





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

UDK-UDC 05 : 625; ISSN 0017-2774
Ljubljana, november 2006, letnik 55, str. 269-300

Izdajatelj:

Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije (ZDGITS), Leskoškova 9e, 1000 Ljubljana, telefon 01 52 40 200; faks 01 52 40 199
v sodelovanju z **Matično sekcijo gradbenih inženirjev Inženirske zbornice Slovenije (MSG IZS)**, ob podpori **Javne agencije za raziskovalno dejavnost Republike Slovenije, Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani** in **Zavoda za gradbeništvo Slovenije**

Izdajateljski svet:

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

Glavni in odgovorni urednik:

prof. dr. Janez Duhovnik

Sodelavec pri MSG IZS:

Jan Kristjan Juteršek

Lektorica:

Alenka Raič Blažič

Lektorica angleških povzetkov:

Darja Okorn

Tajnica:

Anka Holobar

Oblikovalska zasnova:

Mateja Goršič

Tehnično urejanje, prelom in tisk:

Kočeviski tisk

Naklada:

3100 izvodov

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

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

Letno izide 12 števil. Letna naročnina za individualne naročnike znaša 5500 SIT; za študente in upokojence 2200 SIT; za družbe, ustanove in samostojne podjetnike 40.687,50 SIT za en izvod revije; za naročnike iz tujine 80 EUR. V ceni je vstet DDV.

Poslovni račun ZDGITS pri NLB Ljubljana:
02017-0015398955

Navodila avtorjem za pripravo člankov in drugih prispevkov

- Uredništvo sprejema v objavo znanstvene in strokovne članke s področja gradbeništva in druge prispevke, pomembne in zanimive za gradbeno stroko.
- Znanstvene in strokovne članke pred objavo pregleda najmanj en anonimen recenzent, ki ga določi glavni in odgovorni urednik.
- Besedilo prispevkov mora biti napisano v slovenščini.
- Besedilo mora biti izpisano z znaki velikosti 12 pik z dvojnimi presledki med vrsticami.
- Prispevki morajo imeti naslov, imena in priimke avtorjev ter besedilo prispevka.
- Besedilo člankov mora obvezno imeti: naslov članka v slovenščini (velike črke); naslov članka v angleščini (velike črke); oznako ali je članek strokoven ali znanstven; nazive, imena in priimke avtorjev ter njihove naslove; naslov POVZETEK in povzetek v slovenščini; naslov SUMMARY, in povzetek v angleščini; naslov UVOD in besedilo uvoda; naslov naslednjega poglavja (velike črke) in besedilo poglavja; naslov razdelka in besedilo razdelka (neobvezno); ..., naslov SKLEP in besedilo sklepa; naslov ZAHVALA in besedilo zahvale (neobvezno); naslov LITERATURA in seznam literature; naslov DODATEK in besedilo dodatka (neobvezno). Če je dodatkov več, so dodatki označeni še z A, B, C, itn.
- Poglavja in razdelki so lahko oštevilčeni.
- Slike, preglednice in fotografije morajo biti omenjene v besedilu prispevka, oštevilčene in opremljene s podnapisi, ki pojasnjujejo njihovo vsebino. Vse slike in fotografije v elektronski obliki (slike v običajnih vektorskih grafičnih formatih, fotografije v formatih .tif ali .jpg visoke ločljivosti) morajo biti v posebnih datotekah, običajne fotografije pa priložene.
- Enačbe morajo biti na desnem robu označene z zaporedno številko v okroglem oklepaju.
- Ko decimalno ločilo je treba uporabiti vejico.
- Uporabljena in citirana dela morajo biti navedena med besedilom prispevka z oznako v obliki: (priimek prvega avtorja, leto objave). V istem letu objavljena dela istega avtorja morajo biti označena še z oznakami a, b, c, itn.
- V poglavju LITERATURA so uporabljena in citirana dela opisana z naslednjimi podatki: priimek, ime prvega avtorja (lahko okrajšano), priimki in imena drugih avtorjev, naslov dela, način objave, leto objave.
- 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.
- Prispevke je treba poslati glavnemu in odgovornemu uredniku prof. dr. Janezu Duhovniku na naslov: FGG, Jamova 2, 1000 LJUBLJANA oz. janez.duhovnik@fgg.uni-lj.si. V spremnem dopisu mora avtor članka napisati, kakšna je po njegovem mnenju vsebina članka (pretežno znanstvena, pretežno strokovna) oziroma za katero rubriko je po njegovem mnenju prispevek primeren. Prispevke je treba poslati v enem izvodu na papirju in v elektronski obliki v formatu MS WORD in v 8. točki določenih grafičnih formatih.

Uredništvo

Vsebina • Contents

Jubilej

stran **270**

35 LET INŠTITUTA ZA KONSTRUKCIJE, POTRESNO INŽENIRSTVO IN RAČUNALNIŠTVO

doc. dr. Janez Reflak, univ. dipl. inž. grad.

Članki • Papers

stran **276**

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

prof. dr. Matej Fischinger, univ. dipl. inž. grad.

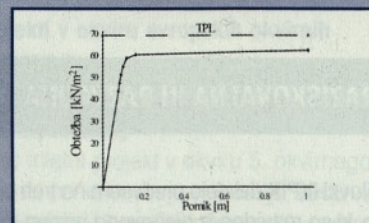
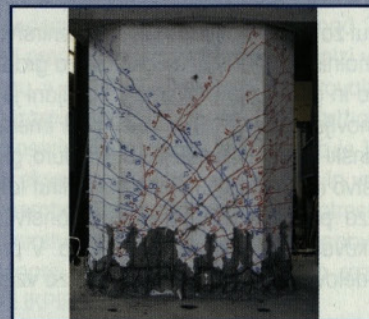
STRIŽNA NOSILNOST CIKLIČNO OBREMENJENIH MOSTNIH STEBROV SHEAR STRENGTH OF BRIDGE COLUMNS SUBJECTED TO CYCLIC LOADING

stran **288**

Jaka Dujc, univ. dipl. inž. grad.

izr. prof. dr. Boštjan Brank, univ. dipl. inž. grad.

RAČUN MEJNE NOSILNOSTI JEKLENIH PLOŠČ LIMIT LOAD ANALYSIS OF STEEL PLATES



Novi diplomanti

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

Koledar prireditev

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

Vabilo na dan inženirjev

Slika na naslovnici: Slomškov most čez reko Dravo in kanal HE Zlatoličje, foto Mirko Hausmaister

JUBILEJ

35 LET INŠTITUTA ZA KONSTRUKCIJE, POTRESNO INŽENIRSTVO IN RAČUNALNIŠTVO

UDK 061.6:624"35"

UVOD

Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo (IKPIR) na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani je bil ustanovljen dne 27. 10. 1971 pod imenom Računski center Fakultete za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo kot interni inštitut fakultete za potrebe pedagoškega, znanstveno-raziskovalnega in strokovnega dela. V prvih letih delovanja je skrbel predvsem za vzgojo

kadrov in za razvoj nujno potrebne programske opreme na področju gradbeništva, delno pa tudi za računalniško opremljenost fakultete.

Jeseni leta 1980 se je preimenoval v **Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo**, kar je izkazovalo novo vsebino in obseg dejavnosti inštituta na treh poglavitnih področjih, ki jih je v teh letih pokrival peda-

goško, raziskovalno in strokovno. V 35 letih se je razvil v najmočnejšo pedagoško raziskovalno enoto na fakulteti, tako po številu sodelavcev kot po številu opravljenih raziskovalnih projektov in objavljenih del. Od leta 2001 dalje v okviru IKPIR-a raziskovalno in strokovno delajo vsi člani **Katedre za konstrukcije in potresno inženirstvo** ter **Katedre za gradbeno informatiko**, ki odslej skrbita za pedagoško delo. Članek podaja predvsem prikaz dela IKPIR-a za zadnjih pet let od 2001 do 2006, dejavnost v prejšnjih letih pa je bolj podrobno podana v Gradbenem vestniku, november 2001.

RAZISKOVALNA IN RAZVOJNA DEJAVNOST

Sodelavci IKPIR delujejo predvsem na treh področjih, ki so razvidna iz njegovega naziva in so podrobneje predstavljena v nadaljevanju.

Dejavnost na področju konstrukcij obsega raziskave metod za projektiranje konstrukcij, ki vključujejo tudi nelinearne analize konstrukcij in industrijskih procesov. Na področju potresnega inženirstva je inštitut dosegel mednarodni nivo in priznanja pri razvoju novih metodologij projektiranja potresno odpornih konstrukcij stavb, mostov in industrijskih objektov. Intenzivna raba računalnika pri raziskovalnem in strokovnem delu je v novejšem času spodbudila raziskave splošnejših problemov rabe računalnika v gradbeništvu in gradbeni informatiki.

V petintridesih letih delovanja IKPIR-a je bilo opravljenih več kot 200 zahtevnih in obsežnih raziskovalnih in razvojnih projektov, objavljenih je bilo več sto člankov in referatov doma in v tujini. Izdanih je bilo preko 50 publikacij. Samo v zadnjih petih letih od 2001 do 2006 so sodelavci IKPIR-a objavili več

kot 50 izvirnih znanstvenih člankov predvsem v tujih revijah.

KONSTRUKCIJE – računalniško projektiranje konstrukcij in nelinearna numerična analiza

Sodelavci Inštituta so na začetku svojega delovanja proučevali sodobne metode analize konstrukcij, vključno z metodo končnih elementov. To je omogočalo uvajanje metode končnih elementov v študijski program, razvoj lastnih računalniških programov in uvajanje teh ter tujih računalniških programov za analizo konstrukcij v vsakdanjo prakso projektantov gradbenih konstrukcij. V tem času so bili razviti splošni programi za račun linijskih konstrukcij, plošč in objektov visokogradnje ter posebni programi za račun montažnih armiranobetonskih sistemov.

V zadnjih petih letih na IKPIR-u nadaljujejo z raziskovalnim delom na področju nelinearne numerične analize konstrukcij, ukvarjajo se s temeljnimi in aplikativnimi raziskavami na

področju nelinearne numerične mehanike konstrukcij, razvijajo raziskovalne računalniške programe, sodelujejo pri reševanju zahtevnejših praktičnih nalog, organizirajo mednarodne konference in skrbijo za sodelovanje z evropskimi raziskovalnimi centri s tega področja. V okviru diplomskih nalog in podiplomskega izobraževanja se posvečajo tudi pedagoškemu delu s področja nelinearne numerične analize konstrukcij.

Raziskovalna skupina ima stike s pomembnimi evropskimi raziskovalnimi centri, ki se ukvarjajo z nelinearno numerično analizo. Tako so med drugim vzpostavili aktivno sodelovanje z znano École Normale Supérieure de Cachan iz Pariza, tako na področju raziskovalnega dela kot tudi na področju doktorskega študija. Izmed sorodnih domačih ustanov zglede sodelujejo s Fakulteto za strojništvo Univerze v Mariboru. So recenzenti devetih uglednih mednarodnih revij, člani uredniških odborov mednarodnih konferenc, v okviru podiplomskega študija pa delujejo tudi na Fakulteti za gradbeništvo na Reki. V letu 2004 so na Bledu organizirali dobro obiskano in odmevno NATO Advanced Research delavnico z naslovom Multi-physics and Multi-

scale Computer Models in Non-linear Analysis and Optimal Design of Engineering Structures under Extreme Conditions. Na delavnici so predavali zelo ugledni raziskovalci iz Evrope in ZDA iz različnih tehničnih disciplin (gradbeništva, strojništva, aeronavtike, materialov), ki jim je vsem skupno to, da se ukvarjajo z nelinearno numerično analizo konstrukcij. Mlajši raziskovalci iz Slovenije in ostalih NATO držav so imeli priložnost seznaniti se z modernimi raziskovalnimi trendi ter hkrati predstaviti svoje delo pred uglednim občinstvom.

V zadnjih petih letih so se na raziskovalnem področju ukvarjali z nelinearno analizo tankostenskih konstrukcij, z numerično simulacijo velikega požara v skladišču rezervoarjev naftnih derivatov in njegovim vplivom na nosilnost požaru izpostavljenih konstrukcij, z nelinearno analizo (gradbenih) izdelkov iz kompozitnih materialov, z metodami za optimizacijo oblike in debeline ploskovnih konstrukcij, z integracijskimi algoritmi za nelinearno dinamiko, z elastoplastičnimi in elastoviskoplastičnimi materialnimi modeli za metale, z nelinearnim materialnim modelom za armirani beton in z algoritmi za prilagodljivo modeliranje ploskovnih konstrukcij. Svoje raziskovalne dosežke so redno objavljali v mednarodnih revijah. Sodelavec te skupine je bil urednik dveh knjig, ki sta jih izdali tuji založbi ter ene izdane pri domači založbi. Vodil je tri seminarje na tujih univerzah.

POTRESNO INŽENIRSTVO

Raziskave na področju potresnega inženirstva potekajo od samega začetka delovanja IKPIR-a. Najprej so bile omejene na elastično analizo objektov visokogradnje. Kot rezultat tega dela je nastal znani program EAVEK, ki je bil več kot tri desetletja nepogrešljivo orodje pri projektiranju konstrukcij stavb. Kasneje se je področje raziskav razširilo na nelinearno analizo objektov visokogradnje, neelastične spektre odziva, določanje potresnih obremenitev, energijske metode, predpise o potresno odporni gradnji, metodologije potresno odpornega projektiranja, analizo in projektiranje mostov ter računalniška orodja za podporo potresno odpornemu projektiranju.

V obdobju zadnjih petih let se je raziskovalna skupina ukvarjala predvsem z raziskavami na naslednjih področjih: modeliranje in nelinearna analiza konstrukcij stavb (okvirnih in stenskih) in mostov pri potresni obtežbi, vpliv opečnih polnil na potresni odziv AB okvirnih konstrukcij, vpliv torzije na odziv konstrukcij, nadaljnji razvoj in razširitev uporabnosti N2 metode za okvire s polnili in tlorisno nesi-

metrične konstrukcije, potresni odziv montažnih industrijskih objektov, verjetnostna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi, inovativne metode potresno odporne gradnje z uporabo potresne izolacije. Med razvojnimi raziskavami so bile najpomembnejše raziskave v zvezi z uvajanjem Evrokoda 8.

Raziskovalno delo na področju potresnega inženirstva poteka v okviru posebne programske skupine, ki jo financira ARRS. Poleg tega je za ARRS v zadnjem petletnem obdobju izvajala tudi dva raziskovalna projekta, eden od njiju je bil podoktorski in drugi temeljni. Raziskovalci IKPIR-a so bili v obdobju zadnjih petih let vključeni tudi v številne bilateralne in multilateralne mednarodne projekte. Bilateralni projekti so se izvajali (oziroma še potekajo) z univerzama v Stanfordu in Renoju v ZDA, s Tokijsko univerzo in z univerzama v Beogradu in Osijeku. Sodelavci IKPIR-a so bili vključeni tudi v COST projekt. Zelo odmevna je bila tretja mednarodna delavnica, ki jo je IKPIR organiziral skupaj z Univerzo v Stanfordu na Bledu 2004. Udeležilo se je 45 vabljenih udeležencev in 12 opazovalcev iz 14 držav, med njimi je bila večina najvidnejših strokovnjakov na področju potresnega inženirstva na svetu. Zbornik delavnice je izdal PEER (Pacific Earthquake Engineering Research) center iz Berkeleyja. Raziskovalna skupina poleg temeljnih opravlja tudi aplikativne in razvojne raziskave.

Raziskovalci IKPIR-a dosegajo mednarodno odmevne rezultate, o čemer pričajo številni članki v najbolj uglednih mednarodnih revijah, vabila na položaj gostujočih profesorjev (Univerza v Reno, ZDA, 2001; UNAM, Mexico City, 2004; Univerza v Beogradu, 2005; Univerza v Bristolu, 2006), za predavanja na tujih institucijah (Osijek 2002 in 2006, Neapelj 2003, Budimpešta 2004, Novi Sad 2004, Mexico City 2004, Tajpeh, Tajvan 2006), plenarna predavanja na mednarodnih konferencah (Evropska konferenca o potresnem inženirstvu, London 2002, Nacionalni konferenci o potresnem inženirstvu, Genova 2003 in Pariz 2004, NATO delavnici na Bledu 2004 in v Opatiji 2006), referati na mednarodnih srečanjih v čast znanih osebnosti (Clough-Penzien, Berkeley 2003, Esteve, Mexico City 2005), članstvo v znanstvenih odborih številnih konferenc, uredništvo najuglednejše mednarodne revije s področja potresnega inženirstva *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* (Wiley), članstvo v uredniških odborih mednarodnih revij *Journal of Earthquake Engineering* (Imperial College Press),

Journal of Seismology and Earthquake Engineering, (INEES, Iran), *ISSET Journal of Earthquake Technology* (ISSET, Indija), *Engineering Modelling* (Hrvaška), *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* (IEM, Kitajska in MCEER, ZDA), *Bulletin of Earthquake Engineering* (Kluwer), *Earthquake Spectra* (EERI, ZDA) in *Computers & Concrete* (Techno-Press, Koreja), članstvo v delovnih skupinah mednarodnih strokovnih organizacij in evropskega urada za standardizacijo (CEN) in članstvo v izvršnih odborih mednarodnega (IAEE) in evropskega (EAEE) združenja za potresno inženirstvo.

Raziskovalci IKPIR-a so v okviru t.i. »benchmark« študij večkrat uspešno vnaprej napovedali odziv konstrukcij na potresno obtežbo. Zlasti uspešna je bila napoved odziva modela dela AB stenaste stavbe v naravnem merilu. Ta sedemnadstropni model višine nad 20 m je bil preizkušen na veliki potresni mizi v San Diegu v okviru ameriškega raziskovalnega programa NEES (Network of Earthquake Engineering Simulation). NEES združuje 15 velikih eksperimentalnih laboratorijev in večino pomembnih institucij na področju potresnega inženirstva v ZDA. Za najboljšo napoved v kategoriji raziskovalnih institucij so raziskovalci IKPIR-a prejeli nagrado NEES.

Projekti v okviru evropskih okvirnih programov

SAFERR (Safety Assessment for Earthquake Risk Reduction)

je bil triletni projekt v okviru 5. okvirnega programa, pri katerem je v obdobju 2000–2003 sodelovalo 13 vodilnih evropskih centrov na področju potresnega inženirstva. Glavni cilj projekta je bilo usposabljanje mladih raziskovalcev. V okviru tega projekta se je v IKPIR-u usposabljal 5 tujih mladih raziskovalcev (2 iz Italije in 3 iz Romunije) v skupnem trajanju 27 mesecev, medtem ko je bil sodelavec IKPIR-a na enoletnem podoktorskem usposabljanju v Franciji.

SPEAR (Seismic Performance Assessment and Rehabilitation)

je bil triletni projekt v okviru 6. okvirnega programa. V obdobju 2001–2004 ga je izvajalo 8 evropskih partnerjev, sodelovale pa so tudi institucije iz ZDA, Japonske in Turčije. V okviru projekta so bile v laboratoriju JRC v Ispri opravljene tri serije psevdodinamičnih testov tlorisno nesimetrične trietažne AB stavbe v merilu 1:1 pri istočasnem potresnem vzbujanju v dveh smereh. Eden od ciljev projekta je bil študij vpliva torzije. Po prvi in drugi seriji

testov je bila konstrukcija popravljena in utrjena. Sodelovanje raziskovalne skupine v IKPIR-u je bilo pomembno predvsem pri izboru potresnih obremenitev testne konstrukcije ter pri analizah odziva konstrukcije pred izvedenimi testi in po njih.

VAST-IMAGE (Development of Variable Stiffness Seismic Isolators and Vibration Mitigation Dampers Based on Magnetically Controlled Elastomer)

je bil projekt v okviru 5. okvirnega programa (2002–2006). Na iniciativo podjetja Maurer je 8 mednarodnih partnerjev razvilo prototip potresnega izolatorja na podlagi elastomera z vulkaniziranimi namagnetnimi železnimi delci. Z vplivom električnega/magnetnega polja je možno spreminjati togost elastomera (izolatorja). Naprava je uporabna predvsem za zavarovanje opreme v pomembnih objektih (npr. bolnišnice, letališki kontrolni stolpi, muzeji) pri potresih zmerne jakosti. Običajni elastomer je namreč pri razmeroma majhnih deformacijah preveč tog, da bi omogočal učinkovito potresno izolacijo.

PRECAST STRUCTURES EC8 (Seismic Behaviour of Precast Concrete Structures with Respect to Eurocode 8)

je projekt 5. okvirnega programa v obdobju 2003–2007. Devet evropskih partnerjev (4 podjetja in 5 raziskovalnih institucij) ter dve instituciji iz Kitajske in Turčije študirajo potresno ranljivost montažnih sistemov industrijskih hal z eksperimenti v velikem merilu. Program vključuje psevdodimamične preizkuse in eksperimente na potresnih mizah v merilu 1:1, ki do sedaj za takšne konstrukcijske sisteme še niso bili izvedeni nikjer v svetu.

LESSLOSS (Risk Mitigation for Earthquakes and Landslides)

je edini integriran projekt s področja potresnega inženirstva v 6. okvirnem programu. Sodeluje 46 partnerjev, ki predstavljajo vodilne raziskovalne skupine v Evropi in podjetja. Projekt je trileten in se izvaja v obdobju 2004–2007. Raziskovalna skupina v IKPIR-u sodeluje v podprojektu, ki obravnava verjetnostne ocene potresne nevarnosti. V okviru projekta sodelavci IKPIR-a razvijajo poenostavljene postopke za verjetnostno analizo konstrukcij, ki temeljijo na verjetnostni metodologiji, razviti na Univerzi v Stanfordu in na N2 metodi.

Razvojna in strokovna dejavnost in prenosi raziskovalnih dosežkov v prakso

Revidirana verjetnostna ocena potresne nevarnosti na lokaciji JE Krško

Obsežen mednarodni projekt, ki ga je vodil IKPIR, je potekal skoraj 3 leta v obdobju 2002–2004. Pri projektu so sodelovale institucije iz ZDA, Hrvaške in Slovenije, recenzijo pa je opravila institucija iz Francije. Namen projekta je bila ponovna ocena potresne nevarnosti in projektnih potresnih parametrov na lokaciji JE Krško ob upoštevanju novih podatkov, spoznanj in metod. Rezultati so predstavljali vhodne podatke za varnostne analize JE Krško.

Uvajanje standarda Evrokod 8

Sodelavci IKPIR-a vodijo delo v zvezi z uvajanjem evropskega in slovenskega standarda za projektiranje potresnoodpornih objektov Evrokod 8 (EC8) v Sloveniji. Pri tem sodelujejo s strokovnjaki z drugih kateder FGG, ZAG-a in Urada za seizmologijo ARSO. Pripravljeni so bili nacionalni dodatki za vse dele EC8, vključno z nacionalnimi parametri. Pripravljen je bil tudi prevod prvega dela EC8 v slovenščino. V pripravi je prva verzija komentarja dela standarda, ki vsebuje tudi testne primere. Študije v zvezi z uvajanjem EC8 se delno opravljajo v okviru razvojnoraziskovalne naloge za Urada za seizmologijo ARSO. Pri pripravi evropskega standarda EC8 je kot predstavnik Slovenije ves čas aktivno sodeloval sodelavec IKPIR-a. Poenostavljena metoda za nelinearno potresno analizo konstrukcij (N2 metoda), ki je bila razvita v IKPIR-u, je postala sestavni del EC8.

Uvajanje programske opreme za projektiranje konstrukcij

IKPIR je ves čas svojega delovanja skrbel za pripravo lastnih programov za projektiranje konstrukcij in za njihovo uvajanje v študijski proces in v projektantsko prakso. Razvoj informacijske tehnologije, predvsem orodij za grafične predstavitve, je zahteval, da sodobno programsko opremo za široko uporabo opravljajo specializirana podjetja. IKPIR se je zato povezal z ameriškim podjetjem Computers&Structures Inc. (CSI), ki izhaja iz Univerze v Berkeleyu. Ta povezava je omogočila, da IKPIR od leta 2003 uvaja sodobne računalniške programe te družbe v prakso in skrbi za pomoč uporabnikov. Aplikacije SAP 2000 in ETABS, ki jih razvija družba CSI, so namenjene projektiranju in analizi konstrukcij in sodijo v sam svetovni vrh. Programska oprema, ki je posebej specializirana za

potresno odporno projektiranje, se uporablja tudi pri učnem procesu na dodiplomskem in podiplomskem študiju na FGG, na Fakulteti za arhitekturo in Fakulteti za gradbeništvo Univerze v Mariboru.

V zadnjem času je razvoj CSI-jeve programske opreme usmerjen predvsem v posodobitev nelinearnih analiz. Rezultat je nova, zaenkrat še samostojna aplikacija PERFORM3D, ki bo vgrajena v program SAP 2000. PERFORM3D je posodobljena in razširjena verzija znanega programa DRAIN za nelinearne statične in dinamične analize. Vzoredno z uvajanjem novih metod za potresnoodporno projektiranje, CSI razširja uporabo programov na druga področja. Tako sta bila v program SAP 2000 pred kratkim vgrajena možnost dimenzioniranja lupin ter vmesnik za parametrično modeliranje in analizo mostov. V pripravi sta modula za požarno analizo ter za analizo vplivov sodelovanja konstrukcije in temeljnih tal.

Potresna izolacija pri novogradnjah in sanacijah avtocestnih mostov

V okviru naloge za DARS je bil na podlagi izkušenj dobljenih pri projektiranju prvega potresno izoliranega viadukta v Sloveniji (viadukt Ločica) pripravljen dokument v pomoč projektantom potresne izolacije mostov. Vsebuje razlago temeljnih principov in sistemov, komentar evropskih standardov in primere projektiranja značilnih viaduktov s potresno izolacijo. Prikazane so možnosti optimizacije konstrukcij mostov z optimalno razporeditvijo izolacijskih elementov in dušilcev.

Študije in modelne preiskave potresne ranljivosti in predlogi utrditve za stebre viadukta Ravbarkomanda in sorodno konstruirane premostitvene objekte

Cilj naloge za DARS, ki jo vodi ZAG, je ovrednotenje potresne ranljivosti nekaterih avtocestnih viaduktov, ki so bili pri nas zgrajeni pred nekaj desetletji. Nekateri takratni konstrukcijski detajli ne ustrezajo sodobnemu vedenju in predpisom na področju potresnega inženirstva. Z eksperimentoma v velikem merilu, ki sta bila izvedena na ZAG, je bil preizkušen odziv dveh modelov značilnih stebrov viadukta Ravbarkomanda. V projektu sodelujeta še IKPIR in ARSO-US. IKPIR je naredil analitične simulacije odziva in sodeloval pri predlogu in optimizaciji načina potresne utrditve stebrov viadukta Ravbarkomanda in pri posplošitvi rezultatov na sorodno konstruirane premostitvene objekte.

