





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

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

spletna izdaja ISSN 2536-4332.

Ljubljana, november 2020, letnik 69, str. 285-308

Izdajatelj:

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

Izdajateljski svet:

ZDGITS: **mag. Andrej Kerin**, predsednik
Dušan Jukič
prof. dr. Matjaž Mikoš
IZS MSG: **Jernej Mazij**
mag. Jernej Nučič
mag. Mojca Ravnikar Turk
UL FGG: **izr. prof. dr. Sebastjan Bratina**
UM FGPA: **doc. dr. Milan Kuhta**

Glavni in odgovorni urednik:

izr. prof. dr. Sebastjan Bratina

Lektor:

Jan Grabnar

Lektorica angleških povzetkov:

Romana Hudin

Tajnica:

Eva Okorn

Oblikovalska zasnova:

Mateja Goršič

Tehnično urejanje, prelom in tisk:

Kočevski 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

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

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

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

Navodila avtorjem za pripravo člankov in drugih prispevkov

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

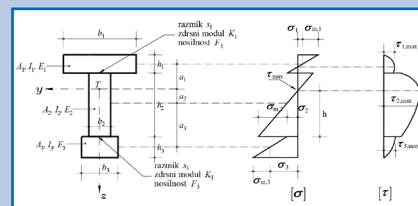
Vsebina • Contents

Članki • Papers

stran 286

asist. dr. Bojan Čas, univ. dipl. inž. grad.
**STRIŽNE NAPETOSTI V ELASTIČNIH DVOSLOJNIH
LESENIH NOSILCIH Z UPOŠTEVANJEM ZDRSA MED
SLOJEMA**

SHEAR STRESSES IN ELASTIC TIMBER COMPOSITE
TWO-LAYER BEAMS WITH INTERLAYER SLIPS



stran 296

asist. dr. Anita Ogrin, univ. dipl. inž. grad.
**KOMPOZITNE KONSTRUKCIJE IZ LESA IN BETONA V
POŽARU:**

**PREGLED LITERATURE S PRIMERJAVO
POENOSTAVLJENIH METOD**
TIMBER-CONCRETE COMPOSITE STRUCTURES IN
FIRE:

A LITERATURE REVIEW WITH COMPARISON OF
SIMPLIFIED METHODS



Novi diplomanti

Eva Okorn

Koledar prireditev

Eva Okorn

Slika na naslovnici: »tromostovje na Soči«, foto Peter Kante

STRIŽNE NAPETOSTI V ELASTIČNIH DVOSLOJNIH LESENIH NOSILCIH Z UPOŠTEVANJEM ZDRSA MED SLOJEMA

SHEAR STRESSES IN ELASTIC TIMBER COMPOSITE TWO-LAYER BEAMS WITH INTERLAYER SLIPS

asist. dr. Bojan Čas, univ. dipl. inž. grad.

bojan.cas@fgg.uni-lj.si

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo

in geodezijo,

Jamova 2, Ljubljana

Znanstveni članek

UDK/UDC: 624.011.1+624.042

Povzetek | V članku analiziramo vpliv zdrsa med slojema na mehansko obnašanje dvoslojnih kompozitnih prostorskih nosilcev. Podrobno nas zanima predvsem vpliv podajnosti stika slojev na razporeditev in velikost strižnih napetosti v prečnih prerezih dvoslojnih lesenih nosilcev. Strižne napetosti v slojih izračunamo na tri načine: (i) z razvitim matematičnim modelom in pripadajočimi analitičnimi rešitvami, (ii) z računsko metodo, kot jo predlaga veljavna zakonodaja s področja lesenih konstrukcij, standard Evrokod 5 (SIST, 2005), ter (iii) s predlagano modificirano enačbo omenjenega standarda za izračun strižnih napetosti. Primerjava razporeditve in velikosti strižnih napetosti v slojih je pokazala dobro ujemanje med rezultati matematičnega modela ter rezultati ustrezno modificirane enačbe standarda Evrokod 5 (SIST, 2005).

Ključne besede: 3D-nosilci, elastičnost, kompoziti, zdrs, les, analitična rešitev, strižne napetosti

Summary | This article focuses on three-dimensional two-layer composite beams with slips between the layers. The effect of contact stiffness on shear stresses in composite beam cross-section is studied in detail. Shear stresses are calculated by the application of: (i) a presented mathematical model with analytical solution, (ii) calculation method for layered timber beams with interlayer slips, as proposed by Eurocode 5 (SIST, 2005) and (iii) a suggested modified equation of the abovementioned standard for the calculation of shear stresses in timber composite beam cross-section. The comparison of the distribution and values of shear stresses in composite cross-section shows a good agreement of the results obtained by the presented mathematical model with the results calculated by the proposed modified Eurocode 5 (SIST, 2005) equation.

Key words: 3D beams, elasticity, composites, slip, timber, analytical solution, shear stress

1 • UVOD

Dandanes so slojevite kompozitne konstrukcije pogosto v uporabi v najrazličnejših aplikacijah vesoljske, avtomobilske, ladijske ter letalske industrije, pogosta pa je tudi njihova uporaba na področju gradbeništva. Uporabljene so predvsem zaradi njihovih odličnih

lastnosti, kot so ugodno razmerje med težo ter togostjo njihovih prečnih prerezov, dobra odpornost proti koroziji, njihova trajnost, toplotna izolativnost, požarna odpornost, možnost dušenja energije in številne druge. Značilne slojevite kompozitne konstrukcije oziroma kon-

strukcijski elementi, ki so uporabljeni v gradbeništvu, so sovprežne konstrukcije iz jekla in betona ali lesa in betona, slojevite lesene konstrukcije, lamelirane konstrukcije iz stekla, armiranobetonske konstrukcije, ojačane z doplepljanjem kovinskih lamel ali z vlakni ojačanih polimernih trakov in ploskovnih elementov. Do uporabe tovrstnih konstrukcij nas pripelje bodisi zasnova novih konstrukcij bodisi sanacijski postopki obstoječih dotrajanih in zastarelih

konstrukcij, pogosto pa tudi sami tehnološki pristopi pri gradnji.

Na podlagi navedenega ugotovimo, da je uporabnost slojevitih kompozitnih konstrukcij v gradbeništvu velika. Vendar njihova uporaba ni brezpogojna, saj je pogojena z materialno-tehničnimi lastnostmi slojev kot tudi lastnostmi stikovanja posameznih slojev kompozitnih konstrukcij. Potrebno togost stika med sloji kompozitnih konstrukcij dosežemo z uporabo ustreznih veznih sredstev. Ta se razlikujejo glede na vrsto uporabljenega materiala in glede na stopnjo povezanosti, ki jo zagotavljajo posameznemu stiku med sloji. V splošnem so sloji kompozitnih konstrukcij povezani tako, podajno ali pa so nepovezani. Običajno so sloji različnih materialov medsebojno povezani z diskretno razporejenimi mehanskimi veznimi sredstvi, kot so npr. mozniki, vijaki, žebliji, mogoča pa je tudi zvezna izvedba stikov z uporabo elastomernih ali viskoelastičnih materialov.

Večina povezav slojev v kompozitnih konstrukcijah je podajnih z določeno stopnjo togosti. To pomeni, da se ob deformiranju teh konstrukcij relativnim zamikom oziroma zdrsom med posameznimi sloji ne moremo izogniti. Glede na dejstvo, da podajnost povezave ter z njo povezani relativni zamiki slojev bistveno vplivajo na napetostno in deformacijsko stanje slojevitih kompozitnih konstrukcij, so tovrstne raziskave bistvene za pravilno razumevanje obnašanja teh konstrukcij.

Tako je bilo v preteklosti opravljenega veliko znanstvenoraziskovalnega dela z namenom boljšega razumevanja obnašanja slojevitih kompozitnih konstrukcij ob upoštevanju zdrsa med posameznimi sloji. To je zbrano v številnih objavah v znanstvenih revijah. Newmark

s sodelavci (Newmark, 1951) je med prvimi eksperimentalno analiziral sovprežne nosilce iz jekla in betona z upoštevanjem podajne povezave slojev. V svojih raziskavah so uporabili linearno Euler-Bernoullijevo teorijo nosilcev. Ugotovili so, da je za inženirsko analizo sovprežnih konstrukcij standardni račun z upoštevanjem togega stika dovolj natančen. Na podlagi tega dela je bilo razvito večje število analitičnih računskih modelov za analizo dvoslojnih nosilcev z upoštevanjem zdrsa med sloji. Goodman in Popov (Goodman, 1968), Girhammar in Gopu (Girhammar, 1993), Schnabl s sodelavci (Schnabl, 2007), Sousa in Silva (Sousa, 2010), Monetto (Monetto, 2015) ter Wu s sodelavci (Wu, 2016) so obravnavali slojevite kompozitne nosilce s podajno povezavo treh ali več slojev, Xu in Escedi s sodelavci ((Xu, 2013), (Escedi, 2016)) so obravnavali dvoslojne nosilce, pri katerih je bil zajet tudi vpliv strižnih deformacij skladno s Timoshenkovo teorijo nosilcev, Ranzi s sodelavci (Ranzi, 2006) je analiziral časovno odvisne vplive na obnašanje kompozitnih konstrukcij, Faraboschi (Faraboschi, 2009) in Campi s sodelavci (Campi, 2013) nelinearne ali bilinearne zakone stika, Kroflič ter Schnabl s sodelavci ((Kroflič, 2019), (Schnabl, 2013)) sta upoštevala možnosti razmika slojev, Girhammar (Girhammar, 2009) pa je analiziral dinamični odziv tovrstnih nosilcev.

Poleg analitičnih raziskav je bilo precej raziskovalnega napora vloženega v razvoj številnih računskih modelov za analizo obnašanja slojevitih kompozitnih nosilcev. Adekola (Adekola, 1986) ter Lin in sodelavci (Lin, 2017) so razvili končne elemente za analizo kompozitnih nosilcev, dinamično obnašanje tovrstnih konstrukcij sta obravnavala Shen in Lenci s

sodelavci ((Shen, 2011), (Lenci, 2012)), numerično analizo sovprežnih nosilcev iz jekla in betona pa sta predstavila Faella in Martinelli s sodelavci ((Faella, 2010), (Martinelli, 2012)).

Glede na dostopno znanstveno literaturo ocenjujemo, da sta le Challamel in Girhammar ((Challamel, 2012), (Challamel, 2013)) razvila analitično rešitev obnašanja prostorskih dvoslojnih kompozitnih nosilcev z upoštevanjem zdrsa med sloji. Analitična rešitev omenjenih avtorjev obravnava problematiko upogibnega in torzijskega uklona vzdolžno ter prečno podajno povezanih slojev kompozitnih nosilcev, izpostavljenih enakomerni upogibni obremenitvi.

V tem prispevku na kratko predstavimo razviti matematični model za analizo obnašanja prostorskih slojevitih kompozitnih nosilcev s podajno povezavo med sloji s pripadajočo analitično rešitvijo. Predstavljen je tudi pristop k analizi lesenih slojevitih nosilcev z upoštevanjem zdrsa med sloji skladno z veljavno zakonodajo, standardom za lesene konstrukcije Evrokod 5 (SIST, 2005). V nadaljevanju, upoštevaje osnove mehanike nosilcev, predlagamo modifikacijo enačbe iz navedenega standarda za izračun največje strižne napetosti v prečnem prerezu osrednjega lesenega elementa. Za značilni dvoslojni leseni kompozitni nosilec so v članku predstavljeni rezultati deformacijsko-napetostnega stanja razvitega matematičnega modela s poudarkom na poteku strižnih napetosti vzdolž stika slojev ter po slojevitem prečnem prerezu. Rezultati so primerjani z rezultati računskega postopka standarda Evrokod 5 (SIST, 2005) ter predlagano modificirano enačbo tega standarda za izračun strižnih napetosti v prečnih prerezi dvoslojnih lesenih nosilcev.

opišemo deformirano lego kompozitnega nosilca. V splošnem sta oba sloja prostorskega kompozitnega nosilca obremenjena z linijsko obtežbo $\mathcal{P}^i$ in linijsko momentno obtežbo $\mathcal{M}^i$ ($i = a, b$). Ta je sestavljena iz kontaktne obtežbe in zunanje obtežbe. Pomen uporabljenih oznak smo prikazali v preglednici 1.

2.2 Predpostavke matematičnega modela

Osnovne predpostavke pri izpeljavi osnovnih enačb predstavljenega matematičnega modela so:

1. prečni prerezi slojev kompozitnega nosilca zavzemajo prizmatično obliko, vgrajen material slojev je homogen, izotropen ter linearno elastičen,

2 • OSNOVNE ENAČBE

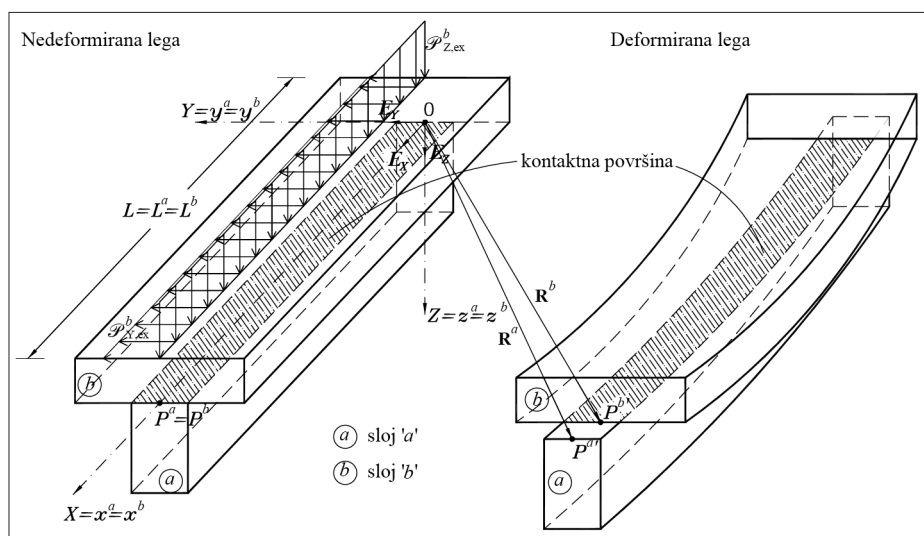
2.1 Uvod

Na sliki 1 sta prikazani osnovna nedeformirana in deformirana lega ravnega prostorskega dvoslojnega kompozitnega nosilca z začetno dolžino L . Sloja nosilca, ki sta lahko v splošnem iz poljubnega materiala, sta označena kot a in b . Oba sloja imata enaki začetni dolžini $L \equiv L_a \equiv L_b$, ter v splošnem različna, vendar konstantna prečna prereza prizmatične oblike površine A_x^a in A_x^b . Sloja kompozitnega nosilca sta medsebojno povezana s podajnim stikom zanemarljive debeline.

Dvoslojni kompozitni nosilec je obravnavan v desnosučnem kartezičnem koordinatnem sistemu s prostorskimi koordinatami X, Y, Z in ortnonormiranimi baznimi vektorji $\mathbf{E}_X, \mathbf{E}_Y, \mathbf{E}_Z$. Sloja a in b kompozitnega nosilca imata v nedeformirani legi skupno referenčno os, ki sovпада z globalno osjo X kartezičnega koordinatnega sistema. Referenčna os je v nedeformirani legi parametrizirana z naravnim parametrom x . Z materialnim koordinatnim sistemom x, y, z , ki v nedeformirani legi sovпада s koordinatami prostorskega koordinatnega sistema X, Y, Z ,

Oznake:		M_X^i, M_Y^i, M_Z^i	torzijski moment okoli osi X in upogibna momenta okoli osi Y in Z
A_X^i	površina prečnega prereza	p_X^i, p_Y^i	komponente vektorja napetosti na stiku slojev v smeri osi X in Y
b_c	širina stika	u^i, v^i, w	pomiki v smeri osi X, Y in Z
E^i	modul elastičnosti	$\omega_X, \omega_Y, \omega_Z^i$	zasuki okoli osi X, Y in Z
G^i	strižni modul	$\Delta u, \Delta v$	razlika pomikov v smeri osi X in Y
I_X^i	torzijski vztrajnostni moment glede na os X	Δ_X, Δ_Y	zdrsi v smeri osi X in Y
I_Y^i, I_Z^i	upogibni vztrajnostni moment glede na os Y in Z	$\mathcal{E}_{XX}^i$	specifična sprememba dolžine materialnega vlakna v smeri osi X
S_Y^i, S_Z^i	statični moment glede na os Y in Z	K_X, K_Y, K_Z^i	torzijska in upogibni ukrivljenosti okoli osi X, Y in Z
K_X, K_Y	togost stika v smeri osi X in Y	Nadpisano/podpisano:	
$\mathcal{P}_X^i, \mathcal{P}_Y^i, \mathcal{P}_Z^i, \mathcal{M}_X^i, \mathcal{M}_Y^i, \mathcal{M}_Z^i$	komponente linijske in linijske momentne obtežbe v smeri E_X, E_Y, E_Z	ex	zunanje
N_X^i, N_Y^i, N_Z^i	osna in prečni sili v smeri X, Y in Z	$i = a, b$	oznaka slojev

Preglednica 1 • Pomen oznak.



Slika 1 • Prikaz osnovne in deformirane lege dvoslojnega prostorskega kompozitnega nosilca s podajno povezavo slojev.

2. obnašanje vsakega izmed slojev opišemo z linearizirano Reissner-Simovo teorijo strižno nepodajnih prostorskih nosilcev (Simo, 1985),
3. sloja kompozitnega nosilca sta povezana s podajnim slojem zanemarljive debeline,
4. na stiku slojev se lahko pojavijo le zamiki, razslojevanje med slojema ni mogoče,

5. oblika in velikost prečnih prereзов kompozitnega nosilca se med deformiranjem ne spreminjajo,
6. zanemarjeni so toplotni vplivi, reološki pojavi, začetne zaostale napetosti, izbočitev prečnih prereзов,
7. lokalna ali globalna nestabilnost elementov je preprečena,
8. zdrsi med sloji kompozitnega nosilca so majhni.

