GRADBENI VESTNIK

november 2018

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

Poštnina plačana pri pošti 1102 Ljubljana

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

UDK-UDC 05 : 625; tiskana izdaja ISSN 0017-2774; spletna izdaja ISSN 2536-4332.

Ljubljana, november 2018, letnik 67, str. 229-248

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

Izdajateljski svet:
ZDGITS: **mag. Andrej Kerin**, predsednik
Dušan Jukić
prof. dr. Matjaž Mikoš
IZS MSG: **Gorazd Humar**
Ana Brunčič
dr. Branko Zadnik
UL FGG: **izr. prof. dr. Sebastjan Bratina**
UM FGPA: **doc. dr. Milan Kuhta**

Glavni in odgovorni urednik:
prof. dr. Janez Duhovnik

Lektor:
Jan Grabnar

Lektorica angleških povzetkov:
Romana Hudin

Tajnica:
Eva Okorn

Oblikovalska zasnova:
Mateja Goršič

Tehnično urejanje, prelom in tisk:
Kočevski tisk

Naklada:
500 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 številk. Letna naročnina za individualne naročnike znaša 23,16 EUR; za študente in upokojence 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 vštet 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 dvojnim presledkom med vrsticami.
5. Prispevki morajo vsebovati naslov, imena in priimke avtorjev z nazivi in naslovi ter besedilo.
6. Članki morajo obvezno vsebovati: naslov članka v slovenščini (velike črke); naslov članka v angleščini (velike črke); znanstveni naziv, imena in priimke avtorjev, strokovni naziv, navadni in elektronski naslov; oznako, ali je članek strokoven ali znanstven; naslov POVZETEK in povzetek v slovenščini; ključne besede v slovenščini; naslov SUMMARY in povzetek v angleščini; ključne besede (key words) v angleščini; naslov UVOD in besedilo uvoda; naslov naslednjega poglavja (velike črke) in besedilo poglavja; naslov razdelka in besedilo razdelka (neobvezno); ... naslov SKLEP in besedilo sklepa; naslov ZAHVALA in besedilo zahvale (neobvezno); naslov LITERATURA in seznam literature; naslov DODATEK in besedilo dodatka (neobvezno). Če je dodatkov več, so ti označeni še z A, B, C itn.
7. Poglavja in razdelki so lahko oštevilčeni. Poglavja se oštevilčijo brez končnih pik. Denimo: 1 UVOD; 2 GRADNJA AVTOCESTNEGA ODSEKA; 2.1 Avtocestni odsek ... 3 ...; 3.1 ... itd.
8. Slike (risbe in fotografije s primerno ločljivostjo) in preglednice morajo biti razporejene in omenjene po vrstnem redu v besedilu prispevka, oštevilčene in opremljene s podnapisi, ki pojasnjujejo njihovo vsebino.
9. Enačbe morajo biti na desnem robu označene z zaporedno številko v okroglem oklepaju.
10. Kot decimalno ločilo je treba uporabljati vejico.
11. Uporabljena in citirana dela morajo biti navedena med besedilom prispevka z oznako v obliki oglatih oklepajev: (priimek prvega avtorja ali kratica ustanove, leto objave). V istem letu objavljena dela istega avtorja ali ustanove morajo biti označena še z oznakami a, b, c itn.
12. V poglavju LITERATURA so uporabljena in citirana dela razvrščena po abecednem redu priimkov prvih avtorjev ali kraticah ustanov in opisana z naslednjimi podatki: priimek ali kratica ustanove, začetnica imena prvega avtorja ali naziv ustanove, priimki in začetnice imen drugih avtorjev, naslov dela, način objave, leto objave.
13. Način objave je opisan s podatki: knjige: založba; revije: ime revije, založba, letnik, številka, strani od do; zborniki: naziv sestanka, organizator, kraj in datum sestanka, strani od do; raziskovalna poročila: vrsta poročila, naročnik, oznaka pogodbe; za druge vrste virov: kratek opis, npr. v zasebnem pogovoru.
14. Prispevke je treba poslati v elektronski obliki v formatu MS WORD glavnemu in odgovornemu uredniku na e-naslov: janez.duhovnik@fgg.uni-lj.si. V sporočilu mora avtor napisati, kakšna je po njegovem mnenju vsebina članka (pretežno znanstvena, pretežno strokovna) oziroma za katero rubriko je po njegovem mnenju prispevek primeren.

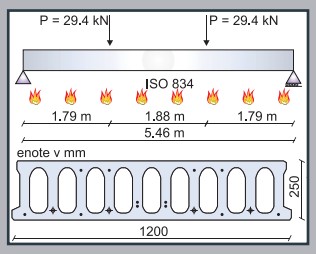
Uredništvo

Vsebina • Contents

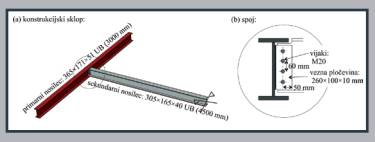
In memoriam

stran **230**
dr. Branko Zadnik, univ. dipl. inž. grad.
SAVO JANEŽIČ, UNIV. DIPL. INŽ. GRAD. (1922–2018)

Članki • Papers



stran **231**
asist. dr. Robert Pečenko, univ. dipl. inž. grad.
POSTOPKI ZA DOLOČITEV POŽARNE ODPORNOSTI PREDNAPETIH VOTLIH PLOŠČ
PROCEDURES TO DETERMINE FIRE RESISTANCE OF PRESTRESSED HOLLOW CORE SLABS



stran **240**
asist. dr. Peter Češarek, univ. dipl. inž. grad.
VPLIV VISOKOTEMPERATURNEGA LEZENJA JEKLA NA POŽARNO ODPORNOST VIJAČENIH JEKLENIH KONSTRUKCIJSKIH SISTEMOV
INFLUENCE OF HIGH TEMPERATURE CREEP ON FIRE RESISTANCE OF BOLTED STEEL STRUCTURAL SYSTEMS

Novice iz DGIT

stran **246**
Jože Preskar, univ. dipl. inž. grad.
DRUŠTVO GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV NOVO MESTO V LETU 2018

Novi diplomanti

stran **248**
Eva Okorn

Razpis IZS

NAGRADA JOŽEFA MRAKA ZA INOVATIVNOST

Koledar prireditev

Eva Okorn

Slika na naslovnici: Gradnja objektov CARGO na Brniku, foto: Alen Žagar

IN MEMORIAM

foto Boris Rodić

SAVO JANEŽIČ, UNIV. DIPL. INŽ. GRAD. (1922–2018)

16. oktobra se je poslovil Savo Janežič, spoštovani kolega in vzornik, Inženir (z veliko začetnico), eden od najuglednejših projektantov hidroenergetskih objektov v Sloveniji in nekdanji Jugoslaviji. Z njegovim odhodom so se skrčile vrste poslednjih predstavnikov generacije, ki je v času svojega življenja doživljala in soustvarjala izjemen tehnološki napredek naše družbe. Zgodba njegovega razgibanega in bogatega življenja je hkrati pripoved o času, ki je zahteval osebna odpovedovanja in nenehna prilagajanja ter stalno učenje. Od računanja z logaritmičnim računalom »rehenšiberjem«, risanja s peresom Redis po pauspapirju, ropotanja pisalnega stroja pa vse do prvih korakov računalništva in njegove eksplozivne rasti. Nepredstavljivo za današnje mlade kolege. Bil je vzor in vir znanja mlajšim generacijam, znanja, obogatenega z inženirsko intuicijo, in bogatimi izkušnjami, pridobljenimi na konkretnih, živih objektih. Slovenski strokovni prostor mu je priznaval častno mesto nestorja v pregradnem inženirstvu.

Rodil se je v Ljubljani leta 1922, diplomiral na tehniški fakulteti Univerze v Ljubljani leta 1947 in se istega leta zaposlil pri projektivnem biroju LRS v Ljubljani. Po ustanovitvi Hidroelektroprojekta leta 1949, ki se je pozneje preimenoval v Inženirski Biro Elektroprojekt, današnji IBE, d. d., je nadaljeval svoje delo na zahtevnem področju snovanja in izgradnje hidroelektrarn vse do svoje upokojitve leta 1989. Tudi po upokojitvi je vse do današnjih dni ostal v ustvarjalnem stiku z mlajšimi kolegi in spremljal aktualna dogajanja pri načrtovanju pregrad. V svoji aktivni, profesionalni karieri je sodeloval pri projektiranju in izgradnji številnih hidroelektrarn po Sloveniji, Črni gori, Bosni in Hercegovini, Makedoniji, Albaniji, Etiopiji, Kanadi, Hrvaški in na Filipinih.

V času svoje profesionalne rasti je bil leta 1957 na specializaciji v Electricite de France v Franciji, s svojim znanjem pa je prispeval tudi k razvoju Etiopije kot države v razvoju, kjer je kot strokovnjak v okviru tehnične pomoči Združenih narodov v šestdesetih letih vodil projektivni biro etiopskega elektrogospodarstva (Ethiopian Electric Light and Power Authority).

V jugoslovanskih časih je bil aktiven tudi pri delovanju JDVB (Jugoslovensko društvo za visoke brane), ki mu je med letoma 1979 in 1983 tudi predsedoval, dolga leta pa je aktivno sodeloval v delovnih podkomitejih JDVB. Njegove aktivnosti so odmevale v strokovnih krogih na republiškem nivoju in nivoju nekdanje skupne države, prejel pa je tudi državni odlikovanji: plaketo Nikole Tesle in državno odlikovanje Orden dela z zlatim vencem.

Ob inženirju Janežiču se je v toku njegovih profesionalnih aktivnosti razvilo na IBE veliko število strokovnjakov, ki danes suvereno vodijo najkompleksnejše projekte s področja pregradnega inženirstva in tudi gradbeništva v splošnem. Kot konzultant je sodeloval pri snovanju vseh hidroenergetskih objektov v Sloveniji. Po osamosvojitvi leta 1991 in izgubi povezav s strokovnimi in finančnimi institucijami v tujini smo bili prisiljeni marsikatero dejavnost začeti praktično na novo. Pri tem smo se oprli na mednarodno priznane strokovnjake. Gospod Savo Janežič je bil pri tem nepogrešljiv. Za njegove zasluge pri razvoju pregradnega inženirstva ga je leta 1997 predsednik Republike Slovenije odlikoval s častnim znakom svobode Republike Slovenije.

Z zornega kota promocije Slovenije v svetu je prispeval pomemben delež tudi kot ustanovni član Slovenskega nacionalnega komiteja za velike pregrade (SLOCOLD), ki nastopa kot polnopravni član v International Commission on Large Dams (ICOLD) že od leta 1993. Svoje bogato znanje je prelil tudi v pripravo slovenske izdaje šestjezičnega slovarja s področja pregradnega inženirstva.

Sava Janežiča bomo kolegi, sodelavci in prijatelji ohranili v trajnem spominu kot dobrega in delovnega strokovnjaka ter poštenega in iskrenega sodelavca.

dr. Branko Zadnik, univ. dipl. inž. grad.
Slovenski nacionalni komite za velike pregrade, SLOCOLD

POSTOPKI ZA DOLOČITEV POŽARNE ODPORNOSTI PREDNAPETIH VOTLIH PLOŠČ

PROCEDURES TO DETERMINE FIRE RESISTANCE OF PRESTRESSED HOLLOW CORE SLABS

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

Znanstveni članek
UDK 614.841.2:624.072.2

Povzetek | Članek prikazuje uporabo poenostavljenega in naprednega načina določitve požarne odpornosti prednapete votle plošče. Poenostavljen način temelji na uporabi metode izoterme 500 °C, ki jo podaja SIST EN 1992-1-2:2005 in spada med uveljavljene postopke za določitev požarne odpornosti nosilcev, izpostavljenih standardnemu požaru. Drugi, napredni način, ki predstavlja osrednji del prispevka, pa je razdeljen na dva dela. Najprej uporabimo napredni toplotno-vlažnostni model za določitev temperaturnega polja v karakterističnem prečnem prerezu plošče. Nato določimo napetostno-deformacijsko stanje plošče med požarom na osnovi geometrijsko in materialno nelinearnega modela nosilca z upoštevanje zamika med betonom in kabli. Na podlagi parametrične študije je bilo ugotovljeno, da upoštevanje zdrsa med betonom in kabli bistveno vpliva na odziv in požarno odpornost prednapete votle plošče.

Ključne besede: prednapeta votla plošča, požar, napredna računska metoda, zdrs med kabli in betonom

Summary | This paper presents different procedures to determine fire safety of presstresed hollow core slab. The simplified approach is based on the method isotherm 500°C, which is given in SIST EN 1992-1-2:2005. The main part of the paper is focused on the advanced calculation method that consists of two parts. Firstly, the advanced hygro-thermal model is used to determine the temperature field in the characteristic cross-section of the concrete hollow-core slab during fire. Secondly, stress-strain state of prestressed hollow-core slab is determined based on the geometrically and materially non-linear beam model, where also slip between concrete and tendon is considered. Parametric study demonstrated that slip modelling between concrete and tendon is essential to accurately estimate the behaviour and fire resistance of prestressed hollow-core slab.

Key words: prestressed hollow-core slab, fire, advanced computational method, bond stress-slip

1 • UVOD

Prednapeta votla plošča (v nadaljevanju PVP ali plošča) je najpogosteje uporabljen prefabricirani betonski element pri gradnji stropnih konstrukcij. Uporablja se zlasti pri stavbah, pri čemer je na seizmično izpostavljenih območjih zahtevnejša. Zaradi hitre proizvodnje in vgradnje, manjše porabe materiala, nizke porabe energije pri proizvodnji ter nizke transportne teže se njena prednost v primerjavi s konvencionalnimi betonskimi elementi izraža predvsem v ekonomičnosti. Pri vsakodnevnem projektiranju omenjenega konstrukcijskega elementa je poleg zagotovitve varnosti v običajnih pogojih uporabe treba zagotoviti tudi ustrezno požarno varnost plošče. Za njeno natančno določitev je treba poznati

obnašanje materialov v požaru, iz katerih je plošča sestavljena, tj. betona in jekla za prednapenjanje.

V betonu so pri povišanih temperaturah prisotni različni kemijski in fizikalni procesi. Poleg prevajanja toplote zaradi konvekcije in kondukcije pri betonu poteka tudi gibanje vode, vodne pare ter zraka po porah betona. Dodatno se izloča tudi kemijsko vezana voda, ki polni prostor v porah v obliki proste vode. Pri betonih z majhno poroznostjo in prepustnostjo to vodi v visoke porne tlake, ki lahko v povezavi z oviranimi temperaturnimi deformacijami povzročijo luščenje betona ((Gawin, 2006), (Majorana, 2010)). Poleg tega je beton pri temperaturah, višjih od 600 °C, izrazito podvržen lezenju, prihaja pa tudi do razkroja betona. Takšen beton je iz konstrukcijskega vidika neuporaben. Tudi za jeklo za prednapenjanje je znano, da se s temperaturo spreminjajo njegove mehanske lastnosti. Materialni model, ki ga predlaga SIST EN 1992-1-2 (SIST,2005), tako pri 400 °C upošteva padec trdnosti jekla za prednapenjanje za več kot polovico. Poleg tega pa se pri povišanih temperaturah pojavi še tako imenovano viskozno lezenje jekla. To se prične pri približno 400 °C, hitrost lezenja pa je odvisna od vrste jekla in nivoja napetosti. S tem smo našteli le nekaj fenomenov, ki se pojavljajo pri požaru. Zaradi tega je določitev požarne varnosti razmeroma kompleksen proces. Načinov je več, trend pa se vedno bolj usmerja v določanje odziva konstrukcij ter njenih sestavnih delov s pomočjo naprednih in zahtevnih numeričnih modelov, ki pa niso nujno primerni za vsakdanjo uporabo. Ravno zaradi zahtevnosti numeričnih modelov Evrokod predlaga tudi poenostavljene računske postopke, s katerimi na poenostavljen način določimo požarno odpornost betonskih elementov. Pri tem je treba omeniti, da ti postopki ne dajejo vpogleda v obnašanje konstrukcije med požarom.

