovano privede do manjše letne akumulacije poškodbe kot težki tovorni promet. Pomemben rezultat prikazane študije je, da smo s kalibriranim modelom dosegli od 50 % do 60 % manjšo akumulacijo poškodbe v detajlu 3. Rezultat je posledica manjše precenjenosti spremembe napetosti v detajlu zaradi kalibracije numeričnega modela na izmerjeni odziv.

Na sliki 14 prikazujemo primerjavo preostale življenjske dobe na utrujanje za začetni in kalibrirani numerični model za dva prometna režima. Z uporabo začetnega modela smo za standardni promet ocenili preostalo življenjsko dobo 17 let. Z izvedbo terenskih meritev in kalibracijo numeričnega modela na izmerjeni odziv je preostala življenjska doba znašala 89 let. Podobno velja tudi v primeru težkega tovornega prometa, kjer je preostala življenjska doba z začetnim modelom znašala zgolj eno leto, medtem ko smo z uporabo kalibriranega modela računsko preostalo življenjsko dobo povečali na 32 let.

V danem primeru zaradi izvedenih meritev in kalibracije ne bi predpisali dodatnih intervencijskih ukrepov. Za most predlagamo nadaljnje opravljanje obdobjnih pregledov s poudarkom na identificiranih kritičnih detajlih.

5 SKLEP

V tem članku smo za jekleni železniški most v Avstriji pokazali, kako lahko s pomočjo kalibracije numeričnega modela na izmerjeni odziv bistveno izboljšamo oceno preostale življenjske dobe mostu na utrujanje. Kalibracija temelji na psevdostatističnih meritvah specifičnih deformacij ob prehodu vlakovne kompozicije znane teže in nihajnih časih konstrukcije, določenih s pomočjo meritev dinamičnega odziva ob vsiljenem nihanju vzbujevalnikov. Kalibracija numeričnega modela je potekala v dveh korakih. Po preliminarni vzpostavitvi modela



Slika 14. Primerjava preostale življenjske dobe na utrujanje za začetni in kalibrirani numerični model in dva prometna režima, levo standardni promet in desno težki tovorni promet.

(začetni model) smo opravili ročno kalibracijo na podlagi inženirske presoje. Na ta način smo bistveno izboljšali ujemanje med izračunanim in izmerjenim odzivom. Za izbrani most smo vrednosti namenskih funkcij, s katerimi merimo ujemanje med numeričnim modelom in meritvami, zmanjšali za skoraj 50 %. Modeliranje pragov in tirnic se je izkazalo kot najpomembnejši vidik ročne kalibracije. Ugotavljamo, da imajo lahko nekonstrukcijski elementi, ki jih v fazi projektiranja pogosto zanemarimo, pomemben vpliv na odziv mostu pri realni obtežbi.

V drugem koraku smo izvedli samodejno kalibracijo vhodnih spremenljivk modela nelinearno optimizacijo. Na ta način smo še dodatno izboljšali ujemanje med izračunanim in izmerjenim odzivom. V primerjavi z ročno kalibracijo se je vrednost namenskih funkcij sicer manj občutno zmanjšala, vendar še vedno za dodatnih 5 % do 15 %. Ugotovili smo, da je samodejna kalibracija učinkovito orodje zlasti za fino kalibracijo modela. Pri tem je predhodna ročna evalvacija ključna, da se prepričamo, če model zadovoljivo opiše vse relevantne fizikalne fenomene.

V študiji smo pokazali, da so rezultati samodejne kalibracije lahko odvisni od izbire namenske funkcije. Kalibraciji na podlagi lastnih frekvenc in specifičnih deformacij pri prometni obtežbi sta privedli do različnih rešitev optimizacijskega problema, zato je pri analizi rezultatov pomembna kritična inženirska presoja. Končne vrednosti slučajnih spremenljivk modela smo določili z optimizacijo na podlagi kombinirane namenske funkcije, kjer smo upoštevali odstopanje tako lastnih frekvenc kot tudi specifičnih deformacij, pri čemer smo večjo utež pripisali ujemanju specifičnih deformacij. Ujemanje le-teh je za oceno utrujanja pomembnejše, saj je sprememba napetosti v kritičnih detajlih linearno odvisna od spremembe specifične deformacije.

Pozitivne učinke meritev odziva mostu za oceno preostale življenjske dobe na utrujanje smo prikazali s primerjavo rezultatov za začetni in končni, tj. kalibrirani numerični model konstrukcije. Preostalo življenjsko dobo na utrujanje izbranih detajlov smo ocenili s postopkom iz aneksa A standarda SIST EN 1993-1-9 [SIST, 2005]. Ker za most nismo imeli na voljo natančnih prometnih podatkov, smo oceno utrujanja izvedli za dva prometna režima: standardni promet in težki tovorni promet iz aneksa D standarda SIST EN 1991-2 [SIST, 2004].

Z uporabo kalibriranega modela smo dokazali precej daljšo preostalo življenjsko dobo mostu na utrujanje kot z začetnim modelom. Ta znaša dodatnih 72 let za standardni promet in 31 let za težki promet, kar pomeni vsaj 5-kratno podaljšanje v primerjavi z oceno dobljeno z začetnim modelom. V obravnavanem primeru za most ne bi predpisali dodatnih intervencijskih ukrepov, temveč le nadaljnje izvajanje obdobjnih pregledov s poudarkom na identificiranih kritičnih detajlih.

V primeru, da bi za most določili premajhno ali celo negativno preostalo življenjsko dobo ali pa bi bila pri pregledu mostu zaznana razpoka, bi za most predpisali izvedbo na-

tančnejše analize [Helmerich, 2007]. Prvi ukrep bi bila izvedba detajlnega pregleda, na osnovi katerega bi bolj celostno načrtovali nadaljnje aktivnosti. Sledilo bi projektiranje in vzpostavitev permanentnega spremljanja konstrukcijskega stanja. V kombinaciji z vzpostavitev sistema tehtanja vozil med vožnjo, bi natančnejše spremljali dejanske prometne obtežbe na objektu in na ta način iskali dodatne skrite rezerve. Komplementarno bi skrite rezerve poskušali poiskati tudi na strani odpornosti. Opravili bi destruktivne in nedestruktivne preiskave materialov ter za oceno odpornosti na utrujanje uporabili natančnejše metode (npr. mehaniko loma), ki omogočajo upoštevanje pričakovanega razvoja bodočih ali že nastalih razpok. Na podlagi posodobljenih podatkov bi sledila ponovna analiza preostale življenjske dobe, ki bi služila kot podlaga za načrtovanje obsega in nujnosti izvedbe sanacijskih ukrepov.

Opravljen študija prikazuje velik pomen meritev dejanskega odziva za oceno preostale življenjske dobe jeklenega mostu na utrujanje, zato lahko podobne študije upravljavcem infrastrukture omogočajo alternativne in bolj ekonomične pristope reševanja problematike utrujanja. V zaključku naše analize želimo poudariti, da smo zaradi pomanjkanja podatkov o dejanski zgodovini obremenjevanja mostu uporabili podatke iz standarda Evrokod. Tako bi ob morebitnem popolnem poznavanju teh podatkov lahko prišli do natančnejše ocene preostale življenjske dobe, bodisi krajše bodisi daljše od ocenjene. Vsekakor lahko izračunane preostale življenjske dobe posameznih elementov uporabimo za medsebojno primerjavo ali za primerjavo med posameznimi mostnimi konstrukcijami glede na stopnjo ogroženosti zaradi utrujanja. Negotovosti, povezane z zgodovino obremenjevanja, lahko bistveno zmanjšamo z vzpostavitev (mostnega) sistema tehtanja vlakovnih kompozicij med vožnjo že ob izgradnji mostov. Slednje bi omogočilo natančnejše napovedovanje preostale življenjske dobe na utrujanje.

6 ZAHVALA

Študija je nastala v okviru projekta Shift2Rail »Measuring, monitoring and data handling for railway assets; bridges, tunnels, tracks and safety systems« - Assets4Rail, ki ga je finančno podprla Evropska komisija v okviru programa H2020 (pogodba št.: 826250). Raziskovalno delo avtorjev je sofinancirala Javna agencija za raziskovalno dejavnost Republike Slovenije iz državnega proračuna (programska skupina P2-0273 in infrastrukturni program IO-032). Avtorji se na tem mestu vsem financerjem iskreno zahvaljujemo.

7 LITERATURA

Anžlin, A., Hekič, D., Kalin, J., Kosič, M., Ralbovsky, M., Lachinger, S., Assets4rail deliverable D3.3: Improved fatigue consumption assessment through structural and on-board monitoring, 2020.

Brincker, R., Ventura, C., Introduction to Operational Modal Analysis. Wiley Online Library, 2015.

EC EU, Evropska komisija, Uredba (EU) št. 1315/2013 Evropskega parlamenta in Sveta z dne 11. decembra 2013 o smernicah Unije za razvoj vseevropskega prometnega omrežja in razveljavitvi Sklepa št. 661/2010/EU, 2013.

EC EU, Evropska Komisija, Sporočilo komisije Evropskemu parlamentu, Svetu, Evropskemu ekonomsko-socialnemu odboru in Odboru regij – Strategija za trajnostno in pametno mobilnost - usmerjanje evropskega prometa na pravo pot za prihodnost, 2020.

EC EU, Evropska komisija, Predlog uredbe EU parlamenta in Sveta o smernicah Unije za razvoj vseevropskega prometnega omrežja, spremembi Uredbe (EU) 2021/1153 in Uredbe (EU) št. 913/2010 ter razveljavitvi Uredbe (EU) št. 1315/2013, 2021.

Helmerich, R., Kühn, B., Nussbaumer, A., Assessment of existing steel structures. A guideline for estimation of the remaining fatigue life, Structure and Infrastructure Engineering, 3(3), 245–255, <https://doi.org/10.1080/15732470500365562>, 2007.

Horizon 2020 evropski projekt »Measuring, monitoring and data handling for railway assets; bridges, tunnels, tracks and safety systems« – Assets4Rail (pogodba št. 826250), Spletna stran evropskega projekta Assets4Rail - <http://www.assets4rail.eu>, datum vpogleda 27.1.2023, 2023.

Kraft, D., A Software Package for Sequential Quadratic Programming, Poročilo DFVLR-FB 88-26, Institut für Dynamik der Flugsysteme, Weissling, 1988.

MIDAS, MIDAS Information Technology Co., Ltd., MIDAS Civil, v1.2., Spletna stran programske opreme MIDAS - <https://www.midasoft.com/bridge-library/civil/products/midascivil>, datum vpogleda 27.1.2023, 2020.

OpenSees, Open system for earthquake engineering simulation – version 3.3.0, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Spletna stran pro-

gramske opreme OpenSees - <https://opensees.berkeley.edu>, datum vpogleda 27.1.2023, 2021.

Scipy, Optimizacijska knjižnica Scipy minimize, Spletna stran knjižnice Scipy minimize - <https://docs.scipy.org/doc/scipy/reference/generated/scipy.optimize.minimize.html>, datum vpogleda 27.1.2023, 2023.

Python, Spletna stran programskega jezika Python3 - <https://www.python.org>, datum vpogleda 27.1.2023, 2023.

Schlune, H., Plos, M., Gylltoft, K., Improved bridge evaluation through finite element model updating using static and dynamic measurements, Engineering Structures, 31(7), 1477–1485, <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.02.011>, 2009.

SIST, SIST EN 1991-2. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 2. del: Prometna obtežba mostov, Slovenski inštitut za standardizacijo, 2004.

SIST, SIST EN 1993-2. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 2. del: Mostovi, Slovenski inštitut za standardizacijo, 2007.

SIST, SIST EN 1993-1-9. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-9. del: Utrujanje, Slovenski inštitut za standardizacijo, 2005.

Sunder, R., Seetharam, S. A., Bhaskaran, T. A., Cycle counting for fatigue crack growth analysis, International Journal of Fatigue, 6(3), 147–156, [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/0142-1123\(84\)90032-X](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/0142-1123(84)90032-X), 1984.

Zemljič, F., Nove, višje zahteve za železniško infrastrukturo po predlogu spremembe Uredbe TEN-T (pp. 1-7). 15. slovenski kongres o prometu in prometni infrastrukturi: Portorož, 26.-28. oktober 2022, 2022.