2.3 Osnovne enačbe prostorskega dvoslojnega kompozitnega nosilca s podajno povezavo slojev

Osnovne matematične enačbe prostorskega dvoslojnega kompozitnega nosilca s podajno povezavo slojev so: (i) kinematične, (ii) ravnotežne ter (iii) konstitucijske enačbe s pripadajočimi statičnimi oziroma kinematičnimi robnimi pogoji vsakega izmed slojev. Zaradi (iv) veznih enačb, ki določajo povezavo med slojema, navedene skupine enačb niso neodvisne. V nadaljevanju dodamo oznakam količin indekse $(\bullet)^i$, kjer indeks $i = a, b$ označuje, kateremu izmed slojev količina pripada. Na podoben način je treba razumeti tudi oznako $(\bullet)' = d(\bullet)/dx$, ki predstavlja odvod količine $(\bullet)$ glede na materialno koordinato x . Glede na povedano, sestavlja posplošene ravnotežne enačbe dvoslojnega prostorskega elastičnega nosilca z upoštevanjem zdrsa med slojema sistem algebrskih in navadnih diferencialnih enačb z ustreznimi robnimi pogoji (Čas, 2018):

Kinematične enačbe:

$$u^a' - \mathcal{E}_{XX}^a = 0, \quad (1)$$

$$u^b' - \mathcal{E}_{XX}^b = 0, \quad (2)$$

$$v^a' - \omega_X^a = 0, \quad (3)$$

$$v^b' - \omega_X^b = 0, \quad (4)$$

$$w' + \omega_Y = 0, \quad (5)$$

$$\omega_X' - K_X = 0, \quad (6)$$

$$\omega_Y' - K_Y = 0, \quad (7)$$

$$\omega_Z^a' - K_Z^a = 0, \quad (8)$$

$$\omega_Z^b' - K_Z^b = 0. \quad (9)$$

Ravnotežne enačbe:

$$N_X^a' + \mathcal{P}_{X,ex}^a + K_X b_c \Delta u = 0, \quad (10)$$

$$N_X^b' + \mathcal{P}_{X,ex}^b - K_X b_c \Delta u = 0, \quad (11)$$

$$N_Y^a' + \mathcal{P}_{Y,ex}^a + K_Y b_c \Delta v = 0, \quad (12)$$

$$N_Y^b' + \mathcal{P}_{Y,ex}^b - K_Y b_c \Delta v = 0, \quad (13)$$

$$N_Z' + \mathcal{P}_{Z,ex}^a + \mathcal{P}_{Z,ex}^b = 0, \quad (14)$$

$$M_X' + \mathcal{M}_{X,ex}^a + \mathcal{M}_{X,ex}^b = 0, \quad (15)$$

$$M_Y' - N_Z + \mathcal{M}_{Y,ex}^a + \mathcal{M}_{Y,ex}^b = 0, \quad (16)$$

$$M_Z^a + N_Y^a + \frac{K_X b^3}{12} \Delta \omega_Z + \mathcal{M}_{Z,ex}^a = 0, \quad (17)$$

$$M_Z^b + N_Y^b - \frac{K_X b^3}{12} \Delta \omega_Z + \mathcal{M}_{Z,ex}^b = 0. \quad (18)$$

Konstitucijske enačbe:

$$N_X^a = E^a A_X^a \varepsilon_{XX}^a + E^a S_Y^a \kappa_Y = C_{11}^a \varepsilon_{XX}^a + C_{14}^a \kappa_Y, \quad (19)$$

$$N_X^b = E^b A_X^b \varepsilon_{XX}^b + E^b S_Y^b \kappa_Y = C_{22}^b \varepsilon_{XX}^b + C_{24}^b \kappa_Y, \quad (20)$$

$$M_X^a = G^a I_X^{eff} \kappa_X = C_{33}^a \kappa_X, \quad (21)$$

$$M_Y^a = E^a S_Y^a \varepsilon_{XX}^a + E^b S_Y^b \varepsilon_{XX}^b + E^a I_Y^{eff} \kappa_Y = C_{41}^a \varepsilon_{XX}^a + C_{42}^b \varepsilon_{XX}^b + C_{44}^a \kappa_Y, \quad (22)$$

$$M_Z^a = E^a I_Y^a \kappa_Z = C_{55}^a \kappa_Z, \quad (23)$$

$$M_Z^b = E^b I_Y^b \kappa_Z = C_{66}^b \kappa_Z. \quad (24)$$

Robni pogoji

pri $x = x^a = x^b = 0$:

$$\begin{aligned} U_1^a - u^a(0) &= 0 \quad \text{ali} \quad S_1^a + N_X^a(0) = 0, \\ U_1^b - u^b(0) &= 0 \quad \text{ali} \quad S_1^b + N_X^b(0) = 0, \\ U_2^a - v^a(0) &= 0 \quad \text{ali} \quad S_2^a + N_Y^a(0) = 0, \\ U_2^b - v^b(0) &= 0 \quad \text{ali} \quad S_2^b + N_Y^b(0) = 0, \\ U_3 - w(0) &= 0 \quad \text{ali} \quad S_3^a + S_3^b + N_Z(0) = 0, \\ U_4 - \omega_X(0) &= 0 \quad \text{ali} \quad S_4^a + S_4^b + M_X(0) = 0, \\ U_5 - \omega_Y(0) &= 0 \quad \text{ali} \quad S_5^a + S_5^b + M_Y(0) = 0, \\ U_6^a - \omega_Z^a(0) &= 0 \quad \text{ali} \quad S_6^a + M_Z^a(0) = 0, \\ U_6^b - \omega_Z^b(0) &= 0 \quad \text{ali} \quad S_6^b + M_Z^b(0) = 0, \end{aligned} \quad (25)$$

pri $x = x^a = x^b = L$:

$$\begin{aligned} U_7^a - u^a(L) &= 0 \quad \text{ali} \quad S_7^a - N_X^a(L) = 0, \\ U_7^b - u^b(L) &= 0 \quad \text{ali} \quad S_7^b - N_X^b(L) = 0, \\ U_8^a - v^a(L) &= 0 \quad \text{ali} \quad S_8^a - N_Y^a(L) = 0, \\ U_8^b - v^b(L) &= 0 \quad \text{ali} \quad S_8^b - N_Y^b(L) = 0, \\ U_9 - w(L) &= 0 \quad \text{ali} \quad S_9^a + S_9^b - N_Z(L) = 0, \\ U_{10} - \omega_X(L) &= 0 \quad \text{ali} \quad S_{10}^a + S_{10}^b - M_X(L) = 0, \\ U_{11} - \omega_Y(L) &= 0 \quad \text{ali} \quad S_{11}^a + S_{11}^b - M_Y(L) = 0, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U_{12}^a - \omega_Z^a(L) &= 0 \quad \text{ali} \quad S_{12}^a - M_Z^a(L) = 0, \\ U_{12}^b - \omega_Z^b(L) &= 0 \quad \text{ali} \quad S_{12}^b - M_Z^b(L) = 0. \end{aligned} \quad (26)$$

Vezne enačbe:

$$\Delta_X = \Delta u - y \Delta \omega_Z, \quad (27)$$

$$\Delta_Y = \Delta v, \quad (28)$$

$$p_X^a = -p_X^b = K_X \Delta_X, \quad (29)$$

$$p_Y^a = -p_Y^b = K_Y \Delta_Y, \quad (30)$$

kjer smo označili

$$\Delta u = u^b - u^a, \quad (31)$$

$$\Delta v = v^b - v^a, \quad (32)$$

$$\Delta \omega_Z = \omega_Z^b - \omega_Z^a, \quad (33)$$

$$I_X^{eff} = I_X^a + \frac{G^b}{G^a} I_X^b, \quad (34)$$

$$I_Y^{eff} = I_Y^a + \frac{E^b}{E^a} I_Y^b. \quad (35)$$

Sistem enačb (1)–(24) sestavlja 24 algebrskih in navadnih linearnih diferencialnih enačb prvega reda s konstantnimi koeficienti za ravno toliko neznanih funkcij koordinate x :

$$u^a, u^b, v^a, v^b, w, \omega_X, \omega_Y, \omega_Z^a, \omega_Z^b, \varepsilon_{XX}^a, \varepsilon_{XX}^b, \kappa_X, \kappa_Y, \kappa_Z^a, \kappa_Z^b, N_X^a, N_X^b, N_Y^a, N_Y^b, N_Z, M_X, M_Y, M_Z^a, M_Z^b.$$

V enačbah (25) in (26) smo z U_j^i ter S_j^i ($j=1, \dots, 12$) označili robne vrednosti kinematičnih in statičnih količin pri $x=0$ in $x=L$.

Osnovne enačbe dvoslojnega kompozitnega nosilca (1)–(24) lahko zapišemo tudi v obliki nepovezanega sistema dveh diferencialnih enačb višjega reda:

$$\Delta u''' - a_{11} \Delta u' - a_{12} = 0, \quad (36)$$

$$\Delta v''' - a_{21} \Delta v' - a_{22} \Delta v - a_{23} = 0. \quad (37)$$

Analično rešitev sistema enačb (36) in (37) izvednotimo s pomočjo programske opreme MATHEMATICA (Wolfram S., 2017). Dobljene rešitve zaradi velikosti ter njihove

kompleksnosti v pričujočem prispevku niso prikazane.

Strižne napetosti v prečnih prerezih vsakega izmed slojev prostorskega kompozitnega nosilca je mogoče izračunati s t. i. postopkom postprocesiranja ter na osnovi poznanih geometrijskih karakteristik nosilca, notranjih statičnih količin posameznega sloja, zunanjih obtežb slojev in znanih kontaktnih napetosti na stiku slojev kompozitnega nosilca (Srpčič, 2003). V nadaljevanju prikazujemo analitična izraza za izračun strižnih napetosti τ_{xz} v prečnem prerezu slojev kompozitnega nosilca, katerega prečna prereza sta pravokotne oblike, nosilec pa je obremenjen le s prečno linijsko obtežbo $\mathcal{P}_{Y,ex}^i$ in $\mathcal{P}_{Z,ex}^i$ ($i = a, b$).

$$\tau_{xz}^a(z) = \frac{1}{b^a} \left[\min(b^a, b^b) \left(-p_X^a \frac{\bar{A}_X^a(z)}{A_X^a} + p_X^a \right) - \left(N_Z^a - \min(b^a, b^b) p_X^a \frac{h^a}{2} \right) \frac{\bar{S}_Y^a(z)}{I_Y^a} - N_Y^a \frac{\bar{S}_Z^a(z)}{I_Z^a} \right], \quad (38)$$

$$\tau_{xz}^b(z) = \frac{1}{b^b} \left[\min(b^a, b^b) p_X^b \frac{\bar{A}_X^b(z)}{A_X^b} - \left(N_Z^b - \min(b^a, b^b) p_X^b \frac{h^b}{2} \right) \frac{\bar{S}_Y^b(z)}{I_Y^b} - N_Y^b \frac{\bar{S}_Z^b(z)}{I_Z^b} \right]. \quad (39)$$

Računsko analizo tovrstnih lesenih kompozitnih nosilcev omogoča tudi standard (SIST, 2005), kar predstavimo v nadaljevanju.

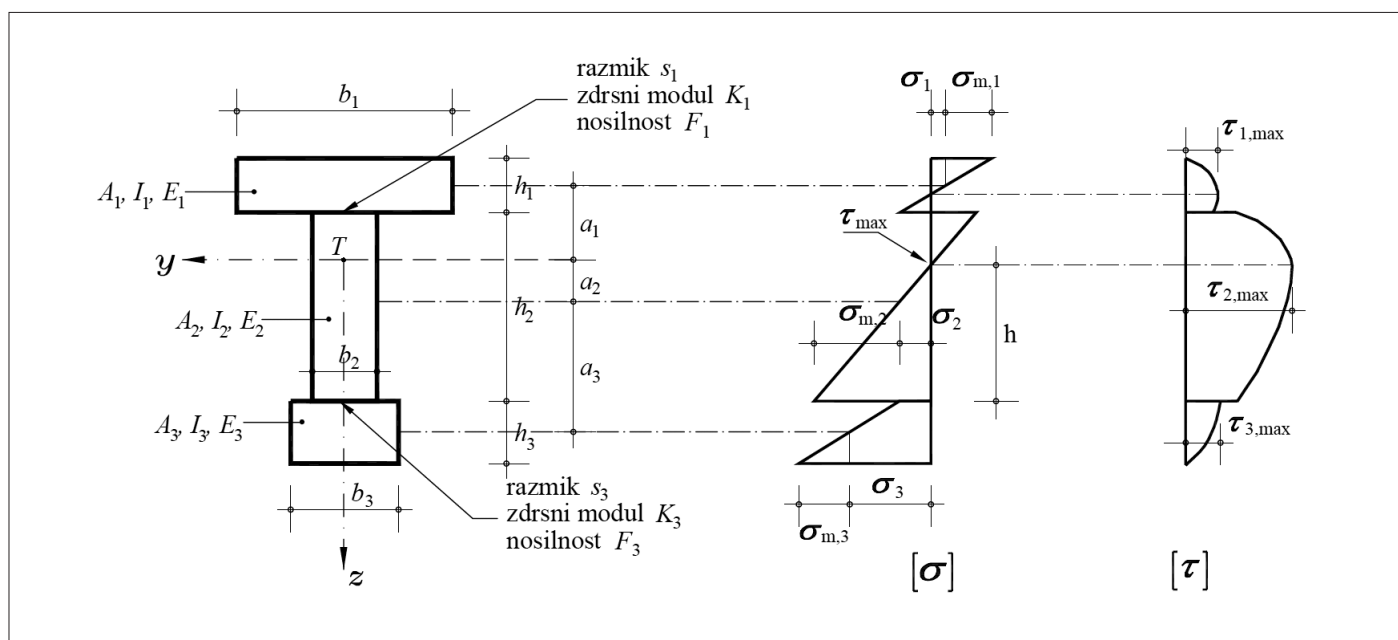
oznake slojev, potek normalnih in strižnih napetosti ter lego največje strižne napetosti v prečnem prerezu slojevitiga lesenega nosilca skladno s standardom Evrokod 5 (SIST, 2005). Metoda, kot je predstavljena v navedenem standardu, privzame, da podprerez z oznako 2 predstavlja osrednji prerez sestavljenega prečnega prereza, na katerega sta preko podajne stične površine, ki jo opiše parameter γ , priključena podprereza z oznako 1 in 3. V predhodnem poglavju smo oznake količin, ki pripadajo slojem kompozitnega nosilca, označili z nadpisanim indeksom $(\bullet)^i$, medtem ko

3 • ANALIZA LESENIH SLOJEVITIH NOSILCEV SKLADNO Z EVROKODOM 5 (SIST, 2005)

3.1 Splošno

V nadaljevanju predstavimo bistvene predpostavke in enačbe za analizo lesenih slojevitih nosilcev skladno z veljavno zakonodajo s področja lesenih konstrukcij Evrokod 5 (SIST, 2005). Predstavljena metoda omogoča inženirsko računsko analizo deformacijsko-napetostnega stanja dvo- ali trislojnih lesenih

nosilcev s podajno povezavo slojev in temelji na t. i. efektivni upogibni togosti sestavljenega prečnega prereza. S pomočjo parametra γ zajamemo vpliv podajnosti stika oziroma podajnosti veznih sredstev na upogibno togost sestavljenih nosilcev ($\gamma=0$ pomeni povsem podajno povezavo, $\gamma=1$ pa povsem toga). Na sliki 2 prikazujemo geometrijske ter materialne



Slika 2 • Geometrijske in materialne oznake slojev lesenega sestavljenega prereza skladno z Evrokod 5 (SIST, 2005) ter karakterističen potek normalnih in strižnih napetosti.

Evrokod 5 (SIST, 2005) uporablja podpisane indekse $(\bullet)_i$. Takšen način označevanja uporabimo tudi v nadaljevanju tega poglavja.

3.2 Efektivna upogibna togost sestavljenega lesenega prečnega prereza

Za izračun efektivne upogibne togosti sestavljenega lesenega prečnega prereza s podajno povezavo slojev je podana naslednja enačba:

$$EI_{ef} = \sum_i (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2), \quad (40)$$

kjer E_i predstavlja modul elastičnosti lesa vzporedno z vlakni, A_i površino, I_i pa upogibni vztrajnostni moment i -tega podprereza glede na njegovo težišče. a_i opiše oddaljenost težišča i -tega podprereza od težišča sestavljenega prereza, γ_i pa že omenjeno podajnost stika dveh sosednjih podprerezov. Pri tem se za osrednji podprerez slojevitnega nosilca, ki ga označuje indeks 2, privzame številčna vrednost $\gamma_2=1$. Oddaljenost težišča podprereza 2 od skupnega težišča sestavljenega prereza se izvede, kot sledi:

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2) - \gamma_3 E_3 A_3 (h_2 + h_3)}{2 \sum_i \gamma_i E_i A_i}. \quad (41)$$

Pri tem h_1 , h_2 in h_3 označujejo višine posameznih podprerezov slojevitnega nosilca.

Za podprereza označena z indeksoma $i=1$ in 3 se vrednost parametra γ , ki opisuje podajnost stika sosednjih podprerezov, izračuna po naslednji enačbi:

$$\gamma_i = \left(1 + \frac{\pi^2 E_i A_i s_i}{K_i L^2} \right)^{-1}, \quad (42)$$

kjer L opisuje razpon slojevitnega prostoležečega nosilca (za kontinuirne slojevite nosilce Evrokod 5 (SIST, 2005) predlaga efektivni razpon $0,8L$, za previsne nosilce pa $2L$, kjer L predstavlja dolžino razpona kontinuirnega nosilca oziroma dolžino previsa konzolnega nosilca), s_i je razmak veznih sredstev vzdolž stika podprerezov ter K_i modul zdrsa veznega sredstva (npr. za lesne vijake v mejnem stanju uporabnosti $K_i = K_{ser} = \frac{\rho_k^{1.5} d}{23} \left[\frac{N}{mm^2} \right]$).

$\rho_k \left[\frac{kg}{m^3} \right]$ je karakteristična gostota lesa, d [mm] pa premer veznega sredstva, v mejnem stanju nosilnosti $K_u = \frac{2}{3} K_{ser}$.

V primeru, da prečni prerez sestavljata le dva podprereza, v enačbi (41) upoštevamo $h_3=0$ ter $\gamma=0$.

3.3 Potek napetosti po sestavljenem lesenem prečnem prerezu

V nadaljevanju prikažemo izraze za izračun normalnih in največje strižne napetosti v sestavljenem lesenem prečnem prerezu ter izraz za izračun strižne napetosti na stiku slojev sestavljenega lesenega nosilca, kot jih predlaga standard Evrokod 5 (SIST, 2005).