Potresna utrditev mostov – povečanje potresne varnosti mostov, zgrajenih v okviru avtocestnega križa

Avtocestni križ v Sloveniji vsebuje nekaj starejših mostov, ki vsebujejo konstrukcijske detajle, ki niso primerni za potresna območja. Za te mostove je bil predlagan najbolj ustrezen način potresne ojačitve. Delo je bilo izvedeno v okviru projekta, ki ga je financiral DARS. Projekt je bil izveden na podlagi izkušenj, ki so jih sodelavci IKPIR-a pridobili v okviru sodelovanja z University of Nevada, Reno, ZDA, kjer je eden od vodilnih laboratorijev za preizkušanje konstrukcij na svetu in tudi na podlagi raziskav in izkušenj pridobljenih v okviru bilateralnega projekta z Univerzo v Beogradu in Univerzo v Novem Sadu.

Seizmična analiza objektov, zgrajenih v okviru avtocestnega križa. Največji objekt je viadukt Petelinjek na avtocesti Koper–Lendava.

Aktivnosti po potresu v Bovcu 2004

Po potresu v Bovcu leta 2004 so bili sodelavci IKPIR-a vključeni v razne popotresne aktivnosti. Med drugim so, izzvani z neobjektivnimi ocenami v sredstvih javnega obveščanja, pripravili tiskovno konferenco, kjer so skupaj z drugimi slovenskimi strokovnjaki pojasnili velikosti potresnih obremenitev med potresom in poškodbe na objektih ter dali preliminarno oceno obnove po potresu leta 1998.

GRADBENA INFORMATIKA

IKPIR je bila tista skupina, ki je v slovenskem gradbeništvu prva organizirano opozorila na možnosti, ki jih gradbeništvu prinaša računalništvo. Od začetkov uporabe pred 35 leti je do danes računalnik postal nepogrešljivo orodje pri prav vseh informacijskih procesih v gradbeništvu, vedno bolj prisotni pa so računalniki in komunikacijske naprave tudi na gradbiščih. Z rabo računalnika v gradbeništvu se zato morajo ukvarjati prav vsi gradbeniki, za gradbeno informatiko pa označujemo tiste rabe informacijskih in komunikacijskih tehnologij, ki povezujejo več različnih faz gradnje ali pa so uporabne na več različnih področjih gradbenišтва.

Gibala napredka gradbene informatike danes so razvoj novih metod računanja in umetne inteligence, strukturirani in semantični opisi gradbenih del in izdelkov ter razvoj komunikacijskih tehnologij, predvsem interneta in brezžičnih omrežij. Prvo vodi k vse večji avtomatizaciji, tudi pri sprejemanju odločitev,

drugo k vse večji povezanosti med programsko opremo, tretje pa k vse boljšemu sodelovanju med ljudmi. Rezultat vsega tega je tako imenovana računalniško integrirana gradnja ali eGradnja – gradnja, kjer so ljudje, programi in procesi povezani in celoviti. IKPIR oz. njegova Katedra za gradbeno informatiko sodi med vodilne evropske in svetovne skupine na tem področju.

Mednarodni projekti

Gradbeni informatiki v programih EU sodelujejo že od 4. okvirnega programa naprej. V zadnjem petletnem obdobju so se zaključevali projekti iz 5. okvirnega programa in začeli projekti iz 6. okvirnega programa. IKPIR-KGI sodi med tiste raziskovalne skupine v Sloveniji, ki na tolar slovenskih sredstev pridobijo največ evrov iz sredstev EU. Pri dveh projektih so prevzeli tudi vlogo predlagatelja in koordinatorja projekta, pomembne funkcije (tehnična koordinacija projekta ali vsaj vodenje delovnega paketa) pa so imeli tudi v skoraj vseh ostalih.

ISTforCE (2000–2002): Projekt ISTforCE (Integrated Services and Tools for Concurrent Engineering) je razvil platformo, v kateri bi se srečevali ponudniki in uporabniki mrežnih servisov, ki bi podpirali delo na daljavo v gradbeništvu. IKPIR je izdelal nekatere ključne storitve servisne spletne infrastrukture. Raziskave in delo so med drugim dokumentirali v 120 strani dolgem zaključnem poročilu Requirements, specifications, architecture and rapid prototype of CESP.

ICCI (2002–2003): Cilj projekta je bil izboljšanje koordinacije raziskovalnih in razvojnih dejavnosti gruče projektov IST iz 5. okvirnega programa s področja gradbenišтва ter prenos rezultatov v prakso. IKPIR je koordiniral delovni paket Infrastruktura gradbenih projektov. Izdelali so slovar in pojmovnik ter tematski zemljevid tehnologij gradbene informatike, analizirali trenutne in prihodnje raziskovalne teme (predvsem okolja za sodelovanje) ter način dela v raziskovalnih projektih. Eden izmed rezultatov projekta je bila knjiga Building, a Better Future: Constructed by People with ICT. Več na icci.vtt.fi.

ProdAEC (2001–2003) je bil dveletni projekt 5. okvirnega programa za vzpostavitev izmenjave podatkov o proizvodih in projektih za e-delo ter e-poslovanje. Združil je štirinajst raziskovalnih ustanov in naprednih podjetij. V primerjavi z ostalimi projekti je bil ProDAEC

bolj praktično usmerjen, saj je skušal na lokalnem in evropskem nivoju postati glavni vir informacij o standardih za izmenjavo podatkov ter e-delo in e-poslovanje v arhitekturi in gradbeništvu. V sklopu projekta so izdelali študijo o rabi informacijskih in komunikacijskih tehnologij v slovenskem gradbeništvu ter primerjavo z ostalimi panogami. Več na www.prodaec.com.

SciX (2002–2004) (Odprt, samoorganiziran repozitorij za znanstveno izmenjavo informacij): Razvoj interneta je sprožil pomembne spremembe v načinu dostopa do znanstvene literature. Vprašljiv postaja uveljavljen način znanstvenega objavljajanja, kjer avtorji zastonj odstopijo dela založniku, njihovi kolegi jih zastonj recenzirajo, založbe pa jih potem v zelo dragih revijah in monografijah prodajajo tem istim znanstvenikom. Empirične raziskave kažejo, da se manjša delež takega gradiva, več pa se pomen dostopnih elektronskih objav. To so študirali v okviru projekta IST-FP5 SciX, ki so ga tudi koordinirali. Izdelan je bil formalni procesni model znanstvenega objavljajanja, ki je pokazal, da ustvarjalni procesi znanstvenega dela ter kontrolni procesi objavljajanja potekajo v organizacijah s popolnoma nasprotujočimi si cilji. Zaradi tega postaja dvomljiv prost dostop do znanja na eni in avtonomija znanosti na drugi strani. Ob analizi ovir pri prehodu iz zaprtega sistema znanstvenega objavljajanja v odprt sistem so ugotovili, da lahko največ pomagajo strokovna združenja. Razvili so programsko opremo za podporo različnim oblikam odprtega objavljajanja, kot so organizacijski arhivi, tematske knjižnice, recenzirane revije in konference. Paket SOPS (SciX Open Publishing Services) je skupaj s poročili projekta dostopen na naslovu www.scix.net.

reUse (2004–2006) (Trajna raba digitalnih izvornih gradiv). Projekt se ukvarja s problemi ohranjanja izvornih digitalnih gradiv tiskanih izdaj. Sodeluje 9 knjižnic in univerz iz Avstrije, Nemčije, Estonije in Slovenije. Na podlagi izkušenj projekta SciX se na IKPIR v sodelovanju z NUK ukvarjajo z ocenjevanjem tehničnega, organizacijskega in finančnega aspekta digitalnih repozitorijev. Program: eVsebine, 9 partnerjev, jun. 2004 – jul. 2006, www2.uibk.ac.at/reuse/.

Connie (2005–2006) (Gradbene novice in informacije elektronsko) Projekt CONNIE bo omogočil organizacijo, povzemanje in indeksiranje vseh relevantnih javnih informacij za področje gradbenišтва, vključno z evropsko

gradbeno regulativo. Projekt predstavlja nadaljevanje projektov CONNET, ISEEC ter vzpostavlja mrežo za izmenjavo informacij o regulativih, ki jih posredujejo kredibilne evropske inštitucije iz držav partneric. Preko pan-evropskega informacijskega servisa bodo dostopni podatki o lokalni ter evropsko harmonizirani regulativi, ki bodo prirejeni področju uporabe in potrebam uporabnika. Na IKPIR so tehnični koordinatorji projekta. Program: eVsebine, 11 partnerjev iz 8-ih držav, jan. 2005–dec. 2006. Dva največja projekta IntelliGrid in DataMining-Grid sta s področja tehnologij grid (slovensko mreža, ogrodje, rešetka ali celo razpredek). Omogočajo povezovanje razpršenih računalniških virov v izjemno zmogljivo celoto z lastnostmi super računalnika. Strokovnjaki menijo, da bo pomemben del prihodnjega razvoja informacijske tehnologije temeljil na konvergenci spleta in gridov.

DataMiningGrid (2004–2006) (Orodja in storitve za podatkovno rudarjenje v računalniških okoljih grid). Projekt vodi University of Ulster, na IKPIR pa so tehnični koordinatorji. Projekt odgovarja na izzive obvladovanja velikih količin podatkov in bo pripravil vmesnike do aplikacij za podatkovno rudarjenje v okolju grid. V konzorciju sodeluje še Technion, Izrael, Daimler Chrysler in Fraunhofer Institute, oba Nemčija. IKPIR tu sodeluje tudi z Univerzitetnim kliničnim centrom ter Inštitutom za zdravstveno hidrotehniko FGG. Program: FP6/IST, 5 partnerjev, sep. 2004 – avg. 2006, www.DataMiningGrid.org.

IntelliGrid (2004–2007) (Interoperabilnost virtualnih organizacij na kompleksnem semantičnem gridu). Cilj projekta je razviti tehnologije, ki bodo nadstandardne zmogljivosti v grid povezanih računalnikov celovito vplele v proces inženirskega načrtovanja, proizvodnje in vzdrževanja. Na IKPIR vodijo konzorcij, v katerem je še osem partnerjev iz šestih držav, med drugim podjetja, ki skrbijo za upravljanje s podatki o načrtovanih letalih Airbus ali o fondu nepremičnin, ki ga upravlja Allianz & Dresdner Bank. Sodelujejo še TU Dresden (Nemčija), VTT (Finska), ESocE Net (Italija), PSNC (Poljska), Obermeyer Planen + Beraten (Nemčija), Sofistik Hellas (Grčija), EPM (Norveška) in Conject AG (Nemčija). Program: FP6/IST, 9 partnerjev, sept. 2004 – feb. 2007, www.IntelliGrid.com.

Domači projekti

Programska skupina eGradbeništvo (2004–2008) se ukvarja z raziskovalnim delom na

področju informacijskih in komunikacijskih tehnologij v gradbeništvu in prenosom teh tehnologij v inženirsko prakso. Glavni cilj je prispevati k prehodu slovenskih gradbenikov in arhitektov od črtnega k objektnemu oz. produktnemu načinu obvladovanja informacij. Glede na številne evropske projekte, kjer opravljajo osnovne raziskave, se gradbeni informatiki tukaj

ukvarjajo s temami, ki so še posebej pomembne za Slovenijo. Informacijsko modeliranje povezujejo z modeliranjem konstrukcij, kar vodi k natančnejši analizi ter varnejšim in bolj ekonomičnim konstrukcijam. Analizirajo tudi vpliv rabe e-tehnologij v praksi, predvsem možnosti za reorganizacijo industrije z boljšim vodenjem, nadzorom tveganja in upravljanje z znanjem. V domeni skupine je tudi projektno vodenje, in sicer analiza vpliva e-tehnologij na komunikacijo med udeleženci v celotnem življenjskem ciklu zgradbe ter na digitalno in semantično vedno bolj bogato dokumentacijo.

Slovenski gradbeni grozd. V sodelovanju z gospodarskim interesnim združenjem Slovenski gradbeni grozd vodijo projekt vzpostavitve enotnega klasifikacijskega sistema za gradbeništvo. Sistem klasifikacij je ključen za informacijsko podprto upravljanje z informacijami in je podlaga za (informacijsko) standardizacijo produktov, materialov, popisov del, predračunov, cenikov ipd. – torej za bolj pregledno in učinkovito integracijo graditve. Razvoj klasifikacijskih sistemov temelji na analizi in prenovi poslovnih procesov (BPR) ter je skladen z mednarodnimi standardi, ki zagotavljajo postopno harmonizacijo ter poenotenje z drugimi klasifikacijskimi sistemi v Evropi in svetu.

Projekti CRP. Sodelovali so v ciljnih raziskovalnih projektih (**CRP**) s področja tehnologij grid: IKPIR je bil koordinator projekta **GRID-FORUM.SI** (Infrastruktura grid za virtualne organizacije – www.gridforum.si), v projektih **AgentGrid** (načrtovanje večagentnih sistemov v okolju grid) in **SiGNet** (razvoj in implementacija grid tehnologij v kontekstu Evropskega projekta EGEE s prenosom v slovensko e-okolje) pa so bili partnerji.

Drugo sodelovanje

Sodelavci so redno člani organizacijskih ali znanstvenih odborov vseh pomembnejših mednarodnih konferenc s področja gradbene informatike. Pomembno mednarodno konferenco eDelo in ePoslovanje v gradbeništvo so leta 2002 organizirali v Portorožu. Do danes

ostaja največja konferenca iz cikla ECPPM (European Conference on Product and Process Modelling). V maju 2005 so organizirali delavnico IFOW01 (Industry Foundation Ontology Workshop 01), na katero so povabili priznane evropske strokovnjake na področju konceptualnega modeliranja, klasifikacijskih sistemov ter standardov STEP in IFC. Sejo o grid sistemih so organizirali na konferenci eChallenges leta 2005 v Ljubljani, prav tako zaključno delavnico Grid – infrastruktura in aplikacije CRP projekta Gridforum.si.

Sodelavci so kot gostujoči profesorji pri podiplomskem študiju sodelovali z univerzami v Istanbulu in Zagrebu, sooblikovali so evropski mednarodni študij gradbene informatike. Na podlagi dolgoletnega sodelovanja z Univerzo Stanford, ZDA, podiplomski študenti sodelujejo na predmetu Project Based Learning te univerze. Člani IKPIR so sodelovali pri ocenjevanju nacionalnih raziskovalnih projektov na Finskem in Avstriji ter kot člani komisij ali somentorji podiplomskih naslovov na Danskem, Švedskem in Finskem. Kot gostujoči ali uvodni predavatelji so nastopali na konferencah v Bruslju, Dagstuhlu, Poznanu, Krakovu, Valenciji, Cancunu, New Delhiju in Torontu.

IKPIR vzdržuje močno prisotnost na svetovnem spletu, kjer je bil novembra 1993 med prvimi 1000 ustanovami na svetu. Skrbi za 57 različnih spletnih mest (to je število domen na našem domačem osrednjem strežniku, nekatere so sicer majhne ali omejene na posamezne projekte, druge pa kar odmevne – dostopne so preko povezav na itc.fgg.uni-lj.si). Razvili ter vzdrževali so spletni informacijski sistem Inženirske zbornice Slovenije, ki je bil zasnovan leta 1999 in temeljito prenovljen v letu 2004. Razvit sistem vsebuje vrsto spletnih zbirk in interaktivnih komponent – od imenikov članov, standardoteke, obširne zbirke dokumentov, da anket – in nudi ažurne podatke za pooblaščenca inženirje, bodoče inženirje in uporabnike inženirskih storitev. Izdelali so orodje za podporo organizaciji konferenc, ki temelji na programskem paketu SOPS iz projekta SciX. Spletno zasnovano orodje sledi delovnemu redu znanstvene konference: registracija udeležencev, oddaja del, recenziranje, obveščanje in objava člankov. Orodje je bilo uporabljeno pri organizaciji konferenc ECPPM 2002, ECPPM 2004, IAPS 2004, AESOP 2005, IGC Danube 2006 in bo tudi pri prihajajočih konferencah. Odprta koda na www.sicx.net. Na IKPIR še naprej izhaja mednarodna recenzirana znanstvena revija ITcon, ki je v letu 2005 praznovala deseto obletnico.

PEDAGOŠKA DEJAVNOST

Učitelji IKPIR-a imajo na dodiplomskem in podiplomskem študiju gradbeništva redna predavanja in vaje ter seminarje s področij statike in dinamike konstrukcij, potresnega inženirstva, računalništva in gradbene informatike, delno pa tudi s področja armaranobetonskih konstrukcij. Sodelavci IKPIR-a so bili mentorji 31 doktorandov, 37 magistrantov in 264 diplomantov ter somentorji pri 95 diplomah in 9 magisterijih. Deset diplomantov je dobilo Prešernove nagrade za študente Univerze v Ljubljani, pet diplomantov pa Prešernove nagrade na FGG. IKPIR tradicionalno vsako leto ob tednu Univerze v Ljubljani podeljuje nagrado IKPIR-a za najboljše diplomske naloge, izdelane pod mentorstvom učiteljev IKPIR-a.

Raziskovalci IKPIR-a so bili mentorji 45 mladim raziskovalcem, ki so se uspešno uveljavili, ne le v raziskovalnih organizacijah, pač pa tudi na razvojnih in vodstvenih mestih v praksi. Na neformalno usposabljanje je prišlo iz inozemstva več raziskovalcev: iz Kitajske (2), bivše Sovjetske zveze (1), Italije (2),

Romunije (2), Hrvaške (2), Srbije (1), Mehike (1) in Irana (1).

Član IKPIR-a kot predstavnik FGG sodeluje v projektu EUCET (European Civil Engineering Education and Training), ki se izvaja v okviru SOCRATES programa. V projektu sodeluje 140 evropskih raziskovalnih institucij (1999–2009). Cilj projekta je analiza in posodobitev evropskega visokošolskega programa na področju študija gradbenega inženirstva. Rezultati projekta so bili neposredno uporabljeni pri bolonjskih reformah. Sodelavec IKPIR-a je aktiven zlasti v delovnih skupinah za uvajanje sodobnih, informacijsko podprtih načinov poučevanja in projektnega študija.

Na FGG je bil na rednem dodiplomskem študiju vpeljan nov predmet Računalniško projektiranje konstrukcij, ki temelji na sodobnih principih projektnega dela in interdisciplinarnega sodelovanja na daljavo. Pri temu predmetu študentje gradbeništva sodelujejo s študenti arhitekture. Pridobivajo uporabna znanja in se pripravljajo za konkretno prak-

tično delo. Delo je podprto s sodobno informacijsko tehnologijo. Del opreme, ki se uporablja pri delu, je sofinancirala Evropska unija v okviru projekta Tempus. Za zasnovo in izvedbo tega predmeta so pedagogi IKPIR-a prejeli nagrado na 2. mednarodnem simpoziju Technical creativity in school's curricula with the form of project learning – From idea to the product: from the kindergarten to the technical faculty v Portorožu. Sodelavec IKPIR-a je pred leti tudi uvedel nov predmet na FGG Kontrola in zagotavljanje kakovosti, ki je izjemno pomemben za zagotavljanje kakovosti v celotnem življenjskem krogu gradbenega objekta. Leta 2003 so sodelavci IKPIR-a v sodelovanju z BEST (Board of European Students of Technology) v Ljubljani in Bovcu organizirali mednarodno poletno šolo Earthquakes and their consequences.

IKPIR je s svojimi sodelavci v preteklih petintridesetih letih izvedel več kot 30 seminarjev, ki se jih je udeležilo prek 2500 gradbenikov iz operative in projektive. Tako je sproti prenašal rezultate raziskovalnega dela v projektantsko in operativno prakso in bistveno pripomogel k uvajanju uporabe sodobnih metod v analizi in pri projektiranju gradbenih konstrukcij.

AKTIVNOSTI IZVEN FGG, POVEZANE S STROKO

Sodelavci IKPIR-a so vključeni v številne aktivnosti, povezane s stroko, ki potekajo izven FGG. Član znanstvenega sveta Agencije za raziskovalno dejavnost Republike Slovenije, zadolžen za celotno področje tehnike, je sodelavec IKPIR-a. Sodelavci IKPIR-a so tudi: dosednji nacionalni koordinator za gradbeništvo, član Znanstvenega sveta tehniških ved. Tudi v strokovni praksi imajo sedanji in že upokojeni sodelavci IKPIR-a zelo odgovorne in pomembne strokovne naloge, kot so: predsednik komisije za strokovne izpite za področje gradbeništva pri IZS, člani teh strokovnih komisij, mentorji pri teh strokovnih izpitih, glavni in odgovorni urednik revije Gradbeni vestnik, bivši predsednik in sedanji podpred-

sednik ZDGITS, predsednik Društva za potresno inženirstvo itd.

Za svoje raziskovalne in strokovne dosežke in druge dejavnosti in stroki so posamezni člani IKPIR-a dobili visoka priznanja in nagrade.

Na podlagi svojih raziskovalnih dosežkov je član IKPIR-a postal redni član SAZU, trenutno edini izmed vseh gradbenikov v Sloveniji in dobil državno nagrado za znanstveno-raziskovalno delo. Za njegovo pedagoško, raziskovalno, strokovno in tudi vodstveno-organizacijsko delo je upokojenemu članu IKPIR-a Univerza v Ljubljani podelila naslov zaslužni profesor. Kljub zahtevnemu in obsežnemu delu na fakulteti sta dva člana IKPIR-a za izjemno delo v Inženirski zbornici Slovenije

prejela listino »častni član Inženirske zbornice Slovenije« in dva člana še listino »zaslužni član ZDGITS«.

S svojimi obširnimi razvojnim, raziskovalnim, pedagoškim in strokovnim delom je IKPIR-FGG v preteklih petintridesetih letih bistveno vplival na razvoj gradbene stroke doma in v svetu. Ob izjemni kadrovski sestavi IKPIR-a: 1 akademik, 2 redna profesorja, 2 izredna profesorja, 2 docenta, 2 asistenta, 4 raziskovalci ter 8 mladih raziskovalcev, lahko z vso verjetnostjo pričakujemo, da bodo njegovi dosežki na vseh področjih v bodoče še večji. Ob jubileju, 35. letnici IKPIR-a, vsem čestitam za dosežene uspehe.

doc. dr. Janez Reflak, univ. dipl. inž. grad.
Pod vrbami 31
1000 Ljubljana
janez.reflak@guest.arnes.si

STRIŽNA NOSILNOST CIKLIČNO OBREMENJENIH MOSTNIH STEBROV SHEAR STRENGTH OF BRIDGE COLUMNS SUBJECTED TO CYCLIC LOADING

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

prof. dr. Matej Fischinger, univ. dipl. inž. grad.

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

Znanstveni članek

UDK(624.21.046+624.012.45):539.386

Povzetek | V članku so povzeti mehanizmi, ki vplivajo na strižno nosilnost armiranobetonskih konstrukcij. Prikazana je zveza med upogibno in strižno nosilnostjo. Povzeti so postopki za analitično oceno strižne nosilnosti v skladu s standardi EC8/2(EC2), EC8/3, predpisom PBAB in postopek, ki ga predlaga Priestley s soavtorji. Postopki so med sabo primerjani na primeru mostnega stebra s škatlkastim prerezom. Analitični rezultati so primerjani tudi z eksperimentalno določenimi vrednostmi. Ugotovljeno je, da sta strižni nosilnosti, določeni s standardom EC2 in PBAB, primerljivi med sabo in predstavljata strižno nosilnost, ki ustreza večjim deformacijam (poškodbam) stebrov. V področju večjih deformacij je strižna nosilnost praviloma najmanjša. Zato je strižna nosilnost, ki jo določata EC2 in PBAB v področju manjših poškodb (deformacij) podcenjena. S tem je vpeljana dodatna varnost pred strižno porušitvijo. Razmeroma velika varnost pred strižno porušitvijo je upravičena, saj mehanizmi, ki vplivajo na strižno nosilnost, še vedno niso do potankosti raziskani. To še zlasti velja za prispevek betona k strižni nosilnosti. Na to kažejo tudi razlike med oceno strižne nosilnosti, določene z bolj natančnimi postopki, ki se lahko med sabo precej razlikujejo, še zlasti v področju manjših poškodb (deformacij) stebrov.

Summary | Mechanisms, which influence the shear strength of reinforced concrete structures are summarized. The interaction between shear and flexural strengths is described. Different analytical procedures (according to standards EC8/2 (EC2), EC8/3, PBAB and the procedure proposed by Priestley and co-authors) for the estimation of shear strength of bridge columns are summarized and compared with the experimental results. It was found out that the shear strengths, calculated according to EC2 and PBAB are comparable. These values correspond to larger column deformations (damage), where the shear strength has typically the smallest value. Therefore, the shear strengths, defined according to EC2 and PBAB, which correspond to smaller deformations, are underestimated. The additional safety against shear failure is ensured in this way. Relatively large safety against shear failure is reasonable, since some basic mechanisms influencing the shear strength are not completely investigated, particularly the contribution of concrete. This is indicated by the differences in the results of more accurate methods for the estimation of the shear strength, which can be quite large, especially in the range of small column deformations.

1 • UVOD

Upogibna nosilnost armiranobetonskih konstrukcij je razmeroma dobro raziskana, zato se tudi rezultati analitičnih ocen običajno dobro ujemajo z izmerjenimi vrednostmi. V nasprotju s tem je znanje o strižni nosilnosti manj kompletno. Strižna porušitev je za razliko od upogibne krhka in nenapovedana. Zato so v večini predpisov ustrezni varnostni faktorji, s katerimi preprečimo strižno porušitev, mnogo večji kot tisti, ki se nanašajo na preprečitev napovedane in duktilne upogibne porušitve. Razmeroma visoki varnostni faktorji pa niso le zaščita pred krhko porušitvijo, pač pa so tudi posledica še vedno nepopolnega znanja o mehanizmi, ki vplivajo na strižno nosilnost AB elementov. Še zlasti to velja za ciklično obremenjene mostne stebre (pri potresni obtežbi).

Na strižno nosilnost AB stebrov vplivajo številni parametri:

1) V strižno obremenjenih armiranobetonskih elementih se aktivira kompleksni mehanizem, na podlagi katerega lahko element

tudi brez strižne armature prevzame določene prečne sile, ki jih povzroča zunanja obtežba. Analitični postopki, s katerimi ocenimo strižno nosilnost elementa brez strižne armature, temeljijo večinoma na empiričnih formulah, ki so določene s statističnimi obdelavami eksperimentalnih rezultatov;

2) Pri prevzemu strižnih sil poleg betonskega prereza sodeluje tudi strižna armatura, ki je običajno izvedena v obliki stremen. Del strižnih sil, ki jih prevzamemo s strižno armaturo, običajno določimo na podlagi standardne predpostavke, da se v strižno obremenjenih elementih ustvari mehanizem, podoben paličju, kjer natezne napetosti prevzamejo stremena in vzdolžna (upogibna) armatura;

3) V tlačno obremenjenih elementih se vzdolž elementa ustvari tlačna diagonala, ki tudi pripomore k povečanju strižne nosilnosti. Prispevek tega mehanizma k strižni nosilnosti je v različnih postopkih ocenjen na zelo različne načine in je lahko eden glavnih vzrokov za

razmeroma velika razhajanja pri ocenah strižne nosilnosti stebrov.