Zhu, M., The OpenSeesPy Library – version 3.3.0, Spletna stran knjižnice OpenSeesPy - <https://openseespydoc.readthedocs.io/en/latest>, datum vpogleda 27.1.2023, 2021.

doc. dr. Jerneja Češarek Kolšek univ. dipl. inž. grad.
jerneja.cesarek@fgg.uni-lj.si



prof. dr. Igor Planinc, univ. dipl. inž. grad.
igor.planinc@fgg.uni-lj.si



izr. prof. dr. Sebastjan Bratina, univ. dipl. inž. grad.
sebastjan.bratina@fgg.uni-lj.si
Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo,
Jamova 2, Ljubljana



Znanstveni članek
UDK 539.382:624.072.2

ANALIZA VPLIVA RAZPOK V BETONU NA TOGOST ARMIRANOBETONSKIH NOSILCEV

ANALYSIS OF THE EFFECT OF CRACKS IN CONCRETE ON THE STIFFNESS OF REINFORCED CONCRETE BEAMS

Povzetek

Zaradi majhne natezne nosilnosti betona armiranobetonske konstrukcije razpokajo že pri nizkem nivoju zunanje obtežbe. Dobro je znano, da razpoke v betonskem delu armiranobetonskih nosilcev bistveno vplivajo na velikosti pomikov le-teh, medtem ko razporeditev, število in širina razpok odločilno vplivajo na njihovo trajnost. Pogosto pravimo, da razpoke bistveno vplivajo na togost armiranobetonskih nosilcev. V članku predstavimo novo družino deformacijskih končnih elementov za analizo vpliva razpok na togost armiranobetonskih nosilcev. Prednosti predstavljenega numeričnega modela sta dve: (i) model omogoča upoštevati tudi vplive zdrsov med armaturnimi palicami in betonom in (ii) prečne razpoke armiranobetonskega nosilca so v modelu obravnavane diskretno, pri tem pa so med analizo njihove lege vzdolž osi nosilca oziroma vzdolž končnega elementa poljubne in jih ni treba, kot pri drugih modelih, poznati vnaprej. To pomeni, da mreže končnih elementov v predstavljenem numeričnem modelu ni treba prilagoditi legam razpok vzdolž osi armiranobetonskega nosilca. Primerjava med eksperimentalnimi in numeričnimi rezultati analiz na prostoležečem armiranobetonskem nosilcu je pokazala, da s predstavljenim modelom zelo dobro določimo njegovo obtežno deformacijsko krivuljo kot tudi razporeditev, število in širino razpok. Zato je predstavljeni numerični model primeren za analizo vpliva razpok v betonu na togost armiranobetonskih nosilcev.

Ključne besede: armirani beton, natezna togost, razpokanost, diskretna razpoka, geometrijska nezveznost

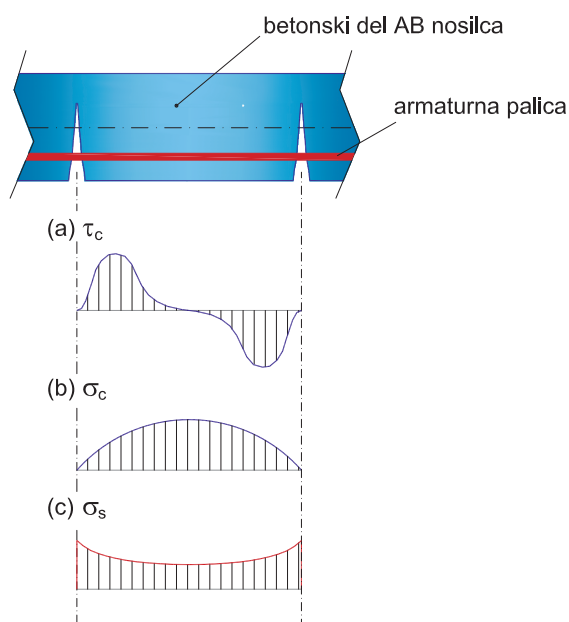
Summary

Due to the low tensile strength of concrete, reinforced concrete structures crack even at a low external load. It is well known that cracks in reinforced concrete structures have a significant influence on their displacements, while the distribution, number and width of cracks have an important influence on their durability. It is often claimed that cracks significantly affect the stiffness of reinforced concrete beams. This article presents a new family of strain-based finite elements for analyzing the effects of cracks on the stiffness of reinforced concrete beams. Two advantages of the presented numerical model can be mentioned: (i) the model takes into account the slip between reinforcing bars and concrete, and (ii) the transverse cracks in the reinforced concrete beam are treated discretely in the model, while their position in the finite element during the analysis is arbitrary and does not need to be known in advance, as in other models. This means that the finite element mesh in the presented numerical model does not need to be adjusted to the location of the cracks along the axis of the reinforced concrete beam. A comparison between the experimental and numerical results of the studied simply supported reinforced concrete beam showed that the presented model can be used to determine the load-displacement curve as well as the distribution, number and width of cracks very well. Therefore, the presented numerical model is suitable to analyze the influence of cracks in concrete on the stiffness of reinforced concrete beams.

Key words: reinforced concrete, tension stiffening, cracking, discrete crack, geometric discontinuity

1 UVOD

Beton je krhek heterogeni material, ki razpoka že pri relativno nizkih nateznih obremenitvah. Zato pri dokazovanju mejne nosilnosti armiranobetonskih (v nadaljevanju AB) konstrukcij v skladu s standardi Evrokod (mejna stanja nosilnosti) upoštevamo le tlačno nosilnost betona [SIST, 2005] (glej npr. konstitucijski model betona na sliki 2(a)). Vendar pa kljub razpokam v betonu, ki se pojavijo zaradi njegove majhne natezne trdnosti, ta zaradi sovprežnega vpliva sodeluje pri prevzemanju nateznih obremenitev v AB-konstrukciji [Venkateswarlu, 1972], saj se med razpokami v betonu natezne napetosti ustrezno prerazporedijo med armaturnimi palicami in betonom. Ta prerazporeditev natezne obremenitve je mogoča zaradi zdrsov na stiku med armaturnimi palicami in betonom ter posledično sprijemnih napetosti na njunem stiku (slika 1).

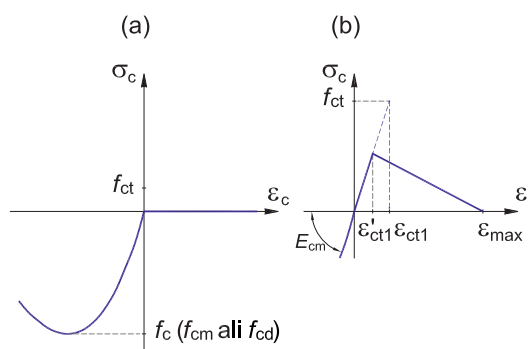


Slika 1. Razporeditev: (a) sprjemnih napetosti τ_c na stiku med betonom in armaturno palico, (b) normalnih napetosti v betonu σ_c na stiku z armaturno palico in (c) normalnih napetosti v armaturni palici σ_s .

Ta sovprežni prispevek betona k natezni togosti AB-konstrukcij ni zanemarljiv in ga praviloma upoštevamo pri preverjanju mejnih stanj uporabnosti, tj., ko ugotavljamo velikosti povosov in širine razpok ter tudi ko preverjamo nivo napetosti v betonu in armaturnih palicah.

V literaturi lahko zasledimo različne matematične modele, s katerimi upoštevamo prispevke te t. i. sovprežne natezne togosti (ang. tension stiffening) AB-okvirjev oziroma nosilcev pri določitvi pomikov in širine razpok tovrstnih konstrukcij. Pri najpreprostejših modelih ustrezno modificiramo materialni model za armaturo (npr. [Pöttler, 1987]) ali pa materialni model betona v nategu (npr. [Bergan, 1979]). Seveda pa z omenjenima preprostima modeloma zgolj približno ocenimo prispevek natezne nosilnosti betona k togosti AB-nosilca. Pričakovano pa s takšnimi modeli ne moremo ustrezno določiti

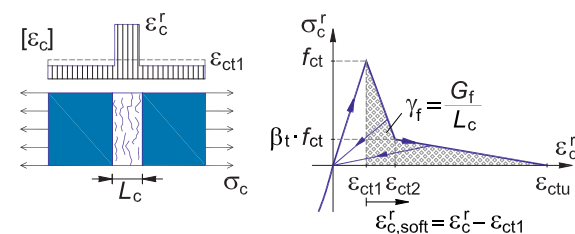
števila, širine in razporeditve razpok. Primer modificiranega materialnega modela betona v nategu, kot ga predlagata Bergan in Holand, prikazujemo na sliki 2(b).



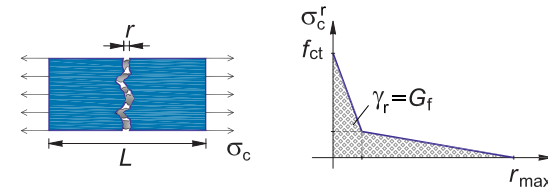
Slika 2. Materialna modela betona v nategu: (a) brez natezne nosilnosti, (b) natezna nosilnost betona, modificirana skladno s priporočili Bergana in Holanda [Bergan, 1979] ($\epsilon'_{ct1}=0,055\text{‰}$ in $\epsilon_{max}=0,7\text{‰}$).

V znanstveni literaturi zasledimo tudi natančnejše matematične modele za analizo vpliva prečnih razpok na togost AB-okvirjev oziroma nosilcev. Omenimo le dva, ki sta zasnovana na mehaniki loma. Prvi je model razmazane razpoke, drugi pa model diskretne razpoke (slika 3). Fizikalne razloge za uporabo teh modelov za analizo togosti AB-nosilcev sta detajlno predstavila Bažant in Planas [Bažant, 1998]. Da pa je treba za ustrezno modeliranje vpliva razpok na togost AB-nosilcev upoštevati tudi zdrs med armaturnimi palicami in betonom, v svojih raziskavah utemeljujeta tudi Mathern in Yang [Mathern, 2021].

(a) model razmazane razpoke



(b) model diskretne razpoke



Slika 3. (a) Model razmazane in (b) model diskretne razpoke.

Matematični model razmazane razpoke za analizo togosti AB-nosilcev uvrščamo v družino t. i. nelokalnih matematičnih modelov. Za te modele je značilno, da so njihovi materialni modeli odvisni od deformacij na končno veliki okolici opazovanega delca in ne le od deformacij njegove infinitezimalne okolice [Bažant, 1998]. V sklopu tega modela vplivno območje deforma-

cij opazovanega delca določa materialni parameter L_c , ki ga imenujemo karakteristična dolžina mehčanja AB-nosilca (glej sliko 3(a)). Slabost tega modela pa je predvsem v tem, ker moramo med analizo vnaprej predvideti območja mehčanja AB-nosilca. Ne glede na to pa nam ta model omogoča analizo mehčanja prečnih prereзов AB-nosilcev tako v nategu (glej npr. [Bažant, 1998], [Fib, 2013], [Markovič, 2013], [Mathern, 2021], [Rabczuk, 2005], [Yang, 2007]) kot tudi v tlaku ([Coleman, 2001], [Krätzig, 2004], [Markeset, 1995], [Markovič, 2012], [Mathern, 2021]). Parameter L_c , tj. območje AB-nosilca s konstantnimi ekvivalentnimi osnimi deformacijami ϵ_c^* , določimo v materialnem modelu betona v nategu z energijo loma G_f [Bažant, 1998] oziroma v tlaku z energijo drobljenja [Coleman, 2001] (glej sliko 3(a)).