3.3.1 Normalne napetosti

Z uporabo enačb

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i E_i a_i M_{Ed}}{EI_{ef}} \quad \text{in} \quad \sigma_{m,i} = \frac{0.5 E_i h_i M_{Ed}}{EI_{ef}} \quad (43)$$

izračunamo normalne napetosti. Pri tem je σ_i normalna napetost v težišču, $\sigma_i \pm \sigma_{m,i}$ pa normalna napetost na robovih i -tega podprereza.

3.3.2 Strižne napetosti

Največja strižna napetost v lesenem sestavljenem prerezu nastopi v njegovem težišču, torej na mestu, kjer so normalne napetosti enake 0. Izračunamo jo s pomočjo izraza:

$$\tau_{xz,MAX} = \frac{\gamma_3 E_3 A_3 a_3 + 0.5 E_2 b_2 h_2^2}{b_2 EI_{ef}} V_{Ed} \quad (44)$$

Števec v enačbi (44) predstavlja zmnožek elastičnih modulov lesa podprerezov ter statičnega momenta spodnje/zgornje polovice sestavljenega prečnega prereza glede na težišče sestavljenega prereza. Zaradi nerazumevanja izraza v števcu enačbe (44) in nedosegljivosti teoretičnih podlag, na osnovi katerih je bila ta enačba izpeljana, predlagamo, skladno z osnovami teorije mehanike nosilcev (Srpčič, 2003) ter ob sočasnem upoštevanju parametra γ_i , ki definira podajnost stika sosednjih podprerezov, modificirano enačbo za izračun največje strižne napetosti v težišču sestavljenega lesenega prereza, ki se glasi:

$$\tau_{xz,MAX,modificirano} = \frac{V_{Ed} S}{b I} = \frac{\gamma_1 E_1 S_1 + E_2 S_2}{b_2 E_{ef}} V_{Ed} = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 a_1 + 0,5 E_2 b_2 (0,5 h_2 - b_2)}{b_2 E_{ef}} V_{Ed} - \frac{a_2^2}{2} V_{Ed} \quad (45)$$

Z razumevanjem osnov enačbe (45) je mogoče izračunati strižno napetost τ_{xz} tudi v poljubnem vlaknu sestavljenega lesenega prečnega prereza.

4 • RAČUNSKI PRIMER

Na računskem primeru značilnega dvoslojnega lesenega kompozitnega nosilca predstavimo študijo vpliva podajnosti stika med slojema na strižne napetosti na stiku slojev ter v prečnih prerezih kompozitnega nosilca. Strižne napetosti, izračunane z razvitim matematičnim modelom z analitično rešitvijo, primerjamo s strižnimi napetostmi, ki jih izvednotimo z računsko metodo skladno z Evrokod 5 (SIST, 2005) ter predlagano modificirano enačbo tega standarda.

4.1 Osnovni podatki kompozitnega nosilca

Osnovne geometrijske in materialne podatke ter podatke o obtežbi obravnavanega dvoslojnega kompozitnega nosilca prikazujemo na sliki 3.

Obravnavani kompozitni nosilec pogosto zasledimo pri prenovah starejših objektov, kjer je mogoče obstoječim lesnim stropnikom dodati nov zgornji leseni ojačilni sloj medetažne konstrukcije. Leseni nosilec premošča razpon 500 cm in je obremenjen z enakomernima zvezno razporejenima prečnima obtežbama (stalna $g = 3.2 \text{ kN/m}^2$, spremenljiva $q = 2$

3.3.3 Strižna napetost na stiku podprerezov in strižna obremenitev veznih sredstev

Strižna napetost na stiku dveh sosednjih podprerezov se izračuna s pomočjo naslednje enačbe:

$$p_{x,i} = \tau_{xz,i} = \frac{\gamma_i E_i A_i a_i}{E_{ef} b_2} V_{Ed}, \quad (46)$$

posledično pa tudi strižna obremenitev posameznega veznega sredstva kot:

$$F_i = \tau_{xz,i} s_i b_2 = \frac{\gamma_i E_i A_i a_i s_i}{E_{ef}} V_{Ed} \quad (47)$$

($i=1$ za stik podprerezov 1 in 2, $i=3$ za stik podprerezov 2 in 3).

Pri tem dodajmo, da računska metoda skladno z Evrokodom 5 (SIST, 2005) omogoča le ravninsko obravnavo kompozitnega nosilca. Razviti matematični model pa omogoča, seveda ob upoštevanju omejitev predstavljenih v poglavju 2, kompozitni nosilec obravnavati prostorsko, torej z upoštevanjem ekscentričnega delovanja obtežb q_y in q_z . Da je v nadaljevanju mogoča primerjava nekaterih rezultatov, pridobljenih po obeh metodah, tudi v izračunih z razvitim matematičnim modelom, upoštevamo prijemališče obtežb q_y in q_z v težišču slojevitiga prečnega prereza, kot jih narekuje obravnava lesenih kompozitnih nosilcev skladno z Evrokodom 5 (SIST, 2005).

4.2 Največje strižne napetosti na stiku lesenih slojev

V preglednici 2 prikazemo, v odvisnosti od razmaka vgrajenih veznih sredstev vzdolž stika, poleg največje strižne napetosti na stiku lesenih slojev $p_{x,MAX}$, tudi mejno dovoljeno strižno napetost na stiku $p_{x,MEJNO}$, ki jo pogojuje nosilnost izbranega veznega sredstva (standardni lesni vijak 6/120 mm).

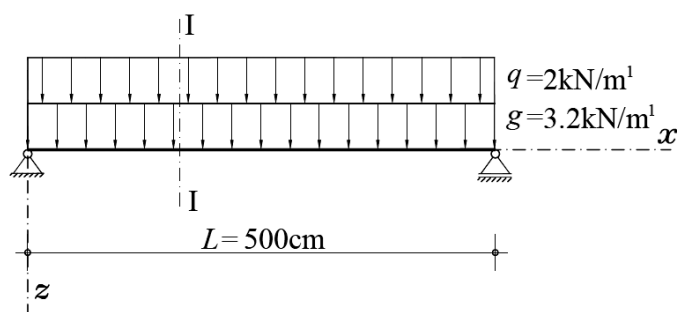
Računska analiza mejnega stanja nosilnosti skladno z Evrokod 5 (SIST, 2005) pokaže, da bi bilo treba vezna sredstva, vgrajena v dveh vzporednih vrstah, razporediti na medosnih

kN/m^2). V konkretnem računskem primeru predpostavimo, da navedeni obtežbi delujeta v smeri y in z , njuno prijemališče se nahaja na zgornjem desnem vogalu sestavljenega prereza, torej ekscentrično glede na težišče lesenega sestavljenega prereza (slika 3).

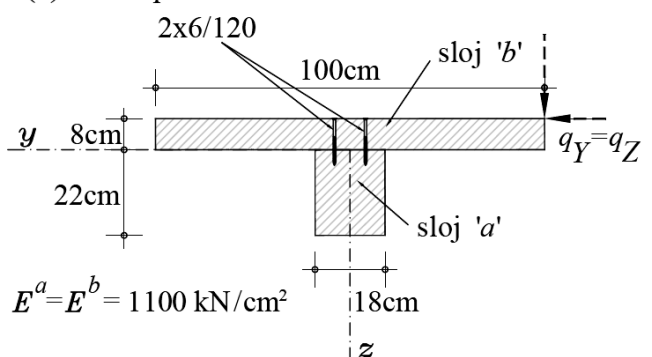
Prerez sestavljata lesena podprereza: (i) spodnji podprerez širine 18 cm in višine 22 cm ter (ii) zgornji podprerez širine 100 cm in višine 8 cm. Lesena sloja sta preko stične površine medsebojno povezana z vgrajenimi standardnimi lesnimi vijaki 6/120 mm, ki so vzdolž nosilca razporejeni na enakomernih medsebojnih razdaljah, v dveh vzporednih vrstah. Oba sloja nosilca sta izdelana iz lesa enakih mehanskih lastnosti, $E^a = E^b = 1100 \text{ kN/cm}^2$.

V nadaljevanju prikazemo rezultate analiz po računski metodi iz Evrokoda 5 (SIST, 2005) ter rezultate, dobljene z razvitim in v poglavju 2 predstavljenim matematičnim modelom za analizo slojevitih kompozitnih nosilcev. Primerjavo rezultatov obeh računskih postopkov opravimo za različne razporeditve veznih sredstev vzdolž stika lesenih slojev.

(a) Geometrija, obtežba in računski model



(b) Prečni prerez I-I:



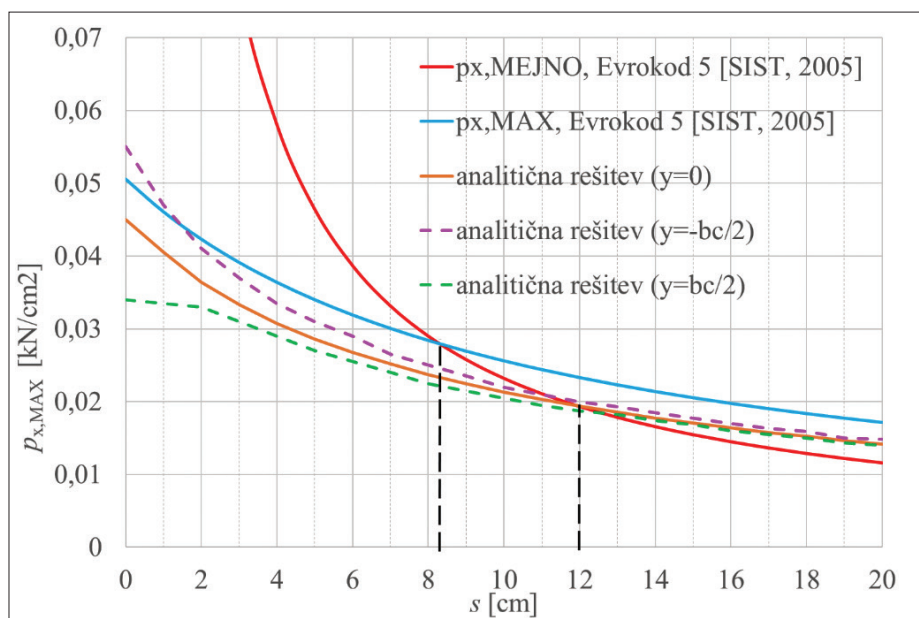
Slika 3 • Osnovni podatki obravnavanega dvoslojnega lesenega kompozitnega nosilca.

razmak veznih sredstev (cm)	(SIST, 2005)			Analitična rešitev	
	$p_{x,MEJNO}$ (kN/cm ²)	$p_{x,MAX}$ (kN/cm ²)	izkoriščenost VS (%)	$p_{x,MAX}$ (kN/cm ²)	izkoriščenost VS (%)
6	0,0387	0,0319	83	0,0268	69
8	0,0290	0,0284	98	0,0237	82
10	0,0232	0,0256	110	0,0213	92
12	0,0193	0,0233	121	0,0194	100
20	0,0116	0,0171	148	0,0171	147

Preglednica 2 • Strižne napetosti na stiku podprerezov ter izkoriščenost veznih sredstev (VS).

razdaljah 8 cm vzdolž osi slojevitega lesenega nosilca. Glede na rezultate razvitega matematičnega modela za analizo slojevitih nosilcev

Na sliki 4 so prikazane tudi največje strижne napetosti na stiku lesenih slojev, ki smo jih izvednotili z razvitim matematičnim modelom



Slika 4 • Strižne napetosti na stiku lesenih slojev, izračunane z razvitim matematičnim modelom in po metodi (SIST, 2005), v odvisnosti od razmaka veznih sredstev.

pa ugotavljamo, da bi bilo mogoče vezna sredstva vgraditi na večjih medosnih razdaljah vzdolž stika podprerezov, in sicer na medosnih razdaljah 12 cm. Če bi bila vezna sredstva razporejena skladno z Evrokod 5 (SIST, 2005), bi bila njihova izkoriščenost le 82 %.

Gornje ugotovitve prikažemo tudi na sliki 4. Odčitek presečišča krivulje $p_{x,MAX,Evrokod5(SIST,2005)}$ oziroma poteka rezultatov razvitega matematičnega modela s krivuljo dovoljenih mejnih vrednosti obremenitev veznih sredstev $p_{x,MEJNO,Evrokod5(SIST,2005)}$ na abscisni osi, podaja še dovoljen razmak veznih sredstev vzdolž stika slojev, da njihova nosilnost, skladno z Evrokod 5 (SIST, 2005), ni prekoračena.

na obeh robovih ter na sredini strične površine slojev. Še posebej pri manjših razmakih veznih sredstev je razvidno, da vrednost strижnih napetosti $p_{x,MAX}$ prečno na stik slojev, ni enakomerna.

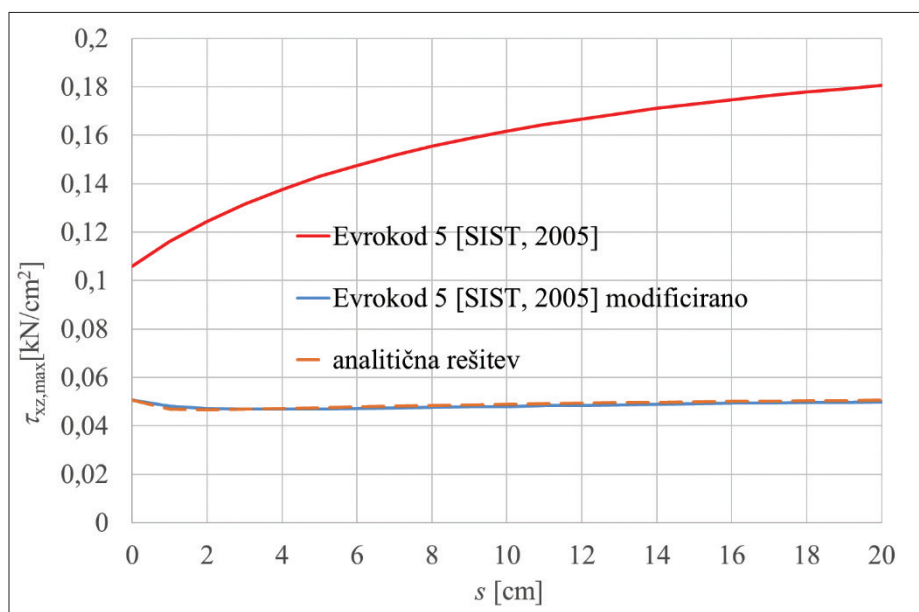
4.3 Največje strижne napetosti v prečnem prerezu slojevitega nosilca

V preglednici 3 primerjamo največje strижne napetosti v prečnem prerezu ob podpori slojevitega nosilca, izračunane skladno z enačbo (44) iz Evrokoda 5 (SIST, 2005), predlagano modifikacijo te enačbe (enačba(45)) ter največjo strижno napetost izvednoteno z razvitim matematičnim modelom za analizo slojevitih kompozitnih nosilcev. Največja strижna napetost nastopi v spodnjem podprerezu sestavljenega nosilca. Podamo tudi oddaljenost mesta največje strижne napetosti od strične površine slojev. Največje strижne napetosti ter njihovo lego prikažemo za različne razmake veznih sredstev vzdolž stika slojevitega nosilca.

Ugotavljamo, da se vrednosti največjih strижnih napetosti v lesenih podprerezih, izračunane z modificirano enačbo (45) po Evrokod 5 (SIST, 2005), ter vrednosti izvednotene z razvitim matematičnim modelom dobro ujemajo. Z uporabo osnovne enačbe (44) za izračun največjih strижnih napetosti skladno z Evrokod 5 (SIST, 2005) so vrednosti največjih strижnih napetosti nekajkrat višje kot v primeru uporabe modificirane enačbe (45). Ugotavljamo tudi, da legi največje strижne napetosti v primeru toge ter povsem podajne povezave slojev skladno z Evrokod 5 (SIST, 2005) ter razvitim matematičnim modelom praktično sovpadajo. Pri vmesnih togostih stika pa se lega največje strижne napetosti po metodi Evrokod 5 (SIST, 2005) nahaja nekoliko bližje stiku kot v primeru izračuna po predstavljenem matematičnem modelu z analitično rešitvijo.

razmak veznih sredstev s (cm)	(SIST, 2005)			Analitična rešitev	
	$\tau_{xz,MAX}$ (kN/cm ²)	$\tau_{xz,MAX}$ modificirano (kN/cm ²)	lega $\tau_{xz,MAX}$ (cm)	$\tau_{xz,MAX}$ (kN/cm ²)	lega $\tau_{xz,MAX}$ (cm)
toga povezava	0,1061	0,0507	1,0	0,0507	1,0
6	0,1476	0,0471	7,7	0,0478	8,8
8	0,1554	0,0476	8,5	0,0484	9,2
10	0,1617	0,0480	8,9	0,0489	9,4
12	0,1668	0,0485	9,2	0,0493	9,6
20	0,1805	0,0499	9,8	0,0506	10,1
povsem podajna povezava	0,2188	0,0547	11,0	0,0547	11,0

Preglednica 3 • Vrednosti in lega največje strижne napetosti v sestavljenem lesenem prerezu.