Članek prikazuje uporabo različnih metod za določitev odziva in požarne odpornosti prednapete votle plošče, izpostavljene požaru. Glavni del prispevka se osredotoča na napredno računsko metodo, ki je razdeljena v dva dela. V prvem delu na podlagi naprednega toplotno-vlažnostnega modela določimo razvoj temperatur po plošči. V drugem delu pa je predstavljen materialno ter geometrijsko nelinearni mehanski model ravninskega nosilca, na osnovi katerega določimo odziv plošče pri požaru. Poleg napredne metode je prikazana tudi uporaba poenostavljene metode izoterme 500 °C v skladu s SIST EN 1992-1-2 (SIST, 2005), ki je uveljavljeno računsko orodje za določitev požarne odpornosti betonskih nosilcev pri požaru.

2 • TOPLOTNO-MEHANSKA ANALIZA

Za analizo obnašanja konstrukcije ali njenega dela v požaru uporabimo t. i. napredno računsko metodo, kjer lahko skladno z Evrokodom toplotno analizo opravimo neodvisno od mehanske analize, saj predpostavimo, da dovedeno mehansko delo bistveno ne vpliva na toplotni odziv konstrukcije. Pri toplotni analizi obravnavamo povezan problem prenosa toplote in vlage, saj ima slednja zaradi izparevanja proste in kemijsko vezane vode velik vpliv na razvoj temperatur v betonu med požarom. Rezultat tega dela analize je časovno odvisno temperaturno polje po konstrukciji, ki predstavlja toplotno obtežbo v nadaljnji mehanski analizi. S pomočjo slednje določimo požarno odpornost ter odziv plošče, izpostavljene sočasni mehanski in toplotni obtežbi. V nadaljevanju predstavimo toplotno-vlažnostno analizo ter podrobneje mehansko analizo, ki je bila razvita v okviru doktorske disertacije (Krauberger, 2008). Na kratko prikažemo še poenostavljeno metodo izoterme 500 °C, ki jo podaja standard SIST EN 1992-1-2 (SIST, 2005).

2.1. Toplotno-vlažnostna analiza

Osnovne enačbe za povezan prenos toplote in vlage sestavljata sistem kontinuitetnih enačb za ohranitev mase (prosta voda, vodna para in zrak) ter enačba za ohranitev energije, in sicer:

ohranitev mase proste vode:

$$\frac{\partial\left(\varepsilon_{FW}\rho_{FW}\right)}{\partial t}=-\nabla\cdot\mathbf{J}_{FW}-\dot{E}_{FW}+\frac{\partial\left(\varepsilon_{D}\rho_{FW}\right)}{\partial t}, \quad (1)$$

ohranitev mase vodne pare:

$$\frac{\partial\left(\varepsilon_{G}\tilde{\rho}_{v}\right)}{\partial t}=-\nabla\cdot\mathbf{J}_{V}+\dot{E}_{FW}, \quad (2)$$

ohranitev mase zraka:

$$\frac{\partial\left(\varepsilon_{G}\tilde{\rho}_{A}\right)}{\partial t}=-\nabla\cdot\mathbf{J}_{A}, \quad (3)$$

ohranitev energije:

$$\rho c\frac{\partial T}{\partial t}=-\nabla\cdot\left(-k\nabla T\right)-\left(\rho c\mathbf{v}\right)\cdot\nabla T-\lambda_{E}\left(\dot{E}_{FW}+\frac{\partial\left(\varepsilon_{D}\rho_{FW}\right)}{\partial t}\right). \quad (4)$$

V enačbah (1)–(4) $\mathbf{J}_i$ predstavlja masni tok, pri čemer i označuje različno fazo: FW je prosta voda, V je vodna para ter A je zrak. $\tilde{\rho}_v$ ter $\tilde{\rho}_A$ označujeta maso faz, normiranih na enoto volumna plinske mešanice, $\tilde{\rho}_{FW}$ pa je gostota vode. Veličine $\varepsilon_{FW}\rho_{FW}$, $\varepsilon_G\tilde{\rho}_v$ in $\varepsilon_G\tilde{\rho}_A$ tako predstavljajo maso proste vode, vodne pare in zraka, normirano na enoto volumna betona. Veličino izparjene proste vode označujemo z $\dot{E}_{FW}$, t je čas in ∇ je nabla operator. V energijski enačbi ρc predstavlja toplotno kapaciteto betona, k je njegova toplotna prevodnost, $\rho c\mathbf{v}$ je notranja energija vlage zaradi toka tekočin, λ_E in λ_D sta latentni toploti izparevanja oz. dehidracije proste oz. kemijsko vezane vode, $\varepsilon_D\rho_{FW}$ je masa vezane vode, ki se sprosti zaradi dehidracije, T pa predstavlja temperaturo.

Prehod toplote skozi zunanje površine plošče predpišemo na osnovi toplotnega površinskega pretoka, ki ga določa enačba:

$$\mathbf{n}\cdot\nabla T\equiv\frac{\partial T}{\partial n}=\frac{h_{qr}}{k}\left(T_{\infty}-T\right), \quad (5)$$

kjer je **n** enotski vektor normale na zunanji površini betona, T_∞ je temperatura okolice, h_{qr} pa predstavlja toplotni prestopni koeficient, ki je sestavljen iz konvekcijskega dela h_c ter radiacijskega dela h_r. Konvekcijski del je odvisen od prestopnega koeficienta α_o, radiacijski del pa od emisivnosti površine elementa ε_m.

Površinski masni pretok upoštevamo na osnovi izmenjave vodne pare med betonom in okolico, kar zapišemo z naslednjo enačbo:

$$\mathbf{n}\cdot\mathbf{J}_{v}=-\beta\left(\tilde{\rho}_{v,\infty}-\tilde{\rho}_{v}\right), \quad (6)$$

kjer β predstavlja masni prestopni koeficient (Cengel, 1998), $\tilde{\rho}_{v,\infty}$ pa gostoto vodne pare v okolici.

Na stiku med betonom in okolico upoštevamo tudi, da je pritisk v porah enak pritisku okolice $P_{G,\infty}$:

$$P_G=P_{G,\infty}. \quad (7)$$

2.1.1. Temperatura zraka v odprtinah

Prednapeta votla plošča v svoji geometriji vsebuje odprtino. Da bi v toplotni analizi zajeli vpliv odprtine na razvoj temperatur po prečnem prerezu plošče, celoten prečni prerez razdelimo na dva podsistema. Prvega predstavlja trdni del prečnega prereza, druge-

ga pa zrak znotraj odprtin. Na mejni ploskvi med tema dvema podsistemoma predpišemo specifični toplotni pretok (Velikanje, 1993), kjer upoštevamo samo toplotni pretok zaradi konvekcije:

$$q = \alpha_c \cdot (T_{st} - T_z), \quad (8)$$

pri tem je T_{st} temperatura stene odprtine, T_z temperatura zraka v odprtini, α_c pa prestopni koeficient.

Predpostavimo, da je temperatura zraka v odprtini konstantna, in toplotni tok dQ skozi robno ploskev odprtine velikosti $1 \times ds$, zapišemo z enačbo (9), pri čemer je ds element ločne dolžine robne ploskve.

$$dQ = \alpha_c \cdot (T_{st} - T_z) \cdot ds. \quad (9)$$

Z integracijo po notranjem robu odprtine in ob predpostavki, da je T_z=konst, lahko toplotni tok, ki se izmenja po celotnem notranjem robu odprtine, zapišemo:

$$Q = \int_0^L \alpha_c \cdot T_{st} \cdot ds - T_z \cdot \int_0^L \alpha_c \cdot ds, \quad (10)$$

kjer je L notranji obseg odprtine.

Če predpostavimo, da je sprememba temperature zraka dovolj hitra, jo lahko obravnavamo kot adiabatno, to pomeni, da se nič toplotne ne izmenja z okolico. V tem primeru lahko spremembo notranje energije zraka v odprtini zapišemo kot:

$$Q \cdot dt = m \cdot c_v \cdot dT_z, \quad (11)$$

kjer m predstavlja maso zraka, c_v je specifična toplota zraka pri stalnem volumnu (odprtine so zaprte, zato ni spremembe volumna zraka) ter dT_z je sprememba temperature zraka.

Maso zraka izrazimo na enoto dolžine z njegovo gostoto ρ in prostornino V ter po ureditvi dobimo:

$$Q = \rho \cdot V \cdot c_v \cdot \frac{dT_z}{dt} = \int_0^L \alpha_c \cdot T_{st} \cdot ds - T_z \cdot \int_0^L \alpha_c \cdot ds. \quad (12)$$

Enačba (12) predstavlja izhodišče pri računu temperature zraka znotraj odprtine.

2.1.2. Reševanje enačb povezanega toplotno-vlažnostnega problema

Nelinearne parcialne diferencialne enačbe (1)–(4) skupaj z ustreznimi robnimi pogoji (5)–(7) ter enačbo za določitev temperature v odprtini (12) rešimo numerično z metodo končnih elementov. Računski model je razvit v programskem okolju Matlab. Matematični postopki za izpeljavo sistema diferencialnih enačb, izraženih z osnovnimi neznankami (T, P_G, $\tilde{\rho}_v$), ter formulacija teh enačb v metodo končnih elementov so natančneje prikazani v (Hozjan, 2009).

2.2. Mehanska analiza

2.2.1. Napredna računska metoda

V tem poglavju predstavljamo osnovne enačbe za določitev napetostno-deformacijskega stanja prednapete votle plošče ob sočasnem delovanju statične in požarne obtežbe. Prednapeto votlo ploščo opišemo z geometrijsko točnim Reissnerjevim modelom ravninskega nosilca (Reissner, 1972), ki ga ločeno uporabimo za betonski del plošče, in kable za prednapenjanje, pri čemer na stiku med betonom in kabli upoštevamo zamik. Poleg tega model za kable poenostavimo v model vrvi. Ker je običajno dolžina plošče bistveno večja od njene višine, vpliv strižne deformacije na deformiranje plošče zanemarimo (Srpčič, 2003).

Obravnavamo prednapeti betonski nosilec začetnega razpona L ter konstantnega prečnega prereza A_c, ki vsebuje n_p kablov za prednapenjanje s prečnim prerezom A_p^k (k = 1, 2, ... n_p). Veličine, označene z $(\bullet)_c$ in $(\bullet)_p^k$, so značilne za betonski del nosilca oziroma k-ti kabel za prednapenjanje. Deformiranje nosilca opazujemo v ravnini X, Z evklidskega prostora s kartezijskim pravokotnim koordinatnim sistemom (X, Y, Z). Referenčna os nosilca je v težišču betonskega dela prereza. Poljubna delca betonskega dela in k-tega kabla za prednapenjanje sta opisana z lokalnimi koordinatami za beton (x_c, y_c, z_c) ter k-ti kabel (x_p^k, y_p^k, z_p^k). Pripadajoči enotski vektorji $\boldsymbol{e}_x, \boldsymbol{e}_y, \boldsymbol{e}_z$ ter $\boldsymbol{e}_x^p, \boldsymbol{e}_y^p, \boldsymbol{e}_z^p$ predstavljajo bazo materialnega koordinatnega sistema. Prednapeti betonski nosilec je podvržen konservativni, časovno neodvisni mehanski obtežbi ter časovno odvisnemu temperaturnemu polju po prečnem prerezu.

V skladu z Reissnerjevim modelom ravninskega nosilca lahko kinematične enačbe zapišemo na naslednji način:

$$1 + u_c' - (1 + \varepsilon_{c0}) \cos \varphi_c = 0, \quad (13)$$

$$w_c' - (1 + \varepsilon_{c0}) \sin \varphi_c = 0, \quad (14)$$

$$\varphi_c' - \kappa_c = 0, \quad (15)$$

$$1 + u_p^{k\prime} - (1 + \varepsilon_p^k) \cos \varphi_c = 0. \quad (16)$$

Veličine u_c, w_c ter φ_c predstavljajo horizontalni in vertikalni pomik poljubne točke referenčne osi betonskega dela nosilca ter zasuk prečnega prereza nosilca. Veličine u_c', w_c' ter φ_c' predstavljajo njihove odvode po materialni koordinati x_c. Podobno predstavlja u_p^k horizontalni pomik k-tega kabla za prednapenjanje, $u_p^{k\prime}$ pa njegov odvod po materialni koordinati x_p^k. Z ε_{c0} in κ_c označujemo specifično spremembo dolžine in psevdoukrivljenost referenčne osi betonskega dela nosilca, ε_p^k pa predstavlja specifično spremembo dolžine k-tega kabla za prednapenjanje.

Drugi sklop enačb predstavljajo ravnotežne enačbe, ki med seboj povezujejo notranje statične veličine prednapetega betonskega nosilca ter zunanjo obtežbo. Upoštevamo, da na nosilec delujeta konservativna linijska obtežba $\boldsymbol{q}_c = q_{X,c}\boldsymbol{E}_X + q_{Z,c}\boldsymbol{E}_Z$ ter linijska momentna obtežba $\boldsymbol{m}_c = m_{Y,c}\boldsymbol{E}_Y$. Poleg tega se na stiku med betonom in prednapetimi kabli pojavi kontaktna obtežba. Kabli delujejo na betonski del nosilca s kontaktno linijsko obtežbo $\boldsymbol{p}_c^k = p_{X,c}^k \boldsymbol{E}_x + p_{Z,c}^k \boldsymbol{E}_Z$ ter linijskim momentom $\boldsymbol{h}_c^k = p_{X,c}^k z_c^k \boldsymbol{E}_Y$. Ker so kabli za prednapenjanje obravnavani kot vrvi, betonski del prereza nanje vpliva le s kontaktno linijsko obtežbo $\boldsymbol{p}_p^k = p_{x,p}^k \boldsymbol{e}_{x,p} + p_{z,p}^k \boldsymbol{e}_{z,p} = p_{X,p}^k \boldsymbol{E}_X + p_{Z,p}^k \boldsymbol{E}_Z$. Ravnotežne enačbe so naslednje:

$$R_{X,c}' + q_{X,c} + \sum_{i=1}^{n_p} p_{X,c} = \left(N_c \cos\varphi_c + Q_c \sin\varphi_c\right)' + q_{X,c} + \sum_{i=1}^{n_p} p_{X,c} = 0, \quad (17)$$

$$R_{Z,c}' + q_{Z,c} + \sum_{i=1}^{n_p} p_{Z,c} = \left(Q_c \cos\varphi_c - N_c \sin\varphi_c\right)' + q_{Z,c} + \sum_{i=1}^{n_p} p_{Z,c} = 0, \quad (18)$$

$$M_c' - (1 + \varepsilon_{c0}) Q_c + m_{Y,c} + \sum_{i=1}^{n_p} p_{X,c}^k z_c^k = 0, \quad (19)$$

$$N_p^{k\prime} + p_{t,p}^k = 0. \quad (20)$$

$$N_p^k \left(\frac{1 + \varepsilon_p^k}{1 + \varepsilon_{c0} + z_c^k \kappa_c} \kappa_c \right) + p_{n,p}^k = 0. \quad (21)$$

V enačbah (17) in (18) sta $R_{X,c}$ in $R_{Z,c}$ ravnotežna horizontalna in vertikalna komponenta notranjih statičnih veličin N_c in Q_c, M_c je notranji statični moment, $p_{t,p}^k$ in $p_{n,p}^k$ pa sta komponenti kontaktnega obtežnega vektorja, definiranega v materialni bazi.