V članku smo kratek pregled mehanizmov, ki vplivajo na strižno nosilnost, podali v drugem poglavju. V tem poglavju je opisana tudi zveza med strižno in upogibno nosilnostjo stebrov.

V okviru projekta potresne utrditve stebrov viadukta Ravbarkomanda (Bevc, 2006a) smo primerjali različne ocene strižne nosilnosti škatlastih stebrov viadukta. Ker so se te ocene razmeroma veliko razlikovale, smo naredili študijo, v kateri smo primerjali analitično in eksperimentalno določene vrednosti strižne nosilnosti škatlastega mostnega stebra z razmeroma malo prečne armature. Analitično smo strižno nosilnost ocenili v skladu s standardi Evrokod 2 (EC2, 2004), Evrokod 8/3 (EC8/3, 2005), PBAB (PBAB, 1987) in s postopki, prikazanimi v literaturi (Priestley, 1996). Pregled teh postopkov je podan v tretjem poglavju.

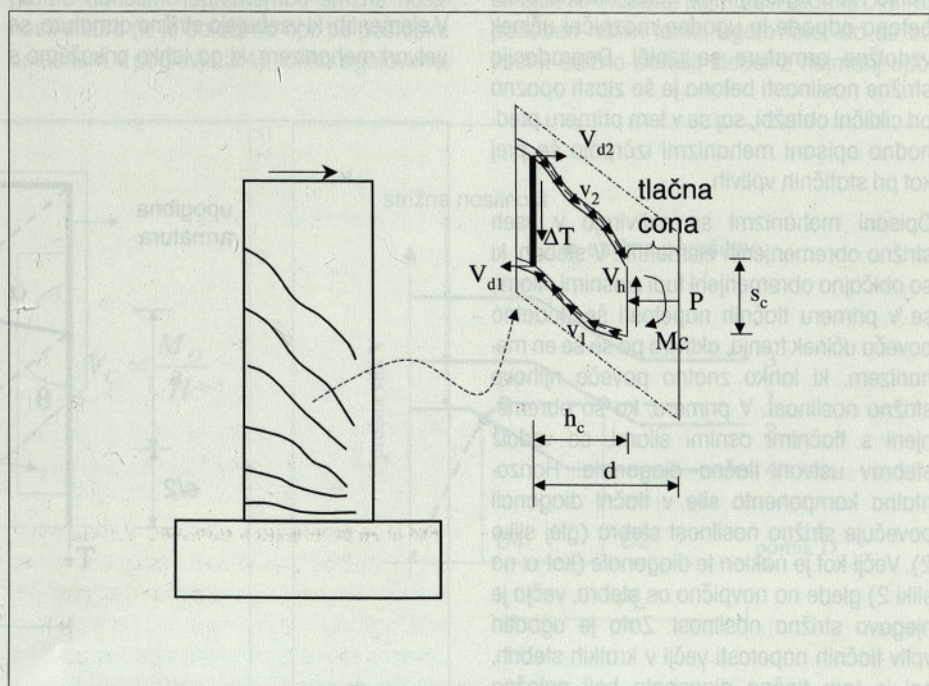
V četrtem poglavju smo primerjali analitično ocenjene vrednosti strižne nosilnosti z rezultati eksperimenta, ki je bil narejen na ZAG-u (Bevc, 2006b) v okviru omenjenega projekta utrditve stebrov viadukta Ravbarkomanda.

2 • MEHANIZMI, S KATERIMI AB ELEMENTI PREVZAMEJO STRIŽNE OBREMITVE IN POVEZAVA MED STRIŽNO IN UPOGIBNO NOSILNOSTJO

2.1 Mehanizmi, ki vplivajo na strižno nosilnost armiranobetonskih elementov brez strižne armature in vpliv tlačnih napetosti na povečanje strižne nosilnosti

Na strižno nosilnost betonskega prereza brez stremen vplivajo naslednji parametri: a) strižna nosilnost tlačnega dela betonskega prereza, b) trenje med agregatnimi delci vzdolž strižne razpoke in c) možni učinek vzdolžne armature. Ti mehanizmi so prikazani na sliki 1.

Del stebra med strižnima razpokama lahko obravnavamo kot konzolni nosilec, ki je vpet v tlačno cono stebra. Razlika nateznih sil v vzdolžni armaturi med mestoma obeh razpok ($\Delta T = T_1 - T_2$) povzroča v konzoli moment, ki ga uravnotežijo: a) moment vpetja konzole M v tlačno nerazpokano cono prereza, b) sile trenja med agregatnimi delci vzdolž razpok (ΣV_1 in ΣV_2), c) sili V_{d1} in V_{d2} , ki se aktivirata zaradi premikov prečno na vzdolžno armaturo (učinek možnika).



Slika 1 • Mehanizmi, ki vplivajo na strižno nosilnost betona

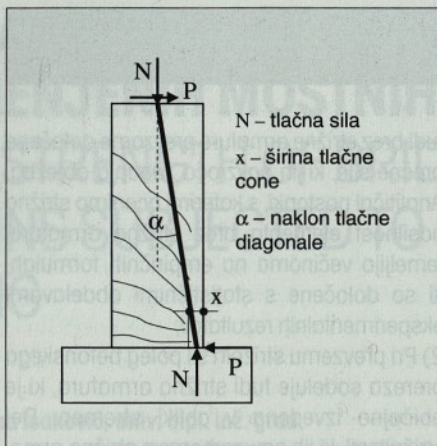
Prispevek tlačne cone k strižni nosilnosti je odvisen predvsem od natezne trdnosti betona in širine s_c (glej sliko 1) konzole na mestu vpetja v tlačno cono. Testi na gredah so pokazali, da ta mehanizem lahko prispeva do 20 % strižne nosilnosti prereza.

Trenje med agregatnimi delci vzdolž razpok je odvisno od neravnosti površine razpoke in širine razpok. Eksperimentalno je dokazano, da je trenje na mestu razpok eden glavnih virov strižne nosilnosti elementov brez strižne armature, saj lahko prispeva tudi do 70 % strižne nosilnosti.

Na mestu razpok se zaradi premikov v smeri prečno na vzdolžno armaturo ustvari mozni. V elementih, kjer ni strižne armature, se ugoden vpliv mehanizma izniči v trenutku, ko odpade krovna plast. Zato je prispevek moznika k strižni nosilnosti zelo odvisen od natezne trdnosti betona. V elementih brez strižne armature lahko mehanizem moznika prispeva do 25 % strižne nosilnosti. V elementih s strižno armaturo je mehanizem moznika prisoten vse do trenutka, ko steče strižna armatura, zato je njegov prispevek k strižni nosilnosti v teh elementih večji.

Z naraščanjem obremenitev strižna nosilnost elementov brez strižne armature pada, saj se posamezni mehanizmi, ki prispevajo k strižni nosilnosti, počasi izčrpajo. Tlačna cona prereza je vedno manjša, razpoke so vedno širše, zato se posledično zmanjša trenje med agregatnimi delci, krovna plast betona odpade in ugoden moznični učinek vzdolžne armature se izniči. Degradacija strižne nosilnosti betona je še zlasti opazna pri ciklični obtežbi, saj se v tem primeru predhodno opisani mehanizmi izčrpajo še prej kot pri statičnih vplivih.

Opisani mehanizmi se aktivirajo v vseh strižno obremenjenih elementih. V stebrih, ki so običajno obremenjeni tudi z osnimi silami, se v primeru tlačnih napetosti še dodatno poveča učinek trenja, aktivira pa se še en mehanizem, ki lahko znatno poveča njihovo strižno nosilnost. V primeru, ko so obremenjeni s tlačnimi osnimi silami, se vzdolž stebrov ustvari tlačna diagonalna. Horizontalna komponenta sile v tlačni diagonalni povečuje strižno nosilnost stebra (glej sliko 2). Večji kot je naklon te diagonale (kot α na sliki 2) glede na navpično os stebra, večja je njegova strižna nosilnost. Zato je ugoden vpliv tlačnih napetosti večji v kratkih stebrih, saj je tam tlačna diagonalna bolj položna oziroma kot α večji.



Slika 2 • Tlačna diagonalna vzdolž stebra poveča strižno nosilnost

Glede na precej zapleten mehanizem prenosa sil strižno nosilnost elementov brez strižne armature običajno izračunamo na podlagi različnih formul, ki so določene s statistično obdelavo eksperimentalnih rezultatov. Slednje se med sabo lahko precej razlikujejo. Glavna razlika nastopi predvsem pri določanju prispevka tlačnih napetosti k strižni nosilnosti. Nekateri izmed postopkov, s katerimi lahko določimo strižno nosilnost tlačno obremenjenih elementov brez strižne armature, so prikazani v 3. poglavju, rezultati pa primerjani v 4. poglavju.

2.2 Prispevek strižne armature k strižni nosilnosti AB elementov

V elementih, ki vsebujejo strižno armaturo, se ustvari mehanizem, ki ga lahko prikažemo s

paličjem, prikazanim na sliki 3. Natezne napetosti (sile) prevzamejo strižna in upogibna armatura, tlačne napetosti (sile) pa betonska diagonalna. Nosilnost elementov s strižno armaturo je zato omejena: 1) s silo, pri kateri steče strižna armatura in 2) s silo, pri kateri se preseže nosilnost tlačno obremenjene diagonale. Iz prvega pogoja sledi, da je nosilnost omejena s silo:

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} f_y \cdot z \cdot \sin \alpha (ctg \alpha + ctg \theta) \quad (1)$$

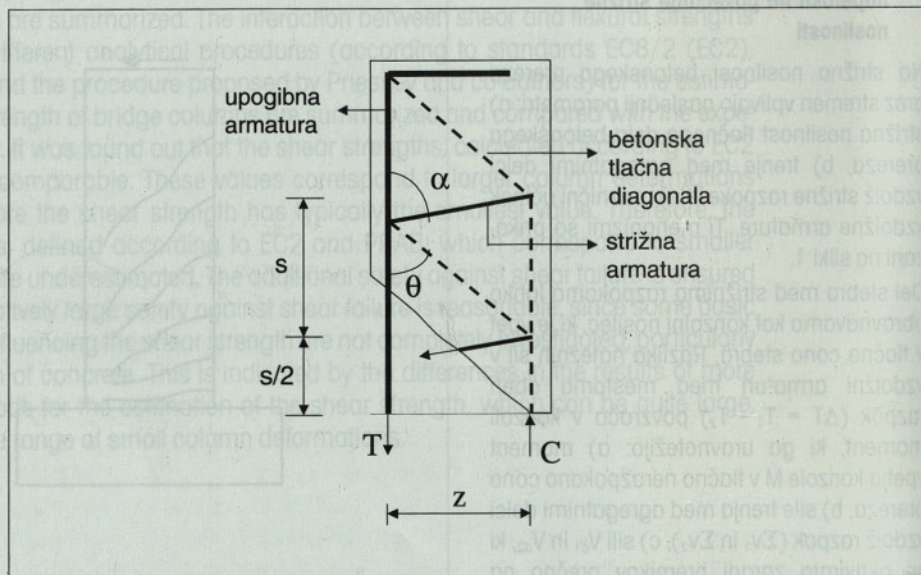
V formuli (1) je A_{sw} presek strižne armature, s je razdalja med strižno armaturo vzdolž stebra, f_y je meja tečenja jekla, z je ročica notranjih sil, α je naklon stremenske armature glede na os stebra in θ naklon betonske tlačne diagonale glede na os stebra (glej sliko 3).

Na podlagi 2. pogoja pa določimo nosilnost kot:

$$V_{w,max} = f_c \cdot b \cdot z \cdot \sin^2 \theta (ctg \theta + ctg \alpha) \quad (2)$$

Pomen oznak z , α in θ je enak kot v formuli (1), f_c je tlačna trdnost betona in b najmanjša širina rebra prereza.

V večini primerov bo nosilnost določala sila, pri kateri steče strižna armatura V_w . Le v razmeroma nizkih in ozkih elementih oziroma elementih z veliko stremenske armature se lahko zgodi, da bo tlačna diagonalna odpovedala, preden steče strižna armatura. V razmeroma visokih elementih, ki so narejeni iz betona običajne kvalitete, bo $V_{w,max}$ običajno dosti večja kot V_w .



Slika 3 • Mehanizem, podoben paličju, ki se ustvari v elementih s strižno armaturo

V primeru, ko računamo strižno nosilnost novih stebrov, moramo v računu upoštevati tudi varnostne faktorje, s katerimi ocenjeno vrednost nosilnosti strižne armature in tlačno obremenjene diagonale zmanjšamo. Tako v formuli (1) namesto karakteristične vrednosti za mejo tečenja jekla upoštevamo projektno vrednost. Podobno upoštevamo v enačbi (2) namesto karakteristične tlačne trdnosti za beton manjšo projektno vrednost. V različnih standardih je tako določena vrednost še dodatno korigirana. Npr. EC2 jo korigira s faktorjema γ_1 in α_{cw} (člen 6.14). S prvim faktorjem upoštevamo, da je tlačna trdnost betona v tlačni diagonali strižno razpokanih elementov običajno manjša od projektne tlačne trdnosti. S faktorjem α upoštevamo ugoden vpliv tlačnih napetosti v tlačno obremenjenih elementih (EC2 predpisuje, da se ta vpliv upošteva le v prednapetih elementih in ga formalno v AB stebrih ne moremo upoštevati).

2.3 Povezava med strižno in upogibno nosilnostjo stebrov, obremenjenih s potresno obtežbo

Pri dimenzioniranju armiranobetonskih stebrov (konstrukcij) običajno obravnavamo problem upogiba in striga ločeno drug od drugega. V dejanskih konstrukcijah pa sta ta dva problema med sabo zelo tesno povezana. Obseg strižnih poškodb je odvisen tudi od upogibne nosilnosti stebra in obratno, obseg upogibnih poškodb je lahko odvisen tudi od strižne nosilnosti. Pri dimenzioniranju stebrov (konstrukcij) je eden izmed glavnih ciljev preprečitev krhke in nenapovedane strižne porušitve. Strižno porušitev preprečimo tako,

da zagotovimo zadostno strižno nosilnost, ki pa mora biti večja od maksimalne možne prečne sile, ki se lahko v stebru razvije. Maksimalna možna prečna sila je navzgor omejena z dejansko upogibno nosilnostjo stebra (Fischinger, 1989). Tako v EC8/2 (EC8/2 2005) strižno obremenitev kontroliramo z načrtovanjem upogibne nosilnosti (angleško »capacity design«), ki je na primeru konzolnega stebra prikazana na sliki 4. Največja možna prečna sila v stebru V_c je določena iz dejanske upogibne nosilnosti stebra M_o , ki je za faktor 1,35 večja od projektne upogibne nosilnosti M_{Rd} .

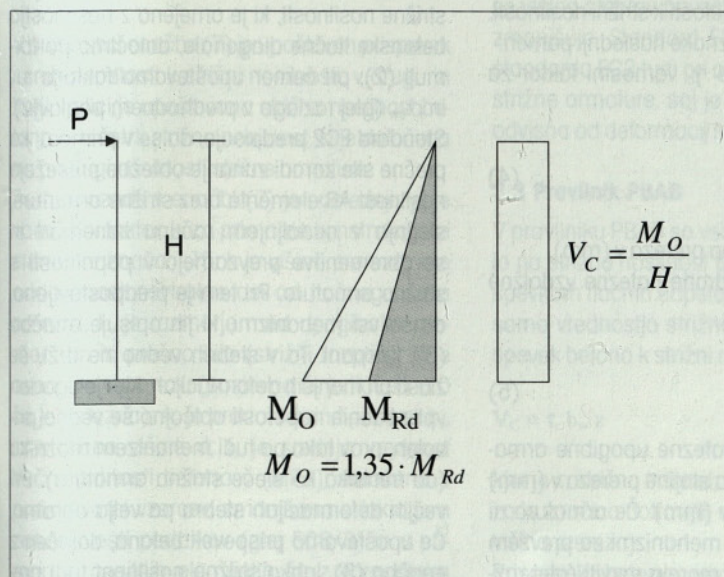
Z metodo načrtovanja nosilnosti preprečimo krhko strižno porušitev tako, da zagotovimo določeno razmerje med upogibno in strižno armaturo. Če je strižne armature premalo, lahko nastopi strižna porušitev. Različne možnosti strižne porušitve stebra so prikazane na sliki 5. Za primer obravnavajmo konzolni stebel. Krivulja 1 predstavlja upogibno obnašanje stebra pri naraščajoči obtežbi. Ta krivulja predstavlja zvezo med prečnimi silami v stebru in ustreznimi pomiki na vrhu stebra. Vrednosti prečnih sil določimo tako, da upogibne momente delimo z višino stebra. Ko upogibni momenti dosežejo nivo upogibne nosilnosti stebra, se prečna sila v stebru ne more več povečevati, dosežena je največja možna prečna sila v stebru (točka Y na krivulji 1). Pri nadaljnjem dovajanju energije se pojavijo v stebru plastične deformacije (del krivulje 1, ki ima oznako PL). Če na istem diagramu narišemo spremembo strižne nosilnosti stebra (ki jo določimo npr. po postopku opisanem v poglavju 3.4), lahko ugotovimo,

ali obstaja nevarnost strižne porušitve. Če črta, ki predstavlja strižno nosilnost, preseka krivuljo 1, potem obstaja nevarnost strižne porušitve. Za primer vzemimo strižno nosilnost, prikazano s črto 2. Dokler se ne doseže pomik stebra D2, je strižna nosilnost stebra zadostna, saj je večja od prečne sile, ki jo v stebru povzroča obtežba. Ko pomik stebra preseže vrednost D2, postane strižna nosilnost manjša od prečne sile v stebru, zato se stebel strižno poruši.

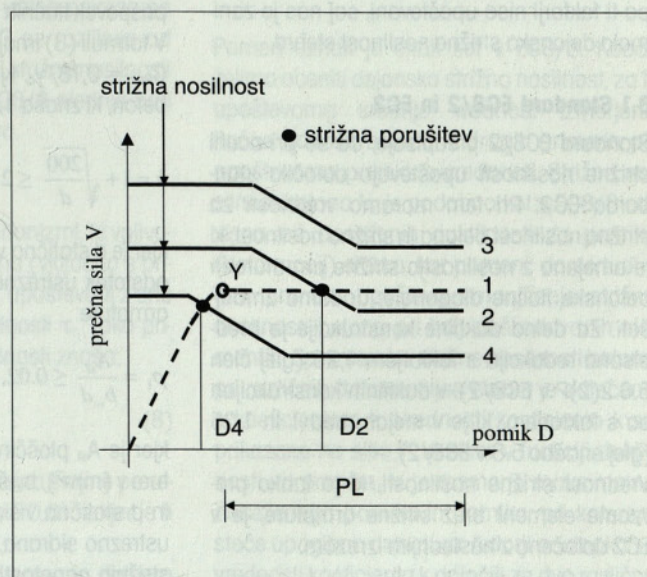
Na sliki 5 je s črto 3 prikazan primer, kjer je strižna nosilnost vedno večja od prečnih sil v stebru – črta 3 nikjer ne preseka krivulje 1. V takšnem stebru nevarnosti strižne porušitve ni.

V stebrih, kjer je zelo malo strižne armature, lahko nastopi tudi primer, prikazan s črto 4. V tem primeru nastopi strižna porušitev, še preden se v stebru pojavijo plastične deformacije. To je najslabša možnost, saj se v tem primeru porušitev zgodi nenadoma brez kakršne koli napovedi.

Na sliki 6 je prikazan odnos med strižno nosilnostjo stebra in prečnimi silami v stebru, in sicer, ko je stebel armiran z enako količino strižne in različnimi količinami upogibne armature. Krivulja A ustreza stebru z največjim odstotkom upogibne armature, krivulja C pa stebru z najmanjšo količino upogibne armature. Iz slike je razvidno, da se bo prvi strižno porušil stebel z največ upogibne armature. V tem primeru je pomik stebra, pri katerem postane strižna nosilnost manjša od strižnih sil v stebru, najmanjši (pomik D_A). Na podoben način lahko ugotovimo, da se bo zadnji strižno porušil stebel z najmanj upo-

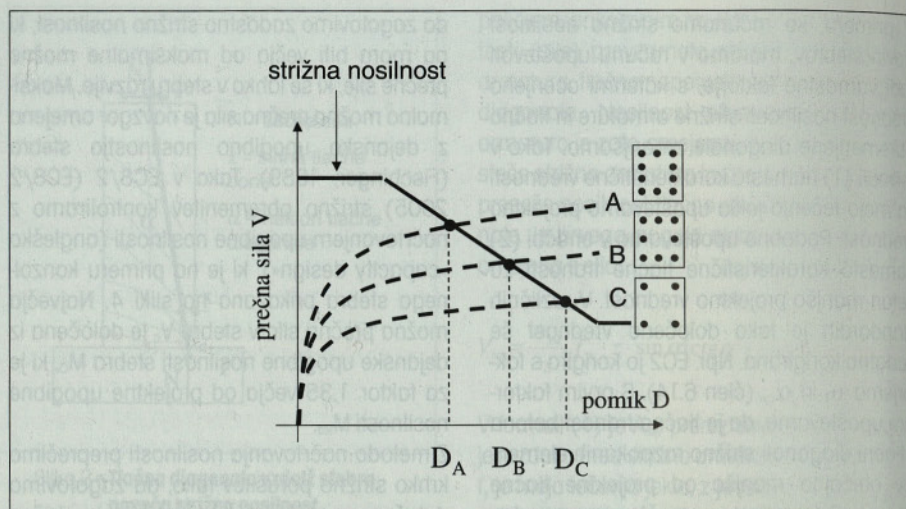


Slika 4 • Metoda načrtovanja nosilnosti za primer konzolnega stebra



Slika 5 • Različni načini porušitve stebra

gibne armature. Iz predhodne analize sledi, da moramo v stebro zagotoviti ustrezno razmerje med upogibno in strižno nosilnostjo. Čim večja je upogibna nosilnost, tem večja mora biti tudi strižna nosilnost. Ustrezno razmerje med upogibno in strižno nosilnostjo, kot je že omenjeno, lahko zagotovimo z metodo načrtovanja nosilnosti.



Slika 6 • Porušitev stebra z enako količino strižne in različnimi količinami upogibne armature

3 • PREGLED POSTOPKOV ZA OCENO STRIŽNE NOSILNOSTI MOSTNIH STEBROV

V nadaljevanju je podan pregled nekaterih postopkov, s katerimi lahko ocenimo strižno nosilnost mostnih stebrov. Upoštevanji so postopki, ki jih predpisujejo ali priporočajo novi evropski standardi (EC8/2, EC2, EC8/3). Tako določene vrednosti so primerjane s postopki, ki jih najdemo v literaturi, specializirani za mostove (Priestley, 1996).

V povzetku postopkov so prikazani tudi varnostni faktorji, ki so predpisani za račun strižne nosilnosti novih stebrov. Pri oceni nosilnosti stebra, prikazani v četrtem poglavju, pa ti faktorji niso upoštevani, saj nas je zanimala dejanska strižna nosilnost stebra.

3.1 Standard EC8/2 in EC2

Standard EC8/2 predpisuje, da se pri oceni strižne nosilnosti upoštevajo določila standarda EC2. Pri tem moramo vrednosti za strižno nosilnost betona in strižno nosilnost, ki je omejena z nosilnostjo strižne armature in betonske tlačne diagonale, dodatno zmanjšati. Za delno duktilne konstrukcije je predpisana redukcija s faktorjem 1,25 (glej člen 5.6.2(2)P v EC8/2), v duktilnih konstrukcijah pa s faktorjem, ki je v mejah med 1 in 1,25 (glej enačbo 5.8 v EC8/2).

Vrednost strižne nosilnosti, ki jo lahko prevzame element brez strižne armature, je v EC2 določena z naslednjim izrazom:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] \cdot b_w d \quad (3)$$

Prvi člen v oglatem oklepaju določa skupen prispevek tlačne cone, trenja med zrni agregata in možničnega učinka vzdolžne armature k strižni nosilnosti elementa. Strižna nosilnost betona je določena v funkciji natezne trdnosti betona, katere vrednost je določena s produktom $C_{Rd,c} \times f_{ck}^{1/3}$, kjer je f_{ck} karakteristična vrednost tlačne trdnosti betona (npr. za beton C25/30 znaša $f_{ck} = 25$ MPa). Vpliv možnika je zajet preko deleža natezne armature ρ_l , vpliv tlačne cone prereza pa s koeficientom k . Drugi člen v enačbi (3) določa prispevek tlačnih napetosti k strižni nosilnosti. V formuli (3) imajo oznake naslednji pomen: $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$, kjer je γ_c varnostni faktor za beton, ki znaša 1,5;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \quad (4)$$

kjer je d statična višina prereza v (mm), odstotek ustrezno sidrane natezne vzdolžne armature:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02, \quad (5)$$

kjer je A_{sl} ploščina natezne upogibne armature v (mm^2), b_w širina stojine prereza v (mm) in d statična višina v (mm). Če armatura ni ustrezno sidrana, se mehanizmi za prevzem strižnih napetosti ne morejo razviti (glej razlago v predhodnem poglavju);

f_{ck} je karakteristična vrednost tlačne trdnosti betona v (MPa);

$k_1 = 0,15$ (priporočena vrednost);
osne napetosti v prerezu:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd}, \quad (6)$$

kjer je N_{Ed} osna sila v (N), ki je pozitivna, če je tlačna in negativna, če je natezna, A_c je ploščina prereza v (mm^2).

Strižna nosilnost, ki je določena z nosilnostjo strižne armature, določimo po EC2 s formulo (1). Pri tem pri projektiranju novih stebrov za f_y upoštevamo projektno vrednost za mejo tečenja strižne armature (karakteristična vrednost zmanjšana s faktorjem 1,15). Vrednost strižne nosilnosti, ki je omejena z nosilnostjo betonske tlačne diagonale, določimo po formuli (2), pri čemer upoštevamo faktorja ν in α_{cw} (glej razlago v predhodnem poglavju). Standard EC2 predpisuje, da se v primeru, ko prečne sile zaradi zunanje obtežbe presežejo nosilnost AB elementa brez strižne armature, slednja v nadaljnjem računu zanemari in se obremenitve prevzamejo v popolnosti s strižno armaturo. Pri tem je predpostavljeno, da so vsi mehanizmi, ki jih opisuje enačba (3), izčrpani. To v stebrih vedno ne drži, še zlasti pri manjših deformacijah, kjer je ugoden vpliv tlačnih napetosti običajno še vedno prisoten, prav tako pa tudi mehanizem možnika (do trenutka ko steče strižna armatura). Pri večjih deformacijah stebra pa velja obratno. Če upoštevamo prispevek betona, določen z enačbo (3), lahko strižno nosilnost tudi precenimo. Zato prispevek betona zanemarimo,

s čimer zagotovimo dodatno varnost pred krhko strižno porušitvijo. To seveda velja pri projektiranju novih stebrov. Kadar nas zanima dejanska strižna nosilnost obstoječih stebrov, pa lahko upoštevamo vse mehanizme, ki prispevajo k strižni nosilnosti (glej razlago v 4. poglavju).

