

Izdajatelj:

Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije (ZDGITS), Karlovska 3, 1000 Ljubljana, telefon/faks 01 422 4622 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 Tomažević**

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:

Kočevski 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-daits.si>

Letno izide 12 števk. Letna naročnina za individualne naročnike znaša 5500 SIT; za študente in upokoјence 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 vštēt 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 dvojnim presledkom 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.
- Kot 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

Članki • Papers

stran 82

Dobroslav Čabrilo, univ. dipl. inž. grad.

OBNOVA LUČKEGA MOSTU ČEZ NERETVO V MOSTARJU

RESTORATION OF LUČKI BRIDGE OVER NERETVA IN MOSTAR



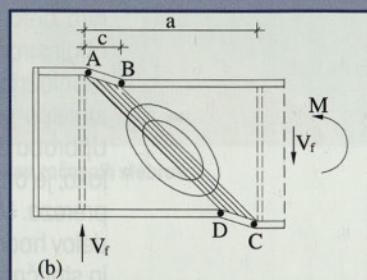
stran 89

dr. Luka Pavlovčič, univ. dipl. inž. grad.,

prof. dr. Darko Beg, univ. dipl. inž. grad.

STRIŽNA NOSILNOST PANELOV S TRAPEZOIDALNI VZDOLŽNIMI OJAČITVAMI – 2. DEL

SHEAR RESISTANCE OF PANELS WITH TRAPEZOIDAL LONGITUDINAL STIFFENERS – PART 2



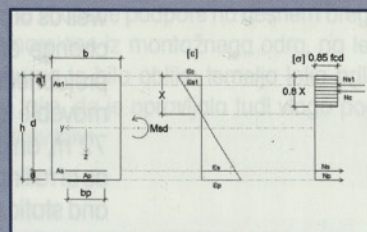
stran 95

Dejan Batistič, univ. dipl. inž. grad.,

doc. dr. Boštjan Brank, univ. dipl. inž. grad.

NOSILNOST ARMIRANOBETONSKEGA NOSILCA, OJAČENEGA Z ARMIRANOPOLIMERNIM TRAKOM

ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE BEAM STRENGTHENED BY A FIBRE-REINFORCED POLIMER COMPOSITE



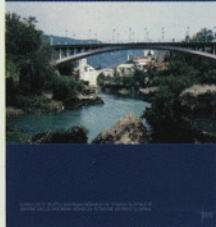
Novi diplomanti gradbeništva

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

Koledar prireditev

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

Slika na naslovnici: Novi Lučki most čez Neretvo v Mostarju, foto D. Čabrilo



Izdajatelj:

Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije (ZDGITS), Karlovška 3, 1000 Ljubljana, telefon/faks 01 422 4622 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 Tomažević**

Glavni in odgovorni urednik:

prof. dr. Janez Duhovnik

Sodelavec pri MSG IZS:

Jan Kristijan Juteršek

Lektorica:

Alenka Raič Blažič

Lektorica angleških povzetkov:

Darja Okorn

Tajnica:

Anka Holobar

Oblikovalska zasnova:

Mateja Goršič

Tehnično urejanje, prelom in tisk:

Kočevski 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 števk. Letna naročnina za individualne naročnike znaša 5500 SIT; za študente in upokojece 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 všteti DDV.

Poslovni račun ZDGITS pri NLB Ljubljana:
02017-0015398955

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, april 2006, letnik 55, str. 81-104

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 presledkom 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.
- Kot 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

OBNOVA LUČKEGA MOSTU ČEZ NERETVO V MOSTARJU

RESTORATION OF LUČKI BRIDGE OVER NERETVA RIVER IN MOSTAR

Dobroslav Čabrilo, univ. dipl. inž. grad.
GRADIS Biro za projektiranje Maribor

Strokovni članek
UDK (624.21:625.745.1).072.32

Povzetek | V prispevku so podani osnovni podatki mostu s poudarkom na izvedbi konstrukcije loka s tehnologijo izvajanja z montažnimi ločnimi nosilci, kjer se z naknadnim betoniranjem stikov ter prostora med nosilci doseže konstrukcija monolitnega, obojestransko vpetega loka. Z uporabo dveh montažnih stebrov v obliki stolpa in montažne jeklene palične konstrukcije je zagotovljena popolna varnost izvajanja del s stališča nevarne in pogoste spremembe pretoka oz. povečanja nivoja reke Neretve. Uporaba štirih montažnih ločnih nosilcev, ki so dimenzionirani za prevzem lastne teže loka, je omogočila uporabo premičnega opaža za fazno betoniranje polnega prečnega prereza. Most z razpetino 72 m in puščico 7,8 m ter karakterističnimi detajli konzolnih delov hodnika, ograje in voziščem konstrukcije nad lokom je ohranil arhitektonsko obliko in statično zasnovu, ki sta bili določeni s projektno nalogo.