Ravnotežne veličine (N_c, M_c, N_p^k) so povezane s konstitutivnimi veličinami $(N_{c,c}, M_{c,c}, N_{c,p}^k)$ prek konstitucijskih enačb:

$$N_c = N_{c,c}(D_{\sigma,c}, T) = \int_{A_c} \sigma_c(D_{\sigma,c}, T)\, \mathrm{d}A_c, \quad (22)$$

$$M_c = M_{c,c}(D_{\sigma,c}, T) = \int_{A_c} \sigma_c(D_{\sigma,c}, T)\, z \mathrm{d}A_c, \quad (23)$$

$$N_p^k = N_{c,p}^k(D_{\sigma,p}^k, T) = \sigma_p^k(D_{\sigma,p}^k, T) A_p^k. \quad (24)$$

V zgornjih enačbah predstavlja A_p^k prečni prerez k-tega kabla za prednapenjanje. $\sigma_c(D_{\sigma,c}, T)$ in $\sigma_p^k(D_{\sigma,p}^k, T)$ označujeta vzdolžno napetost v betonu ter jeklu za prednapenjanje, ki sta odvisni od mehanske deformacije betonskega dela nosilca $D_{\sigma,c}$ in k-tega kabla za prednapenjanje $D_{\sigma,p}^k$. Napetosti so z deformacijskim veličinami povezane preko naslednjih zvez:

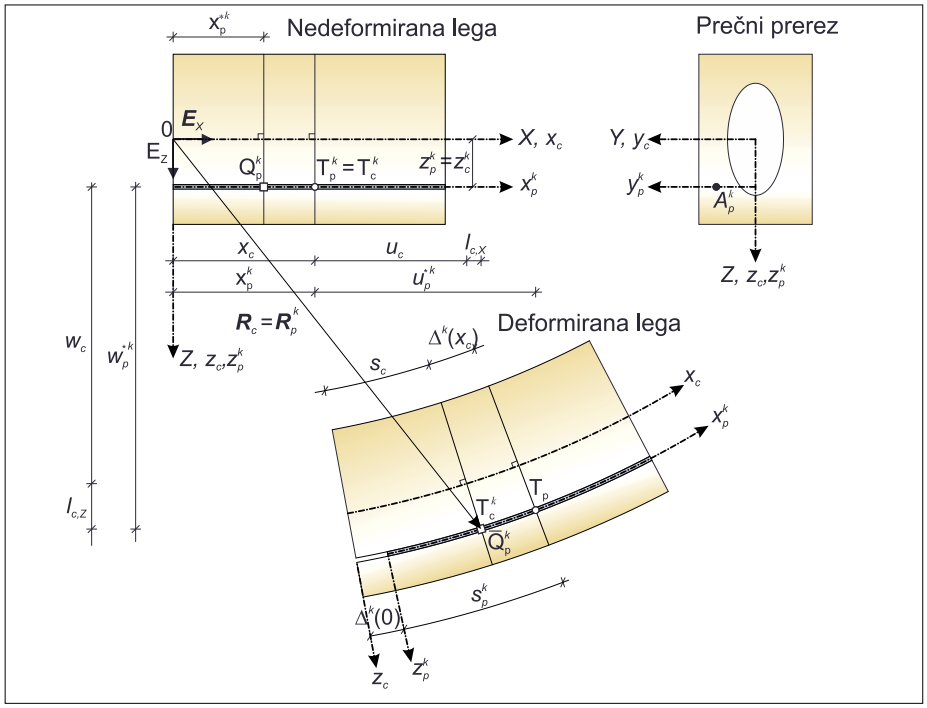
$$\sigma_c = f_c(D_{\sigma,c}, T), \quad (25)$$

$$\sigma_p = f_p(D_{\sigma,p}^k, T). \quad (26)$$

Funkciji (f_c in f_p) predstavljata tako imenovano napetostno-deformacijsko zvezo, ki jo običajno določamo eksperimentalno.

Poleg kinematičnih, ravnotežnih in konstitucijskih enačb v formulacijo mehanskega modela nosilca vpeljemo še vezne enačbe, s katerimi zajamemo interakcijo med betonom in kabli. V predstavljenem matematičnem modelu upoštevamo, da se beton in kabli na stiku samo zamaknejo, hkrati pa še dodatno poenostavimo, da je debelina kablov za prednapenjanje enaka 0, tako da materialni koordinati z_c^k in z_p^k sovpadata, kot je razvidno s slike 1. Predpostavimo, da sta vektorja, ki opisujeta deformiran položaj poljubnega delca na stiku, enaka :

$$\boldsymbol{R}_c = \boldsymbol{R}_p^k. \tag{27}$$



Slika 1 • **Nedeformirana ter deformirana lega prednapetega betonskega nosilca.**

V komponenti obliki zavzame enačba (27) naslednjo obliko:

$$x_c + u_c + x_c^k \sin\varphi_c = x_p^{*k} + u_p^k, \tag{28}$$

$$w_c + z_c^k \cos\varphi_c = w_p^k. \tag{29}$$

Geometrijski pomen zdrsa je nazorno prikazan na sliki 1 in ga zapišemo na naslednji način:

$$\Delta^k(x_c) = \Delta^k(0) + s_c - s_p^k. \tag{30}$$

V zgornji enačbi $\Delta^k(0)$ predstavlja skrček kablov za prednapenjanje, $\Delta^k(x_c)$ zdrs na stiku med kabli in betonom, s_c in s_p^k sta deformirani dolžini od začetnega delca betonskega dela nosilca oz. kablov za prednapenjanje na stiku do izbranega delca.

Deformirani dolžini določimo kot:

$$s_c = \int_0^{x_c} \left(1 + \varepsilon_{c0} + z_c^k \kappa_c\right) dx, \tag{31}$$

$$s_p^k = \int_0^{x_c} \left(1 + \varepsilon_p^k\right) dx. \tag{32}$$

Ob vstavitvi enačb (31) in (32) v enačbo (30) dobimo končni izraz za zamik na stiku med betonom in *k*-tim prednapetim kablom ((Čas, 2004), (Krauberger, 2008)):

$$\Delta^k(x_c) = \int_{x_p^{*k}}^{x_c} \left(1 + \varepsilon_p^k\right) dx. \tag{33}$$

Poleg zamika moramo poznati tudi zveze med komponentami kontaktne linijske obtežbe:

$$p_{X,c}^k = -p_{X,p}^k. \tag{34}$$

$$p_{Z,c}^k = -p_{Z,p}^k. \tag{35}$$

Zveze med komponentami kontaktne linijske obtežbe v različnih bazah pa določimo kot:

$$p_{X,c}^k = p_{t,c}^k \cos\varphi_c + p_{n,c}^k \sin\varphi_c. \tag{36}$$

$$p_{Z,c}^k = -p_{t,c}^k \sin\varphi_c + p_{n,c}^k \cos\varphi_c, \tag{37}$$

kjer $p_{t,c}^k$ in $p_{n,c}^k$ predstavljata strižno in normalno komponento kontaktnega napetostnega vektorja, s katero *k*-ti prednapeti kabel deluje na betonski del nosilca. Ob upoštevanju, da so zamiki na stiku majhni (Čas, 2004), velja tudi naslednja zveza:

$$p_{t,p}^k = -p_{t,c}^k \quad \text{in} \quad p_{n,p}^k = -p_{n,c}^k, \tag{38}$$

kjer $p_{t,p}^k$ in $p_{n,p}^k$ predstavljata strižno in normalno komponento kontaktnega napetostnega vektorja, s katero beton deluje na *k*-ti prednapeti kabel.

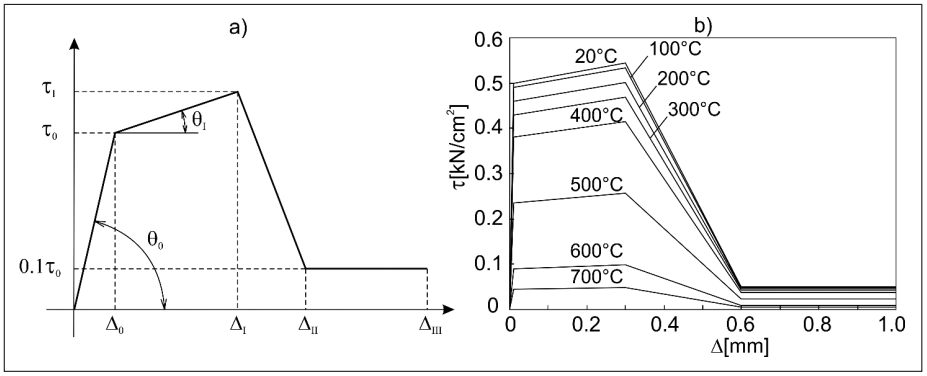
Zvezo med strižno komponento kontaktne linijske obtežbe ($p_{t,c}^k$) in zamikom na stiku med betonom in kabli za prednapenjanje podajamo v obliki konstitucijskega zakona, ki ga v splošnem zapišemo kot:

$$p_{t,c}^k = G_{t,c}^k\left(\Delta^k, p_{n,c}^k, T, \ldots\right). \tag{39}$$

Konstitucijski zakon stika je odvisen od zamika, normalne komponente kontaktne linijske obtežbe, temperature ter številnih drugih parametrov. Podobno kot konstitucijsko zvezo med napetostmi in deformacijami določimo tudi ta zakon s pomočjo eksperimentov. V predstavljenem mehanskem modelu uporabimo konstitucijski zakon stika, primeren za povišane temperature, ki ga je v svoji doktorski disertaciji predstavila Kraubergerjeva (Krauberger, 2008) in je prikazan na sliki 2b. Njen konstitucijski model temelji na modelu, ki sta ga predlagala Keuser in Mehlhorn (Keuser, 1983), in je prikazan na sliki 2a.

Na sliki 2 predstavlja θ_0 začetno togost stika, τ_0 je strižna napetost na meji elastičnosti, τ_1 je trdnost stika, Δ_0 in Δ_I sta zamika na meji elastičnosti in trdnosti stika, Δ_{II} in Δ_{III} pa zamika v območju mehčanja.

Za določitev napetostno-deformacijskega stanja prednapete votle plošče, izpostavljene požaru, moramo sistem kinematičnih, ravnotežnih, konstitucijskih in veznih enačb dopolniti s pripadajočimi robnimi pogoji:



Slika 2 • **Konstitucijski zakon stika med betonom in jeklom za prednapenjanje pri a) sobni temperaturi (Keuser, 1983) in b) pri povišanih temperaturah (Krauberger, 2008).**

$$-S_{1,c} - R_{X,c}(0) = 0 \quad \text{oz.} \quad u_{1c,} = u_c(0), \quad (40)$$

$$-S_{2,c} - R_{Z,c}(0) = 0 \quad \text{oz.} \quad u_{2c,} = w_c(0), \quad (41)$$

$$-S_{3,c} - M_c(0) = 0 \quad \text{oz.} \quad u_{3,c} = \varphi_c(0), \quad (42)$$

$$-S_{4,c} - R_{X,c}(L) = 0 \quad \text{oz.} \quad u_{4c,} = u_c(L), \quad (43)$$

$$-S_{5,c} - R_{Z,c}(L) = 0 \quad \text{oz.} \quad u_{5c,} = w_c(L), \quad (44)$$

$$-S_{6,c} - M_c(L) = 0 \quad \text{oz.} \quad u_{6c,} = \varphi_c(L). \quad (45)$$

Aditivni razcep prirastka geometrijske deformacije

Vpliv spremenjenih mehanskih lastnosti betona in jekla za prednapenjanje pri povišanih temperaturah v predstavljenem mehanskem modelu formalno upoštevamo z aditivnim razcepom prirastka geometrijskih deformacij ΔD_c in ΔD_p^k na prirastke mehanske deformacije ΔD_σ, temperaturne deformacije ΔD_{th}, deformacije lezenja ΔD_{cr} ter pri betonu na prirastek prehodne deformacije $\Delta D_{tr,c}$:

betonski del:

$$\Delta D_c = \Delta D_{\sigma,c} + \Delta D_{th,c} + \Delta D_{cr,c} + \Delta D_{tr,c}, \quad (41)$$

jeklo za prednapenjanje:

$$\Delta D_p^k = \Delta D_{\sigma,p} + \Delta D_{th,p} + \Delta D_{cr,p}. \quad (42)$$

Prirastki deformacij so implicitno ali eksplicitno odvisni od temperature, v modelu pa so upoštevani prek konstitucijskih veličin $N_{c,c}, M_{c,c}$ in $N_{c,p}^k$. Bolj natančen opis aditivnega razcepa je prikazan v (Hozjan, 2010) in (Krauberger, 2008).

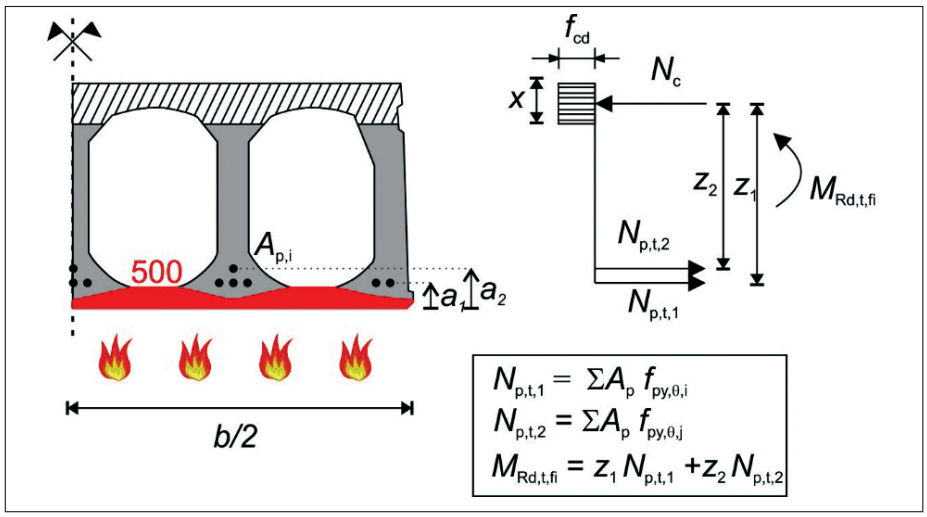
Reševanje sistema osnovnih enačb

Osnovne enačbe, ki smo jih prikazali v prejšnjem razdelku, predstavljajo sistem nelinearnih algebrajskih diferencialnih enačb, katerih analitično rešitev je težko določiti. Zaradi tega sistem enačb rešimo numerično z metodo končnih elementov. Uporabimo deformacijsko metodo končnih elementov, pri kateri formulacija metode temelji na interpolaciji deformacijskih veličin (Planinc, 1998). Sistem Euler-Lagrangevih enačb za deformacijski končni element je izpeljan na podlagi modificiranega izreka o virtualnem delu. Za rešitev sistema Euler-Lagrangevih enačb celotni čas požarne analize $[0, t^{kon}]$ razdelimo na večje število časovnih prirastkov $[t^{i-1}, t^i]$, kjer rešitev iščemo znotraj vsakega časovnega koraka z Newtonovo iteracijsko metodo, ki jo je v svoji disertaciji podrobneje opisal Bratina (Bratina, 2003). Pri času t^i dobimo rešitev na podlagi znanih kinematičnih, deformacijskih in ravnotežnih veličin pri času t^{i-1} ter temperaturne in mehanske obtežbe pri času t^i. Izpeljava geometrijsko točnega končnega elementa za prednapete nosilce je v svoji doktorski nalogi predstavila Kraubergerjeva (Krauberger, 2008).