3.2 Standard EC8/3

V standardu EC8/3 so določeni postopki za oceno potresnega odziva obstoječih stavb in postopki za njihovo potresno sanacijo in utrditev. V dodatku A, ki je informativen, so opisani postopki, s katerimi lahko ocenimo strižno nosilnost konstrukcijskih elementov iz armiranega betona. Za oceno strižne nosilnosti je predlagana enačba (7), ki je določena s statistično obdelavo rezultatov 239 različnih eksperimentov. Standard EC8/3 je namenjen predvsem stavbam, vendar smo ga v študiji, prikazani v 4. poglavju, vseeno upoštevali, saj je v literaturi (Biskinis, 2004) navedeno, da je pri izpeljavi formule (7) upoštevano tudi določeno število eksperimentalnih raziskav mostnih stebrov.

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0,55 A_c f_c) + \frac{1}{\gamma_{el}} \left[1 - 0,05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl}) \right] \left[0,16 \max(0,5; 100 \rho_{tot}) \right] \left(1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + \frac{1}{\gamma_{el}} \left[1 - 0,05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl}) \right] V_w \quad (7)$$

V prvi vrstici enačbe (7) je upoštevan prispevek osnih napetosti k strižni nosilnosti, v drugi in tretji vrstici je upoštevana strižna nosilnost betona in v četrti strižna nosilnost, ki je določena na podlagi nosilnosti strižne armature.

Pomen oznak v enačbi (7) je naslednji: γ_{el} je varnostni faktor, ki za primarne konstrukcijske elemente znaša 1,15; h je višina prereza; x je oddaljenost nevtralne osi od tlačnega roba prereza; L_v je razmerje med upogibnim momentom in prečno silo (strižni razpon); N je osna sila v prerezu (pozitivna če je tlačna in 0 če je natezna); A_c je produkt širine prereza b_w in statične višine d ; f_c je srednja vrednost tlačne trdnosti betona v (MPa), določena s preiskavami vzorcev, zmanjšana s faktorjem zanesljivosti podatkov (glej EC8/3) in v primarnih nosilnih elementih še z varnostnim faktorjem za beton (1,5); $\mu_{\Delta}^{pl} = \mu_{\Delta} - 1$ - pla-

stični del duktilnosti za rotacije (ali pomike), duktilnost za rotacije μ_{Δ} določimo kot razmerje mejne rotacije θ_u in rotacije na meji tečenja θ_y ; ρ_{tot} je odstotek upogibne armature in V_w strižna sila, ki je omejena z nosilnostjo strižne armature. Slednja se določi z enačbo (1), kjer se za mejo tečenja jekla upošteva projektna vrednost.

V enačbi (7) so zajeti vsi mehanizmi, ki prispevajo k strižni nosilnosti, kot v primeru standarda EC2, le da je njihov prispevek upoštevan na drugačen način. Za razliko od standarda EC2, kjer ni razlike med vplivom osnih sil na strižno nosilnost kratkih in dolgih elementov, EC8/3 upošteva, da je ugoden vpliv tlačnih osnih sil večji v kratkih elementih, saj je ta vpliv določen tako, kot je prikazano na sliki 2 v 2. poglavju. Različni vplivi osnih napetosti v različno dolgih elementih so zajeti s strižnim razponom L_v , ki je npr. v konzolnih stebrih enak višini stebra.

Razlika med EC2 in EC8/3 je tudi v načinu določanja strižne nosilnosti betona. V EC2 upoštevamo le dve vrednosti. Pri manjših deformacijah upoštevamo vrednost, določeno z enačbo (3), pri večjih deformacijah pa vrednost strižne nosilnosti betona zanemarimo. V standardu EC8/3 se prispevek betona k strižni nosilnosti spreminja glede na deformacije stebra. V bolj deformiranih (poškodovanih) stebrih je člen $(1 - 0,05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl}))$ manjši kot v stebrih, kjer so deformacije manjše, saj je duktilnost μ_{Δ}^{pl} v manj deformiranih stebrih manjša. Strižna nosilnost betona je odvisna tudi od razmerja strižnega razpona L_v in višine prereza h . Večji je L_v in manjši je h , manjša je strižna nosilnost, kar pomeni, da se strižna nosilnost betona zmanjšuje takrat, ko se višina stebrov povečuje, višina prereza pa zmanjšuje. Standard EC8/3 se razlikuje od standarda EC2 tudi pri oceni strižne nosilnosti strižne armature, saj je v EC8/3 slednja tudi odvisna od deformacij stebra.

3.3 Pravilnik PBAB

V pravilniku PBAB so vsi mehanizmi, ki vplivajo na strižno nosilnost betona (vključno s prispevkom tlačnih napetosti), upoštevani z eno samo vrednostjo strižne trdnosti τ_r . Tako prispevek betona k strižni nosilnosti znaša:

$$V_C = \tau_r b_w z \quad (8)$$

kjer je τ_r strižna trdnost, b_w širina stojine prereza in z ročica notranjih sil ($z = 0,81 h$, kjer je h višina prereza).

Prispevek betona upoštevamo v polnem znesku, dokler so strižne napetosti zaradi

zunanje obtežbe manjše od τ_r . Potem se ta prispevek linearno zmanjšuje proti 0, dokler strižne napetosti zaradi zunanje obtežbe ne dosežejo vrednosti $3\tau_r$. Pri nadaljnjem povečevanju obtežbe (strižne napetosti več kot $3\tau_r$) strižno nosilnost betona zanemarimo in prečne sile prevzamemo samo s strižno armaturo. Prispevek strižne armature k strižni nosilnosti določimo z enačbo (1).

3.4 Priestley

V svetovno priznani literaturi, ki je namenjena predvsem problemom v mostogradnji (Priestley, 1996), najdemo tudi navodila za oceno strižne nosilnosti mostnih stebrov. Postopek za oceno strižne nosilnosti je podoben tistemu, ki je podan v EC8/3.

Strižno nosilnost določimo na podlagi treh prispevkov

$$V_R = V_N + V_c + V_w \quad (9)$$

V_N je prispevek osnih sil k strižni nosilnosti, V_c je prispevek betona in V_w prispevek strižne armature.

Prispevek tlačnih sil je določen kot

$$V_N = N \cdot \tan \alpha = N \frac{h-x}{2L_v} \quad (10)$$

pomen oznak je enak kot v primeru EC8/3 (glej poglavje 3.2)

Prispevek betona je določen kot:

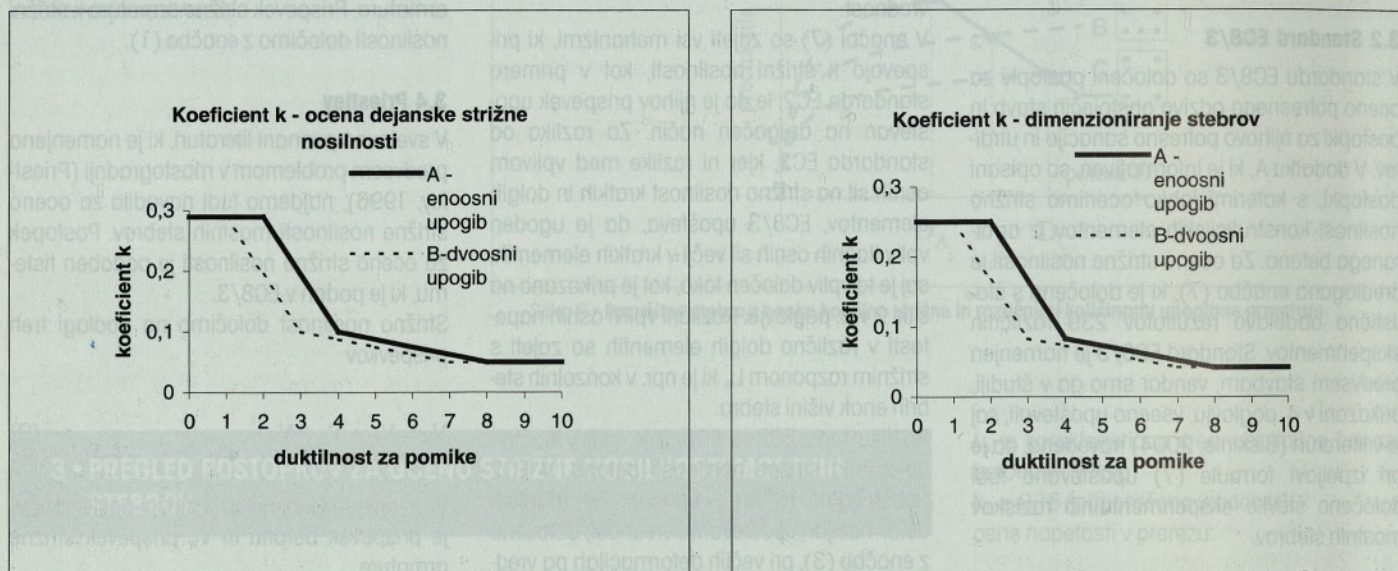
$$V_c = k \sqrt{f_c} b_w d \quad (11)$$

Pomen oznak je enak kot v EC8/3. Kadar želimo oceniti dejansko strižno nosilnost, za f_c upoštevamo srednjo vrednost izmerjene tlačne trdnosti betona, v drugih primerih pa upoštevamo projektne vrednosti. Strižna nosilnost betona V_c je podobno kot v EC8/3 odvisna od doseženih duktilnosti za pomike (deformacij) stebra, kar pomeni, da se tudi v tem primeru upošteva zmanjšanje strižne nosilnosti betona pri bolj poškodovanih elementih. Sprememba strižne nosilnosti betona pri različnih deformacijah stebra je določena s koeficientom k . Vrednosti koeficienta k so prikazane na sliki 7, in sicer v funkciji duktilnosti za pomike, ki je razmerje maksimalno doseženega pomika in pomika, pri katerem steče upogibna armatura. Avtorji postopka so vrednosti koeficienta k določili za dva različna primera. V primeru, da nas zanima dejanska

strižna nosilnost stebra, upoštevamo večje vrednosti koeficienta k , ki so prikazane na sliki 7a. Ko projektiramo nove stebre, vpeljemo določeno varnost tako, da upoštevamo za koeficient k manjše vrednosti, prikazane na sliki 7b. V obeh primerih so definirane različne

vrednosti k za enoosni (krivulja A) in dvoosni upogib (krivulja B). Prispevek stižne armature k strižni nosilnosti prereza se tako kot v predhodnih primerih določi z enačbo (1). Avtorji predlagajo, da se pri tem upošteva za naklon betonske tlačne

diagonale vrednost 30° , kar lahko občutno poveča strižno nosilnost v primerjavi s standardnim postopkom, kjer ta vrednost znaša 45° . Pri projektiranju novih stebrov avtorji priporočajo, da se ocenjena vrednost strižne nosilnosti zmanjša z varnostnim faktorjem 0,85.

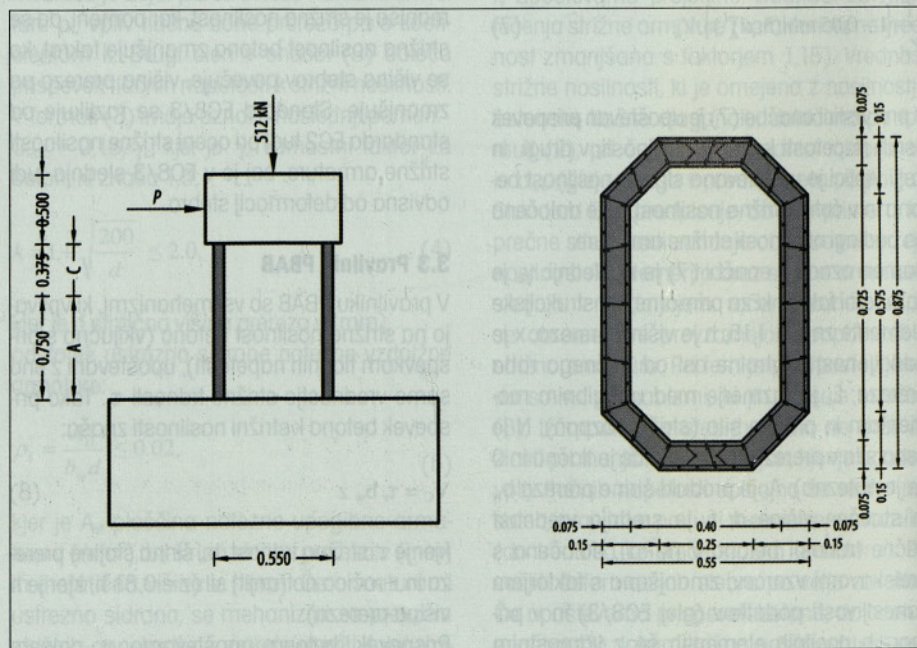


Slika 7 • Vrednosti koeficienta k : a) pri oceni strižne nosilnosti betona v obstoječih stebrih, b) pri oceni strižne nosilnosti betona v novih stebrih

4 • PRIMERJAVA EKSPERIMENTALNIH IN ANALITIČNIH VREDNOSTI

4.1 Opis stebra

Na sliki 8 je prikazan modelni stebel, za katerega je strižna nosilnost ocenjena analitično in z eksperimentom, ki je bil narejen na ZAG-u (Bevc, 2006b). Steber ima prerez škatlaste oblike. Ploščina prereza znaša $0,169 \text{ m}^2$, vztrajnostni moment pa $0,0136 \text{ m}^4$. S posebnimi preiskavami je bilo ugotovljeno, da znaša povprečna tlačna trdnost betona $41,6 \text{ MPa}$. Steber je armiran z upogibno armaturo iz jekla, ki ima mejo tečenja 324 MPa . Odstotek upogibne armature na mestu vpetja v temelj znaša $1,5 \%$. Upogibna armatura se postopoma zmanjšuje proti vrhu stebra. Steber je armiran s prečno armaturo premera $\phi 4 \text{ mm}$. Palice prečne armature so postavljene na medsebojni razdalji 5 cm . Premer prečne armature se proti vrhu stebra zmanjša na $\phi 2,5 \text{ mm}$. Jeklo, iz katerega je narejena prečna armatura, ima mejo tečenja 240 MPa . Prečna armatura je postavljena na notranji strani vzdolžne armature. Glede na tako ne-



Slika 8 • Karakteristike modelnega stebra

običajno konstruirano armaturo pred eksperimentom ni bilo možno z gotovostjo analitično napovedati upogibne in strižne nosilnosti stebra.

Osnova sila v stebri je razmeroma nizka (512 kN). Tlačna napetost znaša približno 7 % povprečne tlačne trdnosti betona. Ostali podatki o stebri so prikazani na sliki 8.

4.2 Analitične ocene strižne nosilnosti stebra

Strižno nosilnost smo ocenili v smeri močnejše osi stebra.

V analitičnih ocenah nikjer nismo upoštevali predpisanih varnostnih faktorjev, saj nas je zanimala dejanska strižna nosilnost. Tako smo namesto projektnih vrednosti za tlačno trdnost betona in mejo tečenja jekla upoštevali povprečne izmerjene vrednosti.

Strižna armatura se zmanjšuje proti vrhu stebra. Zato bi v splošnem morali strižno nosilnost preveriti v dveh prerezech, na dnu in na vrhu stebra. Na dnu stebra je nosilnost strižne armature večja, vendar je zaradi večje razpokanosti manjša strižna nosilnost betona. Zato je lahko strižna nosilnost prereza ob vpetju stebra v temelj navkljub močnejši strižni armaturi manjša od nosilnosti prerezov na vrhu stebra. To je pokazal tudi eksperiment. Zato smo strižno nosilnost, določeno z različnimi postopki, primerjali le na mestu vpetja stebra v temelj.

4.2.1 EC2

Najprej smo ocenili strižno nosilnost v skladu s standardom EC2. Pri tem smo upoštevali naslednje vrednosti:

$f_c = 41,6$ MPa (povprečna tlačna trdnost betona)

$d = 0,9 \times 875 = 788$ mm (statična višina prereza)

$b_w = 2 \times 75 = 150$ mm (širina stojine prereza)

$$\rho_l = \frac{25 \cdot \frac{0,6^2 \pi}{4}}{78,8 \cdot 15} = 0,006 < 0,02$$

(odstotek natezne armature)

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{788}} = 1,5 < 2$$

(koeficient, s katerim upoštevamo prispevek tlačne cone k strižni nosilnosti)

$$\sigma_{cp} = \frac{512 \cdot 10^3 \text{ N}}{0,169 \cdot 10^6 \text{ mm}^2} = 3,03 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

(tlačna napetost v stebri)

Zaradi lažje primerjave z ostalimi postopki za oceno strižne nosilnosti smo določili prispevek tlačnih osnih sil V_N k strižni nosilnosti ločeno od prispevka ostalih treh mehanizmov. Prispevek V_N v primeru EC2 zajema predvsem povečanje trenja v strižnih razpokah zaradi ugodnega vpliva tlačnih napetosti, v primeru EC8/3 in literature (Priestley, 1996) pa ta prispevek zajema predvsem ugoden vpliv betonske tlačne diagonale, ki se ustvari vzdolž stebra (glej 2. poglavje).

Prispevek tlačnih osnih sil znaša:

$$V_N = 0,15 \cdot \sigma_{cp} \cdot d \cdot b_w = 0,15 \cdot 3,03 \cdot 788 \cdot 150 = 53700 \text{ N} = 53,7 \text{ kN}$$

Prispevek ostalih mehanizmov, ki vplivajo na strižno nosilnost betona, znaša

$$V_c = C_{Rc} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_c)^{1/3} \cdot d \cdot b_w = 0,18 \cdot 1,5 \cdot (100 \cdot 0,006 \cdot 41,6)^{1/3} \cdot 788 \cdot 150 = 93300 \text{ N} = 93,3 \text{ kN}$$

Pri računu prispevka strižne armature k strižni nosilnosti smo upoštevali, da je kot tlačne diagonale $\theta = 45^\circ$ in da so stremena pod kotom $\alpha = 90^\circ$. Tako znaša prečna sila, ki jo lahko prevzamemo s stremensko armaturo ob vpetju stebra v temelj:

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} f_y \cdot z \cdot \sin \alpha (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) =$$

$$= \frac{0,4^2 \cdot \pi}{4} \cdot 24 \cdot 0,81 \cdot 87,5 \cdot \sin 90^\circ$$

$$(\operatorname{ctg} 90^\circ + \operatorname{ctg} 45^\circ) = 171 \text{ kN}$$

Na koncu smo določili skupno strižno nosilnost stebra, ki znaša:

$$V_R = V_N + V_c + V_w = 53,7 + 93,3 + 171 = 318 \text{ kN}$$

4.2.2 Priestley

Prispevek tlačnih napetosti k strižni nosilnosti stebra smo določili z enačbo (10). Pri tem smo upoštevali, da znaša strižni razpon $L_v = 1,625$ m, kar je višina stebra skupaj s kapo (stebri je bil obremenjen z navpično obtežbo na vrhu kape stebra). Širina tlačne cone x prereza ob vpetju v temelj je odvisna

od velikosti upogibnih momentov v stebri. Večji kot so upogibni momenti, bolj razpoka prerez in posledično je tlačna cone manjša. Ko steče armatura v prerezu, so spremembe v velikosti tlačne cone razmeroma majhne. Zato smo za velikost tlačne cone upoštevali konstantno vrednost, ki smo jo ocenili kot $1/5$ višine prereza stebra h . Tako znaša prispevek tlačnih napetosti k strižni nosilnosti:

$$V_N = N \frac{h-x}{2L_v} = N \frac{h-x}{2H} = 512$$

$$\frac{0,875 - 0,2 \cdot 0,875}{2 \cdot 1,625} = 110 \text{ kN}$$

Strižno nosilnost betona smo določili v skladu z enačbo (11), pri čemer smo upoštevali, da je slednja odvisna od doseženih pomikov na vrhu stebra (deformacij stebra). Koeficient k , s katerim upoštevamo padec strižne nosilnosti betona z naraščanjem pomikov stebra, smo upoštevali tako, kot je prikazano na sliki 7a (diagram, ki ustreza enoosnemu upogibu). Koeficient k je odvisen od duktilnosti za pomike, ki je definirana kot razmerje med doseženim pomikom D in pomikom v trenutku, ko steče armatura D_y . Za pomik v trenutku, ko steče armatura, smo upoštevali vrednost $D_y = 3$ mm, ki je določena z eksperimentom. Ta vrednost se dobro ujema tudi z analitičnimi ocenami (Priestley, 1996). Za tlačno trdnost betona smo upoštevali srednjo vrednost, določeno s preiskavami $f_c = 41,6$ MPa. Vrednosti strižne nosilnosti betona V_c , ki so določene z enačbo (11), so povzete v preglednici 1.

Strižno nosilnost strižne armature smo določili na enak način kot v primeru standarda EC2. Tako znaša nosilnost strižne armature:

$$V_w = 171 \text{ kN}$$

Pri računu nosilnosti strižne armature smo upoštevali, da znaša naklon tlačne diagonale 45° , kar je bilo ugotovljeno tudi z eksperimentom (glej sliko 9). Potrebno pa je pripomniti, da avtorji priporočajo manjšo vrednost 30° , ki bi ji ustrezala večja nosilnost strižne armature (za faktor 1,73).

Skupna strižna nosilnost stebra V_R je povzeta v preglednici 1.

4.2.3 EC8/3

Prispevek tlačnih napetosti v stebri k strižni nosilnosti smo upoštevali v skladu s prvo vrstico enačbe (7). Postopek je v osnovi enak

Duktilnost za pomike D/D_y	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Pomik D (mm)	3	6	9	12	15	18	21	24	27
V_h (kN)	110	110	110	110	110	110	110	110	110
V_c (kN)	221	221	149	76	64	51	38	38	38
V_w (kN)	171	171	171	171	171	171	171	171	171
V_R (kN)	502	502	430	357	345	332	319	319	319

Preglednica 1 • Skupna strižna nosilnost in prispevki posameznih mehanizmov k strižni nosilnosti



Slika 9 • Kratek steber po zaključenem eksperimentu (Bevc, 2006b)

kot tisti, opisan v predhodnem poglavju, zato je tudi vrednost strižne nosilnosti, ki izhaja iz tega mehanizma, enaka in znaša:

$$V_N = N \frac{h-x}{2L_v} = N \frac{h-x}{2H} = 512$$

$$512 \frac{0,875 - 0,2 \cdot 0,875}{2 \cdot 1,625} = 110 \text{ kN}$$

Strižno nosilnost betona smo določili v skladu z drugo in tretjo vrstico enačbe (7). Podobno kot v postopku, opisanem v 4.2.2, je ta nosilnost odvisna od deformacij stebra, vendar je zveza definirana na drugačen način. V enačbi (7) je strižna nosilnost odvisna od duktilnosti za zasuke (glej razlago v 3. poglavju), ki je v konzolnih stebrih enaka kot duktilnost za pomike, saj so pomiki na vrhu stebra enaki produktu zasuka stebra in njegove višine. V enačbi (7) je strižna nosilnost definirana v funkciji tako imenovanega plastičnega dela duktilnosti, ki predstavlja duktilnost, zmanjšano za 1 ($D/D_y - 1$). Podobno kot v 4.2.2 smo v računu upoštevali, da znaša pomik, pri katerem steče armatura $D_y = 3$ mm (glej razlago v poglavju 4.2.2). Pri oceni strižne nosilnosti betona smo upoštevali, da je prerez armiran z 1,5 % uporabne armature ($\rho_{tot} = 0,015$), da je strižni razpon L_v enak višini, na kateri je bil steber obremenjen s horizontalno obtežbo ($L_v = 1,375$ m) in da je tlačna trdnost betona enaka povprečni izmerjeni vrednosti ($f_c = 41,6$ MPa). Vrednosti strižne nosilnosti betona V_c , ki smo jih določili na ta način, so povzete v preglednici 2.

Nosilnost strižne armature je določena, tako kot je navedeno v četrti vrstici enačbe (7). Za razliko od dveh predhodnih postopkov je v EC8/3 ta odvisna od duktilnosti za zasuke oziroma od pomikov na vrhu stebra. Vpliv duktilnosti (deformacij) stebra na nosilnost strižne armature je upoštevana na enak način kot pri računu strižne nosilnosti betona. Nosilnosti strižne armature V_w in skupne vrednosti strižne nosilnosti stebra so povzete v preglednici 2.

4.2.4 PBAB

V obravnavanem primeru znaša strižna nosilnost betona, določena po PBAB:

$$V_c = \tau_r b_w z = 1,5 \cdot 0,150 \cdot 0,709 \cdot 1000 = 159 \text{ kN}$$

Pomik D (mm)	3	6	9	12	15	18	21	24	27
V_N (kN)	110	110	110	110	110	110	110	110	110
V_c (kN)	137	130	123	116	110	103	103	103	103
V_w (kN) – vpetje	171	162	154	145	137	128	128	128	128
V_R (kN)	418	402	387	371	357	341	341	341	341

Preglednica 2 • Skupna strižna nosilnost in prispevki posameznih mehanizmov, k strižni nosilnosti

Prispevek strižne armature je enak kot v primeru EC2 in znaša:

$$V_w = 171 \text{ kN}$$

Tako pri manjših strižnih obremenitvah znaša skupna strižna nosilnost:

$$V_R = V_c + V_w = 159 + 171 = 330 \text{ kN.}$$

Pri večjih obremenitvah strižna nosilnost postopoma pade na vrednost strižne nosilnosti armature.

4.3 Primerjava različnih analitičnih ocen strižne nosilnosti stebra

Primerjava strižnih nosilnosti, določenih v poglavju 4.2, je prikazana na sliki 10.

Strižna nosilnost, določena v skladu s standardom EC2, je v primerjavi s standardom EC8/3 in postopkom, ki ga predlaga Priestley, pričakovano najmanjša. EC2 ne upošteva sprememb strižne nosilnosti betona v odvisnosti od deformacij stebra. Zato je pri določitvi strižne nosilnosti upoštevana najnižja vrednost strižne nosilnosti betona, ki ustreza velikim deformacijam. To je razvidno tudi iz slike 10, saj je nosilnosti pri večjih pomikih primerljiva z vrednostmi, določenimi z ostalima dvema postopkoma (EC8/3 in Priestley). Potrebno je poudariti, da je tudi prispevek tlačnih napetosti k strižni nosilnosti v EC2 manjši kot v ostalih dveh primerih.

Če bi strogo upoštevali določila standarda EC2, bi morali zanemariti strižno nosilnost betona in prispevek tlačnih napetosti, takrat ko prečna sila zaradi potresne obtežbe preseže vsoto teh dveh vrednosti. To pomeni, da bi pri večjih pomikih morali upoštevati le nosilnost strižne armature, ki je na sliki 10 prikazana s tanko črtkano črto. To je smiselno pri dimenzioniranju novih stebrov, kjer na takšen način upoštevamo dodatno varnost. Pri oceni dejanske nosilnosti obstoječih stebrov pa je smiselno upoštevati prispevke vseh mehanizmov, ki vplivajo na strižno nosilnost, saj nas zanima njena dejanska vrednost.