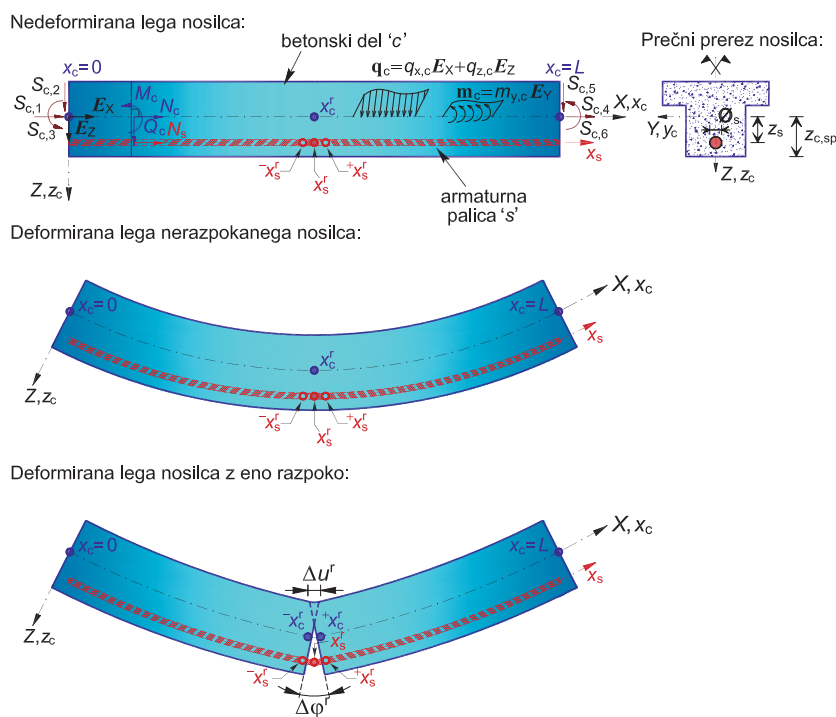
V znanstveni literaturi zasledimo tudi številne raziskovalce (glej npr. [Bajc, 2018], [Dias-da-Costa, 2009], [Fib, 2013], [Yang, 2007]), ki vpliv razpok na togost AB-nosilcev analizirajo z modelom diskretne razpoke (glej sliko 3(b)). Vendar se tudi pri implementaciji tega matematičnega modela soočimo z istim problemom kot pri implementaciji modela razmazane razpoke, saj moramo v analizi vnaprej določiti mesta prečnih razpok. Ker za analizo praviloma uporabljamo metodo končnih elementov, kjer so mesta prečnih razpok vozlišča končnih elementov (glej npr. [Bajc, 2018], [Domaneschi, 2021]), moramo za dovolj natančno analizo razporeditve, števila in širine razpok uporabiti zelo gosto mrežo končnih elementov. V sklopu matematičnih modelov za analizo togosti AB-konstrukcij, pri katerih razpoke obravnavamo diskretno, pa v znanstveni literaturi zasledimo tudi številne numerične metode, ki niso zasnovane na metodi končnih elementov (glej npr. [Alanani, 2020], [Domaneschi, 2021], [Forti, 2019], [Fujiwara, 2015], [Rabczuk, 2008], [Yang, 2007]).

V članku bomo predstavili nov numerični model za analizo vpliva prečnih razpok na togost AB-nosilcev. Predstavljeni model upošteva prečne razpoke diskretno in je zasnovan na deforma-

cijski metodi končnih elementov. Glavna značilnost nove družine deformacijskih končnih elementov je v tem, da je prečna razpoka sestavni del končnega elementa, pri tem pa je njena lega v njem poljubna in je ni treba poznati vnaprej. Materialni model odpiranja razpoke pa v predstavljenem modelu določimo s pomočjo dobro znanega materialnega modela betona v fazi mehčanja in ekvivalentne osne deformacije, ki ga uporabljamo v modelu razmazane razpoke. Predstavljeni numerični model dejansko predstavlja nadgradnjo modela za analizo prečnih razpok na togost natežno obremenjene AB-palice [Ogrin, 2022].

2 MATEMATIČNI MODEL AB-NOSILCA Z VGRAJENO RAZPOKO

Obravnavamo AB-nosilec z dolžino L in s konstantnim prečnim prereзом. Pri tem z $(\bullet)_c$ označimo fizikalne količine, ki pripadajo betonskemu delu AB-nosilca, z $(\bullet)_s$ pa količine, ki pripadajo armaturnim palicam. Ne izgubimo splošnosti izpeljave, če predpostavimo, da je nosilec armiran le z eno armaturno palico. Pri tem je $\emptyset_s$ njen premer, z_s njena oddaljenost od referenčne osi betonskega dela nosilca, A_s pa površina njene prečne preseka. Pri izpeljavi matematičnega modela AB-nosilca betonski del s površino A_c in vzdolžno armaturno palico obravnavamo ločeno, pri čemer pri armaturni palici zanemarimo upogibno togost, tako da jo modeliramo z modelom osno raztegljive vrvi, ki je obdana z betonskim ovojem. Upoštevamo tudi, da se na stiku med armaturno palico in betonskim ovojem lahko pojavijo zamiki (Δ), prečni razmiki pa so prepričeni. Dodatno predpostavimo, da je nosilec izpostavljen kratkotrajnemu delovanju zunanje linijske obtežbe (q_c oz. m_c), ki deluje v referenčni osi betonskega dela, ter robni obtežbi na začetku oziroma koncu betonskega dela AB-nosilca ($S_{c,i}$). Na sliki 4 predstavimo nedeformirano ter dve deformirani legi AB-nosilca. Prva deformirana lega nosilca je lega nosilca brez



Slika 4. Nedeformirana in deformirani legi AB-nosilca, izpostavljenega osnovpogibni obremenitvi.

razpok, druga pa z eno razpoko. Lego prečne razpoke v osi AB-nosilca določa materialna koordinata x_c^r , velikost razpoke pa določata količini Δu^r in $\Delta \varphi^r$, njun pomen je natančneje predstavljen v poglavju 2.2.

Pri izpeljavi osnovnih enačb AB-nosilca upoštevamo specifično spremembo dolžine ε_{c0} in ukrivljenost referenčne osi κ_c betonskega dela nosilca (osno in upogibne deformacije) ter specifično spremembo dolžine ε_s armaturne palice (osno deformacijo), medtem ko strižno deformiranje betonskega dela zanemarimo. Velja Bernoullijeva predpostavka o ravnih prečnih prerezih betonskega dela, tj., prečni prerezi so tudi v deformirani legi ravni in pravokotni na deformirano referenčno os nosilca. Potek osnih deformacij po višini prečnega prereza je linearen: $\varepsilon_c = \varepsilon_{c0} + z_c \kappa_c$. Dodatno predpostavimo, da so vzdolžni (u_c , u_s) in prečni pomiki (w_c) ter zasuki prečnega prereza betonskega dela (φ_c) 'majhni', prav tako so 'majhni' tudi zamiki na stiku med armaturno palico in betonom. To pa pomeni, da kinematične in ravnotežne enačbe matematičnega modela AB-nosilca zapišemo v linearni obliki, medtem ko so konstitucijske enačbe modela nelinearne.

2.1 Osnovne enačbe nerazpokanega nosilca

Osnovne enačbe nerazpokanega AB-nosilca izpeljemo z linearizacijo Reissnerjevih enačb ravninskega nosilca [Bratina, 2018] okoli njegove začetne nedeformirane lege. Sestavlja jih 8 enačb za betonski del, od tega 3 kinematične, 3 ravnotežne in 2 konstitucijske enačbi:

$$u_c' - \varepsilon_{c0} = 0, \quad (1)$$

$$w_c' + \varphi_c = 0, \quad (2)$$

$$\varphi_c' - \kappa_c = 0, \quad (3)$$

$$N_c' + q_{x,c} + p_{t,c} = 0, \quad (4)$$

$$Q_c' + q_{z,c} + p_{n,c} = 0, \quad (5)$$

$$M_c' - Q_c + m_{y,c} + z_s p_{t,c} = 0, \quad (6)$$

$$N_c = N_{cc} = \int_{A_c} \sigma_c(\varepsilon_c) dA_c, \quad (7)$$

$$M_c = M_{cc} = \int_{A_c} \sigma_c(\varepsilon_c) z_c dA_c, \quad (8)$$

4 enačbe za armaturno palico, od tega 1 kinematična, 2 ravnotežni in 1 konstitucijska:

$$u_s' - \varepsilon_s = 0, \quad (9)$$

$$N_s' + p_{t,s} = 0, \quad (10)$$

$$-N_s \kappa_{s,0} + p_{n,s} = 0, \quad (11)$$

$$N_s = N_{sc} = \sigma_s(\varepsilon_s) A_s, \quad (12)$$

ter 4 vezne enačbe za stik med armaturno palico in betonom, od tega 1 kinematična, 2 ravnotežni in 1 konstitucijska:

$$\Delta = u_s - (u_c + z_s \varphi_c), \quad (13)$$

$$p_{t,c} + p_{t,s} = 0, \quad (14)$$

$$p_{n,c} + p_{n,s} = 0, \quad (15)$$

$$p_{t,c} = \tau_c(\Delta) \pi \varnothing_s. \quad (16)$$

V enačbah (1)–(16), ki jih v nadaljevanju imenujemo splošne ravnotežne enačbe AB-nosilca z upoštevanjem zdrsa med armaturno palico in betonskim ovojem, smo z N_c , Q_c

in M_c označili osno in prečno silo ter upogibni moment betonskega dela, z N_s pa osno silo v armaturni palici. Z N_{cc} , M_{cc} in N_{sc} smo označili konstitucijske količine v betonskem delu oziroma v armaturni palici. Te so odvisne od izbranega materialnega modela betona oziroma armature. Kot je to običajno pri analizi in projektiranju linijskih gradbenih konstrukcij, ju izrazimo v obliki sovisnosti med normalno napetostjo prečnega prereza nosilca in pripadajočo osno deformacijo ($\sigma_c = \sigma_c(\varepsilon_c)$, $\sigma_s = \sigma_s(\varepsilon_s)$).

V veznih enačbah (14) in (15) sta $p_{t,c}$ in $p_{t,s}$ strižni komponenti kontaktne linijske obtežbe na stiku med armaturno palico in betonskim ovojem, $p_{n,c}$ in $p_{n,s}$ pa normalni komponenti. Ker je začetna ukrivljenost ravnih armaturnih palic enaka nič, $\kappa_{s,0} = 0$, ugotovimo s pomočjo enačb (11) in (15), da je $p_{n,c} = p_{n,s} = 0$. Zamik Δ na stiku med betonskim ovojem in armaturno palico izračunamo kot razliko vzdolžnih pomikov na medsebojnem stiku (enačba (13)). Velikost zamika je odvisna od fizikalnih lastnosti stika, ki ga izrazimo v obliki sovisnosti med sprijemno napetostjo na stiku τ_c in zamikom Δ (glej enačbo (16)).

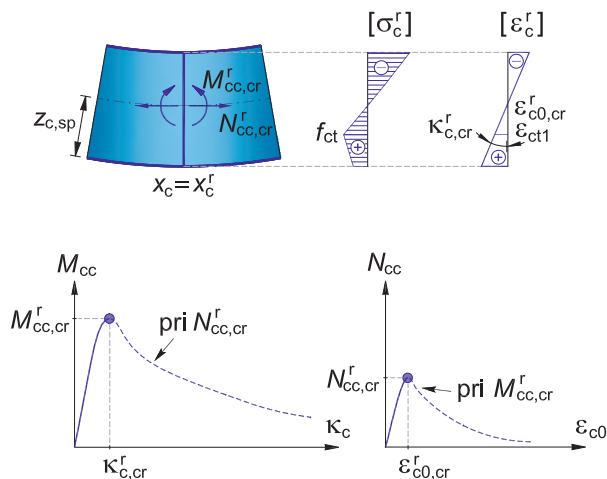
2.2 Osnovne enačbe razpokanega nosilca

Pri izpeljavi osnovnih enačb matematičnega modela razpokanega AB-nosilca predpostavimo, da se prečna razpoka v betonskem delu nosilca pojavi pri materialni koordinati x_c^r (glej sliko 4(c)). Ne izgubimo splošnosti, če analiziramo AB-nosilec z eno razpoko. Kot rečeno, prečno razpoko v predstavljenem modelu obravnavamo kot geometrijsko nezveznost nosilca. Raziskovalci (glej npr. [Bajc, 2018], [Fib, 2013], [Ogrin, 2022]) kot kriterij za nastanek razpoke v AB-palici upoštevajo pogoj dosežene natezne trdnosti betona, tj. $\sigma_c = f_{ct}$, ki jo betonski ovoj skladno z izbranim materialnim modelom betona doseže pri osni deformaciji ε_{ct1} . Pri upogibno obremenjenem AB-nosilcu pa moramo kriterij nastanka prečne razpoke v nosilcu temu ustrezno prilagoditi. S tem namenom predpostavimo, da se razpoka odpre v trenutku, ko je osnoupogibna obremenitev prečnega prereza enaka mejni nosilnosti betonskega dela AB-nosilca (glej oznako • na diagramih na sliki 5), torej:

$$N_c(x_c^r) = N_{cc,cr}^r, \quad (17)$$

$$M_c(x_c^r) = M_{cc,cr}^r. \quad (18)$$

Količini $N_{cc,cr}^r$ in $M_{cc,cr}^r$ v enačbah (17) in (18) določata mejno osnoupogibno nosilnost betonskega dela prečnega prereza AB-nosilca. Kritični prečni presek AB-nosilca določa materialna koordinata x_c^r , pripadajoči mejni deformaciji pa označimo z $\varepsilon_{c0,cr}^r$ in $\kappa_{c,cr}^r$. Poudarimo pa, da deformaciji določata stanje še zaprte prečne razpoke v betonu. Glede na zveznost parametrov materialnega modela temu pogoju za nastanek razpoke zadostimo z zahtevo, da je determinanta tangentne materialne matrike betonskega dela prečnega prereza enaka nič, torej $\det \mathbf{C} = C_{11} C_{22} - C_{12}^2 = 0$, hkrati pa mora biti zadoščeno tudi pogoju $C_{11} > 0$. Komponente tangentne materialne matrike betonskega dela prečnega prereza so določene z izrazi: $C_{11} = \int_{A_c} E_t dA_c$, $C_{12} = \int_{A_c} E_t z_c dA_c$ in $C_{22} = \int_{A_c} E_t z_c^2 dA_c$, kjer je $E_t = \partial \sigma_c / \partial \varepsilon_c$ trenutni tangentni modul betona. Potek normalne napetosti σ_c^r in pripadajočih deformacij ($\varepsilon_{c0,cr}^r$, $\kappa_{c,cr}^r$) v betonskem delu prečnega prereza AB-nosilca tik pred odprtjem razpoke prikazujemo na sliki 5.