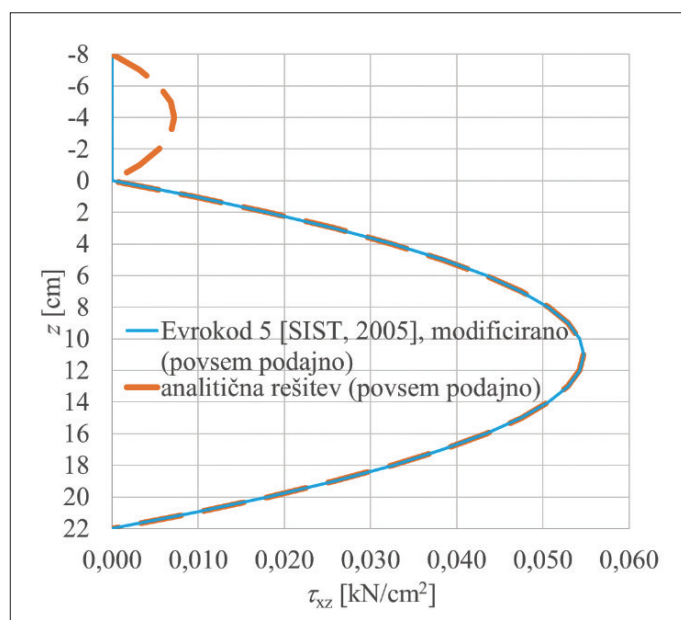
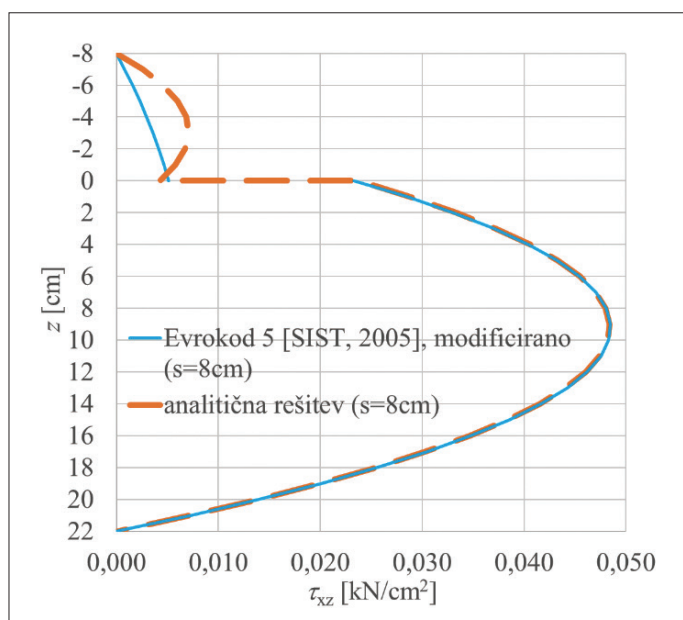


Slika 5 • Vrednost največje strižne napetosti v sestavljenem lesenem prečnem prerezu glede na predpostavljeni razmak veznih sredstev vzdolž stika slojev in uporabljeno računsko metodo.

Odstopanja v vrednostih največjih strižnih napetosti v sestavljenem lesenem prečnem prerezu obravnavanega kompozitnega nosilca, ki smo jih izračunali z računsko metodo

Evrokod 5 (SIST, 2005), s predlagano modificirano enačbo tega standarda (45) ter z razvitim matematičnim modelom predstavimo grafično tudi na sliki 5.

Vrednosti in potek strižnih napetosti po prečnem prerezu ob podpori slojevitega lesenega nosilca, izračunanih z modificirano enačbo (45) ter razvitim matematičnim modelom, za dva različna razmaka veznih sredstev vzdolž stika slojevitega nosilca prikažemo na slikah 6 in 7. Vrednosti ter razporeditev strižnih napetosti v spodnjem podprerezu lesenega slojevitega nosilca se dobro ujemajo. V zgornjem podprerezu pa opazimo bistvena odstopanja tako v vrednostih kot poteku strižnih napetosti. Ob uporabi modificirane enačbe za izračun strižnih napetosti (45) se izkaže, da v primeru povsem podajne povezave slojev, zgornji podprerez sploh ni strižno obremenjen. Takšni rezultati ne vzdržijo presoje osnov mehanike nosilcev (Srpčič, 2003). S pristopom k analizi slojevitih nosilcev, kot ga predlaga Evrokod 5 (SIST, 2005), kljub modifikaciji enačbe za izračun strižnih napetosti v prečnem prerezu (glej enačbo (45)), ta ni primerljiv s predstavljenim matematičnim modelom glede poteka strižnih napetosti v zgornjem podprerezu.



Slika 6, 7 • Vrednosti in potek strižnih napetosti po lesenih podprerezih skladno z modificirano enačbo (45) ter razvitim matematičnim modelom ($s = 8$ cm ter povsem podajna povezava slojev).

5 • SKLEP

V prispevku smo predstavili nov matematični model in pripadajočo analitično rešitev za analizo mehanskega obnašanja prostorskih

dvoslojnih kompozitnih nosilcev s podajno povezavo med slojema. Prikazali smo tudi računsko metodo za analizo ravninskih sloje-

vitih lesenih nosilcev s podajno povezavo slojev skladno s standardom Evrokod 5 (SIST, 2005) ter predlagali modificirano enačbo omenjenega standarda za izračun največjih strižnih napetosti v prečnih prerezih tovrstnih nosilcev.

Primerjavo predstavljenih računskih metod slojevitih nosilcev z upoštevanjem zdrsa med sloji smo izvedli na dvoslojnem lesenem prostoležečem nosilcu, ki je obremenjen z enakomerno ekscentrično zvezno prečno obtežbo. Pri tem smo se še posebej posvetili problematiki strižnih napetosti v prečnih prerezih slojevitiga lesenega nosilca. Ugotavljamo, da:

– so izračunane največje strižne napetosti v prečnem prerezu lesenega slojevitiga nosilca skladno s standardom za lesene konstrukcije Evrokod 5 (SIST, 2005) tudi do nekajkrat večje, kot so izračunane strižne napetosti s predstavljenim matematičnim modelom,

- je predlagana modificirana enačba standarda Evrokod 5 (SIST, 2005) za izračun največjih strižnih napetosti v prečnem prerezu lesenega slojevitiga nosilca bistveno natančnejša, kot je osnovna enačba omenjenega standarda,
- se z uporabo omenjene modificirane enačbe po standardu Evrokod 5 (SIST, 2005) potek strižnih napetosti v osrednjem prerezu slojevitiga lesenega nosilca praktično povsem sklada s potekom strižnih napetosti, kot jih izračunamo z razvitim matematičnim modelom,
- navedenega v predhodni alineji ne moremo trditi za podprereze lesenih slojevitih nosilcev, ki so podajno povezani

z osrednjim podprerezom slojevitiga nosilca,

- bi glede na rezultate razvitega matematičnega modela bilo mogoče vezna sredstva vzdolž stika slojev razporediti na večjih medsebojnih oddaljenostih, kot nakazujejo rezultati računskih analiz po Evrokodu 5 (SIST, 2005).

Dodajamo tudi, da je prikazani matematični model z analitično rešitvijo mogoče uporabiti tudi za verifikacijo drugih razvitih računskih metod in modelov za obravnavo deformacijsko-napetostnega stanja prostorskih dvoslojnih kompozitnih nosilcev z upoštevanjem zdrsa med slojema.

6 • ZAHVALA

Predstavljeni rezultati so pridobljeni v sklopu dela programske skupine Mehanika konstrukcij (P2-0260), ki ju financira Javna agencija za raziskovalno dejavnost Republike Slovenije. Za finančno pomoč se jih iskreno zahvaljujemo.

7 • LITERATURA

- Adekola, A., Partial interaction between elastically connected elements of a composite beam, *International Journal of Solids and Structures*, 4:1125–35, 1986.
- Campi, F., Monetto, I., Analytical solutions of two-layer beams with interlayer slip and bi-linear interface law, *International Journal of Solids and Structures*, 50:687–98, 2013.
- Challamel, N., Girhammar, U.A., Lateral-torsional buckling of vertically layered composite beams with interlayer slip under uniform moment, *Engineering Structures*, 34:505–13, 2012.
- Challamel, N., Girhammar, U.A., Lateral-torsional buckling of partially composite horizontally layered or sandwich-type beams under uniform moment, *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, 139(8):1047–64, 2013.
- Čas, B., Planinc, I., Schnabl, S., Analytical solution of three-dimensional two-layer composite beam with interlayer slips, *Engineering Structures*, 173:269–82, 2018.
- Ecsedi, I., Baksa, A., Analytical solution for layered composite beams with partial shear interaction based on Timoshenko beam theory, *Engineering Structures*, 115:107–17, 2016.
- Faella, C., Martinelli, E., Nigro, E., Steel-concrete composite beams in partial interaction: closed-form exact expression on the stiffness matrix and the vector of equivalent nodal forces, *Engineering Structures*, 32:2744–54, 2010.
- Foraboschi, P., Analytical solution of two-layer beam taking into account nonlinear interlayer slip, *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, 135(10):1129–46, 2009.
- Girhammar, U.A., Gopu, V.K.A., Composite beam-columns with inter-layer slip-exact analysis, *Journal of Structural Engineering ASCE*, 199(4):1265–82, 1993.
- Girhammar, U.A., A simplified analysis method for composite beams with interlayer slip, *International Journal of Mechanical Sciences*, 51:515–30, 2009.
- Goodman, J.R., Popov, E.P., Layered beams systems with inter-layer slip, *Journal of the Structural Division ASCE*, 94(11):2535–47, 1986.
- Kroflič, A., Planinc, I., Saje, M., Čas, B., Analytical solution of two-layer beam including interlayer slip and uplift, *Structural Engineering and Mechanics*, 34(6):667–83, 2010.
- Lenci, S., Clementi, F., Effects of shear stiffness, rotatory and axial inertia, and interface stiffness on free vibrations of a two-layer beam, *Journal of Sound and Vibration*, 331:5247–67, 2012.

- Lin, J.P., Wang, G., Bao, G., Xu, R., Stiffness matrix for the analysis and design of partial- interaction composite beams, *Construction and Building Materials*, 156:761–72, 2017.
- Martinelli, E., Nguyen, Q.H., Hjjaj, M., Dimensionless formulation and comparative study of analytical models for composite beams in partial interaction, *Journal of Constructional Steel Research*, 75:21–31, 2012.
- Monetto, I., Analytical solutions of three-layer beams with interlayer slip and step-wise linear interface law, *Composite Structures*, 120:534–51, 2015.
- Newmark, N.M., Siest, C.P., Viest, C.P., Test and analysis of composite beams with in- complete interaction, *Proceedings of the Society for Experimental Stress Analysis*, 1:75–92, 1951.
- Ranzi, G., Bradford, M.A., Analytical solutions for the time-dependent behaviour of composite beams with partial interaction, *International Journal of Solids and Structures*, 43:3770–93, 2006.
- Schnabl, S., Saje, M., Turk, G., Planinc, I., Analytical solution of two-layer beam taking into account interlayer slip and shear deformation, *Journal of Structural Engineering ASCE*, 133(6):886–94, 2007.
- Schnabl, S., Planinc, I., Exact buckling loads of two-layer composite Reissner's columns with interlayer slip and uplift, *International Journal of Solids and Structures*, 50:30–7, 2013.
- Shen, X., Chen, W., Wu, Y., Xu, R., Dynamic analysis of partial-interaction composite beams, *Composites Science and Technology*, 71:1286–94, 2011.
- Simo, J.C., A finite strain beam formulation. The three-dimensional dynamic problem, Part I, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 49:55–70, 1985.
- SIST, SIST EN 1995-1-1:2005, Evrokod 5: Projektiranje lesenih konstrukcij-1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe, 2005.
- Sousa, J.B.M., Silva, A.R., Analytical and numerical analysis of multilayered beams with interlayer slip, *Engineering Structures*, 32:1671–80, 2010.
- Srpčič, S., *Mehanika trdnih teles*, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, 2003.
- Wolfram, S., *Mathematica*, Addison-Wesley Publishing Company, 2017.
- Wu, P., Zhou, D., Liu, W., Wan, L., Liu, D., Elasticity solution of two-layer beam with a viscoelastic interlayer considering memory effect, *International Journal of Solids and Structures*, 94–95:76–86, 2016.
- Xu, R., Wang, G., Bending solutions of the Timoshenko partial-interaction composite beams using Euler-Bernoulli solutions, *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, 139(11):1881–5, 2013.

KOMPOZITNE KONSTRUKCIJE IZ LESA IN BETONA V POŽARU: PREGLED LITERATURE S PRIMERJAVO POENOSTAVLJENIH METOD TIMBER-CONCRETE COMPOSITE STRUCTURES IN FIRE: A LITERATURE REVIEW WITH COMPARISON OF SIMPLIFIED METHODS

asist. dr. Anita Ogrin, univ. dipl. inž. grad.

anita.ogrin@fgg.uni-lj.si

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

Znanstveni članek

UDK/UDC: 614.841.33:624.016

Povzetek | V članku najprej predstavljamo najpomembnejše izsledke eksperimentalnih raziskav s področja kompozitnih konstrukcij iz lesa in betona v požaru in pregled poenostavljenih metod za določanje njihove požarne odpornosti. V drugem delu prispevka pa s prikazom dejanskega izračuna izvedemo primerjavo postopka določitve požarne odpornosti kompozitnega nosilca iz lesa in betona po dveh izmed obstoječih poenostavljenih metod. Pri tem se osredotočimo na pomembnejše razlike v postopku, na oceno zahtevnosti postopka in seveda na primerjavo dobljenih rezultatov. Namen celotnega prispevka je bralcu približati odziv vedno bolj priljubljenih kompozitnih konstrukcij iz lesa in betona v požarnem projektnem stanju, ki sicer v trenutno veljavnih Evrokodih še niso zajete, pripravljajo pa se njihova vključitev v prihodnje izdaje standardov.

Ključne besede: kompozitne konstrukcije, les, beton, požar, pregled literature, primerjava poenostavljenih metod, računski primer

Summary | The article begins with the presentation of the most important findings of experimental investigations on timber-concrete composite structures in fire, together with an overview of simplified methods for the determination of fire resistance of timber-concrete composite elements. In the second part of the article, a worked example of calculation of the fire resistance of a timber-concrete composite beam is given. Here, two of the existing simplified methods are used and thus compared. The focus is on the most notable differences between both procedures, on the assessment of their complexity and on the comparison of the obtained results. The aim of the entire article is to provide the reader with information on the response of increasingly popular timber-concrete composite structures in fire, which are somewhat overlooked in the currently active Eurocodes, although their inclusion in future editions of European standards is already in preparation.

Key words: composite structures, timber, concrete, fire, literature review, comparison of simplified methods, worked example

1 • UVOD

Z vgradnjo kompozitnih konstrukcijskih elementov iz lesa in betona lahko ob ustreznem dimenzioniranju učinkovito izkoristimo pred-

tudi nekaj izjem, tako imenovanih obrnjenih kompozitnih elementov, kjer sta poziciji lesene in betonske komponente kompozitnega nosil-

terialoma tudi v obliki večje duktilnosti. Poleg duktilnosti pa mora izvedba stika zagotavljati še zadostni togost in nosilnost. Med najbolj toge, a hkrati najmanj duktilne izvedbe stikov med lesom in betonom spadajo lepljeni stiki in stiki z betonskimi »čepi« (tj. stiki, kjer je beton zalit v za to pripravljene plitke utore v



Slika 1 • Most čez reko Agger v Nemčiji (levo) (Miebach Ingenieurbüro, 2014) in LCT ONE, Dornbirn, Avstrija (desno) (CREE, 2012).

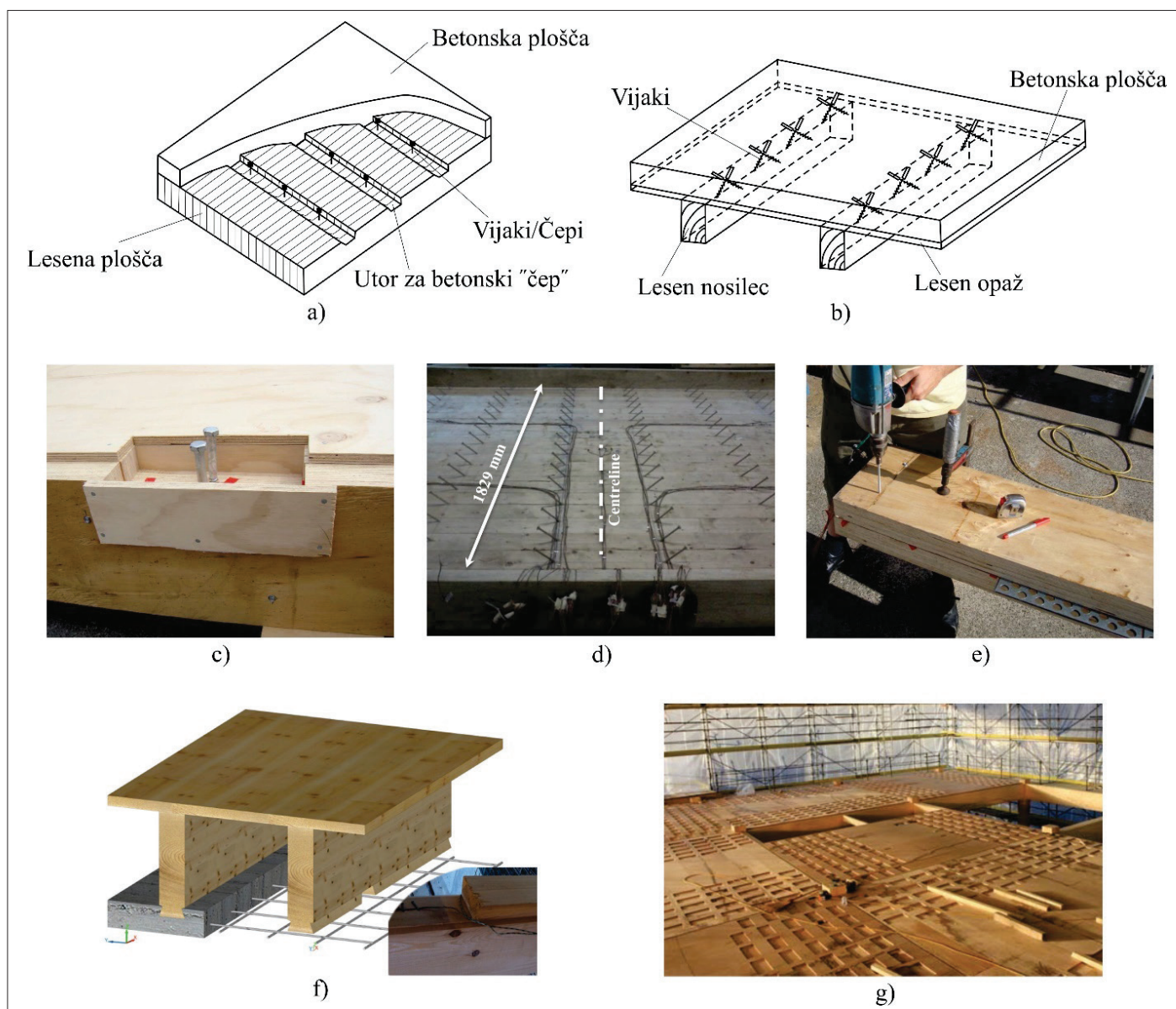
nosti obeh materialov in obenem zmanjšamo vpliv njunih pomanjkljivosti na odziv celotne konstrukcije. Les ima v primerjavi z betonom večjo natezno trdnost, zato je običajno uporabljen na natezno obremenjeni strani kompozitnega elementa. Tlačno obremenjena stran kompozitnega elementa pa je običajno iz betona, ki ima občutno večjo tlačno trdnost od lesa. V nadaljevanju članka sicer prikažemo

ca zamenjani. Prednosti kompozitnih konstrukcijskih elementov iz lesa in betona pred podobno nosilnimi, izključno lesenimi elementi so še boljša zvočna izolativnost, večja togost in manjše dimenzije. Pred podobno nosilnimi, izključno betonskimi konstrukcijskimi elementi pa imajo kompozitni elementi iz lesa in betona prednost v obliki manjše lastne teže elementa ter ob ustrezni izvedbi stika med obema ma-

leseni komponenti kompozitnega nosilca). Za najmanj togo in hkrati najbolj duktilno izvedbo stika se je izkazala izvedba z navpičnimi jeklenimi čepi oz. vijaki. Srednji nivo duktilnosti in togosti pa izkazujejo stiki, izvedeni z ježastimi ploščami, poševno vgrajenimi jeklenimi vijaki, in stiki, ki kombinirajo betonske čepe z navpičnimi jeklenimi vijaki (Dias, 2011). Ne glede na izvedbo stika je zaradi deformabil-



Slika 2 • Železnikarjeva hiša v Slovenj Gradcu (levo) (Koroški pokrajinski muzej, 2020) in Kazina v Ljubljani (desno) (Arhitekturni vodnik, 2020).