Podoben komentar kot za EC2 velja tudi za predpis PBAB, saj sta strižni nosilnosti določeni na ta dva načina primerljivi. Razlika med postopkoma je v obravnavanem primeru le v prehodu med največjo in najmanjšo vrednostjo strižne nosilnosti, ki pa na sliki 10 ni prikazan.

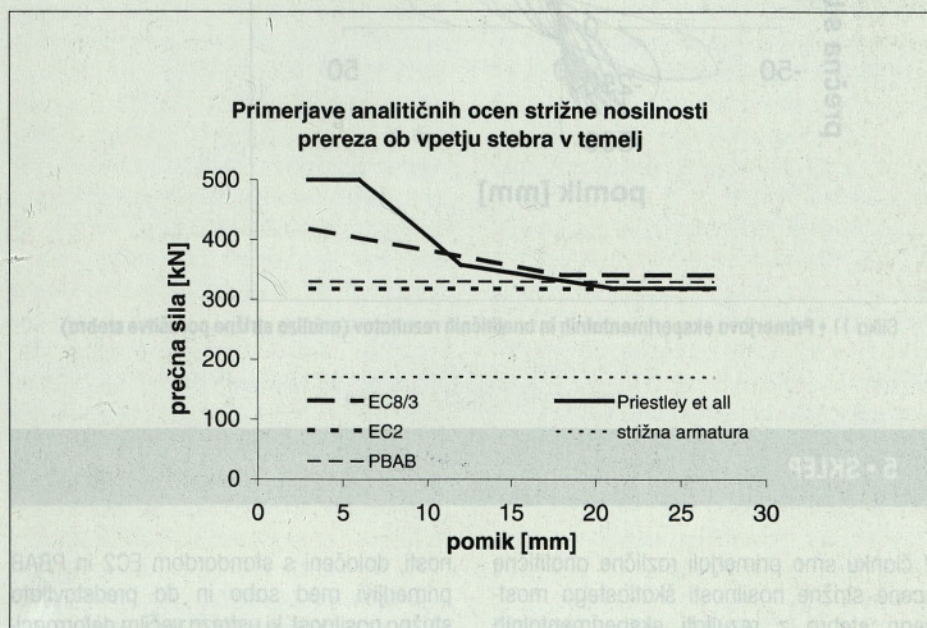
Strižni nosilnosti, določeni v skladu z EC8/3 in po postopku, ki ga predlaga Priestley, sta v področju večjih pomikov primerljivi med sabo, kar ni presenetljivo, saj postopka temeljita na podobnih principih. Razlike so nekoliko večje v področju manjših pomikov. Z analizo posameznih prispevkov k strižni nosilnosti ugotovimo, da je razlog za razhajanje predvsem v različni oceni strižne nosilnosti betona. Ta je v EC8/3 pri manjših pomikih znatno manjša (EC8/3 – 137 kN, Priestley – 221 kN). Opazimo lahko tudi to, da strižna nosilnost betona pada počasneje v primeru EC8/3. Pri pomiku 27 mm tako znaša nosilnost betona po EC8/3 103 kN, po postopku, ki ga predlaga Priestley, pa ima vrednost komaj 38 kN. Zato bi lahko pričakovali, da bo

razhajanje v področju večjih pomikov večje, vendar se razlika v strižni nosilnosti betona kompenzira z razliko v nosilnosti strižne armature (Priestley – 171 kN, EC8/3 – 128 kN).

4.4 Primerjava analitičnih ocen strižne nosilnosti stebra z eksperimentalno določenimi vrednostmi

Na sliki 11 so prikazane primerjave analitičnih ocen strižne nosilnosti (določenih po EC2, EC8/3 in po postopku, ki ga predlaga Priestley) z rezultati eksperimenta. Prikazana je zveza med prečnimi silami in pomiki, ki je določena eksperimentalno s cikličnim testom. Na isti sliki so narisane ocenjene vrednosti strižnih nosilnosti. Pomik, pri katerem črta, ki kaže spremembo strižne nosilnosti, preseka ovojnico prečnih sil, določeno z eksperimentom, je pomik, pri katerem postopek napoveduje strižno porušitev (glej razlago v 2. poglavju).

Eksperiment je pokazal velik padec nosilnosti pri pomiku 20 mm. Iz prikazanih rezultatov je razvidno, da je postopek, ki ga predlagajo Priestley in soavtorji, v obravnavanem primeru uspešno napovedal trenutek, pri katerem bo prišlo do strižne porušitve. Vrednost ocenjene strižne nosilnosti v tem primeru razmeroma dobro sledi izmerjenim vrednostim, čeprav bi lahko sklepali, da bo porušitev nastopila nekoliko prej, kot se je to dejansko zgodilo (pri pomiku 15 mm). Tudi drugi rezultati, prikazani v literaturi (Calvi, 2005), kažejo na to, da je postopek primeren za oceno strižne nosilnos-



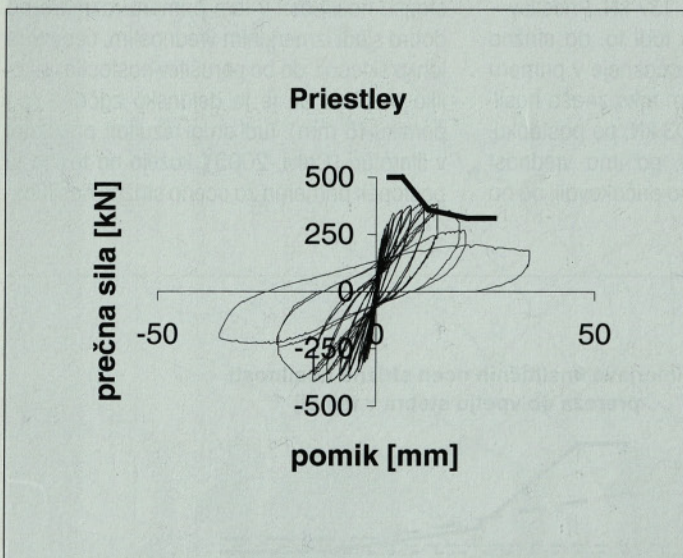
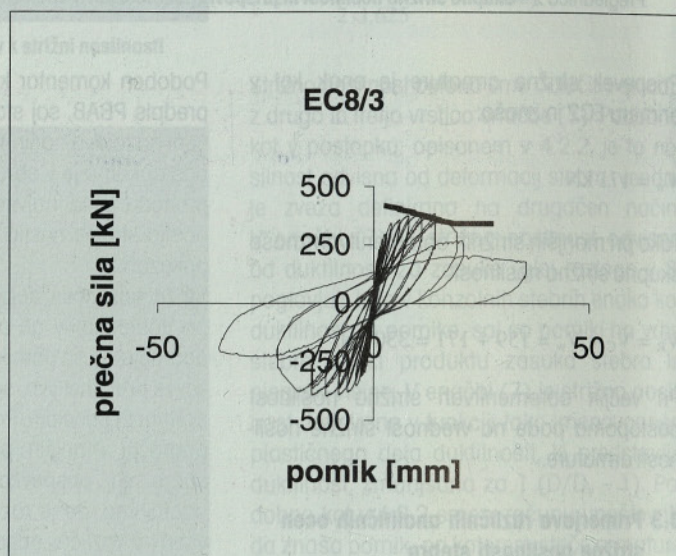
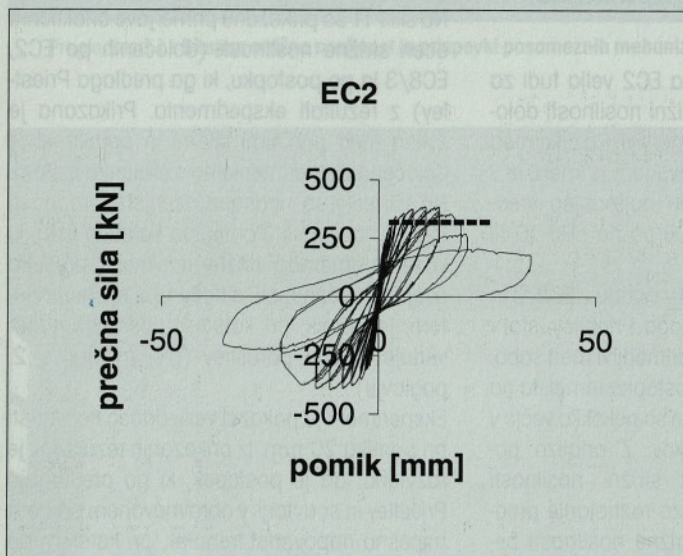
Slika 10 • Strižna nosilnost stebra

ti mostnih stebrov, obremenjenih s ciklično obtežbo. Vendar je ugotovljeno, da je lahko v določenih primerih strižna nosilnost tudi precejšnja. Eden izmed razlogov za to je lahko tudi predlagani kot tlačne diagonale 30° , ki občutno poveča nosilnost strižne armature. Tudi v obravnavnem primeru bi bila nosilnost

večja, če bi namesto naklona 45° upoštevali predlagano vrednost. V tem primeru se bi izkazalo, da strižna porušitev sploh ne bi nastopila.

Tudi ocena v skladu z EC8/3 je uspešna in primerljiva s tisto po postopku, ki ga predlaga Priestley.

Standard EC2 napoveduje strižno porušitev mnogo prej, kot se je dejansko zgodila. Vendar je potrebno še enkrat poudariti, da EC2 upošteva le eno vrednost za strižno nosilnost betona, ki ustreza večjim deformacijam stebra, zato je ta vrednost nižja od dejanske v področju manjših pomikov.



Slika 11 • Primerjava eksperimentalnih in analitičnih rezultatov (analiza strižne porušitve stebra)

5 • SKLEP

V članku smo primerjali različne analitične ocene strižne nosilnosti škatlastega mostnega stebra z rezultati eksperimentalnih raziskav. Ugotovili smo, da sta strižni nosil-

nosti, določeni s standardom EC2 in PBAB primerljivi med sabo in da predstavljata strižno nosilnost, ki ustreza večjim deformacijam (poškodbam) stebrov. V področju večjih

deformacij je strižna nosilnost praviloma najmanjša, zato je v področju manjših poškodb (deformacij) strižna nosilnost določena v skladu z EC2 in PBAB podcenjena. S tem je vpeljana dodatna varnost pred strižno porušitvijo.

Varnost pred strižno porušitvijo mostnih stebrov, projektiranih v skladu z EC8/2

(EC2), je razmeroma velika, vendar je takšna varnost potrebna, saj mehanizmi, ki vplivajo na strižno nosilnost mostnih stebrov, še vedno niso v popolnosti raziskani. Še zlasti to velja za prispevek betona k strižni nosilnosti. Ocene tega prispevka so lahko precej različne tudi pri bolj natančnih ocenah strižne nosilnosti, kot je npr. postopek, ki je

predlagan v EC8/3 in v literaturi (Priestley, 1996).

Ta dva postopka v primerjavi z EC2 bolj natančno upoštevata mehanizme, ki prispevajo k strižni nosilnosti. Še zlasti velja to za vpliv tlačnih napetosti na povečanje strižne nosilnosti v stebri. Navkljub temu da sta si podobna, sta strižni nosilnosti, določeni s

tema postopkoma, lahko precej različni, še zlasti v področju manjših deformacij (poškodb) stebrov. Glavni razlog za to je lahko različna ocena strižne nosilnosti betona. V primeru škatlastega stebra, ki je obravnavan v članku, smo z obema postopkoma lahko uspešno ocenili strižno nosilnost.

6 • LITERATURA

- Bevc, L., Tomažević, M., Fischinger, M., Isaković, T., Bohinc, U., Zevnik, J., Študije in modelne preiskave potresne ranljivosti in predlogi utrditve za stebre viadukta Ravbarkomanda in sorodno konstruirane premostitvene objekte: razširjeni povzetek študije., Zavod za gradbeništvo Slovenije: Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo, 17 str., 2006a.
- Bevc, L., Tomažević, M., Bohinc, U., Študije in modelne preiskave potresne ranljivosti in predlogi utrditve za stebre viadukta Ravbarkomanda in sorodno konstruirane premostitvene objekte: eksperimentalni del. Ljubljana: Zavod za gradbeništvo Slovenije, 2006b.
- Biskinis, D. E., Roupakias, G. K., Fardis, M. N., Degradation of Shear Strength of Reinforced Concrete Members with Inelastic Cyclic Displacements, ACI Structural Journal, Vol. 101, No. 6, str. 773–783, 2004.
- EC2 – Eurocode 2: Design of concrete structures Part 1-1: General rules and rules for buildings, SIST EN 1992-1-1, European Committee for Standardization, Brussels, December 2004.
- EC8/2 – Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 2: Bridges, SIST prEN 1998-2, European Committee for Standardization, Brussels, June 2004.
- EC8/3 – Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, SIST prEN 1998-3, European Committee for Standardization, Brussels, May 2004.
- Fischinger, M., Fajfar, P., O potresnih silah v predpisih. Gradbeni vestnik, let. 38, št. 11/12, str. 334–338, 1989.
- Calvi, G. M., Pavese, A., Rasulo, A., Bolognini, D., Experimental and Numerical Studies on the Seismic Response of R/C: Hollow Bridge Piers, Bulletin of Earthquake Engineering, No 3, str. 267–297, 2005.
- PBAB – Pravilnik za beton in armirani beton 87, Uradni list SFRJ, 1987.
- Priestley, M. J. N., Seible, F., Calvi, G. M., Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, 1997.

RAČUN MEJNE NOSILNOSTI JEKLENIH PLOŠČ

LIMIT LOAD ANALYSIS OF STEEL PLATES

Jaka Dujc, univ. dipl. inž. grad.

izr. prof. dr. Boštjan Brank, univ. dipl. inž. grad.

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

Znanstveni članek

UDK (624.014.2+624.046):539.37

Povzetek | V članku je prikazana analiza nosilnosti jeklenih plošč z materialno nelinearno metodo končnih elementov. Obnašanje jekla je opisano z elasto-plastičnim konstitutivnim modelom z izotropnim utrjevanjem, ki je definiran z rezultantami napetosti, tj. z upogibnimi momenti in prečnimi silama na enotsko dolžino. Podani so rezultati več numeričnih primerov.

Summary | The limit load analysis of steel plates by the materially nonlinear finite element method is presented in this work. Steel behavior is described by an elastoplastic constitutive model with isotropic hardening, which is defined in terms of stress resultants, i.e. bending moments and shear forces per unit length. The results of several numerical examples are presented.

1 • UVOD

Evrokod 3 (EC 3, 2005) zahteva pri projektiranju jeklenih ploskovnih konstrukcij (to so npr. plošče, cilindrični rezervoarji, tlačne posode in podobno) preverjanje štirih mejnih stanj (plastičnega mejnega stanja, mejnega stanja zaradi cikličnega obremenjevanja, mejnega stanja stabilnosti in mejnega stanja zaradi utrujanja). Osnovno med njimi (v EC 3, 2005) imenovano tudi mejno stanje 1), je plastično mejno stanje, ki nastopi pri izčrpani nosilnosti konstrukcije zaradi plastifikacije jekla. To se zgodi, ko se precejšen del ploskovne jeklene konstrukcije plastificira in se vzpostavi mehanizem, ki vodi k porušitvi. Plastično mejno stanje je torej povezano z mejno (imenovano tudi porušno) nosilnostjo ploskovne jeklene konstrukcije.

Pri statičnem, monotonem, upogibnem obremenjevanju jeklenih plošč, ki ga tukaj obravnavamo, nas (od omenjenih štirih stanj) zanima le plastično mejno stanje, ki nam pove, kolikšna je mejna nosilnost

plošče. Meja plastične porušitve idealnih plastičnih plošč se lahko oceni z metodo plastičnih linij, ki je razložena npr. v (Lubliner, 1990) (poglavje 6.4) in v knjigah o porušni analizi, ki so omenjene v (Dujc, 2006). Rešitve, dobljene z metodo plastičnih linij, predstavljajo zgornjo mejo mejne obtežbe – dejanska mejna obtežba je ali manjša ali večjemu njej enaka. Za krožne, osnosimetrično obremenjene in podprte elasto-plastične plošče pa obstajajo tudi točne analitične rešitve za mejno obtežbo, npr. (Lubliner, 1990) (poglavje 5.2.3) in (Sawczuk, 1989). Izraze za mejno obtežbo osnosimetričnih plošč podaja tudi Evrokod 3 (EC3, 2005) v dodatku B.

Zelo učinkovit način za določitev mejne nosilnosti jeklenih ploskovnih konstrukcij je materialno nelinearna analiza z metodo končnih elementov. V (Dujc, 2006) je prikazana materialno nelinearna analiza armiranobetonskih plošč, v tem članku pa materialno nelinearna

analiza jeklenih plošč. Osnova za analizo sta: (i) štirivozliščni končni element za plošče, ki je predstavljen v (Bohinc, 2005) in tamkajšnjih referencah, ter (ii) enačbe snovi za elasto-plastični material z izotropnim utrjevanjem.

V nadaljevanju članka so predstavljene elasto-plastične enačbe snovi za jeklene plošče in njihova numerična implementacija. Omenimo naj, da uporabimo kriterij plastičnega tečenja, ki temelji na von Misesovi funkciji tečenja, ki daje odlične približke dejanskemu stanju za metale, glej npr. (Kojić, 2005). V našem primeru von Misesovo funkcijo tečenja po zgledih v (Ibrahimbegović, 1993) in (Simo, 1992) preoblikujemo tako, da je izražena z rezultantami napetosti. S tem dobimo kriterij plastičnega tečenja, ki ga v literaturi imenujejo tudi (posplošeni) llyušinov ali (posplošeni) llyušin-Šapirova, npr. (Simo, 1992), in ki se včasih uporablja pri elasto-plastični analizi ploskovnih konstrukcij. Z njegovo uporabo predpostavimo, da je prerez plošče lahko samo v dveh stanjih; ali je popolnoma elastičen ali pa popolnoma plastičen. Tako po eni strani izgubimo informacijo o razporeditvi plastičnih deformacij po debelini plošče, npr.

(Brank, 1997), po drugi strani pa pridobimo pri robustnosti in hitrosti izračuna. Slednje se nam zdi pri analizi jeklenih plošč, ki se uporabljajo v gradbeništvu, pomembnejše od prvega. Za materialne modele, ki v Ilyušinov kriterij plastičnega tečenja vnesejo še nekaj

informacij o razporeditvi plastičnih deformacij po debelini plošče, glej npr. (Auricchio, 1994) in (Voyiadjis, 2006).

Članek je organiziran na naslednji način: V drugem poglavju so predstavljene osnovne enačbe teorije plošč, elastoplastični konsti-

tutivni model z izotropnim utrjevanjem za jeklene plošče ter (na kratko) algoritmi, ki jih uporabimo, ko takšen model implementiramo v program za numerično analizo po metodi končnih elementov. V tretjem poglavju je predstavljenih več numeričnih primerov.

2 • ELASTOPLASTIČNA ANALIZA JEKLENIH PLOŠČ

2.1 Osnovne enačbe teorije plošč

Po Reissner-Mindlinovi teoriji geometrijo plošče idealiziramo z njeno središčno ploskvijo. V naši obravnavi postavimo središčno ploskev plošče v ravnino x_1x_2 kartezijevega koordinatnega sistema, kjer zavzema območje A . Študiramo statično deformiranje ploskve v (kvazi)časovnem intervalu $(0, T)$, v katerem na ploščo nanesemo površinsko obtežbo p . Za veličine, ki jih uvedemo v nadaljevanju in jih pišemo brez argumentov, velja, da so ovrednotene v točki $\mathbf{x} \in A$ in pri času $t \in (0, T)$.

Predpostavimo, da so deformacije znane, če poznamo pomik w v x_3 smeri in zasuka normale na ploskev okoli osi x_1 in x_2 , ki ju označimo s θ_1 in θ_2 (slika 1). Vektor ukrivljenosti središčne ploskve κ in vektor prečnih strižnih deformacij γ pišemo kot

$$\kappa = \left[-\frac{\partial \theta_2}{\partial x_1}, \frac{\partial \theta_1}{\partial x_2}, \frac{\partial \theta_1}{\partial x_1} - \frac{\partial \theta_2}{\partial x_2} \right]^T =$$

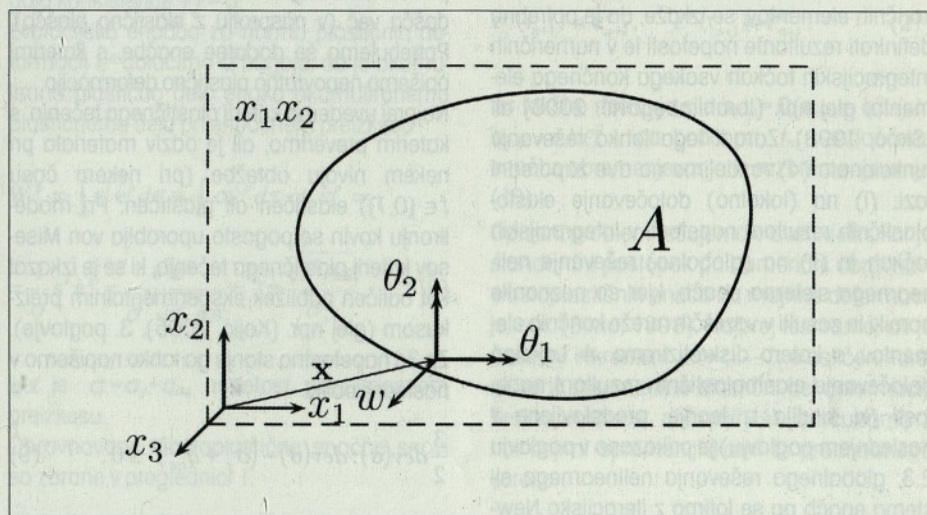
$$= [\kappa_{11}, \kappa_{22}, 2\kappa_{12}]^T \quad (1)$$

$$\gamma = \left[\frac{\partial w}{\partial x_1} + \theta_2, \frac{\partial w}{\partial x_2} - \theta_1 \right]^T = [\gamma_1, \gamma_2]^T \quad (2)$$

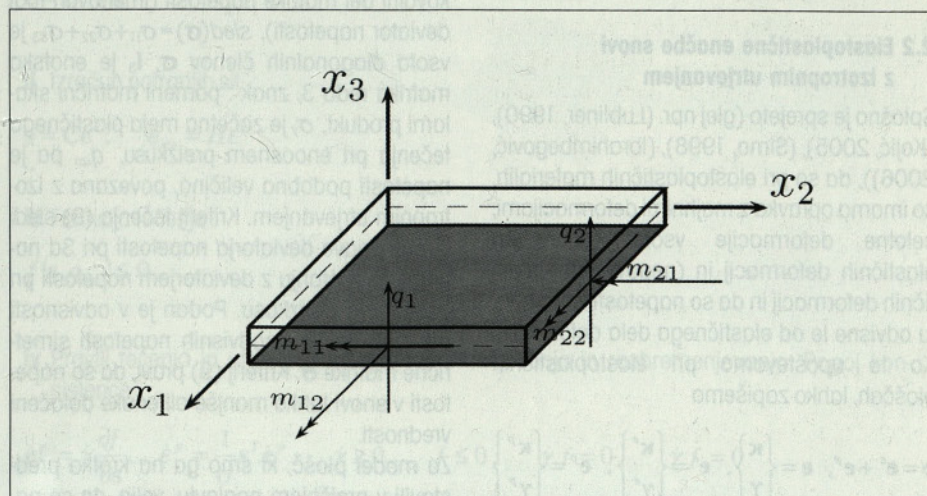
Komponente vektorjev κ in γ bomo v nadaljevanju imenovali deformacije. Rezultante napetosti, ki so preko elastoplastičnih enačb snovi povezane z deformacijami (1) in (2), so upogibni momenti $m_{\alpha\beta}(\kappa, \gamma, \epsilon^p)$ in prečni strižni sili $q_\alpha(\gamma, \epsilon^p)$ na dolžinsko enoto ($\alpha, \beta = 1, 2$). Odvisni so od celotnih deformacij κ, γ , plastičnih deformacij κ^p, γ^p in notranje spremenljivke ϵ^p , povezane z izotropnim utrjevanjem, ki se jim bomo posvetili kasneje pri obravnavi elastoplastičnih enačb. Momente in prečne sile zberemo v vektor upogibnih momentov $\mathbf{m}$ in vektor prečnih sil $\mathbf{q}$

$$\mathbf{m} = [m_{11}, m_{22}, m_{12}]^T, \quad \mathbf{q} = [q_1, q_2]^T \quad (3)$$

Njihove pozitivne smeri so prikazane na sliki 2; pozitivni momenti $m_{\alpha\alpha}$ npr. povzročajo natezne napetosti na spodnjem delu plošče, tj. pri $0 \geq x_3 \geq -h/2$, kjer je h debelina plošče.



Slika 1 • Uporabljeni koordinatni sistem. Pozitivne smeri pomika središčne ploskve in obeh zasukov normale na središčno ploskev



Slika 2 • Pozitivne smeri notranjih sil v plošči

$$\int_A [m_{11} \hat{\kappa}_{11} + m_{22} \hat{\kappa}_{22} + m_{12} (2\hat{\kappa}_{12}) + q_1 \hat{\gamma}_1 + q_2 \hat{\gamma}_2] dA = \int_A p \hat{w} dA, \quad (4)$$

kjer so

$$\hat{\kappa}_{11} = \frac{-\partial \hat{\theta}_2}{\partial x_1}, \quad \hat{\kappa}_{22} = \frac{\partial \hat{\theta}_1}{\partial x_2}, \quad 2\hat{\kappa}_{12} = \frac{\partial \hat{\theta}_1}{\partial x_1} - \frac{\partial \hat{\theta}_2}{\partial x_2},$$

$$\gamma_1 = \frac{\partial \hat{w}}{\partial x_1} + \theta_2, \quad \gamma_2 = \frac{\partial \hat{w}}{\partial x_2} - \theta_1 \quad (5)$$

virtualne ukrivljenosti središčne ploskve in virtualne prečne strižne deformacije, izražene z odvodi poljubnega virtualnega pomika $\hat{w}$ in odvodi poljubnih virtualnih zasukov $\hat{\theta}_1, \hat{\theta}_2$. K funkcionalu (4) spadajo še elasto-plastične enačbe snovi, ki so zbrane v preglednici 1 in ki določajo rezultante napetosti pri času t .

Ko funkcional (4) aproksimiramo z metodo končnih elementov, se izkaže, da je potrebno definirati rezultante napetosti le v numeričnih integracijskih točkah vsakega končnega elementa, glej npr. (Ibrahimbegović, 2006) ali (Simo, 1998). Zaradi tega lahko reševanje funkcionala (4) razdelimo na dve zaporedni fazi: (i) na (lokalno) določevanje elasto-plastičnih rezultatov napetosti v integracijskih točkah in (ii) na (globalno) reševanje nelinearnega sistema enačb, kjer so neznanke pomiki in zasuki v vozliščih mreže končnih elementov, s katero diskretiziramo A . Lokalno določevanje elasto-plastičnih rezultatov napetosti (ki sledijo iz teorije, predstavljene v naslednjem poglavju) je prikazano v poglavju 2.3; globalnega reševanja nelinearnega sistema enačb pa se lotimo z iteracijsko Newtonovo metodo, ki je predstavljena v knjigah o nelinearni metodi končnih elementov, npr. (Kojić, 2005), (Ibrahimbegović, 2006).