2.2.2. Metoda izoterme 500 °C

Metodo izoterme 500 °C uvrščamo v skupino poenostavljenih računskih metod za dokazovanje požarne varnosti. Uporabna je za armirane in prednapete betonske elemente pri osni, upogibni in kombinirani osno-upogibni obremenitvi. Metoda je primerna za beton z nizko vsebnostjo vlage ter za običajno stopnjo armiranja in je kalibrirana na standardno in parametrično požarno krivuljo. Metoda temelji na predpostavki, da se del betonskega preseka s temperaturo, višjo od 500 °C, (poškodovani beton) pri računu nosilnosti prereza ne upošteva, medtem ko beton s temperaturo pod 500 °C ohrani polno nosilnost. Prispevke prednapetih kablov oz. armaturnih palic k požarni odpornosti prečnega prereza upoštevamo skladno s temperaturno odvisnimi redukcijskimi faktorji trdnosti, ki jih podaja standard SIST EN 1992-1-2 (SIST, 2005).

Postopek določitve požarne odpornosti prednapete votle plošče z metodo izoterme 500 °C je naslednji. Najprej določimo nosilnost kablov pri povišanih temperaturah in območje betona, kjer je temperatura nižja od 500 °C. Nato na podlagi ravnotežja osnih sil v prečnem prerezu izračunamo lego nevtralne osi. Pri tem upoštevamo, da so napetosti v tlačno obremenjenem delu prečnega prereza konstantne in so enake tlačni trdnosti betona pri 20 °C. Iskano upogibno odpornost prereza pri povišanih temperaturah izračunamo z vsoto prispevka betonskega dela in prispevka prednapetih kablov oz. armature. Čas, pri katerem postane projektna upogibna odpornost prereza manjša od projektnega vpliva pri požarnem projektnem stanju, imenujemo požarna odpornost obravnavane prednapete plošče. Način izračuna je shematično prikazan na sliki 3.



Slika 3 • **Model izoterme 500 °C.**

Na sliki 3 oznaki $N_{p,t,1}$ in $N_{p,t,2}$ predstavljata največji možni sili v kablih za prednapenjanje (v primeru dveh kabelskih pozicij), N_c je rezultirajoča tlačna sila v betonu, $f_{py,\theta}$ pa je reducirana trdnost kablov. Projektno upogibno odpornost $M_{Rd,t,fi}$ izračunamo na podlagi produkta rezultirajočih sil ($N_{p,t,1}$ in $N_{p,t,2}$) v prečnem prerezu ter njunih ročic (z_1 in z_2).

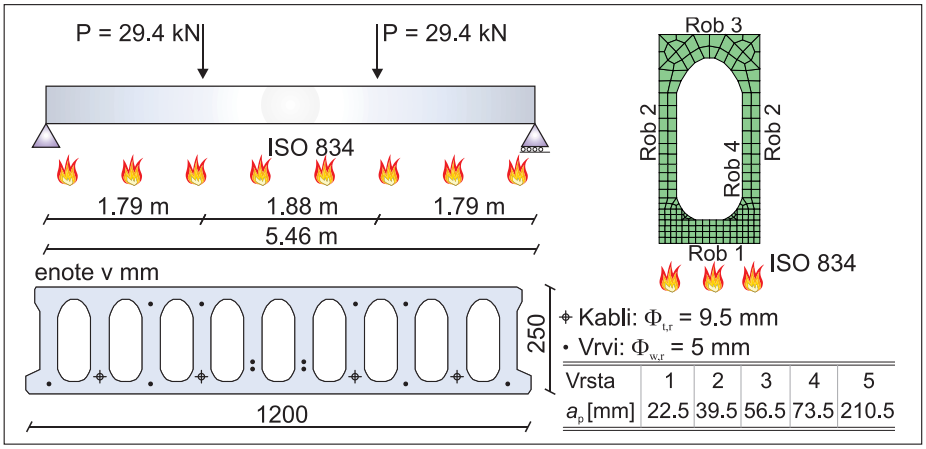
3 • RAČUNSKI PRIMERI

3.1. Validacija numeričnega modela z eksperimentom

Napredno računsko metodo, predstavljeno v razdelku 2.2, validiramo z eksperimentom, ki ga je opravil Aguado s sodelavci (Aguado, 2012), kjer so obravnavali odziv prednapete votle plošče ob hkratnem delovanju statične ter požarne obtežbe. Plošča je bila izpostavljena standardnemu požaru, preizkus pa je bil opravljen v naravnem merilu. Razpetina plošče je znašala 5,46 m, vanjo pa je bilo vgrajenih dvanajst vrvi nazivnega premera 5 mm ter štirje kabli nazivnega premera 9.5 mm. Vrvi in kabli so bili položeni v različnih ravninah, pri čemer je krovni sloj do prve ravnine vrvi znašal 22,5 mm, razdalje do ostalih

ravnin (a_p) pa so podane na sliki 4. Plošča je bila skupaj z lastno težo obtežena z dvema točkovnima obtežbama velikosti 29,4 kN, ki delujeta v smeri gravitacije. Geometrijski podatki plošče ter mreža končnih elementov za toplotno analizo so prikazani na sliki 4.

izpostavljenem robu znašata faktor emisivnosti in prestopni koeficient 0,7 ter 25 W/m^{2}K. Na robovih 3 in 4 upoštevamo prestopni konvekcijski koeficient 9 W/m^{2}K, vpliv radiacije pa zanemarimo. Na simetrijski ravnini (rob 2) toplotnega ter masnega toka ne predpišemo.



Slika 4 • **Geometrija prednapete votle plošče (Aguado, 2008) in diskretizacija prečnega prereza za toplotno analizo.**

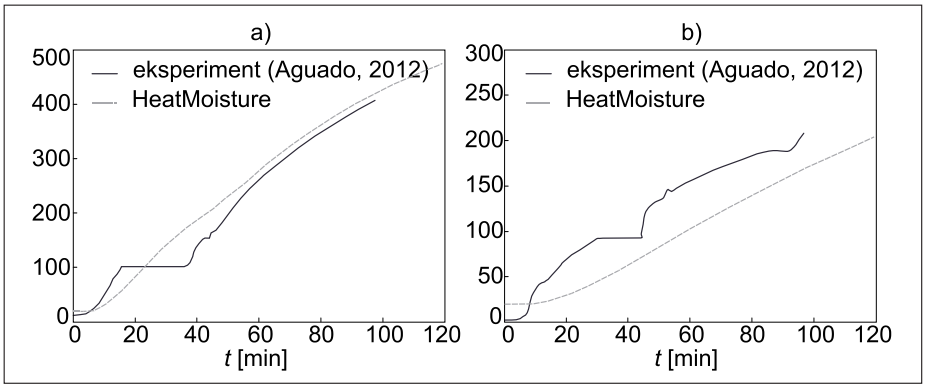
3.1.1. Toplotno-vlažnostna analiza

Plošča je standardnemu požaru izpostavljena s spodnje strani, zato lahko zaradi simetrije obravnavamo le devetino prečnega prereza, kot je prikazano na sliki 4. Mrežo končnih elementov sestavlja 184 štirivozliščnih končnih elementov ter 240 vozlišč in je zaradi večje natančnosti izračuna na spodnjem robu bolj zgoščena. Robni pogoji na robovih 1–4 so prikazani v preglednici 1. Na spodnjem izpostavljenem robu znašata faktor emisivnosti in prestopni koeficient 0,7 ter 25 W/m^{2}K. Na robovih 3 in 4 upoštevamo prestopni konvekcijski koeficient 9 W/m^{2}K, vpliv radiacije pa zanemarimo. Na simetrijski ravnini (rob 2) toplotnega ter masnega toka ne predpišemo.

Toplotno prevodnost, specifično toploto ter gostoto betona pri povišanih temperaturah upoštevamo skladno s SIST EN 1992-1-2 (SIST, 2005), kjer za toplotno prevodnost upoštevamo spodnjo mejo. Ostali podatki, potrebni za toplotno-vlažnostno analizo, so: gostota cementa ρ_{cem} = 300 kg/m^3, začetna temperatura T_0 = 20 °C, začetni pritisk v porah $P_{G,0}$ = 0,1 MPa, začetna koncentracija vodne pare $\tilde{\rho}_{v,0} = 0{,}0111$ kg/m^3, koncentracija vodne pare na robu $\tilde{\rho}_{v,\infty} = 0{,}0089$ kg/m^3, začetna količina proste vode $\bar{\rho}^0_{FW} = 50$ kg/m^3, začetna prepustnost betona K_0 = 1 × 10^{-16}, začetna poroznost betona $p^0_{or} = 0.1$.

Rob 1	Rob 2	Rob 3	Rob 4
$q_T = q_T(T_{ISO})$	$\frac{\partial T}{\partial n} = 0$	$q_T = q_T(T = 20°C)$	$q_T = q_T(T_Z)$
P_G = 0.1 MPa	$\frac{\partial P_G}{\partial n} = 0$	P_G = 0.1 MPa	P_G = 0.1 MPa
qv = qv ($\tilde{\rho}_{v,\infty}$)	$\frac{\partial \tilde{\rho}_v}{\partial n} = 0$	qv = qv ($\tilde{\rho}_{v,\infty}$)	qv = qv ($\tilde{\rho}_{v,\infty}$)

Preglednica 1 • **Vhodni podatki za mehansko analizo.**



Slika 5 • **Razvoj temperatur: a) na mestu kablov, b) znotraj odprtine.**

Za ustrezno validacijo toplotno-vlažnostnega modela med seboj primerjamo numerično izračunani ter eksperimentalno izmerjeni razvoj temperatur v različnih delih prečnega prereza plošče. Na sliki 5a prikazujemo razvoj temperature v drugi vrsti kablov (39.5 mm od spodnjega roba). Kot je razvidno, pride do večjih odstopanj v časovnem intervalu od 15 do 40 minut. Razlog za to je izparevanje proste vode v betonu, zaradi česar je v eksperimentu opazen plato pri 100 °C. V modelu HeatMoisture je izparevanje vode tudi upoštevano, vendar takšnega lokaliziranega platoja ni mogoče doseči, se pa ta vpliv vidi na globalni ravni, tj. v naklonu krivulje, ki ponazarja razvoj temperature. To je še posebej izrazito od časa 60 minut naprej, kjer primerjani razvoj temperatur dobro sovpada. Na sliki 5b je podan razvoj temperature znotraj odprtine. Numerično določen razvoj temperatur je počasnejši v primerjavi z izmerjenimi vrednostmi, razlog za to pa je neupoštevanje vpliva radiacije na razvoj temperatur znotraj luknje.

3.1.2. Napredna mehanska analiza

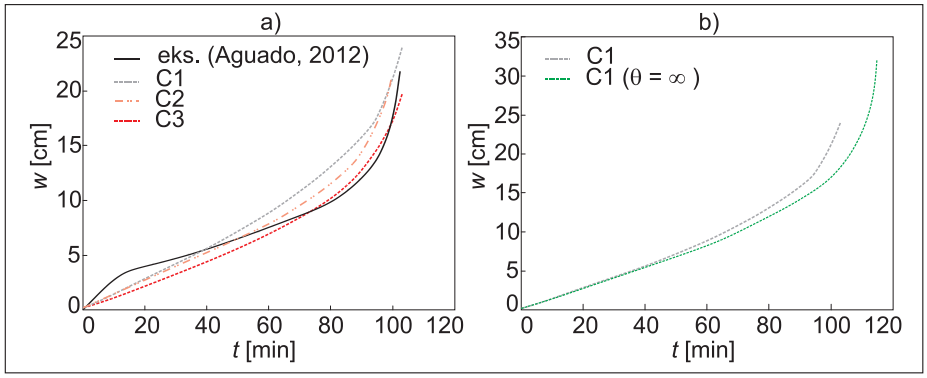
Pri mehanski analizi upoštevamo model prostoležečega nosilca z razponom 5,46 m. Ploščo modeliramo z desetimi linijskimi končnimi elementi. Za račun napetosti v betonskem delu prečnega prereza plošče devetino prečnega prereza razdelimo na 23 pravokotnih polj. Znotraj vsakega polja izračunamo prispevek napetosti s pomočjo 3-točkovne Gaussove ploskovne integracijske sheme. Tako je skupno število integracijskih točk 207. Kable za prednapetje obravnavamo točkovno. Konstitucijski zakon betona ter jekla za prednapetje pri povišanih temperaturah je privzet skladno s SIST EN 1992-1-2 (SIST, 2005), pri čemer karakteristična tlačna trdnost betona znaša 5,5 kN/cm^2, natezna trdnost kablov pa je $f_{p0.1,k}$ / f_{pk} = 167/186 kN/cm^2. V uporabljenem konstitucijskem zakonu jekla za prednapenjanje pri povišanih temperaturah je deformacija lezenja jekla že zajeta. Zaradi tega eksplicitno upoštevanje inkrementa deformacije lezenja jekla ni potrebna ($\Delta D_{cr,p}$ = 0). Prirastek prehodne deformacijo betona upoštevamo skladno z modelom Anderberga in Thelanderssona (Anderberg, 1976). Prirastek temperaturne deformacije betona

in jekla izračunamo v skladu s standardom SIST EN 1992-1-2 (SIST, 2005). Inkrement deformacije lezenja betona pa je določen na podlagi formulacije, podane v (Harmathy, 1967). Za mehansko analizo naredimo več primerov, kjer upoštevamo različne prirastke deformacij, kot je prikazano v preglednici 2. V vseh primerih upoštevamo naslednje vrednosti parametrov stika: $\tau_0 = 0.5$ kN/cm^2, $\tau_1 = 0.545$ kN/cm^2, $\Delta_0 = 0.1$ mm, $\Delta_I = 3$ mm, $\Delta_{II} = 6$ mm, $\Delta_{III} = 10$ mm.

Primer	Prirastek deformacije		
	ΔD_{th}	$\Delta D_{cr,c}$	$\Delta D_{tr,c}$
C1	✔	✖	✖
C2	✔	✔	✖
C3	✔	✔	✔

Preglednica 2 • **Upoštevanje različnih prirastkov deformacij.**

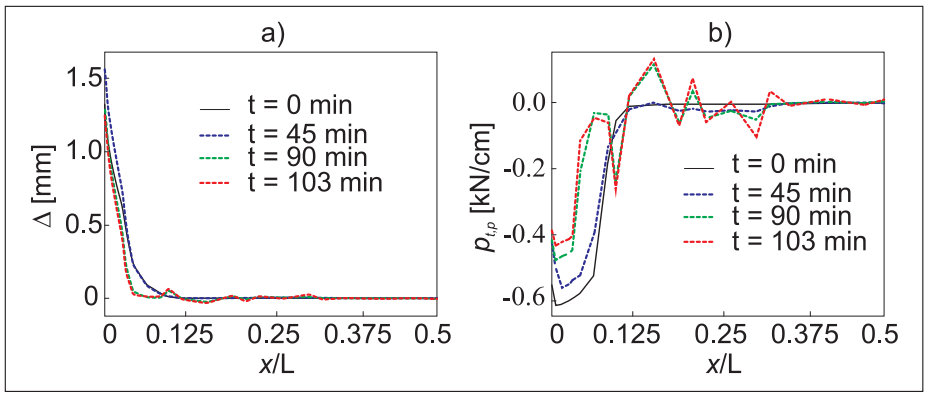
Za ustrezno validacijo mehanskega modela med seboj primerjamo razvoj navpičnega pomika na sredini razpona plošče, določenega eksperimentalno in numerično (slika 6a), dodatno pa prikazujemo še vpliv različnih inkrementov deformacij. Kot se izkaže, se eksperimentalno izmerjenemu pomiku najbolj približamo, ko v modelu upoštevamo vse inkremente deformacij (primer C3), kar je tudi pričakovano, saj na ta način zajamemo bistvene fizikalne fenomene v plošči med požarom. Primerjava med numeričnim izračunom C3 ter eksperimentom razkriva, da do nekaj odstopanj v razvoju pomika pride v prvi fazi požara (prvih 20 minut). Kot je navedeno v (Aguado, 2012), ogrevanje plošče s spodnje strani povzroči velik temperaturni gradient po višini prečnega prereza plošče. Posledično v stojini plošče nastopijo natezne deformacije ter s tem povezana razpokanost stojine. Zaradi tega v eksperimentu pomiki hitro naraščajo v tej fazi požara. V predstavljenem mehanskem modelu vpliv razpokanosti na togost plošče ni upoštevan. Zato je razlika v razvoju izmerjenega in izračunanega pomika pričakovana. V drugi fazi požara (od 20. do 80. minute) je odziv plošče odvisen predvsem od zmanjšanja mehanskih lastnosti betona in jekla za prednapenjanje zaradi povišanih temperatur v prečnem prerezu plošče. V tej fazi se izmerjeni in izračunani pomik dobro ujemata. V tretji fazi požara (po 80 minutah) začne vertikalno pomik bistveno hitreje naraščati v primerjavi s prvima dvema fazama. Razlog za to je pojav visokih temperatur (T > 400 °C) na mestu kablov in s tem povezanega viskoznega lezenja kablov, ki



Slika 6 • **a) Razvoj navpičnega pomika na sredini razpona plošče. b) Vpliv podajnosti stika na razvoj pomika za primer C1.**

ima prevladujoč vpliv na obnašanje plošče v tej fazi. Kot je že omenjeno, je v mehanskem modelu vpliv viskoznega lezenja upoštevan prek konstitucijskega zakona jekla za prednapenjanje pri povišanih temperaturah. Kot vidimo, lahko z numeričnim modelom zelo natančno določimo odziv plošče v tej fazi požara ter posledično tudi požarne odpornosti plošče. Čas porušitve v primeru eksperimenta znaša 101,9 minute, računski čas porušitve pa znaša 102,8 minute.