Slika 5. Napetostno in deformacijsko stanje v betonskem delu prečnega prereza AB-nosilca ob izpolnjenih pogojih za nastanek razpoke ($\det \mathbf{C} = 0$).

Ko se prečna razpoka v betonu odpre, nosilec na mestu razpoke obravnavamo kot geometrijsko nezveznost nosilca, tj., nosilec se je razdelil na dva sicer povezana, vendar geometrijsko ločena dela. To pa pomeni, da sta sedaj v AB-nosilcu na mestu razpoke dva prečna prereza, ki se med seboj razmakneta in različno zasukata (glej sliko 4(c)). Predpostavimo pa, da njujno morebitno prekrivanje nima vpliva na odziv nosilca. Prečni prerez na levi strani razpoke, ki je še vedno pravokoten na referenčno os nosilca, določa materialna koordinata x_c^r , prerez na desni strani, ki je prav tako pravokoten na referenčno os nosilca, pa koordinata x_c^r . Velikost in oblika prečne razpoke AB-nosilca je torej odvisna od razlike vodoravnih pomikov Δu^r in razlike zasukov $\Delta \varphi^r$ med omenjenima prečnima prerezoma, ki ju izračunamo z enačbama:

$$\Delta u^r = u_c(+x_c^r) - u_c(-x_c^r), \quad (19)$$

$$\Delta \varphi^r = \varphi_c(+x_c^r) - \varphi_c(-x_c^r), \quad (20)$$

širino razpoke na zunanem robu pa izračunamo s pomočjo enačbe:

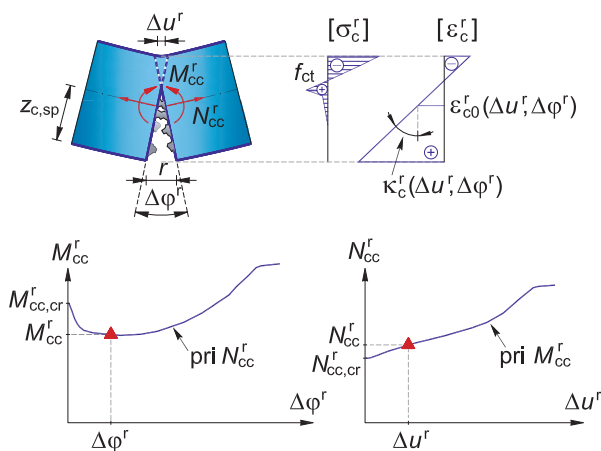
$$r = \Delta u^r + z_{c,sp} \Delta \varphi^r. \quad (21)$$

Čeprav razpoka razdeli AB-nosilec na dva dela, predpostavljamo, da sta prečna prereza ob razpoki še vedno delno povezana. To povezavo med prečnima prerezoma izrazimo z osno silo in upogibnim momentom v razpoki in ju označimo z N_{cc}^r in M_{cc}^r . Določimo ju skladno z izbranim materialnim modelom odpiranja prečne razpoke, kot pogosto govorimo, in ju izrazimo v odvisnosti od geometrijskih količin Δu^r in $\Delta \varphi^r$ (glej oznako ▲ na diagramih na sliki 6). Formalno ju torej izrazimo z enačbama:

$$N_{cc}^r = N_{cc}^r(\Delta u^r, \Delta \varphi^r), \quad (22)$$

$$M_{cc}^r = M_{cc}^r(\Delta u^r, \Delta \varphi^r). \quad (23)$$

V analizi linijskih AB-konstrukcij materialna modela betona in armaturnih palic izrazimo v obliki sovisnosti med normalno napetostjo in osno deformacijo. Na ta način izpeljemo tudi materialni model odpiranja razpoke (enačbi (22) in (23)),



Slika 6. Materialni model odpiranja razpoke.

ki jo v modelu obravnavamo kot geometrijsko nezveznost nosilca. Posledično je ta del nosilca sestavljen iz dela, kjer se sosednja prečna prereza razmakneta, in dela, kjer se prereza prekrijeta. Na mestu nezveznosti nosilca predpostavljamo linearen potek ekvivalentne osne deformacije po višini betonskega dela prečnega prereza AB-nosilca, $\varepsilon_c^r = \varepsilon_{c0}^r + z_c \kappa_c^r$, kot to velja v prečnem prerezu pred nastankom razpoke. V nadaljevanju za del razpoke, kjer se prečna prereza med seboj razmakneta ($\varepsilon_c^r > 0$), uporabimo sovisnost med normalno napetostjo v razpoki σ_c^r in pripadajočo ekvivalentno natezno osno deformacijo ε_c^r , kot je definirana v modelu razmazane razpoke (glej sliko 3(a)), za del razpoke, kjer se prečna prereza prekrijeta in so ekvivalentne osne deformacije tlačne ($\varepsilon_c^r < 0$), pa sovisnost med napetostjo σ_c^r in deformacijo ε_c^r opišemo z materialnim modelom betona v tlaku. Tako lahko materialni model odpiranja razpoke (enačbi (22) in (23)) zapišemo z izrazoma:

$$N_{cc}^r = \int_{A_c} \sigma_c^r(\varepsilon_c^r(\Delta u^r, \Delta \varphi^r)) dA_c, \quad (24)$$

$$M_{cc}^r = \int_{A_c} \sigma_c^r(\varepsilon_c^r(\Delta u^r, \Delta \varphi^r)) z_c dA_c. \quad (25)$$

Pri tem sta ε_{c0}^r in κ_c^r , kot rečeno, ekvivalentna osna oziroma upogibna deformacija v razpoki kot geometrijski nezveznosti nosilca. Potek normalnih napetosti in ekvivalentnih osnih deformacij po višini prečnega prereza prikazujemo na sliki 6. Ko se razpoka odpre, se mora upogibni moment v razpoki zmanjšati, $M_{cc}^r < M_{cc,cr}^r$, ob tem pa velja $\varepsilon_{c0}^r > \varepsilon_{c0,cr}^r$ in $\kappa_c^r > \kappa_{c,cr}^r$. Pogosto v takih primerih govorimo o materialnem mehčanju med odpiranjem razpoke. Zaradi ravnotežja se upogibni momenta v prečnih prerezih v neposredni okolici razpoke, tj. v prečnih prerezih s koordinatama x_c^r oziroma $+x_c^r$, prav tako zmanjšata, vendar se pri tem, drugače kot v razpoki, zmanjšajo tudi pripadajoče deformacije. Tako smo mehčanje oziroma lokalizacijo deformacij omejili le na razpoko, podobno, kot je to določeno pri modelu razmazane razpoke.

Na koncu predstavimo še enačbi, s katerima kinematični količini Δu^r in $\Delta \varphi^r$ povežemo z ekvivalentnima deformacijama v razpoki, ε_{c0}^r in κ_c^r . Enačbi sta preprosti:

$$\varepsilon_{c0}^r = \varepsilon_{c0,cr}^r + \frac{\Delta u^r}{L_c}, \quad (26)$$

$$\kappa_c^r = \kappa_{c,cr}^r + \frac{\Delta \varphi^r}{L_c}, \quad (27)$$

kjer smo z L_c označili dolžino območja mehčanja, definirano v skladu z modelom razmazane razpoke (glej sliko 3(a)). Vpeljava omenjenega materialnega parametra L_c je posledica definicije materialnega modela odpiranja razpoke v obliki $\sigma_c^r = \sigma_c^r(\varepsilon^r)$. Izraza (26) in (27) sta zelo podobna zvezi med širino razpoke in ekvivalentno lokalizirano deformacijo pri centrično natezno obremenjeni AB-palici (glej [Ogrin, 2022]).

2.3 Metoda končnih elementov

Osnovne enačbe matematičnega modela, s katerim izračunamo vpliv razpok na togost AB-nosilcev, ki smo jih predstavili v prejšnjih poglavjih, so nelinearne. Zato jih rešimo numerično, praviloma z metodo končnih elementov. V tem članku jih bomo rešili s pomočjo deformacijske metode končnih elementov. S tem namenom izpeljemo novo družino deformacijskih končnih elementov z vgrajeno razpoko. Kot je značilno za deformacijske končne elemente, pri izpeljavi izhajamo iz modificiranega izreka o virtualnem delu. Detajlno smo postopek za AB-palico predstavili v [Ogrin, 2022], tu pa ga ustrezno priredimo za razpokan AB-nosilec, ki je izpostavljen osno-upogibni obremenitvi. Modificiran izrek o virtualnem delu za razpokan AB-nosilec je:

$$\begin{aligned} \delta W^* = & \int_0^L (N_{cc} - N_c) \delta \varepsilon_{c0} dx + \int_0^L (M_{cc} - M_c) \delta \kappa_c dx + \\ & (N_{cc}^r - N_c^r) \delta \Delta u^r + (M_{cc}^r - M_c^r) \delta \Delta \varphi^r + \int_{+x_c}^L (M_{cc} - M_c) \delta \kappa_c dx + \\ & \int_0^L (N_{sc} - N_s) \delta \varepsilon_s dx + \text{vezi + robni pogoji} = 0. \end{aligned} \quad (28)$$

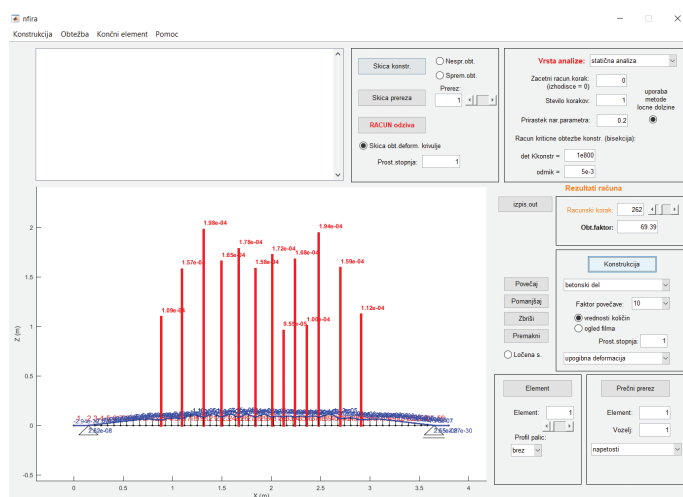
Ker smo enačbi (24) in (25) točno zadostili, je tudi členoma pri variaciji $\delta \Delta u^r$ in $\delta \Delta \varphi^r$ zadoščeno, zato ju v funkcionalu (28) lahko izpustimo. Kot posebnost omenimo, da v funkcionalu (28) poleg robnih pogojev na obeh koncih nosilca nastopajo tudi robni pogoji ob nastali prečni razpoki. Ko v nadaljevanju razširjeni funkcional ustrezno uredimo, ostanejo v njem edine neznane funkcije osne in upogibne deformacije betonskega dela AB-prereza (ε_{c0} , κ_c) ter osna deformacija armaturne palice (ε_s). Te količine v nadaljevanju aproksimiramo z Lagrangevimi interpolacijskimi polinomi stopnje p . Na osnovi zahteve, da so variacije v funkcionalu poljubne in neodvisne, dobimo po znanih postopkih variacijskega računa sistem diskretnih posplošenih ravnotežnih enačb končnega elementa z vgrajeno razpoko. Vse integrale, ki nastopajo v enačbah končnega elementa, rešimo numerično. Tu smo izbrali Lobattovo integracijsko shemo stopnje s . Za označevanje končnih elementov z vgrajeno razpoko uporabimo oznako KE_{p-s}^r , za elemente brez razpoke, ki jih izpeljemo po enakem postopku, pa KE_{p-s}^r .