2.2 Elastoplastične enačbe snovi z izotropnim utrjevanjem

Splošno je sprejeto (glej npr. (Lubliner, 1990), (Kojić, 2005), (Simo, 1998), (Ibrahimbegović, 2006)), da so pri elasto-plastičnih materialih, ko imamo opravka z majhnimi deformacijami, celotne deformacije vsota (povratnih) elastičnih deformacij in (nepovratnih) plastičnih deformacij in da so napetosti v materialu odvisne le od elastičnega dela deformacij. Ko to upoštevamo pri elasto-plastičnih ploščah, lahko zapišemo

$$\mathbf{e} = \mathbf{e}^e + \mathbf{e}^p, \quad \mathbf{e} = \begin{Bmatrix} \mathbf{\kappa} \\ \boldsymbol{\gamma} \end{Bmatrix}, \quad \mathbf{e}^e = \begin{Bmatrix} \mathbf{\kappa}^e \\ \boldsymbol{\gamma}^e \end{Bmatrix}, \quad \mathbf{e}^p = \begin{Bmatrix} \mathbf{\kappa}^p \\ \boldsymbol{\gamma}^p \end{Bmatrix} \quad (6)$$

in

$$\mathbf{s} = \begin{Bmatrix} \mathbf{m} \\ \mathbf{q} \end{Bmatrix} = \mathbf{C} \mathbf{e}^e = \begin{bmatrix} \mathbf{C}_B & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{C}_S \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{\kappa}^e \\ \boldsymbol{\gamma}^e \end{Bmatrix}, \quad (7)$$

kjer je

$$\mathbf{C}_S = c \frac{Eh}{2(1+\nu)} \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix},$$

$$\mathbf{C}_B = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu)/2 \end{bmatrix}. \quad (8)$$

V (8) je E elastični modul, ν Poissonov količnik in c strižni korekcijski faktor, ki je običajno nastavljen na 5/6. Iz (6) in (7) vidimo, da nam za določitev rezultatov napetosti v elasto-plastični plošči informacija o celotni deformaciji $\mathbf{e}$ ne zadostuje več (v nasprotju z elastično ploščo). Potrebujemo še dodatne enačbe, s katerimi opišemo nepovratno plastično deformacijo.

Najprej uvedemo kriterij plastičnega tečenja, s katerim preverimo, ali je odziv materiala pri nekem nivoju obtežbe (pri nekem času $t \in (0, T)$) elastičen ali plastičen. Pri modeliranju kovin se pogosto uporablja von Misesov kriterij plastičnega tečenja, ki se je izkazal kot odličen približek eksperimentalnim preizkusom (glej npr. (Kojić, 2005), 3. poglavje). Za 3d napetostno stanje ga lahko napišemo v naslednji obliki

$$\frac{3}{2} \text{dev}(\boldsymbol{\sigma}) : \text{dev}(\boldsymbol{\sigma}) - (\sigma_y + q_{izo})^2 \leq 0, \quad (9)$$

kjer je $\boldsymbol{\sigma}$ simetrična matrika napetosti s komponentami napetosti glede na koordinate x_1, x_2, x_3 , $\text{dev}(\boldsymbol{\sigma}) = \boldsymbol{\sigma} - 1/3 \text{sled}(\boldsymbol{\sigma}) \mathbf{I}_3$ je preoblikovalni del matrike napetosti (imenovan tudi deviator napetosti), $\text{sled}(\boldsymbol{\sigma}) = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}$ je vsota diagonalnih členov $\boldsymbol{\sigma}$, $\mathbf{I}_3$ je enotska matrika reda 3, znak : pomeni matrični skalarni produkt, σ_y je začetna meja plastičnega tečenja pri enoosnem preizkusu, q_{izo} pa je napetosti podobna veličina, povezana z izotropnim utrjevanjem. Kriterij tečenja (9) sledi iz primerjave deviatorja napetosti pri 3d napetostnem stanju z deviatorjem napetosti pri enoosnem preizkusu. Podan je v odvisnosti od vseh šestih neodvisnih napetosti simetrične matrike $\boldsymbol{\sigma}$. Kriterij (9) pravi, da so napetosti v snovi lahko manjše ali enake določeni vrednosti.

Za model plošč, ki smo ga na kratko predstavili v prejšnjem poglavju, velja, da se napetost v smeri debeline plošče zanemari

($\sigma_{33} = 0$); to je že upoštevano v enačbah (7) in (8). Zato tudi von Misesov kriterij (9), ki velja za 3d napetostno stanje, preuredimo v skladu s teorijo plošč. Najprej ga napišemo za primer ravninskega napetostnega stanja ($\sigma_{13} = \sigma_{23} = \sigma_{33} = 0$). Če nenične napetosti ravninskega napetostnega stanja združimo v tričlenski vektor $\tilde{\boldsymbol{\sigma}}$, ima von Misesov kriterij za ravninsko napetostno stanje naslednjo obliko, npr. (Brank, 1997)

$$\frac{1}{\sigma_y^2} \tilde{\boldsymbol{\sigma}}^T \mathbf{P} \tilde{\boldsymbol{\sigma}} - \left(1 + \frac{q_{izo}}{\sigma_y}\right)^2 \leq 0,$$

$$\tilde{\boldsymbol{\sigma}} = [\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{12}]^T,$$

$$\mathbf{P} = \begin{bmatrix} 1 & -1/2 & 0 \\ -1/2 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 3 \end{bmatrix}. \quad (10)$$

Nadalje napišemo kriterij plastičnega tečenja (9) za primer čistega prečnega striga ($\sigma_{11} = \sigma_{22} = \sigma_{12} = \sigma_{33} = 0$). Če nenični prečni strižni napetosti združimo v dvočlenski vektor $\boldsymbol{\tau}$, lahko napišemo von Misesov kriterij za čisti prečni strig kot, glej npr. (Brank, 1997)

$$\frac{1}{\sigma_y^2} \boldsymbol{\tau}^T (3\mathbf{I}_2) \boldsymbol{\tau} - \left(1 + \frac{q_{izo}}{\sigma_y}\right)^2 \leq 0,$$

$$\boldsymbol{\tau} = [\sigma_{13}, \sigma_{23}]^T, \quad \mathbf{I}_2 = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}. \quad (11)$$

Nato se odločimo, da razmerja med napetostmi $\tilde{\boldsymbol{\sigma}}/\sigma_y$ in $\boldsymbol{\tau}/\sigma_y$ v (10) in (11) nadomestimo z razmerji med momenti in prečnimi silami

$$-\frac{\int_{-h/2}^{h/2} \tilde{\boldsymbol{\sigma}}_3 dx_3}{\sigma_y h^2/4} = \frac{\mathbf{m}}{m_0},$$

$$\frac{\int_{-h/2}^{h/2} \boldsymbol{\tau} dx_3}{\sigma_y h/\sqrt{3}} = \frac{\mathbf{q}}{q_0}, \quad (12)$$

kjer je m_0 polnoplastični moment, q_0 pa polnoplastična prečna sila prereza plošče. Tako dobljena izraza združimo, s čimer dobimo kriterij plastičnega tečenja za plošče, izražen z rezultantami napetosti

$$f(\mathbf{s}, \mathbf{e}^p, q_{izo}) = \mathbf{s}^T \mathbf{A} \mathbf{s} - \left(1 + \frac{q_{izo}}{\sigma_y} \right)^2 \leq 0, \quad (13)$$

kjer je $\mathbf{s} = (\mathbf{m}^T, \mathbf{q}^T)^T$, matrika $\mathbf{A}$ pa ima obliko

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} \frac{1}{m_0^2} \mathbf{P} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \frac{1}{q_0^2} \mathbf{I}_2 \end{bmatrix}. \quad (14)$$

Funkcijo tečenja (13) (če se utrjevanja ne upošteva) v literaturi imenujejo tudi Ilyušinova ali Ilyušin-Šapirova funkcija tečenja, npr. (Simo, 1992), (Lubliner, 1990).

Izrazimo zdaj še q_{izo} , ki je napetosti podobna veličina, povezana z izotropnim utrjevanjem, z deformacijsko veličino. Enoosni eksperimenti kažejo, da je napetost na meji tečenja pri določenem nivoju obtežbe odvisna od zgodovine obremenjevanja. Najpreprostejši način za modeliranje tega fenomena je t.i. izotropno utrjevanje, ko začetni meji plastičnega tečenja pri enoosnem preizkusu σ_y prištejemo vrednost q_{izo} pri obravnavanem času t in tako dobimo novo mejo plastičnega tečenja $\sigma_y + q_{izo}$. Pri metalih se pogosto predpostavi q_{izo} kot linearno funkcijo norme plastičnih deformacij ε^p

$$q_{izo} = H \varepsilon^p, \quad (15)$$

kjer je H modul linearnega izotropnega utrjevanja (imenovan tudi plastični modul). Če v (13) upoštevamo (15), dobimo obliko funkcije tečenja (13), ki jo uporabimo v nadaljevanju

$$f(\mathbf{s}, \mathbf{e}^p, \varepsilon^p) = \mathbf{s}^T \mathbf{A} \mathbf{s} - \left(1 + \frac{H \varepsilon^p}{\sigma_y} \right)^2 \leq 0. \quad (16)$$

Omenimo naj, da je izotropno utrjevanje primerno za analizo primerov, pri katerih se smer obtežbe med obremenjevanjem ne spreminja. Če pa se smer obtežbe ciklično spreminja, pride do t.i. Bauschingerjevega efekta, ki ga lahko opišemo s kinematičnim utrjevanjem. Omenimo naj še, da z izbrano funkcijo tečenja ne zajamemo vpliva postopnega razvoja plastičnih deformacij po debelini plošče (kot npr. v (Brank, 1997)), saj smo z uvedbo (12) predpostavili, da do plastifikacije celotnega prereza pride hipoma.

Po uvedbi kriterija plastičnega tečenja predstavimo še evolucijski enačbi za plastične

deformacije $\mathbf{e}^p$ in ε^p ter pogoje obremenjevanja in razbremenjevanja. Evolucijska enačba za plastične deformacije se pri jeklu zelo pogosto predpostavi kot

$$\dot{\mathbf{e}}^p = \dot{\gamma} \frac{\partial f}{\partial \mathbf{s}} = \dot{\gamma} 2 \mathbf{A} \mathbf{s},$$

$$\dot{\varepsilon}^p = [\dot{\kappa}_{11}^p, \dot{\kappa}_{22}^p, \dot{\kappa}_{12}^p, \dot{\gamma}_1^p, \dot{\gamma}_2^p]^T. \quad (17)$$

kjer je $\dot{\mathbf{e}}^p = \partial \mathbf{e}^p / \partial t$, $\dot{\gamma}$ pa je t.i. plastični množitelj ali konsistentni prameter. Pogoji obremenjevanja in razbremenjevanja, ki jih poznamo pod imenom Kuhn-Tuckerjevi pogoji, so naslednji

$$\dot{\gamma} \geq 0, \quad f \leq 0, \quad \dot{\gamma} f = 0, \quad (18)$$

Poleg pogojev (18), $\dot{\gamma} \geq 0$ zadošča tudi pogoju konsistence $\dot{\gamma} f = 0$.

Evolucijsko enačbo za normo plastičnih deformacij ε^p določimo iz pogoja, da je akumulirano plastično delo enako akumuliranemu plastičnemu delu pri enoosnem preizkusu

$$W^p = \int_0^t \mathbf{s}^T \dot{\mathbf{e}}^p d\tau = \int_0^t \sigma \dot{\varepsilon}^p d\tau \Rightarrow \dot{\varepsilon}^p = \frac{1}{\sigma} \mathbf{s}^T \dot{\mathbf{e}}^p = \frac{\mathbf{s}^T \dot{\mathbf{e}}^p}{\sigma_y \sqrt{\mathbf{s}^T \mathbf{A} \mathbf{s}}} = 2 \dot{\gamma} \frac{\sqrt{\mathbf{s}^T \mathbf{A} \mathbf{s}}}{\sigma_y}. \quad (19)$$

kjer je $\sigma = \sigma_y + q_{izo}$ napetost pri enoosnem preizkusu.

Obravnavane elastoplastične enačbe snovi so zbrane v preglednici 1.

2.3 Numerična integracija enačb snovi

V razdelku 2.2 smo predstavili osnove elastoplastičnega modela snovi, sedaj pa si pogledimo, kako numerično izračunamo rezultante napetosti pri $t \in (0, T)$. Za ta namen razdelimo celoten interval $(0, T)$ na podintervale $(0, T) = \bigcup_{n=0}^{N-1} (t_n, t_{n+1})$ in iščemo rešitev v diskretnih časovnih točkah.

V tipičnem podintervalu rešujemo naslednji problem: Ob znanih

$$\mathbf{e}^p(t_n) = \mathbf{e}_n^p, \quad \varepsilon^p(t_n) = \varepsilon_n^p,$$

$$\mathbf{e}(t_{n+1}) = \mathbf{e}_{n+1} \quad (20)$$

iščemo takšne vrednosti plastičnih deformacij in notranje spremenljivke za utrjevanje v t_{n+1}

$$\mathbf{e}^p(t_{n+1}) = \mathbf{e}_{n+1}^p, \quad \varepsilon^p(t_{n+1}) = \varepsilon_{n+1}^p. \quad (21)$$

ter takšne notranje sile $\mathbf{s}_{n+1} = \mathbf{C}(\mathbf{e}_{n+1} - \mathbf{e}_{n+1}^p)$ in $q_{izo, n+1} = H \varepsilon_{n+1}^p$, da bodo pri t_{n+1} zadoščene enačbe obremenjevanja in razbremenjevanja (18).

Opisani problem rešujemo v dveh delih, kar je standardni postopek pri numerični obravnavi elastoplastičnih enačb za majhne deformacije, npr. (Simo, 1998). Najprej testiramo, ali je časovni inkrement $\Delta t = t_{n+1} - t_n$ elastičen, torej ali se je spremenil le elastični del deformacij. Testno vrednost notranjih sil izračunamo z notranjimi spremenljivkami iz predhodnega koraka

i Aditivni razcep deformacij

$$\mathbf{e} = \mathbf{e}^e + \mathbf{e}^p$$

ii Izračun notranjih sil

$$\mathbf{s} = \mathbf{C} \mathbf{e}^e, \quad q_{izo} = H \varepsilon^p$$

iii Funkcija tečenja

$$f(\mathbf{s}, q_{izo}) \leq 0$$

iv Pravili tečenja in utrjevanja. Pogoji obremenjevanja in razbremenjevanja. Pogoji konsistence

$$\dot{\mathbf{e}}^p = \dot{\gamma} \frac{\partial f}{\partial \mathbf{s}}, \quad \dot{\varepsilon}^p = \frac{1}{\sigma} \mathbf{s}^T \dot{\mathbf{e}}^p, \quad \dot{\gamma} \geq 0, \quad f \leq 0, \quad \dot{\gamma} f = 0, \quad \dot{\gamma} \dot{f} = 0$$

Preglednica 1 • Elastoplastične enačbe snovi z linearnim izotropnim utrjevanjem za plošče

$$\mathbf{s}_{n+1}^{test} = \mathbf{C}(\mathbf{e}_{n+1} - \mathbf{e}_n^p). \quad (22)$$

Kolikor velja $f_{n+1}^{test} = f(\mathbf{s}_{n+1}^{test}, \mathbf{e}_n^p, \boldsymbol{\varepsilon}_n^p) < 0$ so testne vrednosti kar enake iskanim

$$\mathbf{e}_{n+1}^p = \mathbf{e}_n^p, \quad \boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}^p = \boldsymbol{\varepsilon}_n^p, \quad \mathbf{s}_{n+1} = \mathbf{s}_{n+1}^{test}. \quad (23)$$

Iz (18) sledi, da v tem primeru, ko je $f_{n+1}^{test} < 0$, velja $\dot{\gamma}_{n+1} = 0$.

Če pa je funkcija tečenja, ovrednotena s testnimi vrednostmi, $f_{n+1}^{test} = f(\mathbf{s}_{n+1}^{test}, \mathbf{e}_n^p, \boldsymbol{\varepsilon}_n^p) > 0$, je časovni inkrement plastičen, zato je potrebno določiti nove vrednosti notranjih spremenljivk in rezultat napetosti v t_{n+1} . Za ta namen integriramo evlucijski enačbi (17) in (19) ter pri tem uporabimo povratno implicitno Eulerjevo integracijsko shemo. Dobimo

$$\begin{aligned} \mathbf{e}_{n+1}^p &= \mathbf{e}_n^p + \Delta t \dot{\gamma}_{n+1} (\partial f / \partial \mathbf{s})_{n+1} = \\ &= \mathbf{e}_n^p + \gamma_{n+1} 2\mathbf{A}\mathbf{s}_{n+1} \equiv \mathbf{e}_{n+1}^p(\mathbf{s}_{n+1}, \gamma_{n+1}) \end{aligned} \quad (24)$$

$$\begin{aligned} \boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}^p &= \boldsymbol{\varepsilon}_n^p + 2\Delta t \dot{\gamma}_{n+1} \frac{\sqrt{\mathbf{s}_{n+1}^T \mathbf{A} \mathbf{s}_{n+1}}}{\sigma_y} = \boldsymbol{\varepsilon}_n^p + \\ &+ 2\gamma_{n+1} \frac{\sqrt{\mathbf{s}_{n+1}^T \mathbf{A} \mathbf{s}_{n+1}}}{\sigma_y} \equiv \boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}^p(\mathbf{s}_{n+1}, \gamma_{n+1}) \end{aligned} \quad (25)$$

kjer smo označili $\gamma_{n+1} = \Delta t \dot{\gamma}_{n+1}$. Zdaj se potrudimo izraziti še $\mathbf{s}_{n+1}$ kot funkcijo γ_{n+1} . Z uporabo (22) najprej napišemo notranje sile pri t_{n+1} kot

$$\begin{aligned} \mathbf{s}_{n+1} &= \mathbf{C}(\mathbf{e}_{n+1} - \mathbf{e}_{n+1}^p) = \mathbf{s}_{n+1}^{test} - \\ &- \mathbf{C}(\mathbf{e}_{n+1}^p - \mathbf{e}_n^p). \end{aligned} \quad (26)$$

Če upoštevamo (24) v (26), dobimo izraz, ki povezuje iskane vrednosti rezultat napetosti z njihovimi testnimi vrednostmi

$$\mathbf{s}_{n+1} = [\mathbf{I}_5 + 2\gamma_{n+1} \mathbf{CA}]^{-1} \mathbf{s}_{n+1}^{test}. \quad (27)$$

Ker potrebujemo zaključeno obliko enačbe (27), eksplicitno določimo inverz matrike v oglatih oklepajih. To naredimo v prostoru lastnih vektorjev, kjer je matrika v oglatih oklepajih diagonalna. Enačbo (27) tako lahko zapišemo tudi kot, glej npr. (Ibrahimbegović, 1993), (Simo, 1998)

$$\begin{aligned} \mathbf{s}_{n+1} &= \mathbf{Q}[\mathbf{I}_5 + 2\gamma_{n+1} \boldsymbol{\Lambda}]^{-1} \mathbf{Q}^{-1} \mathbf{s}_{n+1}^{test} \equiv \\ &\equiv \mathbf{s}_{n+1}(\gamma_{n+1}), \end{aligned} \quad (28)$$

kjer je

$$\boldsymbol{\Lambda} = \boldsymbol{\Lambda}_C \boldsymbol{\Lambda}_A, \quad (29)$$

$$\boldsymbol{\Lambda}_A = \text{diag} \left(\frac{1}{2m_0^2}, \frac{3}{2m_0^2}, \frac{3}{2m_0^2}, \frac{1}{q_0^2}, \frac{1}{q_0^2} \right), \quad (30)$$

$$\begin{aligned} \boldsymbol{\Lambda}_A &= \text{diag} \left(\frac{h^3 E}{12(1-\nu)}, \frac{h^3 E}{12(1+\nu)}, \right. \\ &\left. \frac{h^3 E}{24(1+\nu)}, \frac{hEc}{2(1+\nu)}, \frac{hEc}{2(1+\nu)} \right), \end{aligned} \quad (31)$$

$$\mathbf{Q} = \begin{bmatrix} \mathbf{T} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{I}_3 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{T} = \frac{1}{\sqrt{2}} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ 1 & 1 \end{bmatrix}. \quad (32)$$

Z (29) do (32) torej pridemo do takšnega izraza za rezultante napetosti v t_{n+1} , glej enačbo (28), da je v njem edina neznanka γ_{n+1} . Če (28) upoštevamo v (24) in (25), dobimo tudi izraza za plastične deformacije in normo plastičnih deformacij pri t_{n+1} v odvisnosti od γ_{n+1} .

Vrednost γ_{n+1} v plastičnem časovnem inkrementu izračunamo iz pogojev (18). V plastičnem časovnem inkrementu je $\dot{\gamma}_{n+1} = 0$ in $\dot{\gamma}_{n+1} > 0$. Če vstavimo (24), (25) in (28) v funkcijo tečenja (16), pridemo do nelinearne funkcije γ_{n+1}

$$\begin{aligned} f(\mathbf{s}_{n+1}(\gamma_{n+1}), \mathbf{e}_{n+1}^p(\gamma_{n+1}), \boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}^p(\gamma_{n+1})) = \\ = f(\gamma_{n+1}) = 0. \end{aligned} \quad (33)$$

Celoten problem določitve notranjih spremenljivk v plastičnem inkrementu se tako prevede na iskanje ničle nelinearne skalarne funkcije. Z rešitvijo enačbe (33) dobimo vrednost plastičnega množitelja γ_{n+1} v plastičnem inkrementu, s pomočjo katerega iz enačb (24), (25) in (28) dobimo vrednosti notranjih spremenljivk in rezultat napetosti v t_{n+1} .

2.4 Algoritem za analizo plošč iz elastoplastičnega materiala

Kot je že omenjeno v poglavju 2.1, nam metoda končnih elementov omogoča, da reševanje diskretiziranega funkcionala (4) razdelimo na dve zaporedni fazi: (i) na (lokalno) določevanje elastoplastičnih rezultat napetosti v integracijskih točkah in (ii) na (globalno) reševanje nelinearnega

sistema enačb, kjer so neznanke pomiki in zasuki v vozliščih mreže končnih elementov. Ravnotežne enačbe so namreč globalne narave in se nanašajo na vse končne elemente in na vsa vozlišča, enačbe, s katerimi zagememo evolucijo notranjih spremenljivk, pa so lokalne narave, saj se nanašajo na integracijske točke. Faza (i) je pojasnjena v poglavju 2.3, fazo (ii) pa rešujemo z Newtonovo metodo, katere bistveni del je linearizacija diskretiziranega funkcionala (4), ki vsebuje tudi tangentni elastoplastični operator. Zaporedni pristop lahko opišemo po naslednjih točkah:

1. Naj bo (i) števec iteracije Newtonove metode v časovnem koraku (t_n, t_{n+1}) in naj bodo $\mathbf{u}_{n+1}^{(i)} = [\mathbf{w}_{n+1}^{(i)}, \boldsymbol{\theta}_{1n+1}^{(i)}, \boldsymbol{\theta}_{2n+1}^{(i)}]^T$, znani celotni pomiki v iteraciji (i). Celotna deformacija v tej iteraciji je

$$\mathbf{e}_{n+1}^{(i)} = \mathbf{e}(\mathbf{u}_{n+1}^{(i)}). \quad (35)$$

2. Lokalni algoritem: V vsaki integracijski točki določimo z algoritmom, ki je pojasnjen v poglavju 2.3., vrednosti notranjih spremenljivk in notranjih sil

$$\mathbf{e}_{n+1}^p = \mathbf{e}^p(\mathbf{u}_{n+1}^{(i)}), \quad \boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}^p = \boldsymbol{\varepsilon}^p(\mathbf{u}_{n+1}^{(i)}),$$

$$\mathbf{s}_{n+1} = \mathbf{s}(\mathbf{u}_{n+1}^{(i)}). \quad (36)$$

3. Globalni algoritem: Uporabimo rezultante (36) pri novi iteraciji Newtonove metode, s katero določimo nov celotni pomik

$$\mathbf{u}_{n+1}^{(i+1)} = [\mathbf{w}_{n+1}^{(i+1)}, \boldsymbol{\theta}_{1n+1}^{(i+1)}, \boldsymbol{\theta}_{2n+1}^{(i+1)}]^T. \quad (37)$$

4. Preverimo konvergenco Newtonove metode v časovnem koraku pri iteraciji $(i+1)$. Če ni zadoščena, gremo na korak 1 in postavimo (i) na $(i+1)$. Če je zadoščena, postavimo $n+1$ na n ter nadaljujemo postopek v naslednjem časovnem intervalu.

3 • NUMERIČNI PRIMERI

Predstavljeni konstitutivni model in pripadajoči algoritmi so bili povezani s 4-vozliščnim končnim elementom za plošče s kvadratično interpolacijo pomika in linearno interpolacijo zasukov θ_1 in θ_2 , ki je predstavljen v (Bohinc, 2005) in tamkajšnjih referencah. Za generacijo programske kode za elastoplastični končni element za plošče smo uporabili programsko okolje AceGen, opisan v npr. (Korelc, 2004) in (Korelc, 2005). Prav tako so bili tudi vsi numerični primeri izračunani v okolju AceGen, saj ima vgrajen modul za analizo po metodi končnih elementov (CDriver). V nadaljevanju tega poglavja prikazujemo rezultate nekaj ilustrativnih primerov.

3.1 Prostoležeča kvadratna plošča s ploskovno obtežbo

Najprej obravnavamo prostoležečo kvadratno ploščo, ki je obtežena z enakomerno ploskovno obtežbo p , ki deluje v negativni smeri koordinate x_3 . Robovi plošče so podprti tako, da so preprečeni pomiki w in zasuki okoli tiste koordinate, ki je pravokotna na rob. Plošča je debeline $h=0,005\text{ m}$, stranica plošče pa ima dimenzijo $a=1\text{ m}$. Predpostavljamo idealen elastoplastični material z naslednjimi karakteristikami: $E=2 \times 10^8\text{ kN/m}^2$, $\nu=0,3$, $\sigma_y=4 \times 10^5\text{ kN/m}^2$ ter $H=0\text{ kN/m}^2$. Celotno ploščo modeliramo z mrežo 32×32 končnih elementov. Rezultati analize so prikazani na slikah 3 in 4. Na sliki 3 je prikazan vertikalni pomik sredine plošče v odvisnosti od obtežbe. Vidi se, da je izračunana mejna

nosilnost nižja za 10 % od mejne obtežbe, določene po teoriji plastičnih linij (TPL), ki jo povzemamo po (Lubliner, 1990). Širjenje plastificiranega območja pri različnih vrednostih obtežbe je prikazano na sliki 4 hkrati z deformiranimi mrežami končnih elementov. Vidi se, da se najprej plastificirajo vogali, nato sredina plošče, na koncu pa dobimo podobno križno obliko plastičnih linij, kot se predpostavi pri teoriji plastičnih linij, le da linije v našem primeru niso infinitesimalno tanke.