Novost predstavljenega mehanskega modela je upoštevanje zdrsa med kabli ter betonom. Zato na sliki 6b prikazujemo vpliv togosti stika na razvoj vertikalnega pomika plošče. Za osnovo vzamemo primer C1 (samo vpliv



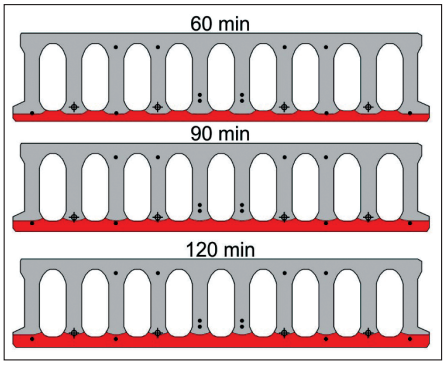
Slika 7 • **Razporeditev: a) zamika, Δ b) kontaktne strižne napetosti med betonom in kabli.**

temperaturnih deformacij), dodatno pa izvedemo študijo, kjer upoštevamo popolnoma tog stik med betonom in kabli ($\theta = \infty$). Primerjava rezultatov s podajnim in togim stikom razkriva, da do večjih odstopanj pride v zadnji fazi požara. Kot se izkaže, je v primeru popolnoma togega stika razvoj pomika počasnejši v primerjavi s podajnim stikom, posledično je tudi požarna odpornost s togim stikom višja kot s podajnim stikom. Upoštevanje podajnosti stika je torej bistvenega pomena, saj lahko v nasprotnem primeru precenimo požarno odpornost plošče.

Slika 7 prikazuje razporeditev zamika ter strižne komponente kontaktnega napetostnega vektorja med betonom in drugo vrsto kablov pri različnih časih. Največji zamik ter kontaktna strižna napetost nastopita na mestu podpor (x/L = 0). Največji zamik znaša 1,5 mm in je manjši od zamika na meji trdnosti stika $\Delta_I = 3$ mm. Kontaktna strižna napetost pa doseže vrednost 0,52 kN/cm^2, kar predstavlja 95 % strižne trdnosti stika ($\tau_1 = 0.545$ kN/cm^2). Tako zamik kakor tudi kontaktna strižna napetost se zmanjšujeta z oddaljevanjem od podpore do približno x/L = 0,1, za tem pa je opazno značilno nihanje obeh veličin, kar je posledica pojava razpok (nateznih napetosti) v betonu. Podobno so odkrili tudi drugi raziskovalci ((Markovič, 2013), (Rabczuk, 2006)).

3.1.3. Metoda izoterme 500 °C

V tem poglavju prikazujemo uporabo metode izoterme 500 °C za izračun požarne odpornosti obravnavane prednapete votle plošče. Računski model metoda izoterme 500 °C je prikazan na sliki 3. Model je razmeroma enostaven, saj prek dvojice sil izračunamo odpornostni moment, ki ga prerez nudi pri raz-



Slika 8 • **Izoterme pri časih 60, 90 in 120 minut.**

ličnih časih izpostavljenosti požaru. Izoterme 500 °C določimo na podlagi toplotno-vlažnostne analize, predstavljene v poglavju 3.1.1, ter jih za čase 60, 90 in 120 minut prikazujemo na sliki 8.

V preglednici 3 prikazujemo izračun po metodi izoterme 500 °C. T_i predstavlja temperaturo na mestu kablov oziroma vrvi, podano v °C, $f_{py,\theta}$ / f_{pk} je razmerje med trdnostjo jekla pri povišani temperaturi ter trdnostjo jekla pri sobni temperaturi in ga določimo na podlagi SIST EN 1992-1-2 (SIST, 2005), $N_{p,i}$ je največja možna

	60 min			90 min			120 min		
Vrsta kablov	T_i	$f_{py,\theta,zg}$ / f_{pk}	$N_{p,i}$	T_i	$f_{py,\theta,zg}$ / f_{pk}	$N_{p,i}$	T_i	$f_{py,\theta,zg}$ / f_{pk}	$N_{p,i}$
1	469	0,29	42,4	574	0,13	19	644	0,09	13,2
2	290	0,74	287,4	389	0,49	190,3	456	0,33	128,22
3	184	0,89	65	265	0,77	56,2	326	0,65	47,5
4	129	0,96	70,1	189	0,88	64,3	248	0,8	58,4
$M_{Ed,fi}$ (kNm)		52,6			52,6			52,6	
$M_{Rd,t,fi}$ (kNm)		83,5			59,1			43,2	
Izkoriščenost prereza		63 %			89 %			prekoračena	

Preglednica 3 • **Račun požarne odpornosti plošče v skladu z metodo izoterme 500 °C.**

napenjalna sila v kablih oziroma vrveh podana v kN, $M_{ed,fi}$ predstavlja projektni upogibni moment na sredini razpona plošče za požarno projektno stanje, $M_{Rd,t,fi}$ pa predstavlja odpornosti moment v požarnem projektnem stanju.

Iz preglednice 3 je razvidno, da do prekoračitve upogibne odpornosti pride med časoma 90 in 120 minut. Na podlagi linearne interpolacije ugotovimo, da do prekoračitve pride po natančno 100 minutah standardnega požara. Metoda izoterme 500 °C zelo dobro oceni požarno odpornost plošče, kar je pričakovano, saj je metoda umerjena na standardni ISO-požar ter na enostavne konstrukcijske elemente, kakršnega predstavlja statično določen prostoležeči nosilec. Prednapeto votlo ploščo v skladu z metodo izoterme 500 °C uvrstimo v razred R90.

4 • ZAKLJUČKI

V članku smo predstavili napredno računsko metodo ter poenostavljeno metodo izoterme 500 °C za določitev požarne odpornosti prednapete votle plošče. Napredno računsko metodo smo validirali z eksperimentom, ki ga je opravil Aguado s sodelavci (Aguado, 2012). Ugotovljeno je bilo dobro ujemanje med eksperimentalno izmerjenim ter izračunanim razvojem pomika na sredini razpona plošče. Tudi izračunana požarna je odpornost je bila dobro ocenjena (102,9 minute) v primerjavi z izmerjeno (101,9 minute). Dodatna študija pa je pokazala, da ima modeliranje zdrsa med kabli in betonom ključno vlogo v zadnji fazi požara na odziv plošče. Če modeliramo tog stik, lahko namreč požarno odpornost plošče precenimo. Požarno odpornost plošče smo določili tudi na podlagi poenostavljene metode izoterme 500 °C. Ta metoda je umerjena na standardno požarno krivuljo, zato se izračunana požarna odpornost (100 minut) zelo približa eksperimentalno določeni (101,9 minute). Skladno z napredno računsko metodo ter poenostavljeno metodo izoterme 500 °C prednapeto votlo ploščo uvrstimo v razred odpornosti R90.

5 • ZAHVALA

Avtor se Javni agenciji za raziskovalno dejavnost Republike Slovenije zahvaljuje za sofinanciranje projekta Z2-8160 iz državnega proračuna.

6 • LITERATURA

Aguado, J., Espinos, A., Hospitaler, A., Romero, M., Influence of reinforcement arrangement in flexural behavior of hollow core slabs, Fire Safety Journal, 53, 72–84, 2012.

Anderberg, Y., Thelandersson, S., Stress and deformation characteristics of concrete at high temperatures, 2. Experimental investigation and material behaviour model, Sweden, Lund institute of technology, 84 str., 1976.

Bratina, S., Odziv armiranobetonskih linijskih konstrukcij na požarno obtežbo, Doktorska disertacija, FGG, Univerza v Ljubljani, 2003.

Cengel, Y.A, Heat transfer: A practical approach, WCB/McGraw-Hill, 1006 str., 1998.

Čas, B., Nelinearna analiza kompozitnih nosilcev z upoštevanjem zdrsa med sloji, Doktorska disertacija, FGG, Univerza v Ljubljani, 2004.

Diederichs, U., Schneider, U., Bond strength at high temperatures, Magazine of Concrete Research 33, 115: 75–84, 1981.

Gawin, D., Pesavento, F., Schrefler, B, Towards prediction of the thermal spalling risk through a multi-phase porous media model of concrete, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 195, 5707–5729, 2006.

Harmathy, T.Z., A Comprehensive Creep Model, Journal of basic engineering, 89, 496–502, 1967.

Harmathy, T.Z., Fire safety design and concrete, Longman Group UK Limited, 412 str, 1993.

Hozjan, T., Nelinearna analiza vpliva požara na sovprežne linijske konstrukcije, Doktorska disertacija, FGG, Univerza v Ljubljani, 2009.

Hozjan, T., Saje, M., Srpčič, S., Planinc, I. Fire analysis of steel–concrete composite beam with interlayer slip, Computers and Structures, 89, 189–200, 2010.

Keuser, M., Mehlhorn, G., Bond between prestressed steel and concrete - computer analysis using ADINA, Computers and Structures 17, 5 in 6: 669–676, 1983.

Krauberger, N., Vpliv požara na obnašanje ojačanih betonskih linijskih konstrukcij, Doktorska disertacija, FGG, Univerza v Ljubljani, 2008.

Majorana, C. E., Salomoni, V. A., Mazzucco, G., Khoury, G. A., An approach for modelling concrete spalling in finite strain, Mathematics and Computers in Simulation, 80: 1694–1712, 2010.

Markovič, M., Krauberger, N., Saje, M., Planinc, I., Bratina, S., Non-linear analysis of pre-tensioned concrete planar beams, Engineering Structures 46, 279–293, 2013.

Pečenko, R., Dokaz varnosti prednapete votle plošče v običajnih pogojih in pogojih požara, Diplomska naloga, FGG, Univerza v Ljubljani, 2011.

Planinc, I., Račun kritičnih točk konstrukcij s kvadratično konvergentnimi direktnimi metodami, Doktorska disertacija, FGG, Univerza v Ljubljani, 1998.

Rabczuk, T., Belytschko, T., Application of particle methods to static fracture of reinforced concrete structures, International Journal of Fracture 137, 19-49, 2006.

Reissner, E., On one-dimensional finite-strain beam theory: the plane problem, Journal of Applied Mathematics and Physics (ZAMP) 23, 795–804, 1972.

SIST EN 1992-1-1, Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-2. del: Splošna pravila – Projektiranje požarnovarnih konstrukcij, 2005.

Srpčič, S., Mehanika trdnih teles, FGG, Univerza v Ljubljani, 651 str., 2003.

Velikanje, B., Vpliv temperature na mostove, Magistrska naloga, FGG, Univerza v Ljubljani, 1993.

VPLIV VISOKOTEMPERATURNEGA LEZENJA JEKLA NA POŽARNO ODPORNOST VIJAČENIH JEKLENIH KONSTRUKCIJSKIH SISTEMOV

INFLUENCE OF HIGH TEMPERATURE CREEP ON FIRE RESISTANCE OF BOLTED STEEL STRUCTURAL SYSTEMS

asist. dr. Peter Češarek, univ. dipl. inž. grad.
peter.cesarek@fgg.uni-lj.si
Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Katedra za mehaniko,
Jamova 2, 1000 Ljubljana

Znanstveni članek
UDK 614.84:624.014.2

Povzetek | Prispevek prikazuje rezultate kompleksnih računskih analiz vpliva visokotemperaturnega lezenja jekla na mehanski odziv vijačenih jeklenih konstrukcijskih sistemov v požaru in obenem primerja dva pristopa k modeliranju lezenja jekla v numerični analizi: (i) enostavnejši pristop, pri katerem deformacije lezenja implicitno vključimo v model plastičnosti (takšen je npr. tudi pristop, ki ga predlaga SIST EN 1993-1-2, 2004), in (ii) točnejši pristop, pri katerem so deformacije lezenja obravnavane ločeno oz. eksplicitno. Pri vsakodnevnih inženirskih aplikacijah se najpogosteje uporablja prvi pristop, zelo problematično pri tem pa je opažanje, da se pri tem pogosto pozablja na meje njegove veljavnosti. Doslej je bila kritičnost posledične napake izračuna raziskana na primerih analiz posameznih elementov konstrukcij (nosilcev, stebrov), ta prispevek pa to predstavi tudi na primerih konstrukcijskih sestavov z vijačenimi spoji. Pri teh je, kot pokaže članek, vpliv lezenja najbolj izrazit v območjih stikov. Rezultati pokažejo, da so časi porušitev, ocenjeni z implicitnim modelom lezenja, znatno daljši od kritičnih časov, ki jih predvideva eksplicitni model, če implicitni model napačno apliciramo zunaj meja njegove veljavnosti. Še bolj skrb zbujajoča pa je ugotovitev, da se takšna razlika za eno od obravnavanih vrst jekel pokaže tudi pri analizah, ko ostanemo v okviru omejitev poenostavljenega modela.

Ključne besede: jeklene konstrukcije, požar, lezenje, vijačeni spoji, ovirane deformacije

Summary | The article presents computational results of the influence of high temperature creep on the mechanical response of bolted steel structural systems during fire and simultaneously compares two approaches to modelling creep of steel in a numerical analysis: (i) the simpler approach where creep strains are integrated implicitly in the plasticity model (such as, for example, the approach proposed by EN 1993-1-2, 2004) and (ii) the more consistent approach where creep strains are considered separately, i.e. explicitly. In everyday engineering applications, the first approach is most often applied, however it is alarming to observe that the limits of its validity are thereby often overlooked. So far, the severity of the consequential error of the results of such applications has been investigated for individual structural members (e.g. beams, columns). This paper, however, presents such comparison for bolted structural assemblies. With these, as the paper reveals, the influence of creep is most pronounced in the between-member connections. The results show that the times of structural failure predicted by the implicit-creep plasticity model are significantly longer than failure times predicted by the explicit creep model, if

the implicit model is applied outside the limits of its applicability. Even more disturbing, however, is the finding that for one of the explored steels such differences are found also within these limits.