Summary | The present paper presents basic information on the bridge emphasizing the execution of the arch by introducing a technology using prefabricated arched girders. By subsequent casting of joints as well as of voids between the girders, a monolithic arch structure, fixed on both sides, is achieved. By two prefabricated piers in a form of a tower, as well as of prefabricated steel truss structure, perfect safety against hazardous and frequent change of the flow respectively of the water level of the Neretva River is ensured. Four prefabricated arched girders designed to take the arch dead weight have allowed the use of movable formwork for casting of the solid cross-section in stages. The bridge with a span of 72 m, an arch camber of 7,8 m, and characteristic details of cantilevered footway, as well as of railing and carriageway structure above the arch has preserved an architectural shape and static scheme as specified by the terms of reference.

1 • ZGODOVINA MOSTU

Lučki most čez Neretvo v Mostarju je cestni most v centru mesta v neposredni bližini znanega kamnitega starega mostu. Most je bil zgrajen 1913. leta, investitor je bila avstro-ogrška monarhija, projektant in izvajalec pa je bil inženir E. A. F. Huber. Glavni ločni nosilec

je bil armiranobetonski polni lok razpetine 72 m. Prečni preoz loka je meril v temenu 8,2 x 1,1 m, pri temelju pa 9,5 x 1,6 m. Zgornja nadločna konstrukcija je bila sestavljena iz 6 vzdolžnih nosilcev, ki so bili podprti s stebroma ter armiranobetonske voziščne

konstrukcije. Puščica loka je bila 7,8 m. Preko mostu so potekali vozišče širine 2 x 3,6 m in hodnika za pešce 2 x 2,45 m.

Po obliki in dimenzijah glavne ločne konstrukcije ter širini prečnega prereza vozišča je bil most za takratni čas uvrščen med večje objekte v Evropi. Na začetku vojne je bil 22. 5. 1992 porušen kot prvi od šestih cestnih in dveh železniških mostov, ki so bili vsi porušeni leta 1992 (slika 1).

2 • OSNOVNI PODATKI O NOVEM MOSTU

Pri izdelavi projekta za obnovo porušenega mostu je bilo treba upoštevati pogoje, ki so

zagotavljali popolnoma enak most glede na obliko in statični sistem glavne ločne kon-

strukcije, konstrukcijo nad lokom, voziščno konstrukcijo ter arhitektonski videz in obliko konzol z varnostnimi ograjami.

Glavna ločna konstrukcija je vpeti ločni nosilec polnega prečnega prereza s statično razpetino $l = 71,80$ m in višino puščice 7,8 m. Os loka

sledi kvadratni paraboli $y=4*f/L^2+(L*X - X^2)$, širina loka pa se spreminja po enačbi $b_x = b_s*(1+(k-1)*X'/L')$.

Konstrukcija loka je sestavljena iz dveh konstrukcijskih elementov, in sicer:

- armiranobetonskih nosilcev širine 50 cm, spremenljive višine, ki se betonirajo v obratu
- armiranega polnilnega betona med nosilci, ki se betonira na mestu samem.

Za izvajanje konstrukcije loka je bila uporabljena tehnologija, pri kateri betonirani in vgrajeni nosilci loka prevzemajo in prenašajo lastno težo loka in premičnega opaža načasne podpore in temelje loka.



Slika 1 • Vojni porušeni most



Slika 2 • Izdelava temeljev začasnih stebrov

3 • ZAČASNE PODPORE

Uporabljena tehnologija izvajanja del na glavnem ločnem nosilcu je zahtevala izvedbo dveh začasnih podpor v soteski reke Neretve. Na levi obali reke je bil uporabljen obstoječi temelj iz leta 1912 z dodatnimi ojačitvami. Na desni obali je bil zgrajen nov temelj, ki sestoji iz

dveh armiranobetonskih vodnjakov (slika 2) z dimenzijami. 3 x 4 m in toge armiranobetonske plošče debeline 1,0 m, ki je na vrhu povezovala oba vodnjaka. Vodnjaki so bili globoki 5 m.