3.2 Prostoležeča kvadratna plošča s točkovno silo

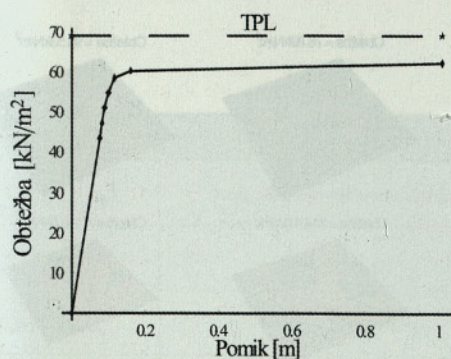
Drugi primer je podoben prvemu, le da prostoležečo kvadratno ploščo obtežimo s točkovno silo na sredini plošče, ki deluje v negativni smeri koordinate x_3 . Material je enak kot v prvem primeru. Rezultati analize so prikazani na slikah 5 in 6. V tem primeru je numerično določena mejna nosilnost za 20 % nižja od mejne obtežbe po metodi plastičnih linij (slika 5), ki jo povzemamo po (Lubliner, 1990). Še enkrat naj omenimo, da nam da teorija plastičnih linij zgornjo mejo mejne obtežbe. Širjenje plastičnega območja pri različnih vrednostih točkovne sile je prikazano na sliki 6, hkrati z deformiranimi mrežami končnih elementov. Tokrat se plastično območje postopoma širi od sredine plošče proti vogalom. Iz slike 6 se vidi, da pri velikih vrednostih sile postane deformirana oblika plošče podobna piramidi.

3.3 Vpeta kvadratna plošča s ploskovno obtežbo

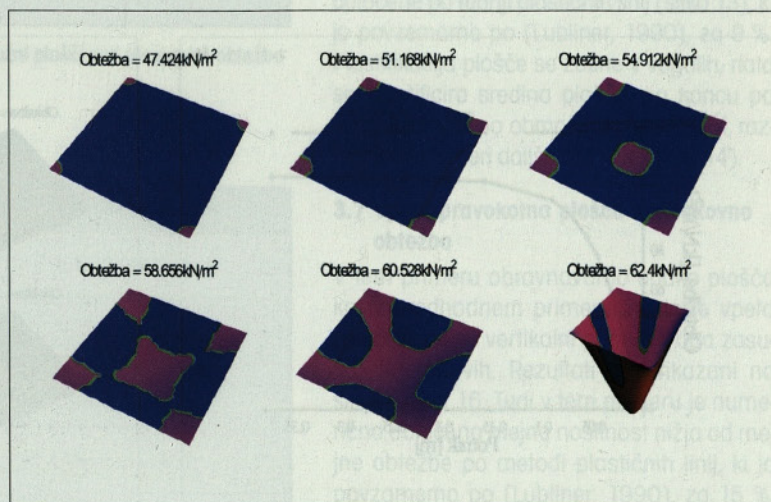
V tretjem primeru obravnavamo enako kvadratno ploščo kot v prvem primeru, le da jo modeliramo kot vpeto (preprečeni so vertikalni pomik in oba zasuka) po vseh štirih robovih. Rezultati so prikazani na slikah 7 in 8. Pomik središča plošče v odvisnosti od obtežbe je prikazan na sliki 7, širjenje plastificiranega območja pa na sliki 8. Vrednost mejne obtežbe po teoriji plastičnih linij je povzeta po (Lubliner, 1990). Numerična rešitev za 16 % odstopa od rešitve po teoriji plastičnih linij. Plastifikacija materiala se začne po sredinah robov in se nadaljuje v sredini plošče. Omenimo naj, da se vzorec plastifikacije pri visokem nivoju obtežbe (npr. pri $114,17\text{ kN/m}^2$) razlikuje od tistega pri prostoležeči plošči, ki je predstavljen na sliki 4.

3.4 Prostoležeča krožna plošča s ploskovno obtežbo

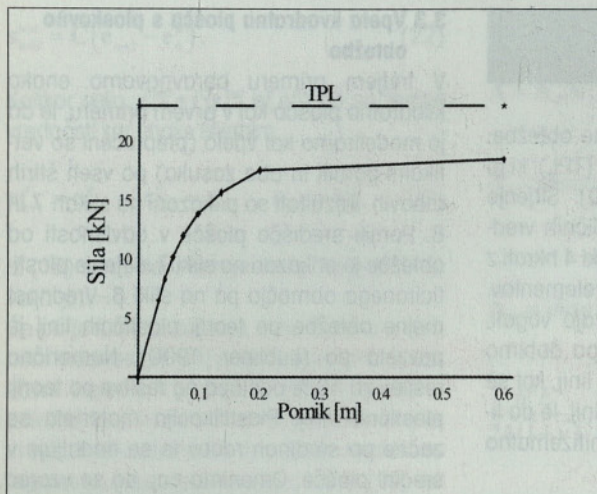
Obravnavamo krožno prostoležečo ploščo debeline $h=0,005\text{ m}$ s polmerom $R=0,5\text{ m}$, ki je obtežena z enakomerno ploskovno obtežbo p . Na robu plošče je preprečen vertikalni pomik w . Materialne karakteristike so enake kot v prvih treh primerih ($E=2 \times 10^8\text{ kN/m}^2$, $\nu=0,3$, $\sigma_y=4 \times 10^5\text{ kN/m}^2$, $H=0\text{ kN/m}^2$). Rezultati analize so predstavljeni na slikah 9 in 10 ter preglednici 2. Mreža končnih elementov je razvidna iz slike 10. Na sliki 9 je prikazan vertikalni pomik središča plošče v odvisnosti od obtežbe. Izračunana mejna obtežba je na sliki 9 primerjana s plastično mejno obtežbo, ki jo navaja Evrokod 3 (EC3, 2005) in analitično rešitvijo (Lubliner, 1990,



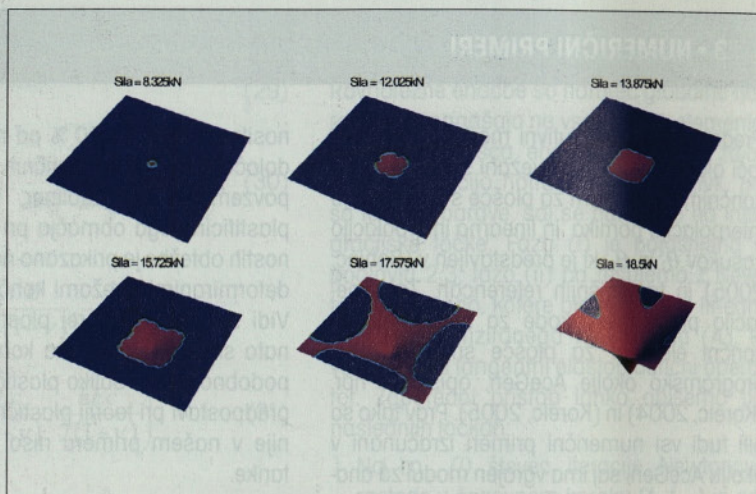
Slika 3 • Diagram obtežba – pomik pri prostoležeči kvadratni plošči pod ploskovno obtežbo. Primerjava z mejno nosilnostjo po teoriji plastičnih linij (TPL)



Slika 4 • Širjenje plastificiranega območja pri prostoležeči kvadratni plošči pod ploskovno obtežbo. Prikazano je na deformirani plošči



Slika 5 • Diagram obtežba – pomik pri prostoležeči kvadratni plošči pod točkovno obtežbo



Slika 6 • Širjenje plastificiranega območja pri prostoležeči kvadratni plošči pod točkovno obtežbo

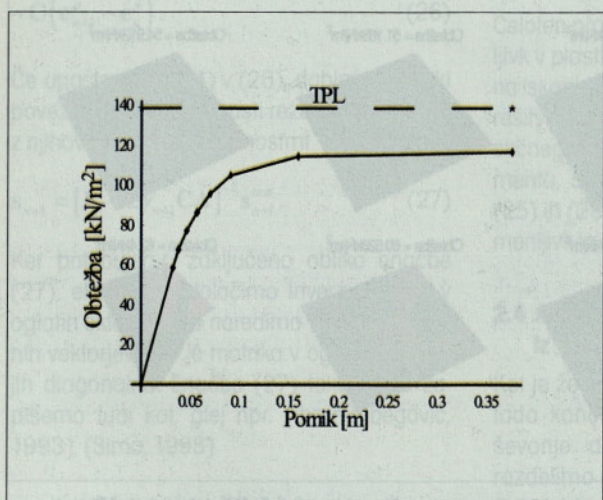
poglavje 5.2.3.) za Trescov pogoj plastičnega tečenja. Na sliki 9 je podana tudi obtežba pri začetku plastifikacije. V preglednici 2 primerjamo izraze za določitev mejne obtežbe, ki jih lahko najdemo v literaturi ((EC3, 2005), (Lubliner, 1990) in (Sawczuk, 1989)), z rezultati naše analize. Dobljeni numerični rezultat za mejno nosilnost se zelo dobro ujema z mejno obtežbo po EC3 in analitično rešitvijo s Von Misesovim kriterijem, nekoliko pa preseže analitično rešitev s Trescovim kriterijem. Omenimo naj, da je Trescov pogoj plastičnega tečenja nekoliko strožji od von Misesovega. Začetka plastifikacije materiala (na zgornjem in spodnjem robu plošče) se z uporabljenim konstitutivnim modelom ne zajame, vendar ga je

mogoče na enostaven način izračunati že z elastično analizo plošče. Kot je pričakovati, se plastično območje koncentrično širi od središča plošče proti robu (slika 10).

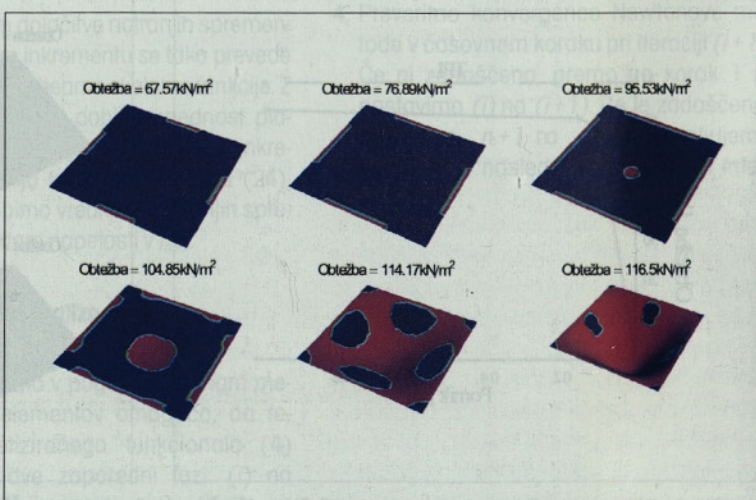
3.5 Vpeta krožna plošča s ploskovno obtežbo

Obravnavamo enako ploščo kot v predhodnem primeru, le da spremenimo robne pogoje, in sicer je sedaj plošča vpeta po celem robu (preprečeni so vertikalni pomik in oba zasuka). Rezultati analize so podani na slikah 11 in 12 ter preglednici 3. Na sliki 11 je prikazan vertikalni pomik središča ploče v odvisnosti od obtežbe, širjenje plastičnosti glede na nivo obtežbe je prikazano na sliki 12. V preglednici 3 primerjamo rezultate

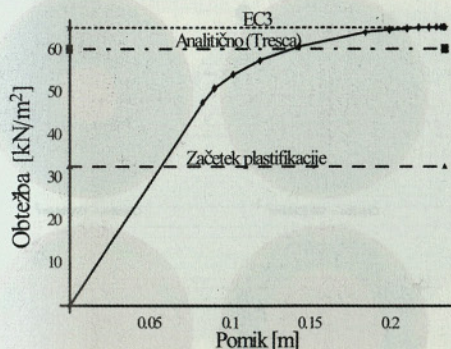
naše analize s točnimi izrazi za določitev mejne obtežbe, ki jih povzamemo po (EC3, 2005), (Lubliner, 1990) in (Sawczuk, 1989). Numerična rešitev preseže analitično rešitev za Trescov kriterij, nekoliko pa preseže tudi analitično rešitev za von Misesov kriterij in mejno obtežbo, ki jo podaja EC3. Širjenje plastifikacije materiala plošče je prikazano na sliki 12. Začne se z vzpostavitvijo plastičnega členka na zunanjem robu. Ko pa se ta pojavi, je širjenje plastifikacije podobno kot pri prostoležeči plošči; tj., od sredine proti zunajemu robu. Rahlo popačenje osne simetrije, ki je vidna pri zadnjih dveh obtežnih nivojih, je posledica tega, da mreža končnih elementov ni popolnoma osno-simetrična.



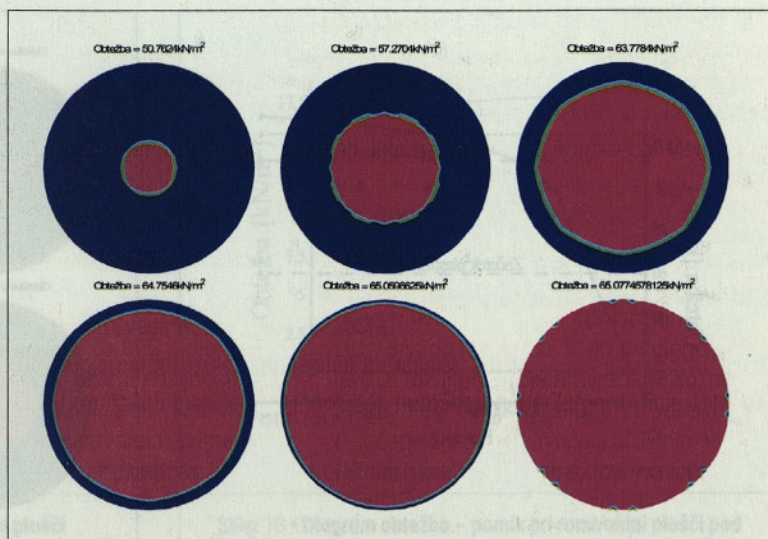
Slika 7 • Diagram obtežba – pomik pri vpeti kvadratni plošči pod ploskovno obtežbo



Slika 8 • Širjenje plastificiranega območja pri vpeti kvadratni plošči pod ploskovno obtežbo



Slika 9 • Diagram obtežba – pomik pri prostoležeči krožni plošči pod ploskovno obtežbo



Slika 10 • Širjenje plastificiranega območja pri prostoležeči krožni plošči pod ploskovno obtežbo

Mejna obtežba	Kriterij tečenja	Referenca
$p = 1,627 \frac{h^2}{R^2} \sigma_y$	Ilyušin-Šapirov (numerična rešitev)	Naša analiza
$p = 1,625 \frac{h^2}{R^2} \sigma_y$	?	(EC3, 2005)
$p = 1,5 \frac{h^2}{R^2} \sigma_y$	Tresca (analitična rešitev)	(Lubliner, 1990)
$p = 1,5 \frac{h^2}{R^2} \sigma_y$	Tresca (analitična rešitev)	(Sawczuk, 1989)
$p = 1,629 \frac{h^2}{R^2} \sigma_y$	Von Mises (analitična rešitev)	(Sawczuk, 1989)
$p = 2 \frac{h^2}{R^2} \sigma_y$	Von Mises (zgornja meja)	(Sawczuk, 1989)
$p = 1,5 \frac{h^2}{R^2} \sigma_y$	Von Mises (spodnja meja)	(Sawczuk, 1989)

Preglednica 2 • Primerjav izrazov za mejno obtežbo pri prostoležeči krožni plošči pod ploskovno obtežbo

Mejna obtežba	Kriterij tečenja	Referenca
$p = 3,338 \frac{h^2}{R^2} \sigma_y$	Ilyušin-Šapirov (numerična rešitev)	Naša analiza
$p = 3,125 \frac{h^2}{R^2} \sigma_y$	?	(EC3, 2005)
$p = 2,815 \frac{h^2}{R^2} \sigma_y$	Tresca (točna rešitev)	(Lubliner, 1990)
$p = 2,815 \frac{h^2}{R^2} \sigma_y$	Tresca (točna rešitev)	(Sawczuk, 1989)
$p = 3,138 \frac{h^2}{R^2} \sigma_y$	Von Mises (točna rešitev)	(Sawczuk, 1989)

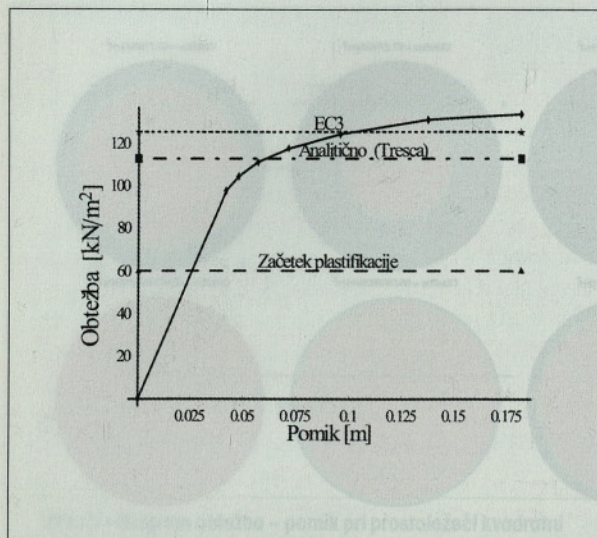
Preglednica 2 • Primerjav izrazov za mejno obtežbo pri vpeti krožni plošči pod ploskovno obtežbo

3.6 Prostoležeča pravokotna plošča s ploskovno obtežbo

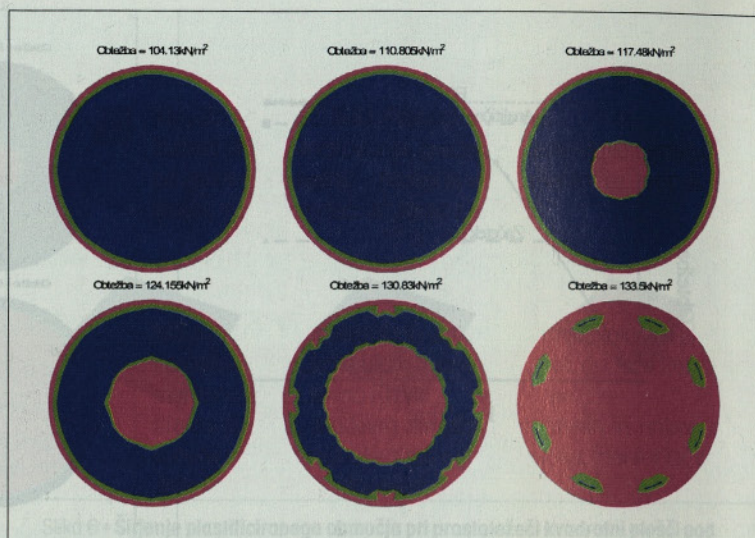
Obravnavamo prostoležečo pravokotno ploščo, obteženo s ploskovno obtežbo p . Robovi plošče so podprti tako, da so preprečeni pomiki w in zasuki okoli fiste koordinate, ki je pravokotna na rob. Plošča ima debelino $h = 0,005 \text{ m}$, krajša stranica plošče ima dimenzijo $a = 1 \text{ m}$, daljša pa $b = 1,5 \text{ m}$. Material je enak kot v prvem primeru. Celotno ploščo modeliramo z mrežo 32×32 končnih elementov. Rezultati analize so prikazani na slikah 13 in 14. Podobno kot pri kvadratni plošči v prvem primeru je tudi v tem izračunana mejna nosilnost nižja od mejne obtežbe, določene po teoriji plastičnih linij (slika 13), ki jo povzemamo po (Lubliner, 1990), za 9 %. Plastifikacija plošče se začne v vogalih, nato se plastificira sredina plošče, na koncu pa ima plastificirano območje obliko črke X, raztegnjene v smeri daljše stranice (slika 14).

3.7 Vpeta pravokotna plošča s ploskovno obtežbo

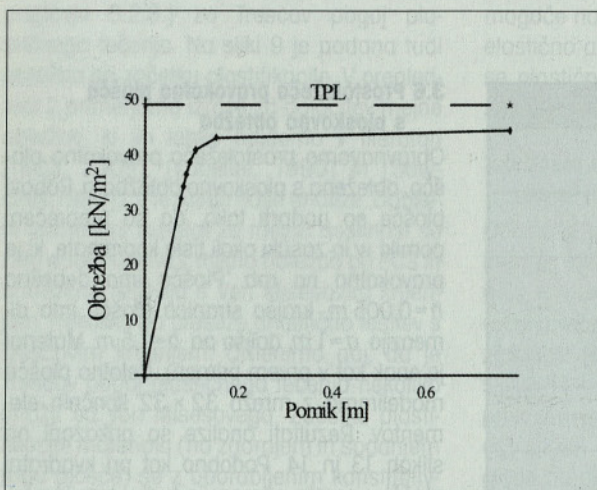
V tem primeru obravnavamo enako ploščo kot v predhodnem primeru, le da je vpeta (preprečeni so vertikalni pomik in oba zasuka) po robovih. Rezultati so prikazani na slikah 15 in 16. Tudi v tem primeru je numerično določena mejna nosilnost nižja od mejne obtežbe po metodi plastičnih linij, ki jo povzemamo po (Lubliner, 1990), za 15 %. Plastifikacija materiala se najprej pojavi po sredinah daljših robov, nato ob krajših robovih in končno na sredini plošče (slika



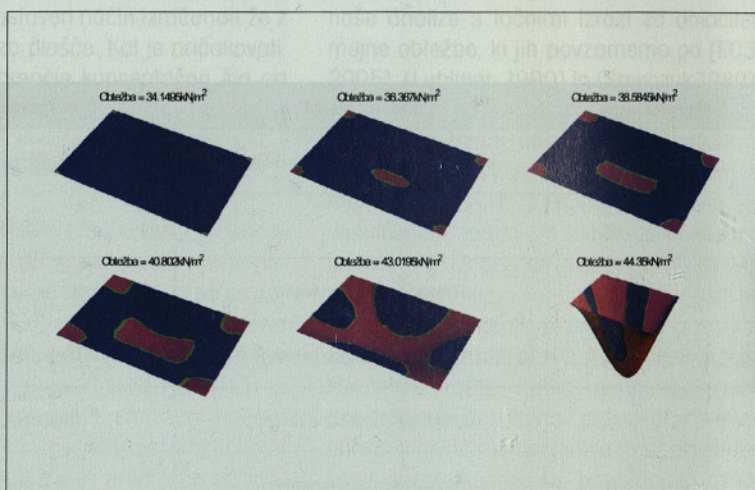
Slika 11 • Diagram obtežba – pomik pri vpeti krožni plošči pod ploskovno obtežbo



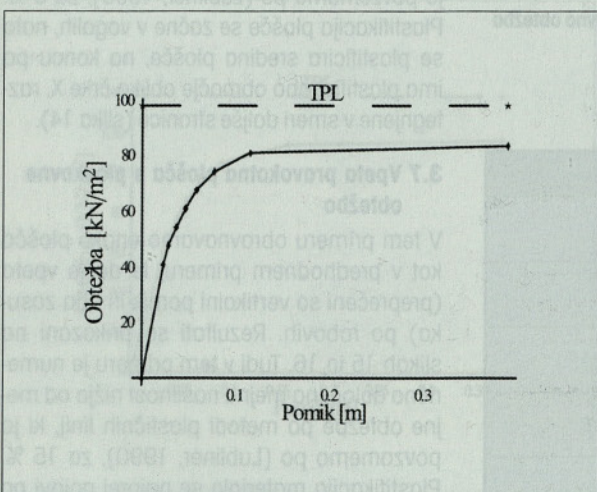
Slika 12 • Širjenje plastificiranega območja pri vpeti krožni plošči pod ploskovno obtežbo



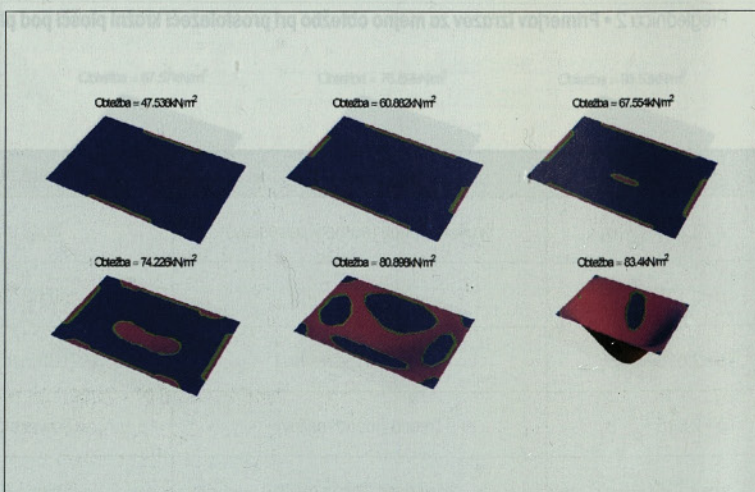
Slika 13 • Diagram obtežba – pomik pri prostoležeči pravokotni plošči pod ploskovno obtežbo



Slika 14 • Širjenje plastificiranega območja pri prostoležeči pravokotni plošči pod ploskovno obtežbo

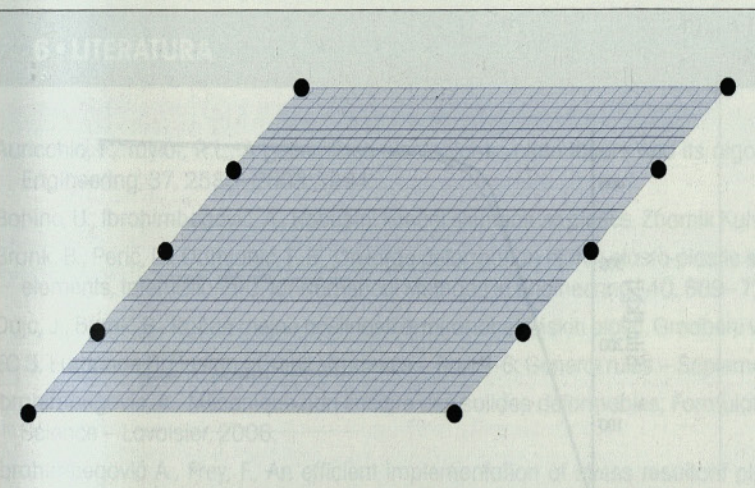


Slika 15 • Diagram obtežba – pomik pri vpeti pravokotni plošči pod ploskovno obtežbo

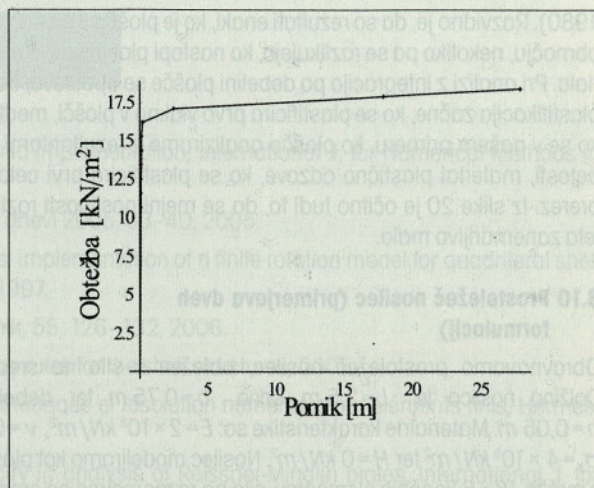


Slika 16 • Širjenje plastificiranega območja pri vpeti pravokotni plošči pod ploskovno obtežbo

6. LITERATURA



Slika 17 • Mreža končnih elementov in točke podpiranja pri romboidni plošči



Slika 18 • Diagram obtežba – pomik pri romboidni plošči pod ploskovno obtežbo

16). Končni vzorec plastifikacije je podoben tistemu iz tretjega primera, le da je bolj raztgnjen v smereh daljših robov.