Key words: steel structures, fire, creep, fin plate connections, restrained beams

1 • UVOD

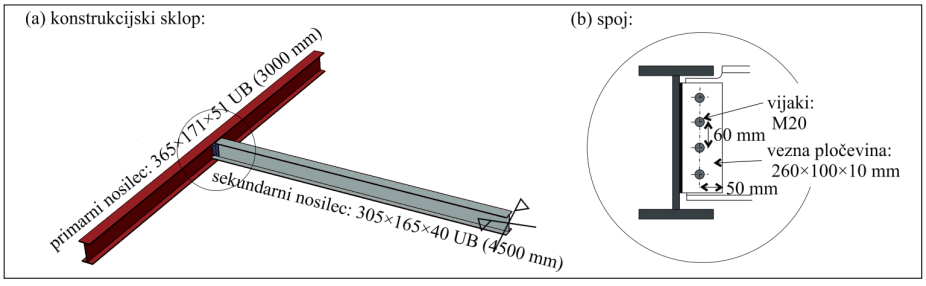
V mehaniki konstrukcij lezenje jekla razumemo kot časovno naraščajočo nepovratno deformacijo pri konstantni napetosti. Povzročajo jo premiki dislokacij v materialu, ki se z naraščanjem temperature jekla povečujejo (Kodur, 2010). Po prepričanju raziskovalcev ima ta pojav zato ključen vpliv na mehanski odziv jeklenih konstrukcij pri požaru (Anderberg, 1988). Za pravilen matematični opis lezenja je zato v računski analizi takšnih konstrukcij treba razlikovati med tremi tipi deformacij: (i) temperaturne deformacije (raztezki), (ii) čiste (časovno neodvisne) mehanske deformacije in (iii) časovno odvisne deformacije lezenja. V točnem računskem postopku obravnavamo deformacije lezenja eksplicitno (tj. ločeno od mehanskih) z enim od predlaganih modelov lezenja, npr. (Williams-Leir, 1983). Pri poenostavljenih računskih modelih, ki so namenjeni predvsem hitrim ocenam za vsakdanjo inženirsko uporabo (kot predlaga SIST EN 1993-1-2 (SIST, 2004)), pa je deformacija lezenja implicitno vključena v zvezo med mehanskimi deformacijami in napetostmi (časovno neodvisni model z »implicitnim« lezenjem). Taki modeli so lahko dovolj natančni v nekaterih primerih, v drugih (kot je na to opozarjal že Anderberg (Anderberg, 1988), danes pa se mu pridružujejo tudi številni drugi raziskovalci (npr. (Kodur, 2010), (Li, 2012)), pa so lahko preveč približni, saj ne upoštevajo zgodovine razvoja temperatur v konstrukciji kot tudi ne zgodovine napetosti v jeklu, zato z njimi zagotovo ne moremo opisati prav vsakega od možnih konstrukcijskih primerov, ki bi se lahko zgodili pri realnem požaru. Doslej so raziskovalci v svetovni znanstveni literaturi predstavili nekaj rezultatov primerjav med rezultati obeh računskih pristopov, vse pa so bile narejene samo za posamezne konstrukcijske elemente. Ta prispevek k temu dodaja še primerjavo tovrstnih rezultatov, do katerih smo prišli pri analizah večjih konstrukcijskih sestavov z vijačenimi stiki. Takšne primerjave so vsekakor zelo pomembne, saj poleg vpliva lezenja na posameznih elementih sestava upoštevajo tudi pomemben vpliv lezenja na spojih elementov.

Glavni namen tega prispevka je prikaz vpliva visokotemperaturnega lezenja jekla na mehanski odziv vijačenih jeklenih konstrukcijskih sistemov pri požaru. Sočasno je namen tudi primerjava dveh pristopov k modeliranju lezenja jekla v numerični analizi (model, kjer je lezenje upoštevano implicitno, in model, kjer je lezenje obravnavano eksplicitno). Preiskava je opravljena s pomočjo parametrične študije (razdelek 2.4), in sicer na primeru konstrukcijskega sklopa, sestavljenega iz primarnega in sekundarnega nosilca, ki sta povezana z vijačnim stikom prek vezne pločevine.

2 • NUMERIČNI MODEL

Konstrukcijski sestav, ki ga obravnavamo v tem prispevku (slika 1), je zelo podoben delu konstrukcije, ki je bila testirana v znanem in odmevnem požarnem preskusu realne jeklene stavbe v Cardingtonu v sredini devetdesetih let prejšnjega stoletja (opisano npr. v (Wald, 2006)). Za raziskavo je to bistvenega pomena, saj so dobro dokumentirani rezultati tega testiranja lahko služili za validacijo dvostopenjskega numeričnega modela, ki smo ga uporabili za računski opis sestava. Model opišemo v nadaljevanju. Rezultate in sklepe, ki jih bomo pridobili z modelom izbranega sestava, lahko posplošimo tudi na druge konstrukcijske sklope s podobnimi geometrijskimi in materialnimi karakteristikami.

Model konstrukcije smo zasnovali v orodju Abaqus (Abaqus, 2016). Pri tem smo za diskretizacijo po metodi končnih elementov uporabili vgrajena orodja. Prav tako smo vgrajena orodja uporabili pri toplotni analizi. Za opis materialnih modelov pri mehanski analizi pa smo s podprogramom UMAT (Abaqus, 2016) vgradili lasten algoritem.



Slika 1 • **Obravnavani konstrukcijski sklop.**

2.1. Toplotna analiza

Prva stopnja računskega postopka je toplotna analiza, ki jo opravimo kot standardno Fourierovo analizo prevajanja toplote preko trdnega telesa. Toplotne lastnosti jekla in njihovo temperaturno odvisnost pri tem povzamemo po standardu SIST EN 1993-1-2 (SIST, 2004).

2.2. Mehanska analiza

V drugem, mehanskem delu analize poleg zunanje mehanske obtežbe upoštevamo še toplotne vplive v obliki časovno odvisnih temperatur vozlišč mreže končnih elementov. Te v model uvozimo iz rezultatov predhodne toplotne analize, uporabimo pa jih za izračun temperaturnih deformacij in temperaturno odvisnih mehanskih lastnosti jekla. Zlasti pomembno v tej fazi analize je modeliranje kontaktov veznih pločevin z vijaki. Prav tako je pomembno modeliranje kontaktov med preostalimi deli konstrukcije, ki v začetku analize sicer niso v stiku, zaradi velikih deformacij in pomikov pa med analizo lahko preidejo v kontakt.

2.2.1. Materialni model jekla

Temelj materialnega modela jekla je dobro znan princip aditivnega razcepa deformacij. Skladno z osnovno idejo tega principa celoten (geometrijski) tenzor deformacij pri točnih računskih modelih najprej zapišemo kot vsoto (i) temperaturne deformacije ε_{th}, (ii) mehanske deformacije ε_{σ} (slednjo dalje zapišemo še kot vsoto reverzibilne elastične deformacije $\varepsilon_{\sigma e}$ in nepovratne plastične deformacije $\varepsilon_{\sigma p}$) in (iii) nepovratne deformacije lezenja ε_{cr}:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}_{th} + \boldsymbol{\varepsilon}_{\sigma,e} + \boldsymbol{\varepsilon}_{\sigma,p} + \boldsymbol{\varepsilon}_{cr}. \quad (1)$$

Pri poenostavljenih materialnih modelih (eden od pogosto uporabljenih je opisan v SIST EN 1993-1-2 (SIST, 2004)) je zgornji zapis nasprotno poenostavljen, saj je deformacija lezenja implicitno vključena v plastični del mehanske deformacije, razcep totalne deformacije pa je zato enak:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}_{th} + \boldsymbol{\varepsilon}_{\sigma,e} + \boldsymbol{\varepsilon}_{\sigma,imp-cr,p}. \quad (2)$$

Temperaturne deformacije

Sprememba temperature povzroča v materialnem delcu konstrukcijskega sestava deformacije samo v normalnih smereh. Te v modelu izračunamo v odvisnosti od temperaturno odvisnega razteznostnega koeficienta, in sicer kot predlaga standard SIST EN 1993-1-2 (SIST, 2004).

Mehanske deformacije

Za izračun mehanskih deformacij v postopek vpeljemo klasični von Misesov materialni model plastičnega tečenja (ta kriterij tečenja definira z ekvivalentno von Misesovo napetostjo) in izotropni evolucijski zakon utrjevanja, ki poveže plastične deformacije in napetosti. Za potrebe definicije modelov utrjevanja, ki jih vgrajujemo v točnejše računske postopke požarnega odziva jeklenih konstrukcij, se v laboratorijih pri tem običajno naredijo enoosni natezni preizkusi jekla pri različnih (konstantnih) temperaturah in pri hitrosti naraščanja napetosti (deformacij), ki je dovolj velika, da je vpliv lezenja zanemarljiv (npr. (Poh, 1995)). Dodatno se nato posebej določijo še modeli lezenja z eksperimenti zasnovanimi za merjenje lezenja (npr. (Cowan, 2014)). Za potrebe definicije poenostavljenih modelov utrjevanja, ki implicitno vključujejo tudi vpliv lezenja, pa se običajno opravijo enoosni preizkusi jekla pri spremenljivi napetosti in /ali temperaturi, katerih rezultati so zato veljavni samo v omejenem območju hitrosti naraščanja temperatur/napetosti.

Za potrebe raziskave, opisane v tem prispevku, sta bila preko podprograma UMAT (Abaqus, 2016) v model vgrajena dva materialna modela utrjevanja:

- Model utrjevanja z implicitno vključenim lezenjem, kot ga predlaga SIST EN 1993-1-2 (slika 2b), ki ga označimo z oznako EC3 (veljavnost modela: za hitrosti naraščanja temperature 2 K/min–50 K/min).
- Materialni model jekla pri povišanih temperaturah, kot ga predlaga Poh (Poh, 2014) (slika 2a), pri čemer upoštevamo, da je ta model izpeljan na osnovi enoosnih preizkusov pri visokih hitrostih naraščanja napetosti (vpliv lezenja izločen), zato moramo ločeno vgraditi še model deformacij lezenja. V tem prispevku uporabimo model (Williams-Leir, 1983), v katerem je deformacija lezenja definirana kot:

$$\dot{\bar{\varepsilon}}_{cr} = b_1 \coth^2(b_2 \bar{\varepsilon}_{cr}). \quad (3)$$

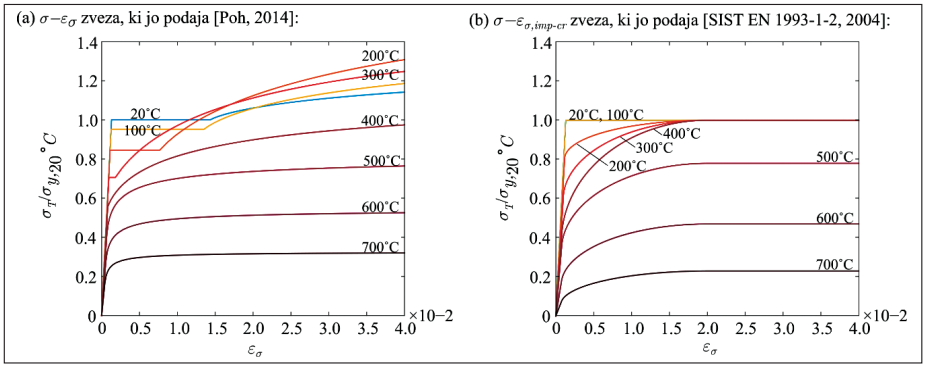
Tu je ε_{cr} ekvivalentna deformacija lezenja, b_1 in b_2 pa sta konstanti, odvisni od lastnosti in nivoja napetosti jekla. Izrazi za njihov izračun oz. za izračun pripadajočih koeficientov lahko za različne vrste jekel najdemo v referenci (Williams-Leir, 1983).

Materialni model, razvit s pomočjo predlogov del (Poh, 2014) in (Williams-Leir, 1983), v tem prispevku označimo z oznako »Poh-WL-model«.

z modelom Poh-WL z »eksplicitno« upoštevanimi deformacijami lezenja in (ii) postopek z modelom EC3, kjer so deformacije lezenja zajete »implicitno« v evolucijskem zakonu mehanskih deformacij.

Obtežbi primarnega in sekundarnega nosilca v študiji izberemo tako, da je faktor izkoriščenosti nosilnosti konstrukcijskega sklopa pri sobni temperaturi enak 25 % (glede na elastično nosilnost sklopa) oziroma 15 % (glede na njegovo plastično nosilnost). Vsi elementi konstrukcije naj bodo pri tem iz jekla S275. V modelu lezenja bomo upoštevali materialne parametre tistih treh vrst jekel iz množice tistih, ki jih obravnava referenca (Williams-Leir, 1983), ki so po navedbah reference (Luecke, 2005) podobna konstrukcijskemu jeklu z evropsko oznako S275 (to so jekla z oznakami SS41, A135 in A149). Nadalje izberemo tudi dva režima segrevanja konstrukcije, ki ustrezata naravnim požarom (slika v preglednici 1).

Skladno z režimom segrevanja I predpostavimo, da se konstrukcija hitro segreje do 550 °C (krivulja segrevanja je do te temperature podobna tisti, ki je bila izmerjena na nosilcu v



Slika 2 • **Konstitucijske zveze, uporabljene v materialnih modelih (σ_T in ε_σ sta napetost in mehanska deformacija, izmerjena pri standardnem enoosnem preizkusu pri visokih temperaturah, $\sigma_{y,20°C}$ pa je napetost na meji tečenja pri sobni temperaturi).**

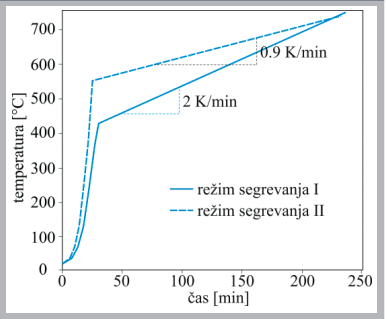
2.3. Verifikacija in validacija

Kot smo že omenili, je bil predstavljeni numerični model konstrukcijskega sklopa validiran s pomočjo rezultatov eksperimenta v Cardingtonu (Wald, 2006). Zainteresirani bralci lahko del rezultatov validacije poiščejo v delu (Kolšek, 2015).

2.4. Parametrične študije

V parametrični študiji, ki jo opisuje to poglavje, bomo primerjali rezultate računskih postopkov za izračun požarnega odziva izbranega jeklenega konstrukcijskega sklopa z dvema različnima materialnima modeloma jekla, ki smo ju predstavili zgoraj, in sicer (i) postopek eksperimentu v Cardingtonu (Wald, 2006)), pozneje pa sledi le še počasnejše segrevanje s konstantno stopnjo 2 K/min. Slednja ustreza spodnji meji oz. najnižji stopnji segrevanja, pri kateri je model EC3 še veljaven (SIST EN 1993-1-2, 2004). Režim segrevanja II je podoben, le da je segrevanje v drugem delu počasnejše, in sicer hitrosti < 2 K/min (izberemo 0,9 K/min). Analize pri takšnem režimu segrevanja bodo zato raziskale možne posledice uporabe poenostavljenih računskih postopkov z »implicitno« (posredno) upoštevanimi vplivi lezenja (kakršen je model EC3) za primere, ko te zmotno apliciramo zunaj njihovega predpisanega območja njihove veljavnosti.

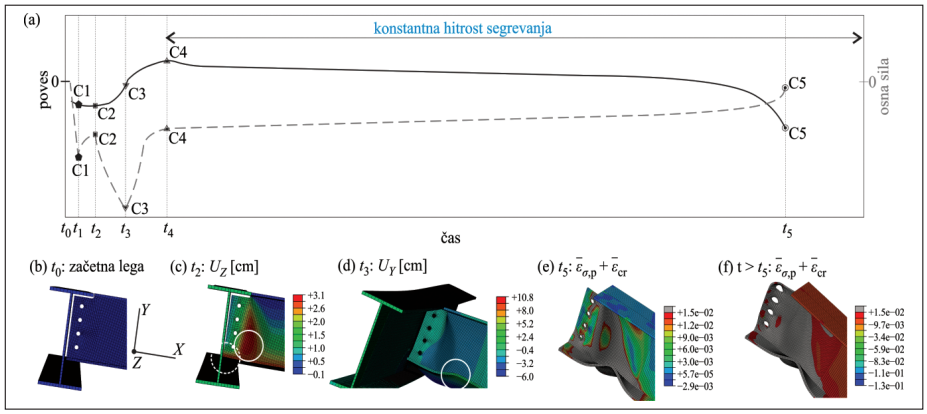
Materialne karakteristike in režimi segrevanja opravljenih analiz so povzeti v preglednici 1.