Slika 3 • Različni sistemi kompozitnih konstrukcij iz lesa in betona; a) kompozitna plošča z vijaki in betonskimi »čepi« (Frangi, 2001) b) kompozitni nosilec s križno nameščenimi vijaki (Frangi, 2001), c) utor v leseni stojini za betonski »čep« z vijakom (O'Neill, 2009), d) poševno nameščenji vijaki v leseni plošči (Dagenais, 2016), e) perforirana pločevina/ježasta plošča v dvojnem lesenem nosilcu – stojini (O'Neill, 2009) f) obrnjen kompozitni nosilec (Meena, 2014), g) lesena plošča z utori za betonske »čepe« (Klippel, 2016).

nosti lesa in veznih sredstev popolnoma tog stik med lesom in betonom v praksi neizvedljiv. Posledica tega je relativni zamik oziroma zdrs betonske in lesene komponente, kar vpliva na skupno nosilnost in pomike kompozitnega konstrukcijskega elementa.

Kompozitni konstrukcijski elementi iz lesa in betona so običajno uporabljeni kot vodoravni, upogibno obremenjeni deli nosilne konstrukcije; najpogostejše kot medetažna konstrukcija (bodisi pri renovaciji kulturne dediščine bodisi pri novogradnjah), najdemo pa jih tudi med primarnimi nosilnimi konstrukcijami nekaterih novejših mostov. Primer takega mostu je

most čez reko Agger v Nemčiji iz leta 2014 (Miebach Ingenieurbüro, 2014), primer osemnadstropne poslovno-stanovanjske novogradnje z medetažno konstrukcijo iz kompozitnih elementov iz lesa in betona pa je LifeCycle Tower ONE (LCT ONE), zgrajen leta 2012 v Avstriji (CREE, 2012).

V Sloveniji kompozitne konstrukcije iz lesa in betona za zdaj večinoma predstavljajo renovirani objekti kulturne dediščine, na primer obnovljena meščanska vila v Slovenj Gradcu, tako imenovana Železnikarjeva hiša (STYRIA ARHITEKTURA, 2019) in obnovljena Kazina v Ljubljani (STYRIA ARHITEKTURA, 2017).

V splošnem ločimo dva tipa kompozitnih konstrukcijskih elementov iz lesa in betona: (i) kompozitni nosilci so sestavljeni iz lesene stojine ter betonske pasnice (leseni del je torej ožji od betonskega) in (ii) kompozitne plošče, kjer sta tako leseni kot betonski del enake širine. Na sliki 3 prikazujemo različne sisteme kompozitnih konstrukcij iz lesa in betona, vključno z detajlnim prikazom različnih izvedb stika med lesom in betonom.

Vedno večja priljubljenost kompozitnih konstrukcij iz lesa in betona v kombinaciji z mnogo različnimi možnimi izvedbami stika med lesom in betonom se odraža v številnih

eksperimentalnih raziskavah in razvoju poenostavljenih ter naprednih računskih modelov. Pregled raziskav s področja kompozitnih konstrukcij iz lesa in betona v običajnih temperaturnih pogojih sta pripravila že Ceccoti (Ceccoti, 2002) in Yeoh s sodelavci (Yeoh, 2011), najnovejši pregled pa je nastal v okviru COST akcije FP1402 z namenom priprave novega Evrokoda, EN 1995-1-3, v katerem bo obravnavano projektiranje kompozitnih konstrukcij iz lesa in betona (Dias, 2018).

Posebno pozornost pri projektiranju je tudi pri kompozitnih konstrukcijah iz lesa in betona treba posvetiti zagotavljanju požarne varnosti. V lesenih elementih, ki so izpostavljeni temperaturam nad 300 °C pride do pojava oglenenja, ki ima za posledico zmanjševanje prečnega

prereza lesenega elementa. V delih lesenega elementa, kjer temperatura še ni dosegla 300 °C, pa pride do zmanjšanja nosilnosti in togosti materiala. Nosilnost in togost se ob povišanih temperaturah zmanjšujeta tudi pri betonskih elementih, kjer se dodatno pojavi še možnost eksplozivnega luščenja zunanje plasti betona. Visoke temperature v primeru požara torej močno vplivajo na obnašanje celotnega kompozitnega konstrukcijskega elementa iz lesa in betona, saj, poleg tega da spreminjajo lastnosti in dimenzije lesenega in betonskega dela, vplivajo tudi na obnašanje stika med njima. Podroben pregled raziskav na temo kompozitnih konstrukcij iz lesa in betona v pogojih požara s poudarkom na eksperimentalnih raziskavah in kratkim pregledom obstoječih poenostavljenih računskih

metod je nastal v okviru COST akcije FP1404 (Hozjan, 2019), ob dopolnitvi s pregledom tekočih raziskav s tega področja v Sloveniji pa je bil tudi na kratko predstavljen v Zborniku 41. zborovanju gradbenih konstruktorjev Slovenije (Ogrin, 2019).

V članku najprej povzamemo najpomembnejše izsledke eksperimentalnih raziskav kompozitnih konstrukcij iz lesa in betona v požaru, temu pa sledi podrobnejši pregled poenostavljenih metod za določanje njihove požarne odpornosti. Prispevek zaokrožuje računsko primerjava dveh izmed obstoječih poenostavljenih metod za določanje požarne odpornosti kompozitnih nosilcev iz lesa in betona na primeru kompozitnega nosilca, ki je bil dimenzioniran glede na običajne temperaturne pogoje.

2 • PREGLED EKSPERIMENTALNIH RAZISKAV

2.1 Kompozitni nosilci iz lesa in betona v požaru

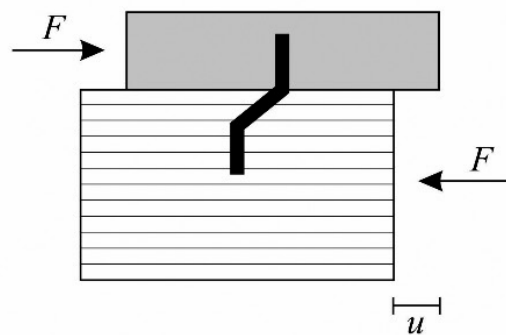
Med eksperimentalnimi raziskavami kompozitnih konstrukcijskih elementov iz lesa in betona v požaru po številu izvedenih eksperimentov izrazito prednjačijo raziskave kompozitnih nosilcev. Na ETH Zürich v Švici so tako pri

pri sobni temperaturi ((Frangi, 2001), (Frangi, 2003), (Frangi, 2010)). Testi so obsegali vzorce z lesenim delom ali iz masivnega ali iz lepljenega lameliranega lesa, stik z betonsko ploščo pa je bil izveden ali z navpičnimi jeklenimi čepi v nizkih utorih ali pa s križno postavljenimi vijaki pod kotom 45°. Spodnja

Stik med lesom in betonom je bil izveden ali z betonskimi čepi in navpičnimi jeklenimi vijaki ali pa z jekleno pločevino, ki je bila na zgornjem delu (za stik z betonom) izvedena kot perforirana pločevina, na spodnjem delu (za stik z lesom) pa kot ježasta plošča. Izvedli so 43 požarnih testov na preizkušancih manjših dimenzij in dva požarna testa s po dvema preizkušancema večjih dimenzij z različnima izvedbama stika ((O'Neill, 2009), (O'Neill, 2011), (O'Neill, 2014)).



a)



b)

Slika 4 • Stržno porušeno stik med lesom in betonom, izveden z navpičnim jeklenim čepom v nizkem utoru (Frangi, 2003) a) po odstranitvi betona z vidno lokalno tlačno porušitvijo lesa in b) shematični prikaz.

povišanih temperaturah skupno izvedli 15 testov na preizkušancih manjših dimenzij z namenom preučevanja obnašanja stika med lesom in betonom in kar 24 testov na preizkušancih večjih dimenzij, kjer so opazovali obnašanje celotnega konstrukcijskega elementa. Dodatno so izvedli še 111 testov

površina betona je bila obložena še s trajnim lesenim opažem.

Na Novi Zelandiji so se osredotočili na kompozitne nosilce, pri katerih je bil leseni del sestavljen iz dveh vzporednih nosilcev iz slojnatga furniranega lesa (LVL), njun razmik pa je bil preprečen z vodoravnimi jeklenimi vijaki.

Tudi na CTU v Pragi so opravljali eksperimentalne raziskave kompozitnih nosilcev iz lesa in betona, pri čemer so izvedli 12 požarnih testov na preizkušancih manjših dimenzij za določevanje materialnih lastnosti in dva požarna testa na preizkušancih večjih dimenzij. Posebnost preskušane kompozitnega

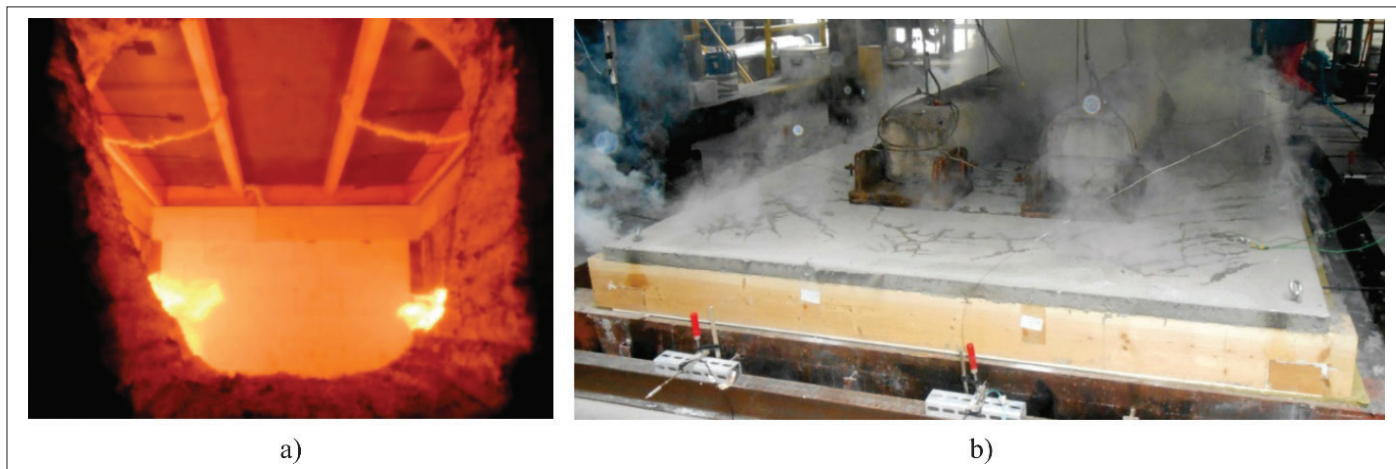


Slika 5 • Kompozitni nosilec z vzporednima lesenima nosilcema (O'Neill, 2009) a) med testom, kjer se je eden od dveh hkrati testiranih preizkušancev že porušil, in b) po testu, z opaznim razmikom med vzporednima lesenima nosilcema zaradi odpovedi vodoravnih jeklenih vijakov (nosilec je tu položen z betonsko ploščo navzdol).

sistema je bila v tem, da je bila betonska plošča armirana z jeklenimi vlakni (SFRC). V kompozitnih elementih iz lesa in betona je, kot že omenjeno v Uvodu, prevzemu nateznih

o preizkušanceh, kot so dimenzije, kvaliteta in razmaki veznih sredstev, pa lahko zainteresirani bralec najde v izvirnih člankih (npr. (Frangi, 2001), (O'Neill, 2009), (Blesák, 2015)).

- do izvleka vijaka iz lepljenega lameliranega lesa pride kasneje v primerjavi z izvlekom vijaka iz masivnega lesa (Frangi, 2001),



Slika 6 • Požarni test kompozitnih nosilcev z betonsko ploščo SFRC ((Blesák, 2015); a) spodnja stran preizkušanca in b) zgornja stran preizkušanca z vidnim vzorcem razpok.

obremenitev namenjen leseni del elementa, zato običajno betonska plošča sploh ni armirana ali pa ima vgrajeno le minimalno klasično armaturo za preprečitev razpok zaradi krčenja betona. Za leseni del je bil uporabljen ali masivni ali lepljeni lamelirani les, stik med lesom in betonom pa so zagotavljali poševno nameščeni vijaki ((Blesák, 2015), (Blesák, 2016), (Bednář, 2013), (Caldová, 2015)).

Za boljšo predstavbo o opisanih požarnih eksperimentih so na sliki 7 prikazani prečni prerezi preskušanih prostoležečih kompozitnih nosilcev iz lesa in betona s podanimi osnovnimi dimenzijami. Podrobnejše podatke

Na podlagi zgoraj navedenih eksperimentalnih raziskav lahko zapišemo naslednje ugotovitve, ki so pomembne za požarno varno projektiranje kompozitnih nosilcev iz lesa in betona:

Izvedba stika med lesom in betonom:

- jekleni čepi v plitkih utorih se porušijo strižno; čep se plastično deformira in les se lokalno tlačno poruši (Frangi, 2001),
- križno postavljeni vijaki delujejo kot natezne in tlačne diagonale paličja, zato tudi ob porušitvi stika pride do izvleka natežno obremenjenih vijakov in uklona tlačno obremenjenih vijakov (Frangi, 2001),

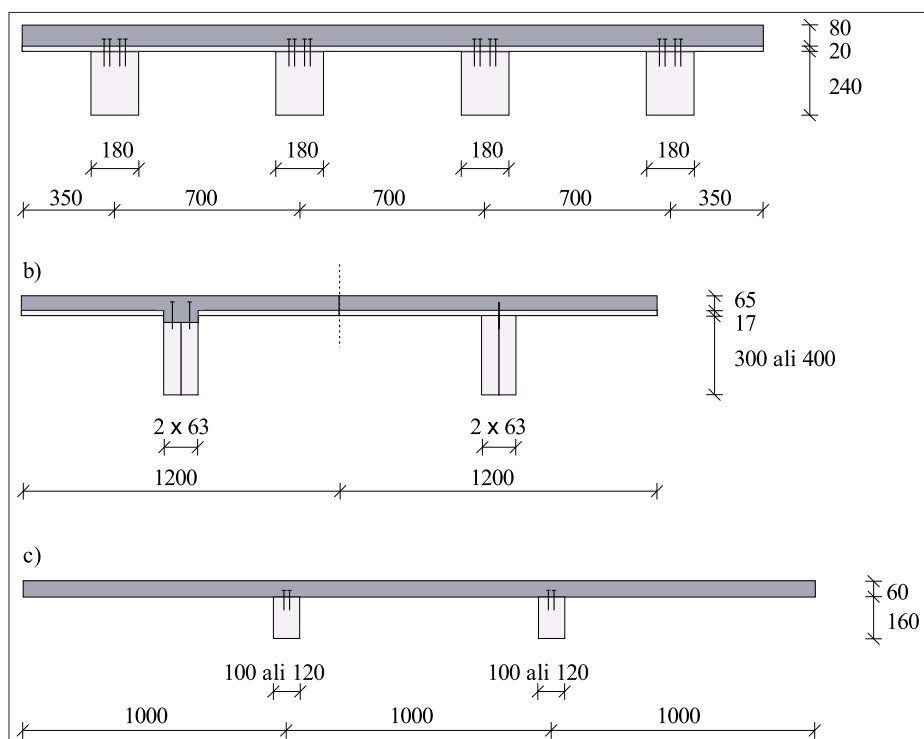
- stik, izveden z jeklenimi pločevinami, se je izkazal za bolj togega kot stik z betonskimi čepi in navpičnimi jeklenimi vijaki, saj je pri prvem prišlo do manjših povesov nosilca (O'Neill, 2009).

Trajni opaž

- Reza debeline do 3 mm med trajnim opažem in lesenim delom kompozitnega nosilca ne vpliva na požarno odpornost nosilca, zato je v računu ni treba posebej upoštevati (Frangi, 2001).

Toplotna zaščita veznih sredstev

- Debelina bočne toplotne zaščite veznega sredstva med lesom in betonom (tj.



Slika 7 • Dimenzije prečnih prerezov kompozitnih nosilcev iz lesa in betona, preskušanih v pogojih standardnih požarov, v (mm): a) prostoležeči kompozitni nosilec po (Frangi, 2001), $L = 5210$ mm, b) 2 ločena prostoležeča kompozitna T-nosilca z različnimi veznimi sredstvi po (O'Neill, 2009), $L = 4600$ mm, in c) prostoležeči kompozitni nosilec po (Blesák, 2015), $L = 4000$ mm.

vodoravne razdalje med veznim sredstvom in najbližjo požaru izpostavljeno navpično stranico lesene stojine) pomembno prispeva k požarni odpornosti konstrukcijskega elementa in ima večji vpliv kot debelina toplotne zaščite s spodnje strani (tj. navpične razdalje med veznim sredstvom in požaru izpostavljeno spodnjo stranico lesene stojine); dokazano je bilo občutno povečanje požarne odpornosti ob majhnem povečanju debeline stojine (Frangi, 2001).