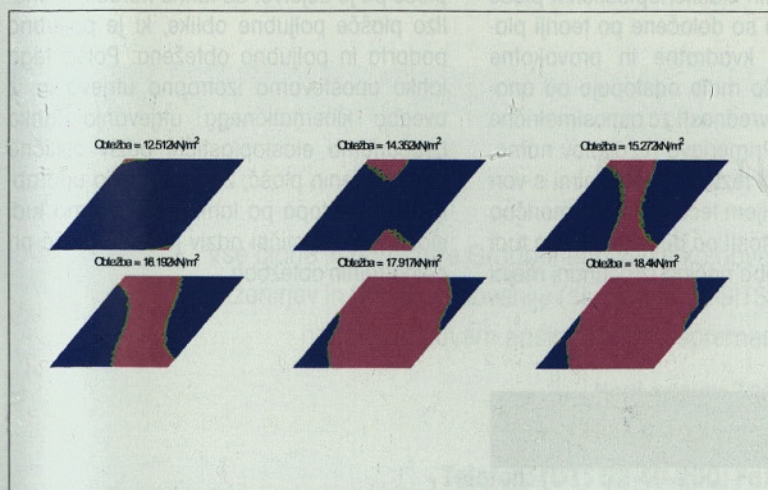
3.8 Točkovno podprta romboidna plošča s ploskovno obtežbo (izotropno utrjevanje)

Obravnavamo romboidno ploščo, obteženo s ploskovno obtežbo p . Krajša stranica plošče ima dimenzijo $a=1,35\text{ m}$, daljša $b=1,5\text{ m}$, kot med njima pa znaša $\alpha=45^\circ$. Na krajših robovih je plošča točkovno podprta tako, da so preprečeni vertikalni pomiki (v slika 17). Materialne karakteristike so enake kot v predhodnih primerih ($E=2 \times 10^8\text{ kN/m}^2$, $\nu=0,3$, $\sigma_y=4 \times 10^5\text{ kN/m}^2$), le da tu upoštevamo tudi utrjevanje materiala $H=2 \times 10^7\text{ kN/m}^2$. V

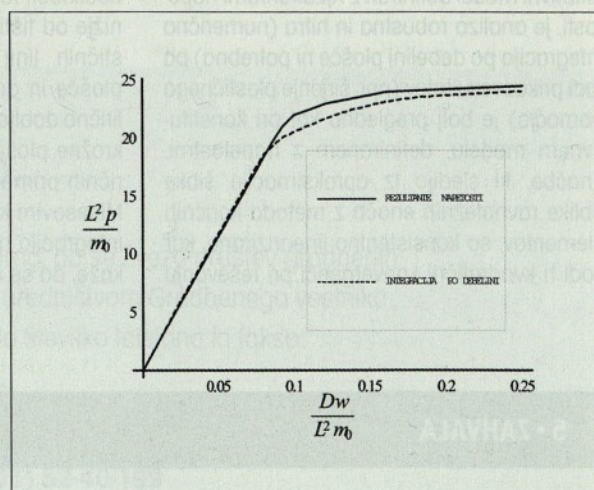
tem primeru ne moremo govoriti o mejni nosilnosti, ampak o elastoplastični analizi plošče. Mejna nosilnost se namreč pri elastoplastični analizi z majhnimi deformacijami določi tako, da se utrjevanja ne upošteva, kot smo to naredili v prvih sedmih numeričnih primerih. Mreža končnih elementov in točke podpiranja so prikazani na sliki 17. Rezultati analize so prikazani na slikah 18 in 19. Iz slike 18 je razvidno, da se po pojavu plastifikacije togost plošče znatno zmanjša, a zaradi utrjevanja materiala nikoli ne pade na nič. Plastificirano območje se najprej pojavi v vogalih krajše diagonale, nato se plastificira celotna diagonalna, širjenje pa se nadaljuje v smeri vogalov daljše diagonale (slika 19).

3.9 Kvadratna plošča s ploskovno obtežbo (primerjava dveh formulacij)

Obravnavamo kvadratno ploščo, obteženo s ploskovno obtežbo, ki je enako podprta kot plošča v prvem primeru. Stranica plošče je $L=1\text{ m}$, debelina pa $h=0,01\text{ m}$. Materialne karakteristike so: $E=10,92\text{ kN/m}^2$, $\nu=0,3$, $\sigma_y=1600\text{ kN/m}^2$ ter $H=0\text{ kN/m}^2$. Ploščo modeliramo z grobo mrežo 4×4 končnih elementov. Rezultate analize primerjamo z rezultati iz (Owen, 1980), ki so jih dobili s von Misesovim kriterijem tečenja in numerično integracijo napetosti po debelini plošče. Na sliki 20 sta prikazana diagrama obtežba – pomik v brezdimenzionalni obliki ($D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}$) za našo analizo ter za omenjeno analizo iz (Owen,



Slika 19 • Širjenje plastificiranega območja pri romboidni plošči pod ploskovno obtežbo

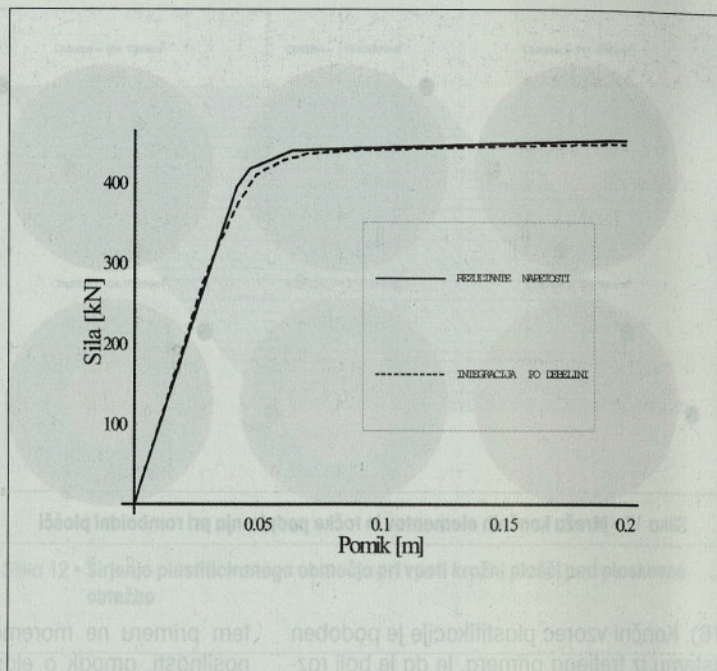


Slika 20 • Primerjava rezultatov dveh formulacij za kvadratno ploščo

1980). Razvidno je, da so rezultati enaki, ko je plošča v elastičnem območju, nekoliko pa se razlikujejo, ko nastopi plastifikacija materiala. Pri analizi z integracijo po debelini plošče se upošteva, da se plastifikacija začne, ko se plastificira prvo vlakno v plošči, medtem ko se v našem primeru, ko ploščo analiziramo z rezultantami napetosti, material plastično odzove, ko se plastificira prvi celoten prerez. Iz slike 20 je očitno tudi to, da se mejni nosilnosti razlikujeta zanemarljivo malo.

3.10 Prostoležec nosilec (primerjava dveh formulacij)

Obravnavamo prostoležec nosilec, obtežen s silo na sredini. Dolžina nosilca je $L=2,5\text{ m}$, širina $b=0,75\text{ m}$ ter debelina $h=0,05\text{ m}$. Materialne karakteristike so: $E=2 \times 10^8\text{ kN/m}^2$, $\nu=0,3$, $\sigma_y=4 \times 10^5\text{ kN/m}^2$ ter $H=0\text{ kN/m}^2$. Nosilec modeliramo kot ploščo z mrežo 16×6 končnih elementov, silo pa razporedimo na sredino nosilca kot linijsko obtežbo. Na sliki 21 je prikazan vertikalni pomik središča nosilca v odvisnosti od sile za našo analizo ter za analizo, ki je bila izvedena z numerično integracijo po debelini plošče, ki je povzeta po (Skallerud, 2001). Podobno kot v predhodnem primeru so rezultati praktično identični, dokler je odziv nosilca elastičen, nekoliko se rezultati razhajajo v območju, ko se začne plastifikacija. Razlika med mejnima nosilnostma je zanemarljiva.



Slika 21 • Primerjava rezultatov dveh formulacij za nosilec

4 • SKLEP

V prispevku je predstavljena analiza jeklenih plošč z materialno nelinearno metodo končnih elementov. Za konstitutivni model so uporabljene enačbe klasične teorije plastičnosti s von Misesovim kriterijem tečenja, ki so modificirane tako, da namesto z napetostmi operiramo z rezultantami napetosti, ki se pojavijo v plošči, tj. z upogibnimi momenti in prečnimi silami na dolžinsko enoto. Ker je konstitutivni model definiran z rezultantami napetosti, je analiza robustna in hitra (numerična integracija po debelini plošče ni potrebna) pa tudi prikaz rezultatov (npr. širjenje plastičnega območja) je bolj pregledno kot pri konstitutivnem modelu, definiranim z napetostmi. Enačbe, ki sledijo iz aproksimacije šibke oblike ravnotežnih enačb z metodo končnih elementov, so konsistentno linearizirane, kar vodi h kvadratični konvergenci pri reševanju

sistema nelinearnih enačb z iterativno Newtonovo metodo.

Večina numeričnih primerov se nanaša na izračun mejne nosilnosti jeklenih plošč (ko predpostavimo idealen elastoplastični material), v enem primeru pa naredimo tudi elastoplastično analizo jeklene plošče z izotropnim utrjevanjem. Rezultati numeričnih primerov kažejo, da so izračunane mejne nosilnosti idealnih elastičnoplastičnih plošč nižje od tistih, ki so določene po teoriji plastičnih linij za kvadratne in pravokotne plošče in da zelo malo odstopajo od analitično dobljenih vrednosti za osnosimetrične krožne plošče. Primerjava rezultatov numeričnih primerov z rezultati, dobljenimi s von Misesovim kriterijem tečenja in z numerično integracijo napetosti po debelini plošče tudi kaže, da se na oba načina izračunani mejni

nosilnosti plošč skoraj ne razlikujeta; pričakovana (majhna) odstopanja pa nastopijo v območju prve plastifikacije materiala. Po drugi strani pa numerični primeri kažejo, da izračunana mejna nosilnost plošče po teoriji plastičnih linij lahko tudi za 20 % preseže numerično dobljene rezultate.

Prednosti predstavljenega pristopa v primerjavi s teorijo plastičnih linij je informacija o pomikih, ki je zanimiva za študij mejnega stanja deformacij. Največja odlika izračuna mejne nosilnosti plošč z materialno nelinearno analizo po metodi končnih elementov plošč pa je dejstvo, da lahko naredimo analizo plošče poljubne oblike, ki je poljubno podprta in poljubno obtežena. Poleg tega lahko upoštevamo izotropno utrjevanje, z uvedbo kinematičnega utrjevanja lahko izračunamo elastoplastični odziv ciklično obremenjenih plošč, z modifikacijo uporabljenega pristopa pa lahko analiziramo tudi elastoviskoplastični odziv jeklenih plošč pri dolgotrajnih obtežbah.

5 • ZAHVALA

Avtorja se zahvaljujeta izr. prof. dr. Jožetu Korelcu za pomoč pri pripravi programske kode v

programskem okolju AceGen ter Urošu Bohincu, univ. dipl. inž. fizike, ki je sprogramiral elastične

končne elemente za plošče, ki predstavljajo izhodiščno točko za v tem članku prikazano delo.

6 • LITERATURA

- Auricchio, F., Taylor, R.L., A generalized elastoplastic plate theory and its algorithmic implementation, *International J. for Numerical Methods in Engineering*, 37, 2583–2608, 1994.
- Bohinc, U., Ibrahimbegović, A., Robustni končni elementi za plošče, *Zbornik Kuhljevi dnevi 2005*, 33–40, 2005.
- Brank, B., Perić, D., Damjanić, F. B., On large deformation of thin elasto-plastic shells: implementation of a finite rotation model for quadrilateral shell elements, *International J. for Numerical Methods in Engineering*, 40, 689–726, 1997.
- Dujc, J., Brank, B., Račun mejne nosilnosti armiranobetonskih plošč, *Gradbeni vestnik*, 55, 126–132, 2006.
- EC 3, Eurocode 3: Design of shell structures – Part 1-6: General rules – Supplementary rules for the shell structures, 2005.
- Ibrahimbegovic, A., Mécanique non linéaire des solides déformables: Formulation théorique et résolution numérique par éléments finis, *Hermes-Science – Lavoisier*, 2006.
- Ibrahimbegović A., Frey, F., An efficient implementation of stress resultant plasticity in analysis of Reissner-Mindlin plates, *International J. for Numerical Methods in Engineering*, 36, 303–320, 1993.
- Kojić, M., Bathe, K. -J., *Inelastic analysis of solids and structures*, Springer, 2005.
- Korelc, J., <http://www.fgg.uni-lj.si/Symech>, 2005.
- Korelc, J., Symbolic formulation and automatic derivation of complex material models, Multi-physics and multi-scale computer models in non-linear analysis and optimal design of engineering structures under extreme conditions (A. Ibrahimbegović, B. Brank, urednika), *FGG*, 517–526, 2004.
- Lubliner, J., *Plasticity theory*, Macmillan, 1990.
- Owen, D. R. J., Hinton, E., *Finite elements in plasticity: Theory and practice*, Pineridge Press, 1980.
- Sawczuk, A., *Mechanics and plasticity of structures*, Ellis Horwood, 1989.
- Simo, J. C., Hughes, T. J. R., *Computational inelasticity*, Springer, 1998.
- Simo, J. C., Kennedy, J. G., On a stress resultant geometrically exact shell model. Part V. Nonlinear plasticity: formulation and integration algorithms, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 96, 133–171, 1992.
- Skallerud, B., Myklebust, L. I., Haugen, B., Nonlinear response of shell structures: effects of plasticity modelling and large rotations, *Thin-Walled Structures*, 39, 463–482, 2001.
- Voyiadjis, G. Z., Woelke, P., General non-linear finite element analysis of thick plates and shells, *International Journal of Solids and Structures*, 43, 2209–2242, 2006.

OBVESTILO

Vse člane in naročnike Gradbenega vestnika obveščamo, da se Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije (skrajšano ZDGITS), z uredništvom Gradbenega vestnika, nahaja na novem naslovu in ima spremenjeno številko telefona in faksa.

Novi naslov ZDGITS:

Leskoškova 9e, 1000 Ljubljana

Telefon: (01) 52-40-200; Fax: (01) 52-40-199

NOVI DIPLOMANTI

UNIVERZA V LJUBLJANI, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO IN GEODEZIJO

VISOKOŠOLSKI STROKOVNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Milan Borštnar, Analiza in dimenzioniranje dveh deset etažnih stavb v skladu s PBAC in EC, mentor doc. dr. Jože Lopatič.

Marin Vranješ, Analiza in dimenzioniranje dveh deset etažnih stavb v skladu s PBAC in EC, mentor doc. dr. Jože Lopatič.

Boštjan Mavrič, Projektiranje armiranobetonskih konstrukcij na potresnih območjih, mentor prof. dr. Matej Fischinger.

Miha Jakšič, Verjetnostna analiza stabilnosti zemeljskih pobočij, mentor izr. prof. dr. Goran Turk, somentor doc. dr. Janko Logar.

Mitja Velikanje, Ključni elementi tehnoeconomskega elaborata za projekt prenove Jamskega dvorca v Postojni, mentor doc. dr. Jana Šelih, somentor asist. dr. Aleksander Srdić.

Matej Golias, Varnostne ograje na cestah, mentor doc. dr. Alojzij Juvanc, somentor asist. dr. Peter Lipar.

Animarija Čosić, Cesta med Idrijo in Vrhniko – idejna študija, mentor doc. dr. Alojzij Juvanc, somentor asist. mag. Robert Rijavec...

Gregor Greiser, Uporaba programske opreme EASYPLAN v planiranju gradbenega projekta, mentor doc. dr. Jana Šelih.

Siniša Jovanović, Analiza viadukta Ravbarkomanda v skladu s standardom EC 8/2, mentor izr. prof. dr. Tatjana Isaković, somentor prof. dr. Matej Fischinger.

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Božidar Peklenik, Izkoriščanje akumulacije Pinjevec, mentor prof. dr. Mitja Brilly, somentor Borut Železnik.

Boris Pogačar, Doka opazni sistem SL-1 za gradnjo predorov. Primer: predor Šentvid, mentor izr. prof. dr. Boštjan Brank.

Matej Maček, Sukcija zemljin, mentor izr. prof. dr. Bojan Majes, somentor viš. pred. mag. Ana Petkovšek.

Klemen Podobnik, Projektiranje armiranobetonske hale za različno potresno ogroženi območji v Sloveniji ter ocena stroškov izgradnje nosilne konstrukcije, mentor doc. dr. Matjaž Dolšek.

David Prauhart, Določanje velikosti polmera vertikalne zaokrožitve s koeficientom "K", mentor doc. dr. Alojzij Juvanc, somentor asist. dr. Peter Lipar.

Zoran Kuhar, Obvladovanje tveganja na projektih s pomočjo programa MS ACLESS, mentor doc. dr. Janja Šelih, somentor asist. dr. Aleksander Srdić.

Nataša Žibert, Strokovne podlage za obračunavanje nadomestila za uporabo stavbnega zemljišča v Mestni občini Kranj, mentor izr. prof. dr. Albin Rakar.

Vladka Kržič, Uporaba sodobne tehnologije pri spremljanju stanja snežne odeje, mentor prof. dr. Mitja Brilly, somentor prof. dr. Matjaž Mikoš.

Andrej Opara, Rehabilitacija primarnega cevovoda v naselju Karlovc v Škofji Loki, mentor izr. prof. dr. Boris Kompare, somentor Rade Kovačević, univ. dipl. inž. grad.

Marko Trampuž, Ureditev Savinje v območju Luč, mentor prof. dr. Matjaž Mikoš, somentor mag. Rok Fazarinc.

MAGISTRSKI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Robert Oblak, Načrtovanje, gradnja in spremljava zemeljskih del pri gradnji prometnic – nasipi in vkopi, mentor izr. prof. dr. Bojan Majes, somentor doc. dr. Janko Logar.

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ VODARSTVO IN KOMUNALNO INŽENIRSTVO

Miha Prislan, Modeliranje in dimenzioniranje bioloških procesov na osnovi produkcije blata, mentor izr. prof. dr. Jože Panjan, somentor asist. dr. Mario Krzyk.

Simon Kersnič, Modelna simulacija naravnih in antropogenih vplivov na kakovost reke Krke v gornjem toku, mentor izr. prof. dr. Jože Panjan, somentor asist. dr. Mario Krzyk.

Jernej Muhič, Sanacija vaškega vodovoda Veliki Slatnik-Križe, mentor izr. prof. dr. Boris Kompare, somentor asist. dr. Nataša Atanasova.

Eva Rotar, Ravnanje z vodo na obalnem in zalednem kraškem območju, mentor izr. prof. dr. Boris Kompare, somentor doc. dr. Primož Banovec.

Tijana Mičić, Matematični model kakovosti treh ribnikov v mariborskem Mestnem parku, mentor izr. prof. dr. Boris Kompare, somentor asist. dr. Nataša Atanasova.

Samo Kotnik, Primerjava dvodimenzijskih programov PCFLOW2D in FLO-2D za račun drobirskih tokov, mentor izr. prof. dr. Matjaž Četina, asist. dr. Mario Krzyk.

Sašo Štampe, Analiza nevarnosti padajočega kamenja v vasi Brezno, mentor izr. prof. dr. Matjaž Mikoš.

Špela Pirnat, Primerjava dvodimenzijskih matematičnih modelov za račun vala vsled porušitve pregrade zadrževalnika na Drtj-ščici, mentor izr. prof. dr. Matjaž Četina, somentor Mario Krzyk.

UNIVERZA V MARIBORU, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO

VISOKOŠOLSKI STROKOVNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Zlatko Kodrin, Obremenilni preizkusi premostitvenih objektov, mentor doc. dr. Andrej Štrukelj

UNIVERZA V MARIBORU, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO – EKONOMSKO POSLOVNA FAKULTETA

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ GOSPODARSKEGA INŽENIRSTVA

Lovro Črešnik, Pregled programske opreme za dimenzioniranje vodovodnih sistemov, mentorja izr. prof. dr. Renata Jecl in izr. prof. dr. Polona Tominc, somentor Matjaž Nekrep Perc, univ. dipl. inž. grad.

Marko-Davorin Kokol, Ekonomski in tehnološki vidik sanacije armirano-betonskega bloka 5 Termoelektrarne Šoštanj, mentorja doc. dr. Andrej Štrukelj in izr. prof. dr. Duško Uršič, somentor pred. Samo Lubej, univ. dipl. inž. grad.

Rubriko ureja • Jan Kristjan Juteršek, univ. dipl. inž. grad.

KOLEDAR PRIREDITEV

4.12. - 5.12.2006

1st ITS Middle East Conference
Dubaj, Združeni arabski Emirati
www.itsarab.org

7.12.2006

Biomasa – izzivi in priložnosti
Inženirska zbornica Slovenije
Ljubljana, Slovenija
polona.okretic@izs.si

13.12. - 15.12.2006

Asphaltica Urbania
Padova Exhibition Centre, Italija
www.itsinternational.com/events

22.1 - 23.1.2007

EU Road User Charging 2007
London, Anglija
www.itsinternational.com/events

15.2 - 16.2.2007

5th International Bus Conference "Bus Systems Without Limits"
Bogota, Kolumbija
www.itsinternational.com/events

1.3 - 7.3.2007

5th International Conference on Construction Project Management (ICCPM 2007)
Singapur, Singapur
www.ntu.edu.sg/cee/iccpm_iccm

6.3 - 8.3.2007

4th SASITS International Conference & Exhibition
Pretoria, Južna Afrika
www.itsinternational.com/events

11.6 - 13.6.2007

International Conference: Sustainable Construction Materials and Technologies
Coventry, Anglija
www.uwm.edu/dept/cbu/coventry.html

4.9 - 6.9.2007

7th International Congress Concrete: Construction's Sustainable Option
Dundee, Škotska
www.ctucongress.co.uk

19.9 - 21.9.2007

IABSE Symposium
International Association for Bridge and Structural Engineering
Weimar, Nemčija
www.iabse2007.de

24.9 - 27.9.2007

14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: Geotechnical Engineering in Urban Environments
Madrid, Španija
www.ecsmge2007.org

30.6 - 4.7.2008

10th International Symposium on Landslides and Engineered Slopes
Xi'an, Kitajska
www.landslide.iwhr.com

5.10 - 9.10.2009

17th International Conference for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering
Alexandria, Egipt
www.2009icsmge-egypt.org

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

Izpolnjevanje bistvenih zahtev za kakovostno in trajnostno gradnjo

Spoštovani

Ko razmišljamo o varnosti objektov, običajno najprej pomislimo, ali bo objekt zdržal vse možne obtežbe oziroma na njegovo statiko. To v osnovi zagotovimo z izpolnjevanjem bistvene zahteve o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov. Vendar pa morajo objekti za varno uporabo izpolnjevati še preostale in enako pomembne zahteve o varnosti pred požarom, pri uporabi, higijenski, zdravstveni in okoljski zaščiti, zaščiti okolice, zaščiti pred hrupom ter varčevanju z energijo in ohranjanju toplote.

Ker se inženirji dobro zavedamo pomembnosti izpolnjevanja vseh šestih bistvenih zahtev za kakovostno in trajnostno gradnjo, so številne aktivnosti naše zbornice v letošnjem letu v precejšnji meri usmerjene ravno nanje in temu bo namenjena tudi osrednja tema 6. Dneva inženirjev.

Spregovorili bomo tudi o tem, kaj je ekonomsko upravičena življenjska doba, kakšna so določila evropske in slovenske zakonodaje in kakšne spremembe se nam obetajo na teh področjih. Na primerih dobre prakse bomo prikazali zagotavljanje bistvenih zahtev v celotnem procesu graditve.

mag. Črtomir REMEC
predsednik IZS

PROGRAM SREČANJA

HOTEL MONS

14:00 UVODNI NAGOVORI

mag. Črtomir REMEC
PREDSEDNIK INŽENIRSKÉ ZBORNICE SLOVENIJE

Janez PODOBNIK
MINISTER ZA OKOLJE IN PROSTOR
PREDSEDNIK EVROPSKEGA SVETA INŽENIRSKIH ZBORNIC

14:30 REFERATI:

dr. Marjana ŠIJANEC ZAVRL
Gradbeni inštitut ZRMK
Pomen bistvenih zahtev in varčevanje z energijo in ohranjanje toplote

dr. Miroslav PREGL
Ministrstvo za okolje in prostor
Mehanska odpornost in stabilnost

mag. Aleš JUG
Fakulteta za kemijo in kemijsko tehnologijo
Varnost pred požarom

Mitja LENASSI
Lenassi inženiring d.o.o.
Higienska in zdravstvena zaščita in zaščita okolice

Zlatko PODRŽAJ
Iskra sistemi d.d.
Varnost pri uporabi

dr. Primož GSPAN
Zaščita pred hrupom

16:30 PODELITEV NAGRAD IZS ZA INŽENIRSKÉ DOSEŽKE IN NAZIVOV ČASTNI ČLAN IZS

17:00 DRUŽABNO SREČANJE



Organizator: Inženirska zbornica Slovenije (IZS).
Udeležba je brezplačna ob predhodni napovedi na telefonski številki 01/547-33-17, IZS, ga. Polona Okretić ali po e-pošti polona.okretic@izs.si ali izs@izs.si ali prijavi preko spletne strani www.izs.si.



28. november 2006
DAN INŽENIRJEV
Ljubljana - hotel Mons

Inženirska zbornica Slovenije, Ljubljana, c. 100, 1000 Ljubljana



*Analiza in računalniško projektiranje
konstrukcij, potresno inženirstvo
in gradbena informatika*

*Raziskave, razvoj,
izobraževanje in
svetovanje*



35