Analiza	Režim segrevanja	Materialni model	Karakteristike modela lezenja	Režimi segrevanja
I-EC3	I	EC3	/	
I-PWL-A135	I	Poh-WL	Jeklo A135	
I-PWL-A149	I	Poh-WL	Jeklo A149	
I-PWL-SS41	I	Poh-WL	Jeklo SS41	
II-EC3	II	EC3	/	
II-PWL-A135	II	Poh-WL	Jeklo A135	
II-PWL-A149	II	Poh-WL	Jeklo A149	
II-PWL-SS41	II	Poh-WL	Jeklo SS41	

Preglednica 1 • **Parametrične študije.**

2.4.1. Mehanski odziv in čas porušitve

Mehanski odziv obravnavanega konstrukcijskega sestava opredeljuje nekaj značilnosti, ki so skupne vsem obravnavanim modelom (slika 3). Že kmalu po začetku požara se v sekundarnem nosilcu razvijejo osne sile, ki so posledica raztezanja nosilca, ki je ovirano z vijaki na spoju. Posledica je uklon stojine nosilca v bližini vijakov, ki jo označuje točka C1 na sliki 3a ter prikazuje slika 3c (območje, označeno s polnim krogom). Raztezki nosilca zunaj območja vijakov so omogočeni, kar pri nadaljnjem segrevanju nosilca kmalu privede do drugega karakterističnega dogodka (dogodek C2 na sliki 3a), ko pride do kontakta spodnje pasnice sekundarnega nosilca in stojine primarnega nosilca (črtkan krog na sliki 3c). Tlačne napetosti, ki se razvijejo v sekundarnem nosilcu kot posledica segrevanja konstrukcije po vzpostavitvi tega kontakta in nadaljnje težnje po raztezanju, s časom zmanjšujejo natezne napetosti v spodnjem delu nosilca, ki so posledica njegove zunanje mehanske obtežbe, in jih postopoma tudi presežejo. Posledično se začne sekundarni nosilec dvigovati, kar nakazujejo zmanjšani vertikalnih pomiki na sliki 3a. V nadaljevanju, ko postane tlačna sila v območju opazovanega kontakta dovolj velika, pride še do uklona spodnje pasnice sekundarnega nosilca (slika 3d), hkrati pa tudi do zmanjšanja predhodno hitrorastoče osne sile v nosilcu (točka C3 na sliki 3a). S povečevanjem uklona pasnice se dvigovanje nosilca upočasni in postopno ponovno preide v povešanje (točka C4 na sliki 3a). Pri nadaljnjem naraščanju deformacij konstrukcije se začnejo razvijati območja, ki so polno plastificirana (kumulativna plastična deformacija in deformacija lezenja dosežeta v teh območjih mejno vrednost, po kateri se jeklo začne mehčati), in sicer okrog uklonjenih delov nosilca in okrog lukenj za vijake, kar je posledica koncentriranih napetosti v tem območju. Ta območja se s časom širijo in postopno združijo, pri čemer v območju spoja nastane plastični členek (slika 3e). Momentni spoj primarnega in sekundarnega nosilca postane s tem členkast, ta preobrazba pa je jasno vidna tudi iz poteka osne sile v nosilcu, ki pade na 0 (točka C5 na sliki 3a). Ta dogodek že pomeni tudi porušitev nosilca, saj nastanek plastičnega členka sproži hitro naraščanje vertikalnih pomikov nosilca, ki kmalu postane hitrejše od stopnje, ki je v standardnih požarnih preizkusih določena kot mejna (EN, 2012) (t.j. $\frac{dD}{dt} = \frac{L^2}{9000d}$ mm/min, kjer je L razpon nosilca, d pa največja razdalja med vlakni nosilca v nategu in tlaku pri dimenzioniranju pri sobni temperaturi). Pri nadaljnjem hitrem povešanju nosilca se v območju stika razvijejo velike natezne sile, ki neizbežno povzročijo porušitev nosilca v območju vijačnih lukenj (slika 3f).

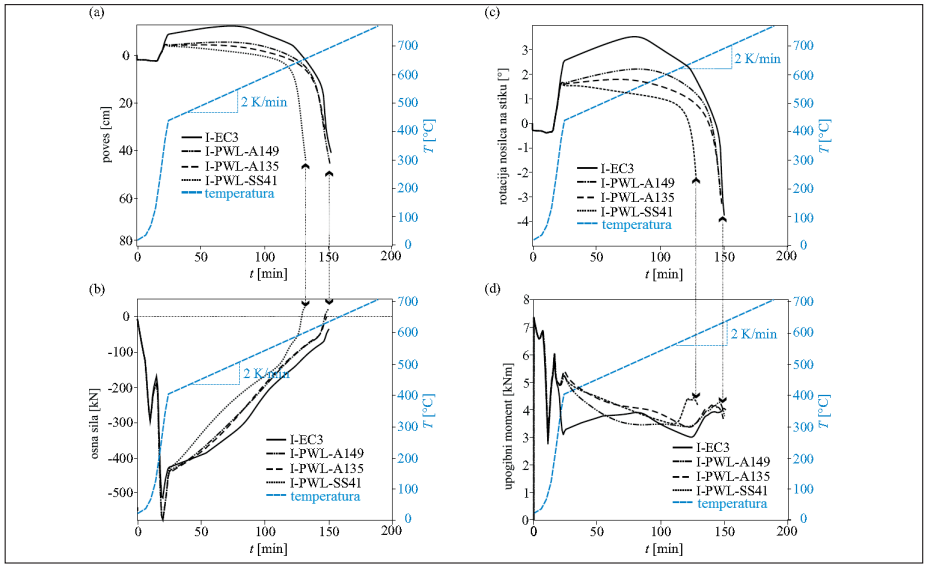


Slika 3 • **Značilen odziv obravnavanega konstrukcijskega sklopa: (a) vertikalni pomiki in osna sila na sredini sekundarnega nosilca v odvisnosti od časa, (b) začetna lega primarnega in sekundarnega nosilca v spoju, (c) izbočenje stojine sekundarnega nosilca in vzpostavitev kontakta med primarnim in sekundarnim nosilcem, (d) uklon spodnje pasnice sekundarnega nosilca, (e) akumulacija plastičnih deformacij in formiranje plastičnega členka, (f) porušitev stojine nosilca v območju vijačenega spoja.**

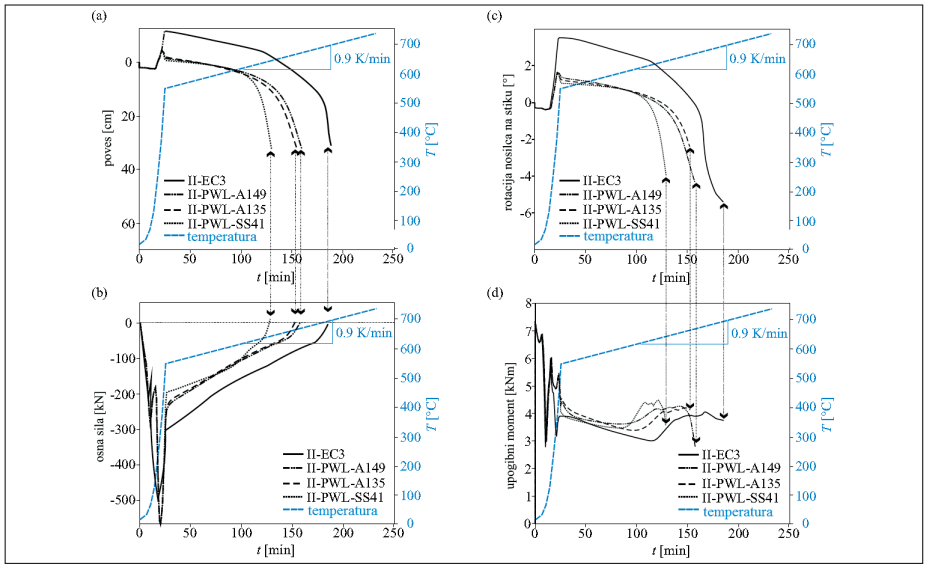
3 • REZULTATI IN DISKUSIJA

Rezultate parametrične študije (poves v sredini razpona sekundarnega nosilca, osna sila v nosilcu, rotacija nosilca na stiku in upogibni moment na stiku) prikazujeta sliki 4 in 5. Časi porušitev, ki smo jih določili za posamezno analizo, so prikazani v preglednici 2.

Iz rezultatov opazimo, da je pri časih, ko nosilec še ni izpostavljen počasnejši spremembi temperature (tj. hitrosti 2 K/min oz. 0,9 K/min), potek krivulj za vse analize zelo podoben, kar kaže na to, da se do teh temperatur večje deformacije lezenja še ne razvijejo. Te postanejo bolj izrazite v nadaljevanju analize, kjer je opazna tudi razlika v odzivu konstrukcije, če to obravnavamo z modelom EC3 ali modelom Poh-WL. Razlike so tudi v časih porušitve konstrukcije, res pa je, da so te pri analizah z režimom segrevanja I (2 K/min)



Slika 4 • **Pomiki in notranje sile sekundarnega nosilca pri režimu segrevanja I: (a) poves v sredini razpona nosilca, (b) osna sila v nosilcu, (c) rotacija nosilca na stiku, (d) upogibni moment na stiku.**



Slika 5 • **Pomiki in notranje sile sekundarnega nosilca pri režimu segrevanja II: (a) poves v sredini razpona nosilca, (b) osna sila v nosilcu, (c) rotacija nosilca na stiku, (d) upogibni moment na stiku.**

Ime analize	Čas porušitve t_{por} (min)	Temperatura pri času porušitve T_{por} (°C)	Relativni čas porušitve $\frac{t_{por} - t_{por,EC3}}{t_{por,EC3}}$ (%)
I-PWL-A135	148	632	2.0
I-PWL-A149	147	629	2.6
I-PWL-SS41	128	596	15.2
I-EC3	151	638	/
II-PWL-A135	152	662	17.4
II-PWL-A149	157	668	14.7
II-PWL-SS41	127	640	31.0
II-EC3	184	692	/

Preglednica 2 • **Časi porušitev in pripadajoče temperature pri opravljenih analizah.**

majhne; nekoliko večje odstopanje opazimo le pri jeklu SS41. Zaključimo lahko, da je uporaba implicitnega modela lezenja EC3 znotraj meja njegove veljavnosti za obravnavani vijačeni in temu sorodne konstrukcijske sklope primerna, vendar pa lahko nastanejo tudi izjeme.

Pri analizah z režimom segrevanja II (0.9 K/min) opazimo bistveno večje razlike. Tukaj na znatno krajše čase porušitev, v primerjavi z modelom EC3, pokažejo vse tri analize z modelom Poh-WL, iz česar jasno zaključimo, da je uporaba implicitnega modela, kakršen je model EC3, zunaj meja njegove veljavnosti brez dvoma nesprejemljiva.

3.1. Rezultati pri večjih mehanskih obtežbah konstrukcije

Rezultati, prikazani doslej, predstavljajo torej rezultate analiz, pri katerih sta bili izbrani takšni mehanski obtežbi primarnega in sekundarnega nosilca, da je bil faktor izkoriščenosti nosilnosti konstrukcijskega sklopa pri sobni temperaturi enak 25 % (glede na njegovo elastično nosilnost) oziroma 15 % (glede na plastično nosilnost). Za potrebe te raziskave pa so bile študije ponovljene tudi pri višjih faktorjih izkoriščenosti. Za faktor izkoriščenosti konstrukcije 35 % (njegova elastična nosilnost) oz. 25 % (plastična nosilnost) so bili zaključki analiz zelo podobni oz. istosmiselni tistim, ki smo jih predstavili zgoraj. Za še večje faktorje izkoriščenosti pa so analize z implicitnim modelom lezenja (model EC3) v splošnem vodile do časov porušitev, ki so bili zelo podobni ali nekoliko krajši kot v primeru uporabe eksplicitnega Poh-WL-modela. Da bomo lahko natančneje opredelili, ali je slednje zgolj specifičnost analiziranega primera (izbrane geometrije konstrukcijskega sklopa, režima segrevanja itd.) izbranih materialov, uporabljenih materialnih modelov lezenja (tj. modelov lezenja za jekla tipov A135, A149 ali SS41) ali česa drugega, pa bodo potrebne nadaljnje študije.

4 • ZAKLJUČEK

Prispevek je analiziral vpliv visokotemperaturnega lezenja jekla na požarni odziv konstrukcijskega sklopa dveh nosilcev, povezanih z vijačenim strižno obremenjenim spojem. Študija je bila opravljena s pomočjo posebej pripravljenega numeričnega modela, pri čemer so bile predstavljene tudi razlike v odzivu konstrukcije pri »implicitno« in »eksplicitno« upoštevanih deformacijah lezenja. Pri tem smo v prvem primeru uporabili materialni zakon, ki ga predlaga SIST EN 1993-1-2 (SIST, 2004) (tak model smo poimenovali model EC3), v drugem pa konstitucijske zveze, ki jih predlaga Poh (Poh, 2014), in zveze za izračun deformacij lezenja skladno z modelom (Williams-Leir, 1983) (Poh-WL-model). Za analizo smo izbrali jeklo trdnostnega razreda S275, pri katerem smo glede na vir (Williams-Leir, 1983) upoštevali koeficiente lezenja za jekla tipa A135, A149 in SS41, ki so skladno z virom (Luecke, 2005) podobna konstrukcijskemu jeklu z evropsko oznako S275. Rezultati so pokazali, da so časi porušitev konstrukcije pri uporabi »implicitnih« modelov, kakršen je model EC3, v požarnih scenarijih s hitrostmi segrevanja, ki so pod dovoljeno spodnjo mejo uporabe modela, lahko tudi do 30 % previsoki v primerjavi s časi, ki jih določimo z uporabo točnega eksplicitnega modela (nevarna stran poenostavljenega modela!). Na spodnji meji uporabnosti modela EC3 pa smo za jekli A135 in A149 zaznali zanemarljive razlike v časih porušitve med primerjanimi izračuni, čas porušitve pri jeklu SS41 pa je bil pri izračunu z modelom Poh-WL presenetljivo spet daljši od časa porušitve, določenega z modelom EC3, in sicer za kar 15 %. Iz slednjega zaključimo, da je uporaba implicitnega modela lezenja, kakršen je model EC3, znotraj meja njegove veljavnosti primerna, vendar pa lahko nastanejo tudi izjeme. Zunaj teh meja je uporaba poenostavljenih modelov povsem nesprejemljiva in lahko vodi do hudih projektantskih napak (precenjena nosilnost konstrukcije). Za zanesljivo obravnavanje jeklenih konstrukcij med požarom bo torej v prihodnosti takšne konstrukcije treba upoštevati s točnimi računskimi postopki, kjer bodo vplivi lezenja upoštevani eksplicitno. Da bo slednje sploh mogoče, pa bosta potrebna tudi pospešen razvoj eksperimentalno podprtih modelov lezenja različnih vrst konstrukcijskih jekel in njihova validacija tudi na konstrukcijah oz. konstrukcijskih sklopih v velikem merilu.

5 • ZAHVALA

Delo P. Češarka je podprto v raziskovalnem programu P2-0260, ki ga financira Javna agencija za raziskovalno dejavnost Republike Slovenije (ARRS). Za podporo se avtor iskreno zahvaljuje.