2.4 Postopek reševanja posplošenih diskretnih ravnotežnih enačb

Skladno z metodo končnih elementov AB-nosilec razdelimo na poljubno število končnih elementov. V končnih elementih, kjer so med analizo izpolnjeni pogoji za nastanek prečne razpoke, standardne, nerazpokane končne elemente KE_{p-s}^r nadomestimo s končnimi elementi KE_{p-s}^r , ki imajo vgrajeno prečno razpoko. Z znanimi postopki v numerični teoriji konstrukcij vse enačbe nato združimo v enačbo AB-nosilca:

$$G(x, \lambda) = 0. \quad (29)$$

V enačbi (29) smo z x označili vektor neznanih količin (deformacijske, statične in kinematične količine), z λ pa obtežni faktor AB-nosilca. Nelinearni algebrski sistem enačb (29) rešimo s pomočjo metode ločne dolžine [Crisfield, 1981]. S to metodo lahko določimo obtežno deformacijsko krivuljo AB-nosilca tudi v kritičnih točkah krivulje, tj. tam, kjer Newtonova inkrementno-iteracijska metoda odpove. Računalniški program za reševanje diskretnih posplošenih ravnotežnih enačb razpokanega AB-nosilca smo izdelali v programskem okolju Matlab [The MathWorks, 2016]. Osnovno ukazno okno programa, ki smo ga imenovali NFIRA, prikazujemo na sliki 7.



Slika 7. Osnovno ukazno okno programa NFIRA.

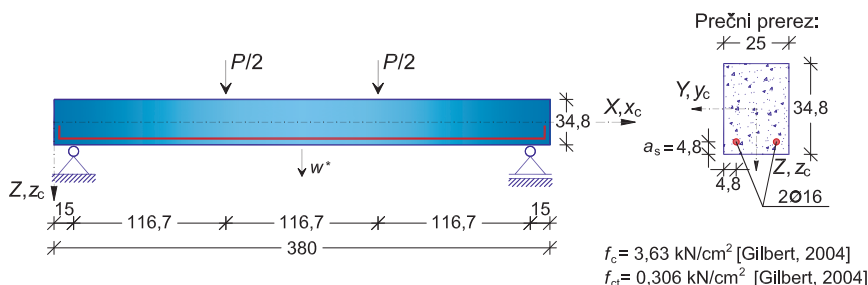
3 GILBERTOV ARMIRANOBETONSKI NOSILEC

Primernost in natančnost nove družine deformacijskih končnih elementov za analizo vpliva razpok na togost AB-nosilcev prikazujemo na primeru preprostega prostoležečega AB-nosilca. To storimo s primerjavo med numeričnimi in eksperimentalnimi rezultati. Pri tem eksperimentalne rezultate povzamemo skladno z izsledki Gilberta in Nejadija [Gilbert, 2004].

3.1 Osnovni podatki

Gilbert in Nejadi [Gilbert, 2004] sta med številnimi drugimi preizkusi, ki sta jih predstavila, analizirala tudi dva, vsaj načelno enaka prostoležeča nosilca z dolžino $L=3,8$ m in pravokotnim prečnim prerezo $b/h=25/34,8$ cm ter ojačana z dvema vzdolžnima armaturnima palicama premera $\varnothing 16$. Nosilca sta označila z B1-a in B1-b ter ju med eksperimentom obtežila z dvema navpičnima točkovnima silama $P/2$, ki sta ju monotonno povečevala. Osnovne geometrijske in materialne podatke obravnavanega AB-nosilca, ki smo jih uskladili z eksperimentalnimi podatki Gilberta in Nejadija, prikazujemo na sliki 8 (vse dimenzije nosilca so v cm).

Med upogibnim preizkusom sta Gilbert in Nejadi pri izbranih obtežnih korakih beležila navpični pomik na sredini razpeti-



Slika 8. Geometrijski in materialni podatki obravnavanega prostoležečega AB-nosilca.

ne nosilca (w^*), razporeditev in širino razpok v betonskem delu AB-nosilca, deformacije armaturnih palic ter osne deformacije na površini betona.

Da izpostavimo tudi učinkovitost predstavljenega numeričnega modela, predstavimo tudi rezultate analiz s sorodnimi numeričnimi modeli. Oznake vseh uporabljenih numeričnih modelov in njihove bistvene značilnosti predstavimo v preglednici 1.

lih pa v analizah AB-nosilca obnašanje betona v nategu opišemo v obliki sovisnosti med normalno natezno napetostjo σ_c in pripadajočo osno deformacijo ε_c .

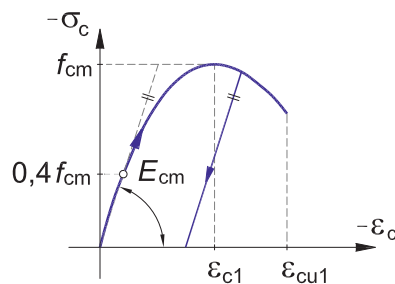
Pri modelu z oznako **M2** natezno togost betona upoštevamo skladno s priporočili Bergana in Holanda [Bergan, 1979] (glej sliko 2(b)). Pri tem v modelu upoštevamo naslednje vrednosti materialnih parametrov: $\varepsilon'_{cl} = 0,055 \%$, $\varepsilon_{max} = 0,7 \%$ in $E_{cm} = 3300 \text{ kN/cm}^2$.

Oznaka uporabljenega modela	Materialni model betona v tlaku	Materialni model betona v nategu	Materialni model stika med armaturo in betonom	Uporabljena mreža končnih elementov
M1	nelinearen, namenjen analizi konstrukcij [SIST, 2005] (glej sliko 9)	brez natezne nosilnosti (glej sliko 2(a))	tog stik	20 KE_{4-5}
M2		modificiran model [Bergan, 1979] (slika 2(b))	tog stik	20 KE_{4-5}
M3		model razmazane razpoke - KE_{0-1} [Markovič, 2013]: $L_c = 6,48 \text{ cm}$, $G_f = 75 \text{ N/m}$	podajen stik [Fib, 2013]	2 KE_{4-5} + 54 KE_{0-1}
M4-1		model razpoke kot geom. nezveznosti v elementu: $L_c = 6,48 \text{ cm}$, $G_f = 75 \text{ N/m}$	podajen stik [Fib, 2013]	56 KE_{4-5}^r
M4-2				26 KE_{4-5}^r

Preglednica 1. Oznake uporabljenih numeričnih modelov in njihove bistvene značilnosti.

3.1.1 Materialni model betona v tlaku

Pri vseh numeričnih modelih smo v analizah AB-nosilca obnašanje betona v tlaku opisali v obliki sovisnosti med normalno tlačno napetostjo σ_c in pripadajočo osno deformacijo ε_c v skladu z nelinearnim materialnim modelom, ki ga podaja standard Evrokod 2 [SIST, 2005] in je namenjen analizi AB-konstrukcij (slika 9). Materialni parametri modela so: povprečna tlačna trdnost betona f_{cm} , dosežena pri deformaciji ε_{cl} , mejna tlačna deformacija betona ε_{cu1} in sekantni modul elastičnosti betona E_{cm} . Za številčne vrednosti materialnih parametrov modela izberemo naslednje vrednosti: $f_{cm} = 3,63 \text{ kN/cm}^2$, $\varepsilon_{cl} = -2,2 \%$, $\varepsilon_{cu1} = -3,5 \%$ in $E_{cm} = 3300 \text{ kN/cm}^2$.



Slika 9. Materialni model betona v tlaku skladno s standardom Evrokod 2 [SIST, 2005].

3.1.2 Materialni model betona v nategu

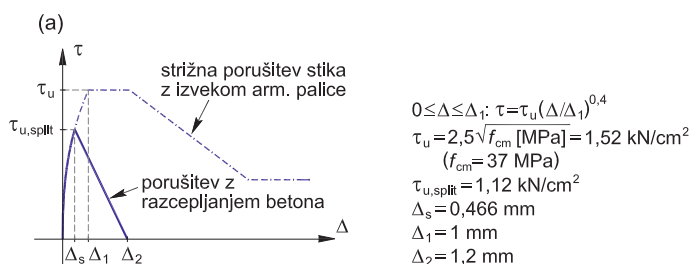
Pri numeričnem modelu z oznako **M1** natezno nosilnost betona zanemarimo (glej sliko 2(a)), pri ostalih numeričnih mode-

Pri modelih z oznakami **M3**, **M4-1** in **M4-2** obnašanje betona v nategu opišemo s 3-linearnim materialnim modelom, kot ga predlagajo Rabczuk in sodelavci [Rabczuk, 2005], in ga prika-

zujemo na sliki 3(a). V modelu **M3** dolžino območja mehčanja oziroma zelo razpokano območje v betonskem delu AB-nosilca omejimo na dolžino enega končnega elementa KE_{0-1} [Markovič, 2013], in sicer $L_c = 6,48$ cm. Ob ocenjeni energiji loma betona $G_f = 75$ N/m [CEB-FIP, 1993] so vrednosti materialnih parametrov modela naslednje: $f_{ct} = 0,306$ kN/cm², $\varepsilon_{ct1} = 0,0863$ ‰, $\varepsilon_{ct2} = \varepsilon_{ct1} + \alpha_t (\varepsilon_{ctu} - \varepsilon_{ct1})$, $\varepsilon_{ctu} = 2,075$ ‰, $\alpha_t = 0,14$ in $\beta_t = 0,24055$. V modelih z oznakama **M4-1** in **M4-2** ohranimo enake vrednosti parametrov modela betona v nategu kot v modelu z oznako **M3**. Ob tem pa zapiranje in ponovno odpiranje razpoke v modelu upoštevamo kot degradacijo natezne togosti betona skladno z [Bažant, 1998] (slika 3(a)).

3.1.3 Materialni model stika med armaturo in betonom

V modelih z oznakami **M3**, **M4-1** in **M4-2** povzamemo materialni model stika med armaturno palico in betonom po literaturi [Fib, 2013]. Ker je debelina krovnega sloja betona manjša od 5 $\emptyset$, podatkov o vgrajeni stremenski armaturi pa ni na voljo, skladno z modelom predpostavimo, da porušitev stika nastopi z razcepljanjem betona. Uporabljen materialni model stika med armaturnimi palicami in betonom in pripadajoče materialne parametre modela prikazujemo na sliki 10. Model predstavlja zvezo med strižno napetostjo τ in zamikom med armaturno palico in betonom Δ .



Slika 10. Materialni model stika med armaturno palico in betonom in vrednosti pripadajočih materialnih parametrov [Fib, 2013].

3.2 Primerjave med rezultati analiz

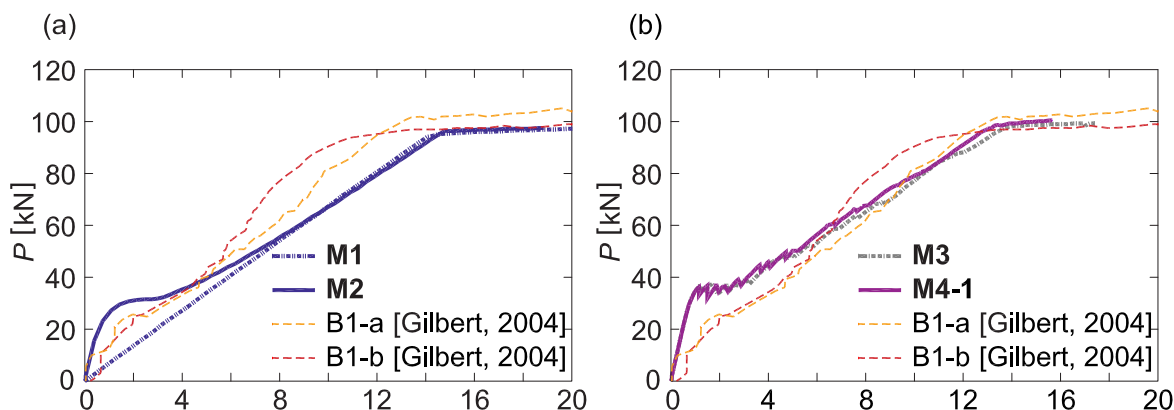
Rezultate analiz AB-nosilca z vsemi petimi numeričnimi modeli z oznakami **M1**, **M2**, **M3**, **M4-1** in **M4-2** prikazujemo v nadaljevanju. Rezultate analiz primerjamo z dostopnimi rezultati meritev obravnavanega AB-nosilca. Omejimo se na primerjavo med obtežno deformacijskimi krivuljami $P-w^*$ ter primerjavo med razporeditvijo, številom in širino razpok v betonskem delu AB-nosilca. V vseh prikazanih analizah predpostavimo začetno nepopolnost nosilca v obliki nesimetrične razporeditve obtežbe (0,49:0,51 P).