- Pri lesnem delu iz dveh vzporednih nosilcev, spojenih z vodoravnimi jeklenimi vijaki, odpoved teh vijakov zaradi visokih temperatur pomeni razmak obeh lesenih nosilcev in slabšo zaščito stika med lesom in betonom, zato je treba uporabiti temperaturno odporen način spajanja vzporednih nosilcev ali za ta sredstva zagotoviti protipožarno zaščito (O'Neill, 2009).

Eksplzivno luščenje betona

- Pri uporabi SFRC-betona trdnostega razreda C45/55 z vsebnostjo jeklenih vlaken 70 kg/m^3 ter polipropilenskih vlaken $1,5 \text{ kg/m}^3$ ni prišlo do eksplozivnega luščenja betona (Blesák, 2015).

- Slabša kvaliteta (nižja trdnost po 28 dneh za približno 1 kN/cm^2) in večja vlažnost šibko klasično armiranega betona (zaradi kasnejšega vgrajevanja in torej krajšega časa sušenja betona pred požarnim testom) sta se odražali v bolj izrazitem eksplozivnem luščenju (O'Neill, 2009).

Drugo

- Preprečene temperaturne deformacije zaradi stika dveh različnih materialov (lesa in betona) so v začetnih minutah požara povzročile rahlo ukrivitev kompozitnega nosilca navzgor (O'Neill, 2009).
- Pri uporabi SFRC-betona je po popolni odpovedi lesenega dela kompozitnega elementa prišlo do membranskega učinka v preostali betonski plošči, dokazanega tudi na podlagi vzorca razpok na zgornji strani betonske plošče; zaradi membranskega učinka je do končne porušitve prišlo občutno kasneje kot do odpovedi lesenega dela (Bednár, 2013).

2.2 Obrnjeni kompozitni nosilci iz lesa in betona v požaru

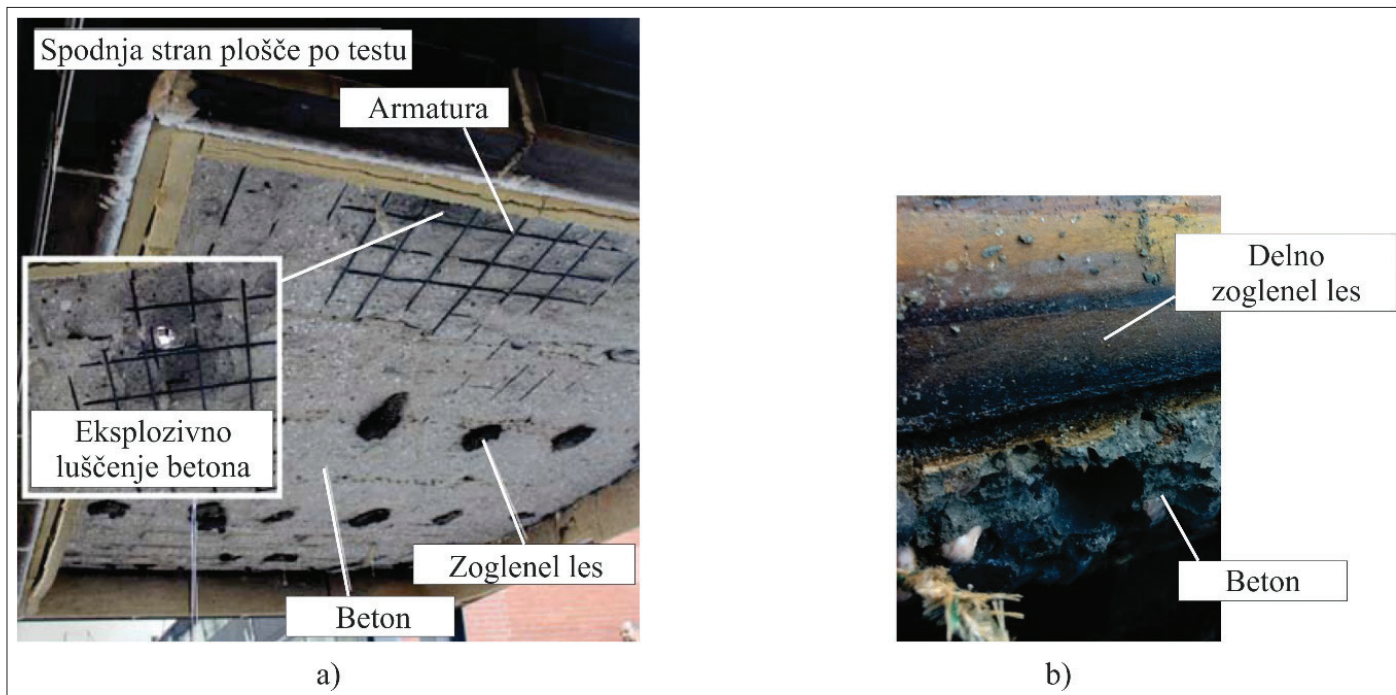
Obrnjeni kompozitni nosilci iz lesa in betona imajo spodnji, natezno obremenjeni del izveden kot betonsko ploščo, zgornji, tlačno

obremenjeni del pa kot leseno stojino, ki jo na vrhu dopolnjuje še tanka lesena pasnica. Beton mora pri tem biti ustrezno armiran, da lahko prevzame natezne napetosti. Shema obrnjenega kompozitnega nosilca iz lesa in betona je prikazana na sliki 3f. V običajnih pogojih so prednosti obrnjenega kompozitnega sistema v tem, da je njegova lastna teža pri primerljivi nosilnosti še vedno lažja od izključno betonskega elementa, da tlačno obremenjeni leseni del prispeva k duktilnejšemu odzivu kompozitnega elementa in da lahko prostor med spodnjo in zgornjo pasnico izkoristimo tudi za morebitne inštalacije. V primeru izpostavljenosti požaru s spodnje strani elementa betonska pasnica zagotavlja določeno protipožarno zaščito lesenega dela kompozitnega elementa. Redke obstoječe eksperimentalne raziskave obrnjenih kompozitnih nosilcev v požaru so opisane v (Meena, 2014), kjer je bil stik med lesom in betonom izveden z betonskimi »čepi«, in v (Pålsson, 1998), kjer je bil stik izveden z armaturno palico, oblikovano v konektorje U-oblike. Njihove ugotovitve so:

- relativno tanka betonska pasnica omogoča ustrezno toplotno zaščito lesenega dela kompozitnega nosilca in morebitnih inštalacij (Meena, 2014),
- iz prve alineje sledi, da debeline betonske pasnice ne določa zahteva po toplotni izolativnosti, ampak zahteva po zadostnem krovnem sloju betona (zaščiti armature),
- tanjši betonski elementi so tudi bolj podvrženi eksplozivnemu luščenju betona, zato je treba le-to upoštevati pri izbiri debeline betonske pasnice (Meena, 2014).

2.3 Kompozitne plošče iz lesa in betona v požaru

Nekoliko kasneje in v manjšem obsegu kot pri nosilcih je bilo nekaj eksperimentalnih preiskav v pogojih požara izvedenih tudi na kompozitnih ploščah iz lesa in betona. Na ETH Zürich, kjer so obravnavani kompozitni sistem podrobno preučili pri sobnih temperaturah (Boccadoro, 2016), so v pogojih standardnega požara preizkusili dve enako debeli plošči z različnima razmerjema debelin plasti lesa in betona (Klippel, 2016). Sistem je bil sicer sestavljen iz spodnje LVL-plošče z vodoravno usmerjenimi lamelami in zgornje betonske plošče z minimalno armaturo za preprečevanje krčenja betona in je zaradi usmeritve vlaken v LVL-plošči omogočal prenos obtežbe le v eni smeri. Stik med lesom in betonom so predstavljali betonski »čepi«, razporejeni v bližini podpor, ne pa tudi na sredini razpona. V Kanadi pa so v pogojih požara preizkusili



Slika 8 • a) Kompozitna plošča po požarnem testu s popolnoma zoglenim lesenim delom in vidnimi posledicami eksplozijskega luščenja betona (Klippel, 2016) in b) obrnjen kompozitni nosilec po požarnem testu, kjer je možno opaziti začetne stopnje oglenenja lesene stojine (Meena, 2014).

tri različne sisteme: (i) z leseno ploščo iz križno lameliranega lesa (CLT) z vodoravno usmerjenimi lamelami, nizko armiranobetonsko ploščo (armatura samo zaradi krčenja betona) in stikom, izvedenim z vijaki, vgrajenimi pod kotom 45°, (ii) z leseno ploščo iz pokončno usmerjenih masivnih desk, nizko armiranobetonsko ploščo (armatura samo zaradi krčenja betona) in stikom, izvedenim z jeklenimi ploščami, in (iii) z leseno LVL-ploščo, prav tako s pokončno usmerjenimi lamelami, nizko armiranobetonsko ploščo (armatura samo zaradi krčenja betona) in stikom, izvedenim s pokončnimi jeklenimi vijaki (Dagenais, 2016). Za požarno varno pro-

jektiranje kompozitnih plošč iz lesa in betona so pomembne naslednje ugotovitve:

- pri vodoravno usmerjenih lamelah lesenega dela plošče je treba upoštevati možnost delaminacije oziroma odpadanja posameznih vodoravnih plasti (Klippel, 2016),
- pri zmanjšani toplotni izolaciji betona zaradi delaminacije ali zoglenele lesene plošče je treba upoštevati možnost eksplozijskega luščenja betona (Klippel, 2016),
- eksplozivno luščenje betona bolj izrazito nastopi v območju betonskih »čepov« (Klippel, 2016),

- upošteva se lahko enodimenzijsko oglenenje in posledično preverja le navpično dimenzijo lesenega sloja, ki predstavlja toplotno zaščito veznih sredstev (Dagenais, 2016),
- povišana temperatura v jeklenih veznih sredstvih nima pomembnega vpliva na temperaturo betona v njihovi okolici in posledično tudi ne na lastnosti betona (Dagenais, 2016),
- različna razmerja debelin lesenega in betonskega dela plošče pomembno vplivajo na odziv kompozitnega elementa; pri tanjšem betonskem delu je bolj verjetno, da bo odpoved lesenega dela pomenila tudi odpoved celotnega kompozitnega elementa (Klippel, 2016).

3 • PREGLED POENOSTAVLJENIH METOD

Podobno kot pri eksperimentih tudi za trenutno obstoječe poenostavljene metode za določanje požarne odpornosti kompozitnega elementa iz lesa in betona velja, da večinoma obravnavajo kompozitne nosilce. Za določitev njihove požarne odpornosti v literaturi najdemo tri metode ((Frangi, 2010), (O'Neill, 2009) in (Nežerka, 2010)); vse temeljijo na metodi za določanje upogibne odpornosti sestavljenih prereзов z mehanskimi veznimi sredstvi pri običajnih temperaturah, tako znani γ -metodi, ki jo je že leta 1956 pred-

stavil Möhler (Möhler, 1956) in je v eni izmed oblik zapisana tudi v dodatku B Evrokoda za projektiranje lesenih konstrukcij, SIST EN 1995-1-1 (SIST, 2005b), razlikujejo pa se v pristopu k upoštevanju vpliva požara. Primerjava upoštevanja vpliva požara na dimenzije in mehanske lastnosti (trdnosti ter elastične module) posameznih delov kompozitnega nosilca za vsako od metod je prikazana v preglednici 1.

Opazimo lahko, da primerjane poenostavljene metode kombinirajo različne že uveljavljene

poenostavljene postopke, ki se uporabljajo pri določanju požarne odpornosti izključno lesenih ali izključno betonskih elementov, kar je smiselno z vidika bodoče standardizacije poenostavljene metode za določanje požarne odpornosti kompozitnih elementov iz lesa in betona. To je še posebej očitno pri prvih dveh primerjanih poenostavljenih metodah ((Frangi s sodelavci, 2010), (Nežerka, 2010)), saj uporabljata metode, ki so vključene v bralcu dobro poznane evropske standarde (SIST EN 1992-1-1, SIST EN 1992-1-2, SIST EN 1995-1-1 in SIST EN 1995-1-2). Zadnja izmed predstavljenih metod pa se seveda opira na njenemu avtorju bližje novozelandske standarde (Timber design guide (Buchanan,

	Frangi s sodelavci (Frangi, 2010)	Nežerka (Nežerka, 2010)	O'Neill (O'Neill, 2009)
Vpliv požara na leseni del kompozitnega nosilca	Zmanjšanje lesenega prereza po metodi zmanjšanega prečnega prereza po SIST EN 1995-1-2 (SIST, 2005c). Skladno z metodo zmanjšanega prečnega prereza so mehanske lastnosti upoštevane dela prereza enake kot pri običajnih temperaturah.	Zmanjšanje lesenega prereza po metodi reduciranih lastnosti po SIST EN 1995-1-2 (SIST, 2005c). Mehanske lastnosti upoštevane dela prereza so zmanjšane skladno z metodo reduciranih lastnosti.	Leseni del prereza je zmanjšan glede na predvideno hitrost oglenenja (s čimer lahko upošteva različne požarne krivulje). Mehanske lastnosti upoštevane dela prereza so enake kot pri običajnih temperaturah.
Vpliv požara na betonski del kompozitnega nosilca	Betonski prerez se ne spreminja. Mehanske lastnosti betona se ne spreminjajo, če je izpostavljenost požaru krajša od 60 min. in je debelina opaža vsaj 2 cm, saj je beton z opažem nekoliko protipožarno zaščiten.	Betonski prerez se spreminja (zmanjšuje) pri računu efektivne upogibne togosti nosilca. Elastični modul betona je enak kot pri običajnih temperaturah. Pri računu nosilnosti prereza je upoštevan začetni betonski prerez, reducirana pa je tlačna trdnost betona skladno z 1992-1-2 (SIST, 2005a).	Betonski prerez se ne spreminja. Mehanske lastnosti betona so enake kot pri običajnih temperaturah.
Vpliv požara na stik med lesom in betonom	Lastnosti stika se spreminjajo (zmanjšujejo) v odvisnosti od začetne bočne zaščite veznih sredstev in trajanja požara. Zveza med redukcijskim koeficientom za posamezno mehansko lastnost stika je bila določena na podlagi lastnih eksperimentov.	Lastnosti stika se spreminjajo (zmanjšujejo) v odvisnosti od začetne bočne zaščite veznih sredstev in trajanja požara. Zveza med redukcijskim koeficientom za posamezno mehansko lastnost stika in časom od začetka požara je vzeta po (Frangi, 2010).	Mehanske lastnosti stika se spreminjajo (zmanjšujejo) v odvisnosti od hitrosti oglenenja in trajanja požara. Redukcijski faktorji nosilnosti stika so vzeti po (NZS 3603, 1993).

Preglednica 1 • Vpliv požara na posamezne dele kompozitnega nosilca iz lesa in betona pri posameznih poenostavljenih metodah.

2007), (AS/NZS 1170.0, 2002) in (NZS 3603, 1993)).

Ena izmed zanimivejših razlik med metoda Frangija s sodelavci (Frangi, 2010) in Nežerke (Nežerka, 2010) je še, da pri računu koeficienta γ za določitev efektivne upogibne togosti prereza v mejnem stanju nosilnosti prva upošteva podajnost veznih sredstev za mejno stanje nosilnosti, K_{wv} , druga pa kar za mejno stanje uporabnosti. Nežerka svojo izbiro utemelji z razlago, da je na ta način upoštevano delno plastično deformiranje veznih sredstev.

Poenostavljeno metodo za določanje požarne odpornosti kompozitnih plošč iz lesa in betona sta šele nedavno predstavila Ogrin in Hozjan (Ogrin, 2020). Metode, ki so uporabne pri kompozitnih nosilcih, namreč pri ploščah zaradi drugačne geometrije in posledične razporeditve napetosti ne pridejo v poštev. Pri kompozitnih nosilcih se nevtralna os v veliki večini primerov nahaja v leseni stojini, tako da je beton obremenjen samo tlačno

in torej v njem ni razpok zaradi nateznih obremenitev. Določitev upogibne togosti posameznega dela kompozitnega nosilca in nato še njegove skupne efektivne upogibne togosti po γ -metodi zato nista problematični, z znano efektivno upogibno togostjo pa lahko nato enostavno določimo še napetosti v prerezu, požarno upogibno odpornost prereza in poves. Nasprotno pa je v primeru kompozitne plošče leseni del relativno tanek, nevtralna os pa je zato pogosto v betonskem delu prereza. V natezno obremenjenem delu betonskega prereza pride do razpokanosti, kar seveda zmanjšuje njegovo upogibno togost. Kolikšen del betona je razpokan v mejnem stanju nosilnosti, je treba določiti z analizo napetosti, šele nato lahko po podobnih enačbah kot pri γ -metodi določimo še efektivno upogibno togost prereza kompozitne plošče v požaru in njen poves. Omenjena poenostavljena metoda za določitev požarne odpornosti kompozitnih plošč iz lesa in betona (Ogrin, 2020) za določitev razporeda napetosti po prerezu predpostavi popolnoma

tog stik med lesom in betonom, v nadaljnjem računu povesov pa so upoštevani tudi zdrsi med obema plastema plošče. Vpliv požara na leseno ploščo upošteva z enodimenzijskim oglenenjem (samo s spodnje strani) po metodi zmanjšanega prečnega prereza po SIST EN 1995-1-2 (SIST, 2005c), ki predvideva nespremenjene lastnosti preostalega dela lesenega prereza. Za betonsko ploščo so predvidene mehanske lastnosti v vrednostih kot pri sobni temperaturi, saj so temperature v betonu, dokler leseni del popolnoma ne zogleni, nižje od 300 °C in torej skladno z metodo izoterme 500 °C po SIST EN 1992-1-2 (SIST, 2005a) lastnosti še niso reducirane. Na stik med lesom in betonom pa ima požar vpliv le na reduciranje njegove togosti (potrebne za račun efektivne upogibne togosti prereza) v odvisnosti od preostalega deleža lesene plošče. Kljub nekaterim rigoroznim predpostavkam se rezultati (čas porušitve in razvoj povesa med požarom), dobljeni po tej poenostavljeni metodi, dobro ujemajo z rezultati eksperimentov iz literature.