6 • LITERATURA

ABAQUS 2016 documentaton, DS-Simulia, Providence, R.I. AISC., 2016.

Anderberg, Y., Modelling steel behaviour, Fire Safety Journal, 13, 17–26, 1988.

Cowan, M, Khandelwal, K., Modeling of high temperature creep in ASTM A992 structural steels, Engineering Structures, 80, 426–434, 2014.

EN1363-1, Fire Resistance Tests, Part 1: General Requirements. European Committee for standardization, 2012.

Kodur, V. K. R., Dwaikat, M. M. S., Effect of high temperature creep on the fire response of restrained seel beams, Materials and Structures, 43, 1327–1341, 2010.

Kolšek, J., Češarek, P. Performance-based fire modelling of intumescent painted steel structures and comparison to EC3, Journal of Constructional Steel Research, 104, 91–103, 2015.

Li, G.-Q., Zhang, C. Creep effect on buckling of axially restrained steel columns in real fires, Journal of Constructional Steel Research, 71, 182–188, 2012.

Luecke, W. E., McColsley, J. D., McCowan, C.N., Banovic, S. W., Fields, R. J., Foecke, T., Siewert, T. A., Gayle, F. W., NIST NCSTAR 1-3D: Federal Building and Fire Safety Investigation of the World Trade Center Disaster: Mechanical Properties of Structural Steel, NIST National Institute of Standards and Tehnology, Tehnology Administration, U.S. Department of Commerce, U.S. Government Printing Office, 2005.

Poh, K. W., Skarajew, M., Elevated temperature tensile testing of grade 300PLUSe hot rolled structural steel, Rep. No. BHPR/SM/R/007, BHP Research Melbourne Labs, Melbourne, Australia, 1995.

Poh, K. W., Erratum for »Stress-strain-temperature relationship for structurlal steel«, Journal of Materials in Civil Engineering, 26, 388–389, 2014.

SIST EN 1993-1-2: Evrokod 3: projektiranje jeklenih konstrukcij – 1-2- del: Splošna pravila – Požarnoodporno projektiranje, European Committee for Standardizaton, 2004.

Wald, F., da Silva, L. S., Moore, D. B., Lennon, T., Chladna, M., Santiago, A., Beneš, M., Borges, L., Experimental behaviour of a steel structure under natural fire, Fire Safety Journal, 41, 509–522, 2006.

Williams-Leir, G., Creep of structural steel in fire: Analytical expressions, Fire and Materials, 7, 73–78, 1983.

DRUŠTVO GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV NOVO MESTO V LETU 2018

Pogoji za delovanje društva so običajno soodvisni ali celo sorazmerni gospodarskim razmeram v državi. Graditev objektov je zelo pomemben, a tudi zapleten in zahteven proces, ki vključuje prostorske načrtovalce, investitorje, projektante, nosilce urejanja prostora (mnenjedajalce), upravne organe, izvajalce, nadzornike, inšpekcije in uporabnike objektov. Ugotavljamo, da je na področju graditve intenzivno dogajanje na državni ravni in v občinah, kar ustvarja dokaj ugodne razmere tudi za delovanje našega društva. Načrti in aktivnosti sledijo razvoju v prostoru in finančnim možnostim. Slednje nam v glavnem zagotavljajo naši sponzorji in donatorji, za kar se jim tudi tokrat zahvaljujemo. Njihova imena objavljamo na naši spletni strani. Poglejmo, kaj smo organizirali in opravili, kje smo bili in kaj smo videli.

Slika 1 • **Predsednik DGIT NM Jože Preskar je pozdravil udeležence.**

Na Otočcu smo 13. aprila organizirali in izvajali seminar z aktualno vsebino GRADITEV PO NOVI ZAKONODAJI, kjer so bili predstavljeni trije novi zakoni (sliki 1 in 2). Zakon o urejanju prostora (ZUreP-2) je predstavila mag. Jelka Hudoklin, Gradbeni zakon (GZ) je predstavil Jože Preskar, Zakon o arhitekturni in inženirski dejavnosti (ZAID) pa je predstavila mag. Sabina Jereb. Po končani predstavitvi so predavatelji odgovarjali na številna vprašanja udeležencev. V Novem mestu poteka zelo zahtevna prenova glavnega trga, kar sta nam predstavila dr. Tomaž Slak z vidika načrtovalcev in investitorja, Danilo Malnar pa tehnološki del izvedbe z vidika izvajalcev.

Slika 2 • **Udeleženci seminarja in skupščine DGIT NM, Otočec, 13. april 2018.**

Seminar je bil zelo dobro obiskan, bilo je več kot 90 udeležencev. Organizacijo, izbor in predstavitev tem so anketiranci ocenili s povprečno oceno 4,68 (lestvica od 1 do 5). Po končanem seminarju smo izvedli redno letno skupščino, kjer smo obravnavali poročila o delu v preteklem letu in načrt za tekoče leto. Srečanje smo zaključili z izmenjavo mnenj pri kosilu (slika 3).

Junija smo organizirali dvodnevno strokovno ekskurzijo na Dunaj. Prvi dan, 8. junija, smo v dopoldanskih urah z organizacijsko pomočjo našega člana dr. Andreja Anžlina obiskali AIT (Austrian Istitute Of Technology) na Dunaju, kjer sta nam predstavnika inštituta g. Marian Ralbovsky in g. Alois Vorwagner predstavila inštitut in nekaj laboratorijskih meritev s področja gradbeništva (slika 4).

V nadaljevanju nas je turistična vodnica Simona Vabšek vodila po središču Dunaja, kjer smo si ogledali Zacherlovo hišo, Plečnikovo najpomembnejše mladostno delo, nato smo si ogledali še kompleks, ki ga je ustvaril dunajski arhitekt Hundertwasser (slika 5).

Pomembnejše objekte v središču Dunaja, kot so dunajska opera, nekdanji cesarski dvor Hofburg, umetnostnozgodovinski in naravoslovni muzej, spomenik Marije Terezije, parlament, Mestna hiša, borza itd., smo si ogledali iz avtobusa. Od spomenika Marije Terezije smo se sprehodili mimo Hofburga, cesarske grobnice do cerkve sv. Štefana.

Naslednji dan, 9. junija, smo si ogledali cesarski dvor Schönbrunn (slika 6), hišo zakoncev Scheu, ki je eno izmed del arhitekta Adolfa Loosa, vilo Langer, ki je Plečnikovo prvo samostojno delo po odhodu iz Wagnerjevega ateljeja, ter Plečnikovo cerkev sv. Duha. Seveda smo si spotoma ogledali tudi, kako Avstrijci opravljajo vzdrževalna dela zahtevnih objektov v središču Dunaja.

Doma smo spremljali rekonstrukcijo in dozidavo velodroma v Češči vasi pri Novem mestu. Gradbišče smo si ogledali dvakrat. Prvič, 17. maja, v fazi gradnje nosilne konstrukcije za streho. Projekt sta nam predstavila predstavnika investitorja MO Novo mesto Franci Starbek in Pavle Jenič, tehnologijo gradnje pa predstavnik izvajalca Malkom, d. o. o., Novo mesto, Jernej Stepan (slika 7).

Drugič, 23. avgusta, smo si ogledali potek namestitve dvojne napihljive strešne membrane (slika 8). Naslednji dan je bil velodrom pokrit.

Čudovit jesenski dan in Bela krajina sta v četrtek popoldan, 25. oktobra 2018, družila 36 članic in članov DGIT NM. Ekskurzijo je pomagal organizirati naš član Željko Pupić. Ogledali smo si nekaj pomembnejših objektov, ki so bili pred kratim prenovljeni. Najprej grad Vinica (slika 9), nato Mestno muzejsko zbirko Črnomelj, cerkev sv. Duha, prenovo ulice Mirana Jarca, pastoralni center, mozaik v cerkvi sv. Petra in prenovo glasbene šole v Črnomlju. Zaključili smo s predstavitvijo in degustacijo v pivovarni Vizir na Lokvici.

V Kulturnem centru Janeza Trdine Novo mesto smo se 7. novembra udeležili razstave in predstavitve projektov MOSTOVI POVEZUJEJO,

Slika 3 • **Pričakovanje kosila po končani skupščini,Otočec, 13. april 2018.**

Slika 4 • **Na obisku v laboratoriju Austrian Istitute Of Technology na Dunaju.**

Slika 5 • **Posnetek pred znamenito stavbo Hundertwasser.**

Slika 6 • **Ogled mogočnega cesarskega dvora Schönbrunn.**

Slika 7 • **Ogled gradbišča – rekonstrukcija in dozidava velodroma v Češči vasi, 17. 5. 2018.**

Slika 8 • **Velodrom Češča vas, namestitev dvojne napihljive strešne membrane, 23. 8. 2018.**

ki sta jo organizirala Društvo slovensko-hrvaškega prijateljstva in glavni projektant mostu Pelješac, Marjan Pipenbaher, ki je predstavil projekt mostu Pelješac ter nekaj drugih avtorskih projektov mostov in viaduktov doma in v Evropi.

Veseli smo, da se nam je tudi letos pridružilo nekaj novih članic in članov.

Jože Preskar, univ. dipl. inž. grad.
predsednik DGIT NM

Slika 9 • **Pred gradom Vinica, 25. 10 2018.**

NOVI DIPLOMANTI

UNIVERZA V LJUBLJANI, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO IN GEODEZIJO

I. STOPNJA – UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI PROGRAM OKOLJSKO GRADBENIŠTVO

Tina Robida, Vpliv starosti in načina hranjenja vzorca na njegovo motnost, mentorica doc. dr. Sabina Kolbl Repinc; https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=105105

II. STOPNJA – MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM GRADBENIŠTVO

Urban Kralj, Nastanek in širjenje razpok pri natezno obremenjenem armiranobetonskem elementu, mentor izr. prof. dr. Sebastjan Bratina, somentor doc. dr. Drago Saje; https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=105102

Filip Andolšek, Seizmični stresni test stavbe Fakultete za gradbeništvo in geodezijo, mentor prof. dr. Matjaž Dolšek, somentor asist. dr. Anže Babič; https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=105100

II. STOPNJA – MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM STAVBARSTVO

Sara Poglajen, Analiza kakovosti notranjega okolja v izbrani vzgojno-varstveni ustanovi s predlogi izboljšav, mentorica doc. dr. Mateja Dovjak, somentor izr. prof. dr. Uroš Stritih; https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=105137

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

N A G R A D A
JOŽEFA MRAKA
ZA INOVATIVNOST

RAZPIS ZA PODELITEV NAGRADE JOŽEFA MRAKA ZA INOVATIVNOST 2019

Ste realizirali inovativno projektantsko rešitev, inovativno tehnološko rešitev, inovativen postopek pri izgradnji objekta? Prijavite svoj dosežek in sodelujte na razpisu Inženirske zbornice Slovenije za najboljšo inženirsko inovativnost.

OBVEŠČAMO VAS, DA SE S 1. 11. 2018 PRIČENJA POSTOPEK ZA PODELITEV NAGRADE JOŽEFA MRAKA ZA INOVATIVNOST.

Iščemo inovativne projektantske rešitve, inovativne tehnološke rešitve, inovativen postopek pri izgradnji objekta. Objekt, tehnologija oz. izdelek ali posamezna faza izvedbe, na katerega se nanaša inovativnost, mora biti zato izveden in v uporabi.

Predloge za podelitev Nagrade lahko posredujejo:
- člani IZS,
- upravni odbori matičnih sekcij,
- upravni odbor IZS.

Postopek nominacije kandidatov in podelitve bo potekal po pravilniku, ki je objavljen na spletni strani IZS (http://www.izs.si/o-inzenirski-zbornici-slovenije/akti-izs/splosni-akti/).

Končno odločitev bo sprejel Upravni odbor zbornice na osnovi predloga Odbora za nagrade. Skladno s pravilnikom bosta podeljeni največ dve nagradi. Obrazložitve predlogov morajo biti vložene skladno z določili, ki so navedena v pravilniku.

Nagrada bo podeljena na **Svetovnem gradbenem forumu 2019: Odpornost stavb in infrastrukture – World Construction Forum 2019: Buildings and Infrastructure Resilience**, ki bo potekal v Ljubljani od 8. do 11. aprila 2019.

PRIJAVA PREDLOGOV:
INŽENIRSKA ZBORNICA SLOVENIJE, Odbor za nagrade IZS, Jarška cesta 10/b, 1000 Ljubljana ali preko e-pošte izs@izs.si, s pripisom "za razpis – nagrada Jožefa Mraka", in sicer **do vključno 31. januarja 2019.**

Predsednik Odbora IZS za nagrade
dr. Željko Vukelić, univ.dipl.inž.rud. in geotehnol., l.r.

IZS
INŽENIRSKA ZBORNICA SLOVENIJE

Jožef Mrak (1709 – 1786) spada med najvidnejše slovenske politehnike 18. stoletja. V zgodovino se je zapisal kot jamomerec, geodet, kartograf, predavatelj, slikar in graditelj. Mrak je najbolj prepoznaven po "klavžah", imenovanih tudi "slovenske piramide", ki so ime za poseben jez za zbiranje vode in občasno plavljenje lesa po sicer malo vodnatih rekah. Mrakova enkratna gradbena stvaritev "klavž" na Idrijci in Belci je prepoznava ne le v slovenskem temveč tudi v evropskem prostoru tehničnih spomenikov. Kot so bile "klavže" inovativnost 18. stoletja, želi IZS nagraditi inovativnost tega trenutka.

KOLEDAR PRIREDITEV

10.-12.12.2018

ICCAEE 2018 - International Conference on Civil, Architectural and Environmental Engineering
Wellington, Nova Zelandija
www.iccaee.net/

5.-7.2. 2019

SBE19 BRUSSELS – BAMB-CIRCPATH - Buildings as Material Banks – A Pathway for a Circular Future 2019
Bruselj, Belgija
www.bamb2020.eu/post/bamb-final-event/

5.-7.3. 2019

S.ARCH 2019 — 6th International Conference on Architecture and Built Environment with Awards
Havana, Kuba
http://s-arch.net/

8.-11.4. 2019

Svetovni gradbeni forum 2019 - Odpornost stavb in infrastruktura
Ljubljana, Slovenija
https://www.wcf2019.org/wcf-intro-slo/

10.-11.4. 2019

Composites in Construction
Amsterdam, Nizozemska
http://compositesinconstruction.com/

23.-24.4. 2019

IICTG 2019 - 2nd International Intelligent Construction Technologies Group Conference
Peking, Kitajska
www.iictg.org/2019-conference/

9.-14.6. 2019

ICOLD 2019 – 87th Annual Meeting: International Commission on Large Dams
Ottawa, Kanada
www.icold-cigb2019.ca/

17.-20.6. 2019

7 ICEGE 2019 – International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering
Rim, Italija
www.7icege.com/

17.-20.6. 2019

8th International Conference on Railway Operations Modelling and Analysis - Rail Norrköping 2019
Norrköping, Švedska
www.railnorrkoping2019.org/

24.-26.6. 2019

COMPDYN 2019 - 7th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering
Kreta, Grčija
https://2019.compdyn.org/

1.-6.7. 2019

16WCSI-16th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures
Sankt Peterburg, Rusija
www.16wcsi.org/

10.-12.7. 2019

International Conference on Road and Airfield Pavement Technology 2019
Kuala Lumpur, Malezija
http://conference.upm.edu.my/ICPT?

21.-23.8. 2019

14th International Workshop for Micropiles
Gold Coast, Queensland, Avstralija
www.ismicropiles.org/

11.-14.5.2020

14th Congress INTERPRAEVENT 2020
Bergen, Norveška
www.interpraevent.at/?tpl=termine.php&kategorie=1&id=187

7.-11.9.2020

6th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization
Budimpešta, Madžarska
www.isc6-budapest.com/

2.-6.11.2020

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**