3.2.1 Obtežno deformacijska krivulja $P-w^*$

Na sliki 11 prikazujemo spreminjanje navpičnega pomika na sredini razpetine AB-nosilca w^* v odvisnosti od velikosti navpične točkovne obtežbe P . Iz rezultatov meritev lahko opazimo, da je začetna togost pri obeh preizkušanih nosilcih neustrezna, saj na krivulji ne opazimo začetne nerazpokane togosti nosilcev. Predvidevamo, da sta bila nosilca predhodno že razpokana, bodisi zaradi transporta bodisi reoloških pojavov v betonu.

Obtežno deformacijske krivulje smo v numeričnih analizah določili do sile $P \approx 100$ kN, ko nastopi opazno zmanjšanje upogibne togosti obravnavanega AB-nosilca zaradi plastifikacije vzdolžne natezne armature. Izmerjena nosilnost je sicer znašala 109 kN za nosilec B1-a oziroma 103 kN za B1-b.

Ugotovimo, da je pri modelih z oznakama **M1** in **M2** izračunan navpični pomik večji od izmerjenega. To je pričakovano, ker smo natežno nosilnost betona v modelu **M1** zanemarili oziroma njen prispevek v modelu **M2** podcenili. V analizah z obema modeloma pa dovolj natančno ocenimo velikost zunanje obtežbe, pri kateri nastopi plastifikacija vzdolžne natezne armature. Pri analizah nosilca z modeli **M3** in **M4-1** oz. **M4-2** se izračunani pomiki precej bolje prilegajo izmerjenim predvsem v fazi nastajanja in odpiranja razpok ter ob nastopu plastifikacije vzdolžne armature. Poudarimo pa, da sta obtežno deformacijski krivulji, določeni z modeloma **M4-1** in **M4-2**, pri katerih spreminjamo le mrežo KE, praktično enaki, zato na sliki 11(b) prikazujemo le eno. To pa dokazuje, da je odziv AB-nosilca neodvisen od izbrane mreže končnih elementov z vgrajeno



Slika 11. Obtežno deformacijske krivulje $P-w^*$; primerjava med eksperimentalnima krivuljama in krivuljami numeričnih analiz za (a) modela **M1** in **M2**, (b) modela **M3** in **M4-1**.

razpoko KB_{p-s}^* . V preglednici 2 podajamo velikosti izmerjenih ter izračunanih navpičnih pomikov w^* pri obteži $P=70$ kN, kar seveda potrjuje naše prejšnje ugotovitve.

Eksperiment		Račun				
B1-a	B1-b	M1	M2	M3	M4-1	M4-2
9,0	7,3	10,4	10,4	9,0	8,3	8,4

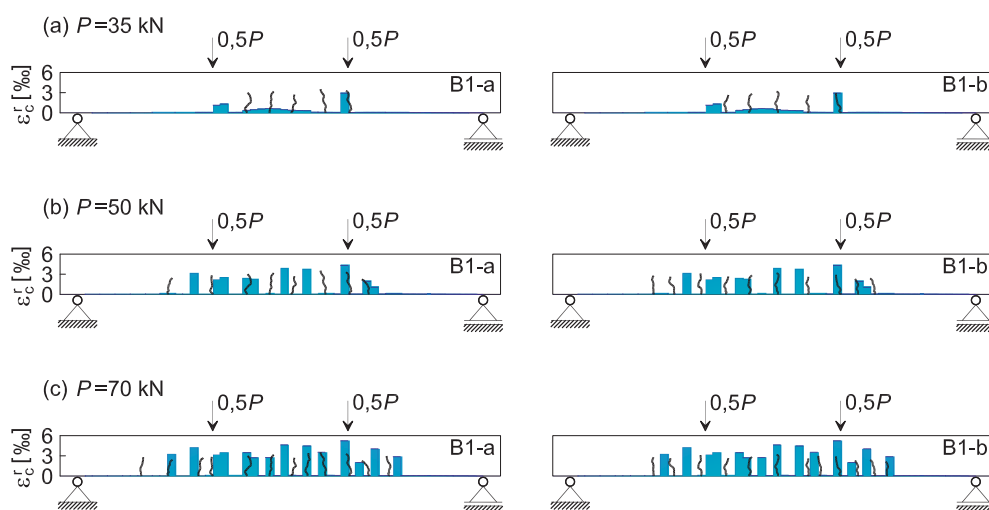
Preglednica 2. Primerjava med izmerjenimi in izračunanimi navpičnimi pomiki na sredini razpetine nosilca w^* [mm] pri obteži $P=70$ kN.

3.2.2 Razporeditev, število in širina razpok

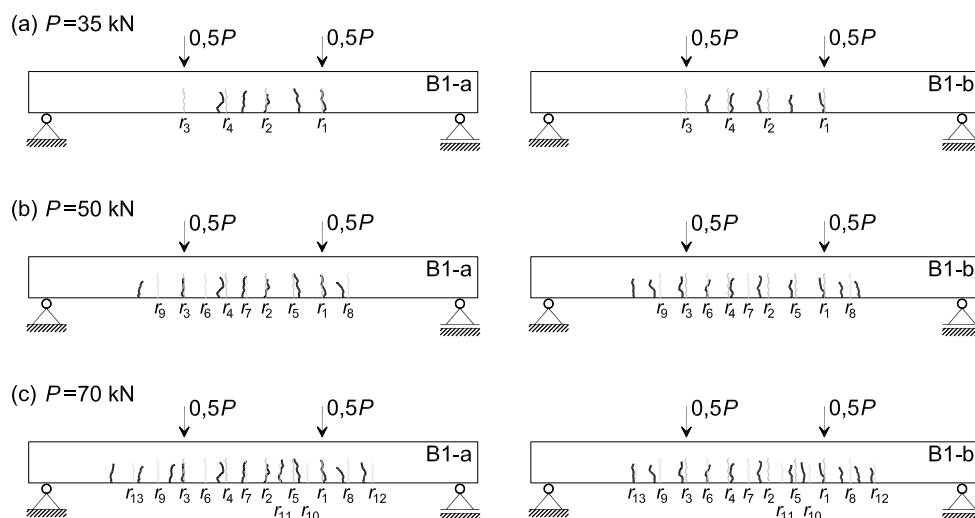
Na koncu prikažemo še primerjavo med izmerjeno in izračunano razporeditvijo, številom in širino razpok v betonu vzdolž

osi nosilca za tri nivoje zunanje obteže, $P=35$, 50 in 70 kN. Seveda lahko rezultate primerjamo le za modele z oznakami **M3**, **M4-1** in **M4-2**, pri katerih vpliv razpok na togost AB-nosilca modeliramo z modelom razmazane razpoke (**M3**) oziroma z novimi deformacijskimi končnimi elementi z vgrajeno razpoko (**M4-1** in **M4-2**). Kot pa je dobro znano, moramo za ustrezno analizo vpliva razpok v betonu na togost AB-nosilcev v modelu upoštevati tudi zamik na stiku med armaturo in betonskim ovojem [Mathern, 2021].

Najprej predstavimo rezultate računske analize modela z oznako **M3**, tj. z modelom razmazane razpoke (glej sliko 12). Ugotovimo, da z modelom **M3** relativno dobro ocenimo območje razpokanosti AB-nosilca, medtem ko je določanje leg posameznih razpok precej nenadzorovan proces, ponekod se razmazana razpoka razprošira kar čez dva sosednja končna elementa, prav tako pa ne moremo s tem modelom določiti širine posameznih razpok. Poznamo le vrednost ekvivalentne deformacije ε_c^r v razpoki.



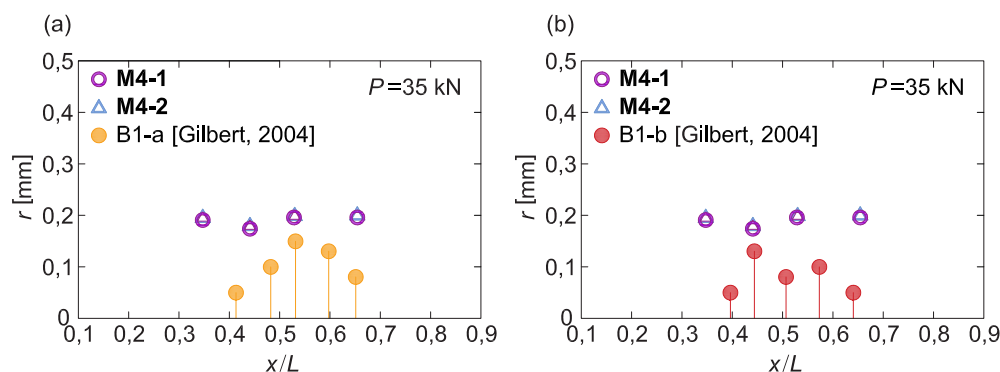
Slika 12. Primerjava izmerjene in izračunane razporeditve razpok z modelom **M3** za tri nivoje zunanje obteže.



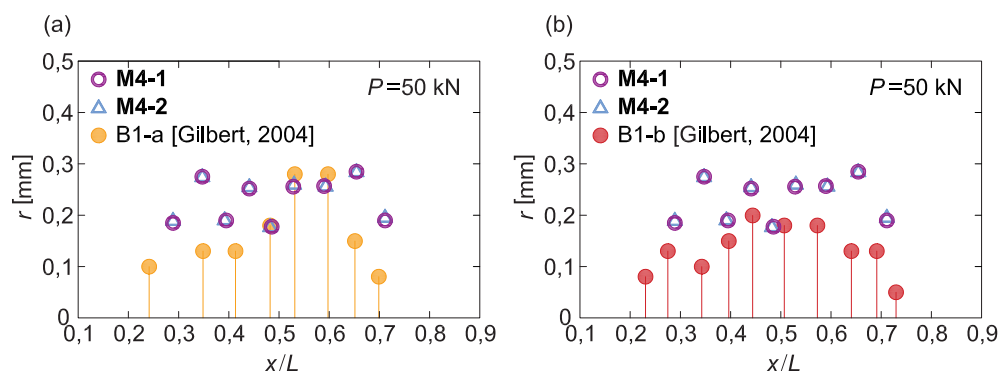
Slika 13. Primerjava izmerjene in izračunane razporeditve in števila razpok z modelom **M4-1** za tri nivoje zunanje obteže.

V nadaljevanju prikažemo primerjavo med izmerjeno in izračunano razporeditvijo, širino in številom razpok še za modela z oznakama **M4-1** in **M4-2**. Na sliki 13 prikazujemo razporeditev razpok vzdolž nosilca za model **M4-1** pri treh nivojih zunanje obtežbe. Ugotovimo, da se tako število razpok kot njihova lega zelo dobro prilegajo meritvam. Pri obtežbi $P=35$ kN se v računski analizi pojavijo 4 razpoke, med eksperimentom pa ena več. Pri obtežbi $P=50$ kN se število razpok v analizi poveča na 9, medtem ko se jih med eksperimentom pojavi 8 (nosilec B1-a) oziroma 10 (B1-b). Pri obtežbi $P=70$ kN je računsko število razpok enako 13, izmerjeno število razpok pa je 12.