4 • PRIMERJAVA POENOSTAVLJENIH METOD ZA DOLOČITEV POŽARNE ODPORNOSTI KOMPOZITNIH NOSILCEV IZ LESA IN BETONA NA RAČUNSKEM PRIMERU

V tem poglavju primerjamo računski postopek in rezultate obeh poenostavljenih metod za določanje požarne odpornosti kompozitnih nosilcev iz lesa in betona, ki se pri svoji zasnovi opirata na evropske standarde. Metodo, ki jo je predstavil Frangi s sodelavci (Frangi, 2010), bomo krajše imenovali *metoda F*, metodo, ki jo je predstavil Nežerka (Nežerka, 2010), pa *metoda N*.

Na tem mestu velja omeniti, da sta bili obe primerjani metodi validirani s primerjavo izračunanih povosov, časa in načina porušitve z rezultati istega eksperimenta, predstavljenimi v (Frangi, 2010). Preskušani kompozitni nosilec je imel stik med lesom in betonom izveden s križno nameščenimi jeklenimi vijaki, izpostavljen pa je bil temperaturam po standardni požarni krivulji ISO 834. V preglednici 2 je podana primerjava rezultatov eksperimenta z rezultati po obeh metodah.

materialne podatke. Kjer je v tem poglavju prikazan izračun s konkretnimi številkami, se le-te nanašajo na 37. minuto trajanja požara ($t=37$ min).

4.1 Vhodni podatki

Obravnavamo kompozitni nosilec iz lesa in betona s stojino širine $b_{t,0}=12,6$ cm in višine $h_{t,0}=40$ cm iz LVL lesa z natezno, upogibno ter strižno karakteristično trdnostjo $f_{t,0,k}=1,84$ kN/cm², $f_{m,k}=3,28$ kN/cm² ter $f_{v,k}=0,382$ kN/cm² in elastičnim modulom $E_{t,0}=1070$ kN/cm². Betonska pasnica s tlačno trdnostjo $f_{c,k}=2,98$ kN/cm² in elastičnim modulom $E_{c,0}=3400$ kN/cm² ima višino $h_{c,0}=6,5$ cm in je široka $b_{c,0}=120$ cm. Med lesenim in betonskim delom je še trajni opaz debeline 1,7 cm. Stik med lesom in betonom je izveden z navpičnimi vijaki v nizkih utorih, med katerimi je največji razmak $s_{max}=139,4$ cm, najmanjši razmak

(SIST, 2004b). Karakteristični stalni obtežbi prištejemo karakteristično koristno obtežbo, pomnoženo s kombinacijskim faktorjem za navidezno stalno obtežbo ψ_2 (ali kot druga možnost, pomnoženo s kombinacijskim faktorjem za pogosto obtežbo ψ_1). Za kombinacijski faktor ψ_2 v predstavljenem primeru upoštevamo vrednost 0,3, ki ustreza stanovanjski ali pisarniški rabi prostora. V slovenskem nacionalnem dodatku je sicer tu priporočen faktor ψ_1 . Tako dobimo požarno projektno obtežbo $q_{Ed,fi}=5,22$ kN/m, požarni projektni upogibni moment 41,76 kNm in požarno projektno strižno silo 20,88 kN. Nosilec s spodnje strani izpostavimo standardnemu požaru po požarni krivulji ISO 834; betonska pasnica ima torej izpostavljen le spodnji rob, lesena stojina pa spodnji rob in obe stranici.

4.2 Vpliv požara na leseni del nosilca

4.2.1 Metoda F

Pri *metodi F* se zaradi požara oziroma oglenenja zmanjšuje leseni prerez po metodi zmanjšane prečne preseka po SIST EN 1995-1-2 (SIST, 2005c); poleg zoglele plasti se torej kot neefektivni del prereza upošteva tudi sloj, katerega debelina d_0 v prvih 20 min požara linearno narašča od 0 mm do 7 mm, nato pa je konstantna. Hitrost oglenenja LVL-lesa, ki vključuje tudi zaobljenost zaradi kotov, β_n je 0,7 mm/min. Efektivna površina lesenega prereza po 37 min požara je

$$A_{t,eff} = b_{t,eff} h_{t,eff} = (b_{t,0} - 2(\beta_n t + d_0)) (h_{t,0} - (\beta_n t + d_0)) = 220,99 \text{ cm}^2 \quad (1)$$

Požarne projektne trdnosti efektivnega dela lesa so konstantne, in sicer so enake karakterističnim vrednostim, pomnoženim s koeficientom $k_{fi}=1,15$ in s konstantnim faktorjem redukcije lastnosti zaradi požara $k_{mod,fi}=1$. Projektna upogibna trdnost efektivnega dela lesa je tako

$$f_{m,d,fi} = k_{mod,fi} k_{fi} f_{m,k} = 5,52 \text{ kN/cm}^2, \quad (2)$$

na podoben način pa bi določili tudi požarno projektno natezno trdnost v smeri vlaken, $f_{t,0,d,fi}$ in požarno projektno strižno trdnost, $f_{v,d,fi}$. Elastični modul efektivnega dela lesa je enak kot pri običajnih temperaturah, vztrajnostni moment efektivnega dela lesa, $I_{t,eff}$, pa se s časom zmanjšuje in po 37 min požara znaša

$$I_{t,eff} = \frac{b_{t,eff} h_{t,eff}^3}{12} = 24818,1 \text{ cm}^4. \quad (3)$$

4.2.2 Metoda N

Metoda reduciranih lastnosti po SIST EN 1995-1-2 (SIST, 2005c), ki je upoštevana v poeno-

Vir	Eksperiment (Frangi, 2010)	Metoda F (Frangi, 2010)	Metoda N (Nežerka, 2010)
Čas porušitve	67 min	65 min	63 min
Tip porušitve	Odpoved stika	Odpoved stika	Odpoved stika
Poves ob porušitvi	39 mm	34 mm	38 mm
Opombe	/	Do 55 min so izračunani pomiki rahlo podcenjeni, nato se lepo ujemajo z eksperimentom do porušitve.	Do 45 min so izračunani pomiki nekoliko podcenjeni, kasneje pa rahlo precenjeni glede na eksperiment.

Preglednica 2 • Primerjava rezultatov iz primera za validacijo poenostavljenih metod F in N z eksperimentom.

Iz primerjave rezultatov v preglednici 2 lahko ugotovimo, da *metoda F* daje rezultate zelo blizu eksperimentalnim, rezultati dobljeni po *metodi N* pa so nekoliko konservativnejši, a še vedno ne bistveno drugačni od eksperimentalnih.

Za računski primer, na katerem bomo prikazali razlike v računu po poenostavljenih metodah *F* in *N*, smo izbrali kompozitni nosilec iz lesa in betona, ki ga je v svoji doktorski disertaciji za prikaz izračuna upogibne odpornosti pri sobni temperaturi uporabil Yeoh (Yeoh, 2010). Primer je bil izbran kljub temu, da zanj ni bil izveden požarni test, saj je velika prednost izbranega primera v tem, da ima dobro definirane geometrijske in

pa $s_{min}=83,1$ cm. Karakteristična nosilnost stika je $T_{R,k}=231$ kN in podajnosti veznih sredstev v mejnem stanju nosilnosti in uporabnosti sta $K_u=4830$ kN/cm in $K_{ser}=4940$ kN/cm. Vezna sredstva so razporejena v dveh vrstah in so od stranskega roba stojine oddaljena $x=3,15$ cm. Nosilec dolžine $L=8$ m je podprt prostoležeče in obremenjen z enakomerno razporejeno stalno obtežbo 3,6 kN/m in z enakomerno razporejeno koristno obtežbo 5,4 kN/m. Vsi zgornji podatki so povzeti po (Yeoh, 2010).

Za največji moment na sredini razpona in največjo prečno silo ob podporah upoštevamo projektno stanje požara po SIST EN 1990 (SIST, 2004a) ter po SIST EN 1991-1-2

stavljeni *metodi N*, predvideva, da se leseni prerez zmanjša izključno zaradi oglenenja (brez dodatne neefektivne plasti), preostali del prereza s površino $A_{t,eff}$ pa ima zmanjšane trdnosti in elastični modul. Po 37 minutah požara znaša $A_{t,eff}$

$$A_{t,eff} = b_{t,eff} h_{t,eff} = (b_{t,0} - 2\beta_n t)(h_{t,0} - \beta_n t) = 277,58 \text{ cm}^2, \quad (4)$$

vztrajnostni moment lesenega dela pa je

$$I_{t,eff} = \frac{b_{t,eff} h_{t,eff}^3}{12} = 32373,2 \text{ cm}^4. \quad (5)$$

Nežerka tu uvede še dodatno poenostavitev in vse lastnosti reducira z redukcijskim faktorjem, ki je v SIST EN 1995-1-2 namenjen reduciranju upogibne nosilnosti lesenih elementov skladno z metodo zmanjšanih materialnih karakteristik, to je z

$$k_{mod,fi,LVL} = 1 - \frac{p}{200 A_{t,eff}}, \quad (6)$$

kjer je p požaru izpostavljen obseg lesenega dela, v našem primeru

$$p = (b_{t,0} - 2\beta_n t) + 2(h_{t,0} - \beta_n t). \quad (7)$$

Pri 37. minuti požara je tako $k_{mod,fi,LVL} = 0,8519$ in požarne projektne trdnosti znašajo

$$f_{t,0,fi} = k_{mod,fi,LVL} k_{fi} f_{t,0,k} = 2,94 \text{ kN/cm}^2, \quad (8)$$

$$f_{m,fi} = k_{mod,fi,LVL} k_{fi} f_{m,k} = 4,70 \text{ kN/cm}^2, \quad (9)$$

$$f_{v,fi} = k_{mod,fi,LVL} k_{fi} f_{v,k} = 0,52 \text{ kN/cm}^2. \quad (10)$$

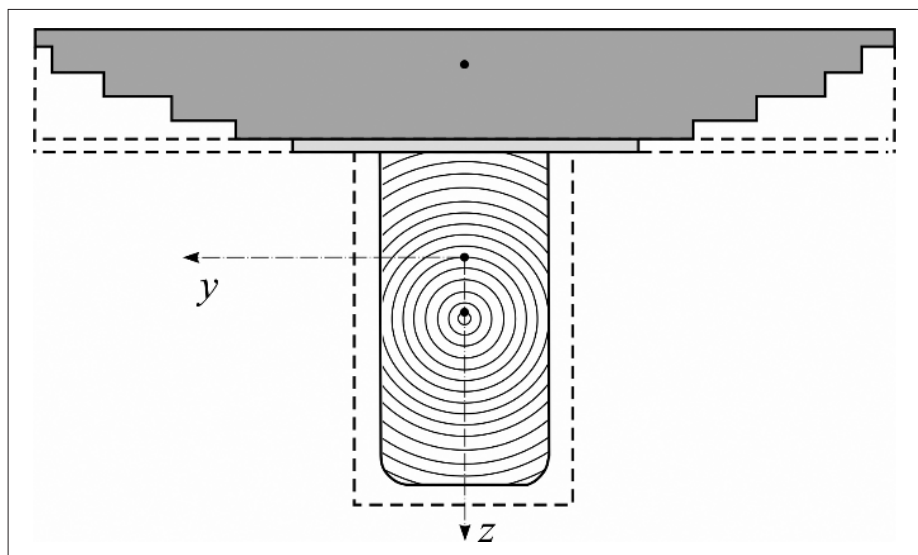
Pri tem je k_{fi} enako kot pri *metodi F*, vzet v vrednosti 1,15. Elastični modul lesenega dela pri 37. minuti pa je

$$E_{t,fi} = k_{mod,fi,LVL} E_{t,0} = 1048,2 \text{ kN/cm}^2. \quad (11)$$

4.3 Vpliv požara na betonski del nosilca

4.3.1 Metoda F

Kot omenjeno v preglednici 1, se betonski prerez po *metodi F* ne spreminja, prav tako pa so konstantne tudi njegove lastnosti, če je izpostavljenost požaru krajša od 60 min in je debelina opaža vsaj 2 cm, saj je beton z opažem nekoliko protipožarno zaščiten. V obravnavanem primeru je debelina opaža sicer malo manjša (1,7 cm), torej bi bilo treba upoštevati neko redukcijo lastnosti. V (Frangi, 2010) način redukcije ni specficiran, čeprav tam račun izvaja do 65 min, zato bomo tudi v naši primerjavi obeh poenostavljenih metod redukcijo lastnosti betona pri *metodi F* opustili. Požarna projektna tlačna trdnost betona je torej $f_{c,d,fi} = f_{c,k}$.



Slika 9 • Shematični prikaz redukcije prereza kompozitnega nosilca iz lesa in betona v požaru po metodi N.

4.3.1 Metoda N

Betonski prerez se po *metodi N* navidezno (nefizikalno) zmanjšuje, a le pri računu efektivne upogibne togosti nosilca. Pri tem elastični modul betona ostaja enak kot pri običajnih temperaturah, torej $E_{c,fi} = E_{c,0}$. To navidezno zmanjševanje betonskega prereza dobimo tako, da betonski del po višini razdelimo na tanke lamele, v vsaki od njih bodisi numerično bodisi analitično po poenostavljenem postopku določimo povprečno temperaturo, nato pa uporabimo redukcijski koeficient za elastični modul po SIST EN 1992-1-2 (SIST, 2005a) in z njim pomnožimo začetno širino lamele. Pri določanju temperatur lamel upoštevamo tudi, da trajni opaž predstavlja določeno toplotno zaščito betonskega dela. Redukcija širine lamel vpliva na vztrajnostni moment betonskega dela in na položaj njegovega težišča. Spodnje lamele imajo višjo temperaturo in posledično je njihova širina bolj zmanjšana, kar je shematično prikazano na sliki 9.

Za primerjavo poenostavljenih metod v tem članku smo betonski del razdelili na 5 enakomerno debelih lamel in v njih numerično določili temperaturo s programom Heatko (Hozjan, 2009). Pri 37. minutah izpostavljenosti standardnemu požaru so bile dobljene temperature v lamelah (od spodaj navzgor) 261 °C, 165 °C, 111 °C, 80 °C in 65 °C, kar je pomenilo redukcijo širin posameznih lamel s 120 cm na 48,4 cm, 72,1 cm, 88,0 cm, 97,8 cm in 102,9 cm. Vztrajnostni moment reduciranega betonskega dela znaša $I_{c,eff} = 1680 \text{ cm}^4$ (za primerjavo: začetna vrednost vztrajnostne-

ga momenta je bila 2746,25 cm⁴), njegovo težišče pa se premakne za 0,43 cm višje od začetne pozicije.

Tlačna trdnost betona je reducirana skladno s SIST EN 1992-1-2 (SIST, 2005a). Po *metodi N* glede nosilnosti betona kontroliramo le napetosti v zgornjem vlaknu, zato potrebujemo tudi reducirano tlačno trdnost betona le glede na temperaturo v zgornji lameli, ki pa je v obravnavanem primeru zaradi dovolj nizkih temperatur kar enaka karakteristični vrednosti $f_{c,d,fi} = f_{c,k}$, saj je redukcijski koeficient enak 1.

4.4 Vpliv požara na stik med lesom in betonom

4.4.1 Metoda F

Frangi s sodelavci (Frangi, 2010) predstavi izraze za določanje redukcijskih faktorjev, ki so različni za redukcijo trdnosti stika (kjer jih bomo označili z $k_{f,mod,fi}$) in za redukcijo njegove podajnosti (kjer bomo uporabili oznako $k_{K,mod,fi}$). Izrazi so odvisni od začetne debeline bočne zaščite veznega sredstva, x , ter trajanja požara, t , in opisujejo odsekoma linearno funkcijo. Za $x=31,5$ mm in $t=37$ min veljata izraza

$$k_{f,mod,fi} = \frac{0,44x - 0,264t}{0,2t + 5} = 0,33 \quad (\text{izraz}$$

velja za $0,6t \leq x \leq 0,8t + 5$) in (12)

$$k_{K,mod,fi} = \frac{0,2x - 0,12t}{0,2t + 3} = 0,17885 \quad (\text{izraz}$$

velja za $0,6t \leq x \leq 0,8t + 3$). (13)

Za preostale kombinacije časa in debeline bočne zaščite, lahko zainteresirani bralec izraze poišče v (Frangi, 2010).

Z izračunanimi redukcijskima faktorjema lahko določimo projektno požarno trdnost stika po enačbi

$$T_{R,d,fi} = k_{f,mod,fi} k_{fi} T_{R,k} = 87,66 \text{ kN}$$

$$87,66 \text{ kN} \quad (14)$$

in reducirani podajnosti stika, $K_{u,fi}$ oz. $K_{ser,fi}$, ki ju potrebujemo za izračun efektivne upogibne togosti kompozitnega nosilca, $EI_{eff,u}$ oz. $EI_{eff,ser}$ za določanje napetosti oz. pomikov.

$$K_{u,fi} = k_{K,mod,fi} K_u =$$

$$863,83 \text{ kN/cm in} \quad (15)$$

$$K_{ser,fi} = k_{K,mod,fi} K_{ser} =$$

$$883,50 \text{ kN/cm.} \quad (16)$$

Efektivno upogibno togost lahko zdaj določimo po enačbah iz SIST EN 1995-1-1 (Dodatek B) (SIST, 2005b) ali po enačbah podanih v (Frangi, 2010), ki kljub nekoliko različni obliki zapisa vodijo do enakega rezultata. Frangi s sodelavci na primer uporablja le en skupni koeficient γ , medtem ko Evrokod loči γ_1 za zgornji (betonski) del in γ_2 za spodnji (leseni) del. V enačbah se pojavlja razdalja med težiščema lesenega in betonskega dela e , pri čemer upoštevamo samo efektivno višino lesene stojine, pojavlja pa se tudi efektivna razdalja med veznimi sredstvi, s , ki jo določimo kot

$$s = 0,75s_{min} + 0,25s_{max} =$$

$$97,175 \text{ cm.} \quad (17)$$

Efektivni upogibni togosti po 37 min požara znašata $EI_{eff,u} = 121547300 \text{ kNcm}^2$ za mejno stanje nosilnosti in $EI_{eff,ser} = 122072315 \text{ kNcm}^2$ za mejno stanje uporabnosti.