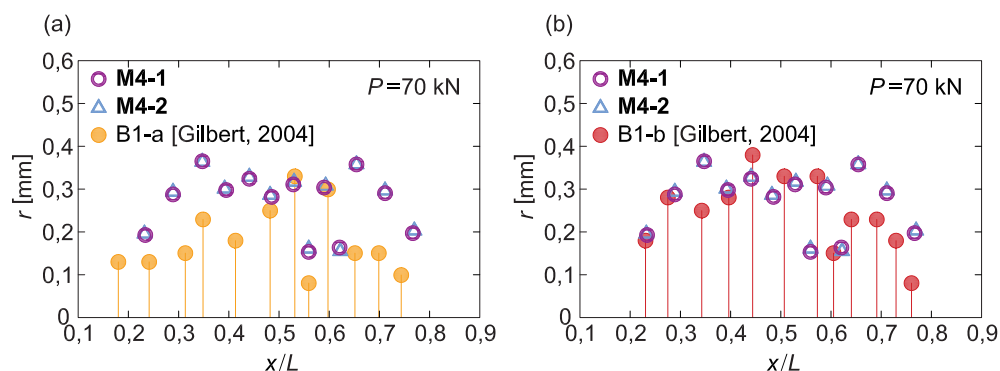
Na slikah 14, 15 in 16 prikazujemo primerjavo izračunane širine razpok za modela **M4-1** in **M4-2** z izmerjenimi širinami razpok za tri nivoje zunanje obtežbe. Širine razpok izračunamo na spodnjem robu nosilca s pomočjo izraza (21). Poudarimo pa, da Gilbert in Nejadi [Gilbert, 2004] nista natančno navedla, na katerem mestu sta merila širino razpok. Najprej ugotovimo, da so rezultati analiz obeh modelov z oznakama **M4-1** in **M4-2** praktično enaki, in to kljub temu, da v modelih uporabljamo različno število končnih elementov, tj. 56 oziroma 26 KE_{p-s}^r . To- rej gostota mreže predstavljene družine končnih elementov nima vpliva na razporeditev, lego in širino razpok. To na primer



Slika 14. Primerjava izračunanih širin razpok z modeloma **M4-1** in **M4-2** pri obtežbi $P=35$ kN z izmerjenimi širinami razpok za AB-nosilca z oznakama (a) B1-a in (b) B1-b.



Slika 15. Primerjava izračunanih širin razpok z modeloma **M4-1** in **M4-2** pri obtežbi $P=50$ kN z izmerjenimi širinami razpok za AB-nosilca z oznakama (a) B1-a in (b) B1-b.



Slika 16. Primerjava izračunanih širin razpok z modeloma **M4-1** in **M4-2** pri obtežbi $P=70$ kN z izmerjenimi širinami razpok za AB-nosilca z oznakama (a) B1-a in (b) B1-b.

pomeni, da se pri obtežbi $P=70$ kN zadnja (13.) razpoka, ki je tudi najbližje levi podpori AB-nosilca, pri modelu **M4-1** pojavi v 13. končnem elementu na oddaljenosti 2,59 cm od njegovega levega vozlišča ($x_c^r=88,9$ cm), njena širina je $r=0,192$ mm, pri modelu **M4-2** pa v 6. končnem elementu na oddaljenosti 14,58 cm ($x_c^r=87,9$ cm) s širino $r=0,196$ mm. Ob tem pa tudi ugotovimo, da so izračunane širine razpok pri obtežbi $P=35$ kN nekoliko večje od izmerjenih. To je pričakovano, saj je v računski analizi število razpok za 1 manjše, kot je bilo zabeleženo med preizkusom (glej sliko 14).

Kot vidimo na slikah 15 in 16, so pri obtežbah $P=50$ kN in $P=70$ kN izračunane širine razpok AB-nosilca bistveno bolj primerljive z izmerjenimi. Če bi širine razpok izračunali na mestu natezne armature, bi bila njihova širina še za dobrih 10 % manjša, kar bi pomenilo še boljše ujemanje.

4 ZAKLJUČKI

V članku smo predstavili družino novih deformacijskih končnih elementov z vgrajeno razpoko za analizo vpliva razpok na togost linijskih AB-konstrukcij (nosilcev, okvirjev). Pri tem smo razpoko v modelu obravnavali diskretno, in sicer kot geometrijsko nezveznost končnega elementa. Glavna prednost predstavljenega numeričnega modela je v tem, da (i) lege razpok po osi AB-nosilca ni treba predvideti vnaprej, (ii) prečna razpoka se v končnem elementu lahko pojavi na poljubnem mestu in (iii) rezultati analize so z novimi končnimi elementi neodvisni od mreže in števila končnih elementov. Natančnost in primernost predstavljenega numeričnega modela smo prikazali na primeru preprostega prostoležečega AB-nosilca, za katerega so v literaturi na voljo dobro dokumentirani rezultati upogibnega preizkusa. S primerjavo med izmerjenimi in izračunanimi rezultati analiz smo ugotovili, da predstavljena družina novih deformacijskih končnih elementov z vgrajeno diskretno razpoko omogoča dovolj natančno analizo vpliva razpok v betonu na togost AB-nosilcev. Tako lahko s predlaganim modelom kvalitetno izračunamo obtežno deformacijske krivulje obravnavanih AB-nosilcev kot tudi razporeditev, število in širino razpok.

5 ZAHVALA

Zahvaljujemo se Javni agenciji za raziskovalno dejavnost Republike Slovenije, ki je s projektoma P2-0158 in P2-0260 finančno podprla to delo.

6 LITERATURA

Alanani, M., Ehab, M., Salem, H., Progressive collapse assessment of precast prestressed reinforced concrete beams using applied element method, *Case Studies in Construction Materials*, 13, e00457, <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2020.e00457>, 2020.

Bajc, U., Planinc, I., Bratina, S., Non-linear time-dependent analysis of cracked reinforced concrete bar, *Advances in Structural Engineering*, 21(7), 949–961, <https://doi.org/10.1177/1369433217734653>, 2018.

Bažant, Z. P., Planas, J., *Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials*. CRC Press LLC, Boca Raton, Florida, USA, 1998.

Bergan, P. G., Holand, I., *Nonlinear finite element analysis of concrete structures*, *Composer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 17/18, 443–467, 1979.

Bratina, S., Analiza vpliva razpokanosti na togost upogibno obremenjenega ojačanega betonskega nosilca z modelom razmazane razpoke, *Gradbeni vestnik*, 67(7), 134–144, 2018.

CEB-FIP, CEB-FIP Model Code 1990: Design Codes, Comité Euro-International du Béton and Federation International de la Précontrainte. London: Thomas Telford, 1993.

Coleman, J., Spacone, E., Localization issues in force-based frame elements, *Journal of Structural Engineering*, 127(11), 1257–1265, 2001.

Crisfield, M. A., A fast incremental/iterative solution procedure that handles snap-through, *Computers and Structures*, 13, 55–62, 1981.

Dias-da-Costa, D., Alfaiate, J., Sluys, L. J., Júlio, E., A discrete strong discontinuity approach, *Engineering Fracture Mechanics*, 76(9), 1176–1201, <https://doi.org/10.1016/j.engfrac-mech.2009.01.011>, 2009.

Domaneschi, M., Cimellaro, G. P., Marano, G. C., Morgese, M., Pellicchia, C., Khalil, A. A., Numerical simulations of collapse tests on reinforced concrete beams, In *Bridge Maintenance, Safety, Management, Life-Cycle Sustainability and Innovations* (1st Edition), 2021.

Fib, International Federation for Structural Concrete, *fib Model Code for Concrete Structures 2010*, Berlin: Ernest & Sohn GmbH & Co. KG., 2013.

Forti, T. L. D., Forti, N. C. S., Santos, F. L. G., Carnio, M. A., The continuous-discontinuous Galerkin method applied to crack propagation, *Computers and Concrete*, 23(4), 235–243, 2019.

Fujiwara, Y., Takeuchi, N., Shiomi, T., Kambayashi, A., Discrete crack analysis for concrete structures using the hybrid-type penalty method, *Computers and Concrete*, 16(4), 587–604, <https://doi.org/10.12989/cac.2015.16.4.587>, 2015.

Gilbert, R. I., Nejadi, S., An experimental study of flexural cracking in reinforced concrete members under short term loads, UNICIV Report No. R-435, 2004.

Krätzig, W. B., Pölling, R., An elasto-plastic damage model for reinforced concrete with minimum number of material parameters, *Computers & Structures*, 82(15–16), 1201–1215, <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2004.03.002>, 2004.

Markeset, G., Hillerborg, A., Softening of concrete in compression - localization and size effects, *Cement and Concrete Research*, 25(4), 702–708, 1995.

Markovič, M., Krauberger, N., Saje, M., Planinc, I., Bratina, S., Non-linear analysis of pre-tensioned concrete planar beams, *Engineering Structures*, 46, 279–293, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.08.004>, 2013.

Markovič, M., Saje, M., Planinc, I., Bratina, S., On strain softening in finite element analysis of RC planar frames subjected to fire, *Engineering Structures*, 45, 349–361, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.06.032>, 2012.

Mathern, A., Yang, J., A Practical Finite Element Modeling Strategy to Capture Cracking and Crushing Behavior of Reinforced Concrete Structures, *Materials*, 14(3), 506, <https://doi.org/10.3390/ma14030506>, 2021.

Ogrin, A., Planinc, I., Bratina, S., A novel strain-based finite element family for mesh-independent analysis of the tensile failure of reinforced concrete bars, *Advances in Structural Engineering*, 25(3), 572–584, <https://doi.org/10.1177/13694332211058533>, 2022.

Pöttler, R., Swoboda, G. A., Nonlinear beam element for RC structures, *Communications in Applied Numerical Methods*, 3(5), 397–406, 1987.

Rabczuk, T., Akkermann, J., Eibl, J., A numerical model for reinforced concrete structures, *International Journal of Solids and Structures*, 42(5–6), 1327–1354, <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2004.07.019>, 2005.

Rabczuk, T., Zi, G., Bordas, S., Nguyen-Xuan, H., A geometrically non-linear three-dimensional cohesive crack method for reinforced concrete structures, *Engineering Fracture Mechanics*, 75(16), 4740–4758, <https://doi.org/10.1016/j.engfrac-mech.2008.06.019>, 2008.

SIST, SIST EN 1992-1-1:2005, Evrokod 2, Projektiranje betonskih konstrukcij-Del 1-1, Splošna pravila in pravila za stavbe, Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, 2005.

The MathWorks, Inc., Matlab R2016b, Natick, Massachusetts, USA, 2016.

Venkateswarlu, B., Gesund, H., Cracking and bond slip in concrete beams, *Journal of the Structural Division, ASCE*, 98(11), 2663–2685, 1972.

Yang, X. S., Lees, J. M., Morley, C. T., Modelling crack propagation in structures: Comparison of numerical methods, *Communications in Numerical Methods in Engineering*, 24(11), 1373–1392, <https://doi.org/10.1002/cnm.1038>, 2007.

ZVEZA DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE

vabi na

REDNO SKUPŠČINO,

ki bo v četrtek, 1. junija 2023, ob 13.00 uri,
v prostorih Gostilne Livada, Hladnikova 15, Ljubljana.

Skupščina bo obravnavala in sprejemala:

- poročilo o delu ZDGITS v letu 2022,
- poslovno poročilo ZDGITS za leto 2022 z bilanco stanja in izkazom poslovnega izida,
- letna programa za leti 2023 in 2024 in
- finančni načrt ZDGITS za leto 2023,
- razrešila organe ZDGITS in izvolila nove ter
- podelila priznanja zaslužnim in častnim članom ZDGITS.

Predsednik ZDGITS

Izr. prof. dr. Andrej Kryžanowski, univ. dipl. inž. grad.

FOTOREPORTAŽA GRADNJA BRVI ZA KOLESARJE ČEZ REKO SAVO V MEDVODAH



Slika 1. Premik primarne nosilne konstrukcije glavnega razpona, februar 2023 (Foto: prostovoljci ESC in Medvode).

Lokacija: sotočje Sore in Save v Medvodah

Investitor: Občina Medvode

Avtor zasnove mostu: dr. Jaka Zevnik, univ. dipl. inž. grad., ELEA iC, d. o. o.

Projektant: LUZ – Ljubljanski urbanistični zavod, d. d. (vodilni projektant), ELEA iC, d. o. o. (izdelava načrtov konstrukcije brvi)

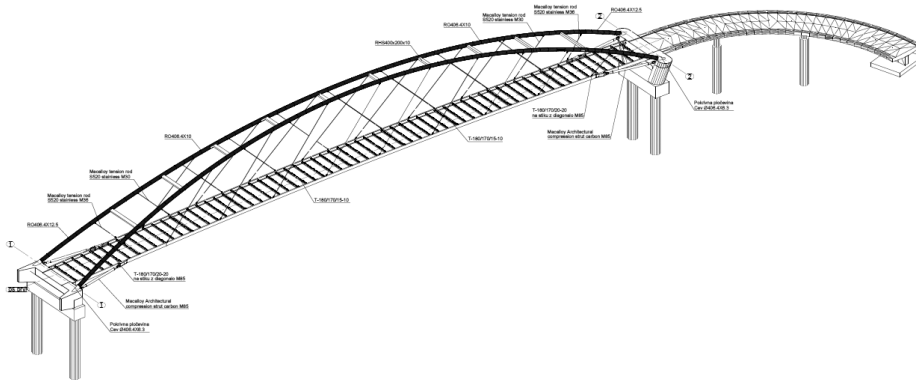
Izvajalec: V3, gradnja in inženiring, d. o. o., s partnerjem GARNOL, d. o. o., MKE, d. o. o. (jekleni del brvi), Javna razsvetljava, d. d. (razsvetljava)

Nadzor: Biro Veritas, d. o. o.