4.4.2 Metoda N

Skladno z *metodo N* izračunamo redukcijo nosilnosti in togosti stika na povsem identičen način kot po *metodi F*. Razlika se pojavi šele pri izračunu efektivne upogibne togosti celotnega kompozitnega nosilca. Tu namreč po *metodi N* tako v mejnem stanju nosilnosti kot v mejnem stanju uporabnosti upoštevamo podajnost stika K_{ser} s čimer je zajeto delno plastificiranje veznih sredstev. Prav tako razliko v vrednosti efektivne upogibne togosti celotnega kompozitnega nosilca prinaša tudi različna redukcija posameznih delov nosilca in s tem različna razdalja med njunima težiščema e . $EI_{eff,u} = EI_{eff,ser}$ tako po *metodi N* v 37. minuti požara znašata 141753588 kNcm^2 . V primerjavi z efektivno upogibno togostjo nosilca po *metodi F* je dobljena efektivna upogibna togost nekoliko večja, predvsem na račun višjega efektivnega dela stojine in večje razdalje med težiščema obeh delov prereza. Redukcija

širine betonske pasnice, ki efektivno upogibno togost zmanjšuje, v obravnavanem primeru nima prevladujočega vpliva. *Metoda N* po obliki enačb (ki sicer, kot že omenjeno zgoraj, vodijo do enakega rezultata) sledi formulaciji enačb v dodatku B standarda SIST EN 1995-1-1. Ker isti formulaciji nato sledijo tudi kontrole po tej metodi, ki pa se nekoliko razlikujejo od kontrol po *metodi F*, jo je priporočljivo uporabiti že v računu efektivne upogibne togosti nosilca.

4.5 Izvedene kontrole

4.5.1 Metoda F

Metoda F predvideva kombinirano kontrolo nateznih in upogibnih napetosti v leseni stojini, kombinirano kontrolo tlačnih in upogibnih napetosti v betonu in kontrolo strižne obremenitve stika. Enačbe in izkoriščenosti po posameznih kontrolah so podane v preglednici 3. Do porušitve kompozitnega nosilca zaradi odpovedi stika po tej metodi pride v 43. minuti požara, navedene pa so tudi izkoriščenosti v 37. minuti požara, za lažjo primerjavo z *metodo N*. Pri tem sta $\sigma_{2,N,d,fi}$ in $\sigma_{2,M,d,fi}$ normalna in upogibna projektna napetost med požarom v zunanjem vlaknu lesenega dela, $\sigma_{1,N,d,fi}$ in $\sigma_{1,M,d,fi}$ sta normalna

4.5.2 Metoda N

Po *metodi N* so predvidene naslednje kontrole: ločeni kontroli upogibnih in nateznih napetosti v zunanjem vlaknu lesenega dela, $\sigma_{2,M,d,fi}$ in $\sigma_{2,N,d,fi}$, kontrola normalnih napetosti v zunanjem vlaknu betonskega dela, $\sigma_{1,d,fi}$, kontrola največjih strižnih napetosti v lesenem delu, $\tau_{2,max,d,fi}$ in kontrola obremenitve veznih sredstev, $T_{d,fi}$. Enačbe za izračun posameznih napetosti in obremenitve stika so podane v (Nežerka, 2010). Po 37 minutah standardnega požara so izkoriščenosti kompozitnega nosilca iz lesa in betona po posameznih kontrolah prikazane v preglednici 3. Tudi po *metodi N* se tako porušitev zgodi zaradi odpovedi stika, in sicer v 38. minuti požara.

4.6 Izračun povesa

Poves, določen poenostavljeno po enačbi

$$w = \frac{5q_{Ed,fi}L^4}{384EI_{eff,ser}} \quad (26)$$

za *metodo F* pri 37 min znaša 22,8 mm, pri porušitvi v 43. minuti pa 29,4 mm. Za *metodo N* pri 37 min, kar je tudi tik pred porušitvijo, poves znaša 19,6 mm in je zaradi večje efektivne upogibne togosti nekoliko manjši v

Kontrole	Metoda F		Metoda N	
	Enačba	Izkoriščenost	Enačba	Izkoriščenost
Les	Natežno-upogibno	37 min: 28,8 %	Natežno	37 min: 14,9 %
	$\frac{\sigma_{2,N,d,fi}}{f_{t,0,d,fi}} + \frac{\sigma_{2,M,d,fi}}{f_{m,d,fi}} \leq 1$	43 min: 34,2 %	$\frac{\sigma_{2,N,d,fi}}{f_{t,0,d,fi}} \leq 1$	
			Upogibno	37 min: 21,6 %
Beton	Tlačno-upogibno	37 min: 15,5 %	$\frac{\sigma_{2,M,d,fi}}{f_{m,d,fi}} \leq 1$	
	$\frac{\sigma_{1,N,d,fi} + \sigma_{1,M,d,fi}}{f_{c,d,fi}} \leq 1$	43 min: 18,4 %	Strižno	37 min: 23,4 %
			$\frac{\tau_{2,max,d,fi}}{f_{v,d,fi}} \leq 1$	
Stik	$\frac{T_{d,fi}}{T_{R,d,fi}} \leq 1$	37 min: 59,9 %	Tlačno-upogibno	37 min: 15,3 %
		43 min: 102,2 %	$\frac{\sigma_{1,d,fi}}{f_{c,d,fi}} \leq 1$	
			$\frac{T_{d,fi}}{T_{R,d,fi}} \leq 1$	37 min: 98,8 %

Preglednica 3 • Kontrole in izkoriščenosti po posameznih kontrolah za obravnavani kompozitni nosilec iz lesa in betona v požaru.

in upogibna projektna napetost med požarom v zunanjem vlaknu betonskega dela nosilca, $T_{d,fi}$ pa je projektna obremenitev stika v požaru. Izrazi za njihovo določitev so navedeni v (Frangi s sodelavci, 2010).

primerjavi s povesom po *metodi F*. Razlika v izračunanih povesih po obeh primerjanih metodah pri enakem trajanju požara torej ni zelo velika.

5 • SKLEP

Članek najprej predstavlja najpomembnejše izsledke eksperimentalnih raziskav s področja kompozitnih konstrukcij iz lesa in betona v požaru ter pregled poenostavljenih metod za določanje njihove požarne odpornosti. V drugem delu članka je prikazana računska primerjava dveh poenostavljenih metod za določanje požarne odpornosti kompozitnih nosilcev iz lesa in betona, ki se v svojih zasnovah opirata na v evropskem prostoru

uveljavljene poenostavljene postopke za posamezen material. Izkaže se, da je postopek po poenostavljeni metodi N malo zahtevnejši, saj vključuje toplotno analizo betonskega dela nosilca (bodisi poenostavljeno analitično bodisi numerično), kar pa vsaj v obravnavanem računskem primeru ne vpliva bistveno na končne rezultate postopka (to je na čas in način porušitve). Tako iz izvedene primerjave kot iz validacij obeh metod, objav-

ljenih v literaturi, lahko ugotovimo, da po obeh metodah daleč najbolj kritično kontrolo predstavlja kontrola nosilnosti stika in da je razlika v času porušitve nosilca po eni in drugi metodi relativno majhna. Pri tem metoda N (Nežerka, 2010) v obeh primerih v primerjavi z metodo F (Frangi, 2010) daje nekoliko konservativnejše rezultate glede časa porušitve (do porušitve pride nekaj minut prej). Glede na primer za validacijo je sicer metoda F natančnejša in še vedno daje rezultate na varni strani. Za določitev, ali to velja v vseh primerih, bi bilo sicer treba narediti obširnejše eksperimentalne in računske primerjave.

6 • ZAHVALA

Zahvaljujemo se Javni agenciji za raziskovalno dejavnost Republike Slovenije, ki je finančno podprla delo A. Ogrin preko temeljnega raziskovalnega projekta št. P2-0260.

7 • LITERATURA

Arhitekturni vodnik, Ljubljana, Kazina, <http://arhitekturni-vodnik.org>, 2020.

AS/NZS 1170.0:2002, Structural Design Actions, Part 0: General Principles, Standards Australia and Standards New Zealand, 2002.

Bednář, J., Wald, F., Vodička, J., Kohoutková A., Experiments on membrane action of composite floors with steel fibre reinforced concrete slab exposed to fire, *Fire Safety Journal*, 59, 111–121, 2013.

Blesák, L., Cáblová, K., Wald, F., Monteiro S.R.S., Dias A.M.P.G., Transverse loading distribution related to micro-cracks evolution on a timber-concrete slab, *Wood research*, 61(3), 385–398, 2016.

Blesák, L., Caldová, E., Wald, F., Unprotected timber-fibre reinforced concrete slab in fire, *Wood research*, 60(4), 605–615, 2015.

Boccardo, L., Timber-concrete composite slabs made of beech laminated veneer lumber with notched connection, Doktorska disertacija, ETH Zurich, Švica, 2016.

Buchanan, A.H., Timber design guide, New Zealand Timber Industry Federation Inc., 2007.

Caldová, E., Vymřítal, P., Wald, F., Kuklíková A., Timber steel fiber-reinforced concrete floor slabs in fire: Experimental and Numerical Modelling, *Journal of Structural Engineering*, 141(9), str. 1–14, 2015.

Ceccotti, A., Composite concrete-timber structures, *Progress in Structural Engineering and Materials*, 4, 264–275, 2002.

CREE, LifeCycle Tower ONE, <https://www.creebyrhomborg.com/project/life-cycle-tower-one>, 2012.

Dagenais, C., Ranger (Osborne), L., Cuierrier-Auclair S., Understanding fire performance of wood-concrete composite floor systems, Zbornik WCTE 2016 – World Conference on Timber Engineering, Dunaj, Avstrija, 2016.

Dias, A.M.P.G., Jorge, L.F.C., The effect of ductile connectors on the behaviour of timber-concrete composite beams, *Engineering Structures*, 33, 3033–3042, 2011.

Dias, A., Schänzlin, J., Dietsch, P., Design of timber-concrete composite structures: A state-of-the-art report by COST Action FP1402 / WG 4, Shaker Verlag Aachen, 2018.

Frangi, A., Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken, Doktorska disertacija, ETH Zurich, Švica, 2001.

Frangi, A., Fontana, M., Elasto-plastic model for timber-concrete composite beams with ductile connection, *Structural Engineering International*, 1, 47–57, 2003.

Frangi, A., Knobloch, M., Fontana, M., Fire design of timber-concrete composite slabs with screwed connections, *Structural Engineering International*, 136(2), 219–228, 2010.

Hozjan, T., 2D analiza prevajanja toplote po mediju: program HEATKO, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Ljubljana, 2009.

Hozjan, T., Bedon, C., Ogrin, A., Cvetkovska, M., Klippel, M., Literature Review on Timber-Concrete Composite Structures in Fire, *Journal of Structural Engineering*, 145(11): 04019142, 2019.

- Klippel, M., Boccadoro, L., Klingsch, E., Frangi, A., Fire tests on timber-concrete composite slabs using beech laminated veneer lumber, Zbornik WCTE 2016 – World Conference on Timber Engineering, Dunaj, Avstrija, 2016.
- Koroški pokrajinski muzej, Slovenj Gradec – Hiša Trg svobode 4., <https://www.kpm.si/dokumenti/kpmsg/12-TS4.html>, 2020.
- Meena, R., Schollmayer, M., Tannert, T., Experimental and Numerical Investigations of Fire Resistance of Novel Timber-Concrete-Composite Decks, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 28(6), 1–8, 2014.
- Miebach Ingenieurbüro, Heavy Load Bridge Crossing the Agger River in Lohmar Schiffarth, <https://www.ib-miebach.de/en/projects/timber-bridges/timber-concrete-composite-bridges/timber-concrete-composite-bridge-schiffarth-de.html>, 2014.
- Möhler, K., On the load carrying behavior of beams and columns of compound sections with flexible connections, Habilitacijska disertacija, Technical University of Karlsruhe, Nemčija, 1956.
- Nežerka, V., Timber–Concrete Composite Structures, Diplomsko naloga, CTU in Prague, Češka, 2010.
- NZS 3603. Timber Structures Standard, Standards New Zealand, Nova Zelandija, 1993.
- Ogrin, A., Hozjan, T., Pregled stanja na področju požarne odpornosti kompozitnih konstrukcij iz lesa in betona, Zbornik 41. zborovanja gradbenih konstruktorjev Slovenije, Bled, 2019.
- Ogrin, A., Hozjan, T., Fire resistance of timber-concrete composite slabs – A simplified method, *Materials and Structures*, 53, št. članka 106, 2020.
- O'Neill, J.W., The Fire Performance of Timber-Concrete Composite Floor, Magistrsko delo, University of Canterbury, Nova Zelandija, 2009.
- P Isson, J., Brandprovning av bärande bjälklag, Laboratorijsko poročilo, SP Technical Research Institute of Sweden, Švedska, 1998.
- SIST, SIST EN 1990:2004, Evrokod 0: Osnove projektiranja, Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, 2004a.
- SIST, SIST EN 1991-1-2:2004, Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-2. Del: Splošni vplivi - Vplivi požara na konstrukcije, Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, 2004b.
- SIST, SIST EN 1992-1-2:2005, Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij - 1-2. del: Splošna pravila - Projektiranje požarnovarnih konstrukcij, Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, 2005a.
- SIST, SIST EN 1995-1-1:2005, Evrokod 5: Projektiranje lesenih konstrukcij - 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe. Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, 2005b.
- SIST, SIST EN 1995-1-2:2005, Evrokod 5: Projektiranje lesenih konstrukcij - 1-2. del: Splošna pravila - Projektiranje požarnovarnih konstrukcij, Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, 2005c.
- STYRIA ARHITEKTURA d.o.o., Rekonstrukcija objekta Kazina, 2017.
- STYRIA ARHITEKTURA d.o.o., Rekonstrukcija in obnova stanovanjskega objekta, Trg svobode 4 v Slovenj Gradcu, 2019.
- Yeoh, D., Behaviour and design of timber-concrete composite floor system, Doktorska disertacija, University of Canterbury, Nova Zelandija, 2010.
- Yeoh, D., Fragiaco, M., de Franceschi, M., Heng Boon, K., State of the art on timber-concrete composite structures: Literature review, *Journal of Structural Engineering*, 137(10), 1085–1095, 2011.

NOVI DIPLOMANTI

UNIVERZA V LJUBLJANI, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO IN GEODEZIJO

I. STOPNJA - UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI PROGRAM VODARSTVO IN OKOLJSKO INŽENIRSTVO

Meta Katarina Tavčar, Analiza sanacije plazu in možnost rabe izkopanih zemljin za preoblikovanje terena na lokaciji, mentorizr. prof. dr. Janko Logar, somentorica asist. dr. Jasna Smolar; <https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=121575>

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

Benjamin Cerar, Kalibracija enačb mejnega stanja za armiranobetonske konstrukcije na osnovi zanesljivosti konstrukcij, mentor prof. dr. Goran Turk, somentorja Arpad Rozsas in Yang Yuguang; <https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=121870>

II. STOPNJA - MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM STAVBARSTVO

Ana Frankovič, Vrednotenje inovativnih fasadnih panelov z zaključnim slojem iz alkalijsko aktiviranih industrijskih in gradbenih odpadkov, mentor doc. dr. Mitja Košir, somentorica dr. Vilma Ducman; <https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=121872>

III. STOPNJA - DOKTORSKI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Gašper Stegnar, Progresivna metodologija informacijskega modeliranja za energijsko prenovo poslovnih stavb, mentor doc. dr. Tomo Cerovšek, somentorica doc. dr. Marjana Šijanec Zavrl; <https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=121871>

Aleš Jamšek, Seizmični stresni test z nepopolnimi podatki o stavbi, mentor prof. dr. Matjaž Dolšek; <https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=121576>

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

III. STOPNJA - DOKTORSKI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Žiga Unuk, Razvoj novega postopka za ojačitev starih lesenih stropov, mentor prof. dr. Miroslav Premrov, somentoricaizr. prof. dr. Vesna Žegarac Leskovar; <https://dk.um.si/IzpisGradiva.php?id=76289>

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

KOLEDAR PRIREDITEV

18.-19.1.2021

NGM2021 — 18th NGM Nordic Geotechnical Meeting

Spletna konferenca

www.ril.fi/en/events/ngm-2020.html

10.-12.3.2021

DFI-PFSF Piling & Ground Improvement Conference 2021

Sydney, Avstralija

www.dfi.org/dfieventlp.asp?13385

6.-8.4.2021

BMCT Dubai 2021 - International Conference and Exhibition on Building Materials and Construction Technologies

Dubaj, Združeni arabski Emirati

<https://bmctdubai.org/>

20.-22.4.2021

"Structural Faults + Repair-2020" & "European Bridge Conference-2020"

Edinburg, Škotska

www.structuralfaultsandrepair.com/

10.-12.5.2021

S.ARCH 2021 - 8th International Conference on Architecture and Built Environment with Architecture AWARDS

Rim, Italija

www.s-arch.net/

7.-9.6.2021

Mediterranean Symposium on Landslides

Neapelj, Italija

<https://medsymplandslides.wixsite.com/msl2021>

9.-11.6.2021

Mednarodna konferenca »Applications of structural fire engineering« - ASFE' 21

Ljubljana, Slovenija

www.fgg.uni-lj.si/mednarodna-konferenca-asfe-21/

17.-19.6.2021

EGRWSE-2020 — 3rd International Conference on Environmental Geotechnology, Recycled Waste Materials and Sustainable Engineering

Izmir, Turčija

<https://egrwse2021.com/>

19.-21.6.2021

2nd International Conference on Press-in Engineering (ICPE) 2021

Kochi, Japonska

<https://icpe-ipa.org/>

21.-25.6.2021

ICOSSAR 2021-13th International Conference on Structural Safety & Reliability

Šanghaj, Kitajska

www.icossar2021.org/

28.-30.6.2021

IS-Cambridge 2021 — 10th International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground

Cambridge, Združeno kraljestvo Velike Britanije in Severne Irske

www.is-cambridge2020.eng.cam.ac.uk/

4.-7.7.2021

11th International Workshop on Advanced Ground Penetrating Radar

Valletta, Malta

www.iwagpr2021.eu/

5.-8.7.2021

DFI Deep Mixing Conference 2021

Gdansk, Poljska

www.dfi.org/dfieventlp.asp?13330

2.-6.11.2021

5th World Landslide Forum

Kjoto, Japonska

<http://wlf5.iplhq.org/>

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