Vrednost projekta: 1,4 mio. EUR z DDV (objekt sofinancira EU – Kohezijski sklad in Ministrstvo za infrastrukturo)

Občina Medvode počasi zaključuje enega večjih investicijskih projektov, gradnjo Kolesarske poti Medvode–Pirniče–Vikrče. Projekt vključuje tudi izgradnjo brvi čez reko Savo v Medvodah pri knjižnici in občinski stavbi.

Brv je zasnovana kot ločna konstrukcija dolžine 83,20 m, ki je razmeroma vitka, saj znaša višina puščice 9,84 m, kar je 12 % razpona. Na loka je prek dveh linij mrežno razporejenih jeklenih vešalk obešena sovprežna prekladna konstrukcija skupne širine 4,5 m. Na levem bregu Save je zaradi višinske razlike glede na desni breg predvidena še 32,80 m dolga armiranobetonska priključna rampa s tremi razponi dolžine 9,8 m, 10,0 m in 11,46 m. Skupna dolžina brvi tako znaša 116,46 m.



Slika 2. Računalniški prikaz konstrukcije brvi čez reko Savo v Medvodah (povzeto iz projekta PZI).

Primarno nosilno konstrukcijo glavnega razpona predstavljata medsebojno povezana jeklena loka iz vroče valjanih cevi $406,4 \times 10$ mm. Na koncih obeh lokov se zaradi večjih obremenitev debelina stene poveča na 12,5 mm. Loka sta nagnjena, na sredini razpona znaša medsebojna osna razdalja 2,012 m, medtem ko razdalja med sidriščema na desnem in levem bregu znaša 7,178 m oziroma 7,000 m. Prečne povezave med loki so izvedene v obliki vroče valjanih pravokotnih škatlastih profilov. Tovrstna zasnova povečuje stabilnost konstrukcije.



Slika 3. Primarna nosilna konstrukcija glavnega razpona (Foto: Arhiv Občine Medvode).

Prekladno konstrukcijo sestavljata vzdolžna nosilca UPE400, ki sta med seboj povezana z varjenimi prečniki na medsebojnem razmaku 1,25 m. Na prečnike je položena trapezna pločevina v pozitivni legi, kar omogoča izvedbo betoniranja 176 mm debele sovprežne betonske plošče preklade brez začasnih podpor. Za zagotovitev strižne povezave med prečniki in ploščo so predvideni čepi premera 19 mm in višine 125 mm. Sovprežna plošča je vpeta v krajni opornik na desnem bregu in v armiranobetonsko priključno rampo, zato objekt nima dilatacij.

Podpori glavnega razpona ločne konstrukcije predstavljata že omenjeni krajni opornik na desnem bregu in steber v obliki črke V na levem bregu. Obe podpori sta globoko temeljeni na paru uvrtnih armiranobetonskih pilotov premera 120 cm in dolžine 8,00 m. Priključna rampa je podprta z dvema okroglima stebroma premera 60 cm ter točkovnim temeljem.

Vsak izmed stebrov je vpet v 6 m dolg uvrtn pilot premera 100 cm, točkovni temelj pa je sestavljen iz 3 m dolge stene, na kateri sloni priključna rampa, in temeljne plošče.

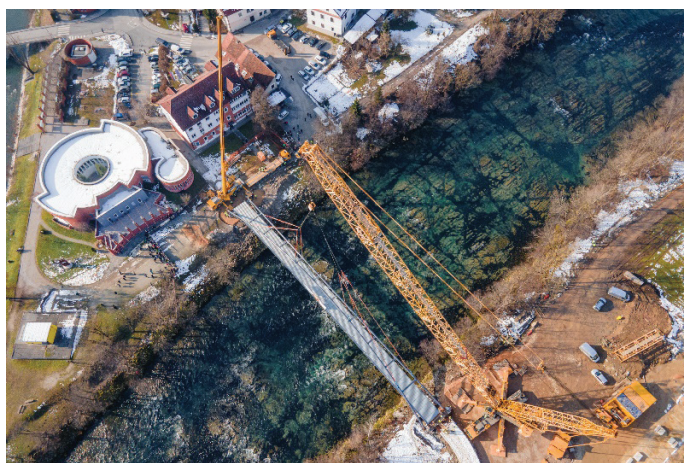
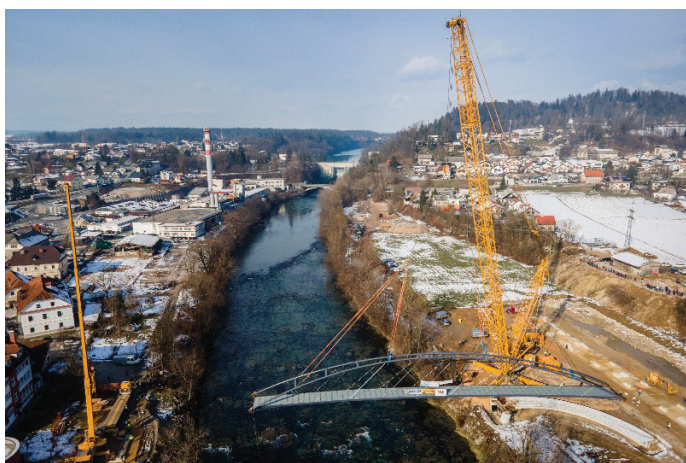


Slika 4 in 5. Izvajanje priključne rampe, maj 2022 (Foto: Arhiv Občine Medvode).

Segmenti jeklene konstrukcije glavnega razpona so bili izdelani v delavnici, in sicer v gabaritih, ki so omogočili transport po cesti. Končna montaža z varjenjem se je izvedla na delovnem platoju na levem bregu Save v neposredni bližini končne lokacije. Konstrukcija glavnega razpona teže 61 ton se je na končno lego namestila v začetku februarja s pomočjo dvigala Terex Demag TC 2800-1. To je dvigalo z rešetkasto roko, ki zmore dvigniti tovor s težo do 600 ton. Glavna roka dvigala je dolga do 138 metrov, maksimalna dolžina sistema pa znaša kar 192 metrov. Dele za sestavo dvigala je dostavilo kar 35 tovornih vozil.



Slika 6 do 8. Sestavljanje dvigala za premik primarne nosilne konstrukcije glavnega razpona, januar 2023 (Foto: Arhiv Občine Medvode).



Slika 9 in 12. Premik 61-tonske primarne nosilne konstrukcije glavnega razpona dne 2. 2. 2023 (Foto: prostovoljci ESC in Medvode).



Slika 13. Primarna nosilna konstrukcija glavnega razpona na končni legi, 2. 2. 2023 (Foto: Arhiv Občine Medvode).

Po premiku glavnega razpona na končno mesto je sledila integralizacija jeklenega loka in armiranobetonskih podpor. Ko bo beton dosegel zahtevano trdnost, bo izvajalec namestil še svetila na obeh lokih in ograjo z vgrajenimi svetilkami. Ko bodo vremenske razmere ustrezne, bo izvajalec na beton nanese še tlak na epoksidni osnovi. Predvidevamo, da bo izvajalec dela zaključil maja, ko bomo zaprosili za izdajo uporabnega dovoljenja. Uporabno dovoljenje pričakujemo v juniju in odprtje brvi ob občinskem prazniku v začetku julija.



Slika 14. Vgradnja armature v prekladni konstrukciji, marec 2023 (Foto: Arhiv Občine Medvode).



Slika 15. Zaključeno betoniranje desnega opornika, marec 2023 (Foto: Arhiv Občine Medvode).



Slika 16. Vizualizacija končnega videza projekta (ELEA iC, d. o. o.).

Avtorja: Matej Osolnik in Borut Comboši, Občina Medvode

NOVI DIPLOMANTI GRADBENIŠTVA

UNIVERZA V LJUBLJANI, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO IN GEODEZIJO

I. STOPNJA – UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI PROGRAM VODARSTVO IN OKOLJSKO INŽENIRSTVO

Jan Cvelfer Domadenik, Analiza presušitve rek v Sloveniji, mentorica prof. dr. Mojca Šraj, somentorica asist. dr. Mira Kobold;
<https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=144969>

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

Urška Ošep, Vpliv elementov zgornjega ustroja na degradacijo tira, mentor izr. prof. dr. Marijan Žura, somentorica viš. pred. dr. Darja Šemrov;
<https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=144776>

Luka Braz, Preizkušanje betona za sanacijo objektov Rupnikove linije, mentorica prof. dr. Violeta Bokan-Bosiljkov, somentor asist. Tilen Turk;
<https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=145058>

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

I. STOPNJA – VISOKOŠOLSKI STROKOVNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Marjeta Gregor, Dimenzioniranje armiranobetonskih elementov s programom IDEA StatiCa na osnovi metode CSFM, mentor doc. dr. Milan Kuhta, somentor doc. dr. Žiga Unuk;
<https://dk.um.si/lzpisGradiva.php?id=83852&lang=slv>

Timotej Trstenjak, Brezkontaktno določanje hitrosti toka vodotokov s pomočjo mobilnih aplikacij, mentor viš. pred. Matjaž Nekrep Perc, somentorica izr. prof. dr. Janja Kramer Stajnko;
<https://dk.um.si/lzpisGradiva.php?id=83904&lang=slv>

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

INTERDISCIPLINARNI ŠTUDIJ GOSPODARSKEGA INŽENIRSTVA – SMER GRADBENIŠTVO

I. STOPNJA – UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI PROGRAM

Mateja Pifer, zaključek študija brez zaključnega dela

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

22.-23.5.2023

SMARTINCS'23 - Conference on Self-Healing, Multifunctional and Advanced Repair Technologies in Cementitious Systems

Gent, Belgija

<https://smartincs.ugent.be/index.php/conference>

24.-25.5.2023

Dan ZBS 2023 – 20 let združenja

Lipica, Slovenija

www.zabeton.si

24.-26.5.2023

ICSCER 2023 - 7th International Conference on Structure and Civil Engineering Research

Madrid, Španija

www.icscer.org/

25.5.2023

Strokovni posvet DCM - Društva za ceste severovzhodne Slovenije »Razvoj javnega potniškega prometa v Sloveniji skozi naložbe v prometno infrastrukturo«

Maribor, Slovenija

www.dcm-svs.si

29.-31.5.2023

15th International Conference Underground Construction Prague 2023

Praga, Češka

www.ucprague.com/

7.-9.6.2023

17DECGE – 17th Danube - European Conference on Geotechnical Engineering

Bukarešta, Romunija

<https://17decge.ro/>

25.-28.6.2023

9ICEG - 9th International Congress on Environmental Geotechnics

Hania, Kreta, Grčija

www.iceg2022.org

26.-28.6.2023

NUMGE 2023 - 10th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering

London, Anglija

www.imperial.ac.uk/numerical-methods-in-geotechnical-engineering/

20.-23.8.2023

INTER-NOISE 2023 — 52nd International Congress and Exposition on Noise Control Engineering

Čiba, Japonska

<https://internoise2023.org>

3.-6.9.2023

IS-PORTO 2023 - 8th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials

Porto, Portugalska

<https://web.fe.up.pt/~is-porto2023/>

17.-20.9.2023

17th International Congress on Polymers in Concrete

Varšava, Poljska

<https://icpic23.org/>

17.-21.9.2023

12ICG - 12th International Conference on Geosynthetics

Rim, Italija

www.12icg-roma.org

18.-20.9.2023

FRC 2023 - 4th ACI-fib-RILEM Workshop on Fiber Reinforced Concrete: From Design to Structural Applications

Tempe, Arizona, ZDA

<https://faculty.engineering.asu.edu/frc2023>

18.-22.9.2023

ICCC 2023 — 16th International Congress on the Chemistry of Cement 2023

Bangkok, Tajska

www.iccc2023.org

21.-23.9.2023

ICCUE 2023 - 10th International Conference on Civil and Urban Engineering

Rim, Italija

www.iccue.org/

22.-24.9.2023

ICCPM 2023 — The 14th International Conference on Construction and Project Management

Peking, Kitajska

www.iccpm.org/

28.-30.9.2023

11th International Conference on Auditorium Acoustics 2023

Atene, Grčija

<https://auditorium2023.org/>

14.-17.11.2023

WLF6 - 6th World Landslide Forum

Firenze, Italija

<https://wlf6.org/>

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