Na betonski plošči temeljev so bile vgrajene jeklene plošče z vijaki, na katere so bili pritrje-

ni začasni armiranobetonski montažni stebri z dimenzijami 40 x 40 cm, dolžine 2 x 8,0 m. Vmesne začasne podpore so bile narejene v obliki stolpa iz osmih montažnih stebrov, ki so bili med seboj povezani z jeklenimi kotniki. Krajne začasne podpore na desnem bregu so bile narejene iz montažnega odra, na levem bregu pa je bila oblika temelja loka prilagojena tako, da je opravljala tudi vlogo podpor nosilcev loka.

4 • KONSTRUKCIJA LOKA

Dela pri gradnji glavne konstrukcije loka so bila razdeljena na tri glavne faze:

- izdelava temeljev loka,
- izdelava, transport in montaža nosilcev loka in betoniranje vmesnega dela ter
- izdelava nadločne konstrukcije

4.1 Izdelava temeljev loka

Zaradi nevarnosti rušenja zgornjih delov opornikov in kril je izdelava temeljev potekala v dveh fazah. V prvi fazi je bil odstranjen beton obstoječega temelja v srednjem delu na širini 3 x 1,5 m, vgrajena priključna armatura in geotehnična sidra ter izvedeno betoniranje (slika 3). V drugi fazi so bila izvedena dela na

preostalem delu širine temelja, po istem vrstnem redu kot v prvi fazi.

4.2 Izdelava, transport in montaža nosilcev

V prvi fazi izdelave loka so se zabetonirali nosilci v obratu izvajalca, ki je od gradbišča oddaljen okoli 30 km. V prečnem prerezu so štirje nosilci (slika 4), v vzdolžni smeri pa je vsak nosilec sestavljen iz treh delov.

Širina nosilcev je po celi dolžini 50 cm, višina pa se spreminja od 1,13 m v temenu do 1,59 cm pri temelju. Dolžine posameznih nosilcev (2 krajna in 1 srednji) so določene tako, da omogočajo izvedbo mokrega stika med nosilci ter nosilcev s temelji, s čimer se

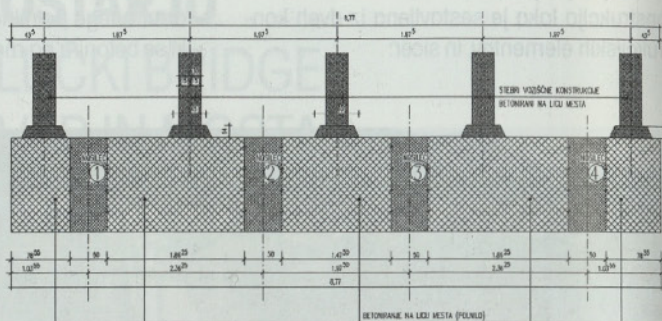
celotna konstrukcija monolitizira. Odmik krajnih delov nosilcev od temelja je 1,5 m, razmak med nosilci 3,0 m. Velikost odmikov omogoča predpisane dolžine preklopov posameznih palic armature. Dolžina betonskega dela krajnih nosilcev je 22,4 m, srednjega dela pa 19,7 m. Nosilce so transportirali do gradbišča ter s pomočjo jeklene palične konstrukcije postavili na določena mesta (slika 5). Po izvedeni montaži so najprej zabetonirali stiki med nosilci ter med nosilci in temelji, nazadnje pa prostor med nosilci v odsekih dolžine 4–5 m.

4.3 Izdelava nadločne konstrukcije

Po gradnji konstrukcije loka se je začela izdelava nadločne konstrukcije, ki sestoji iz posameznih stebrov in voziščne armiranobetonske plošče (slika 6).



Slika 3 • Izdelava temelja loka na desnem oporniku



Slika 4 • Prečni prerez loka



Slika 5 • Montirani nosilci z razmakom za mokri stik



Slika 6 • Izdelava nadločne konstrukcije

5 • STATIČNI RAČUN

Pri statičnem računu glavne konstrukcije loka so bili uporabljeni različni programi. Za izračun notranjih sil v nosilcih loka in dobetonanem monolitnem delu do polnega

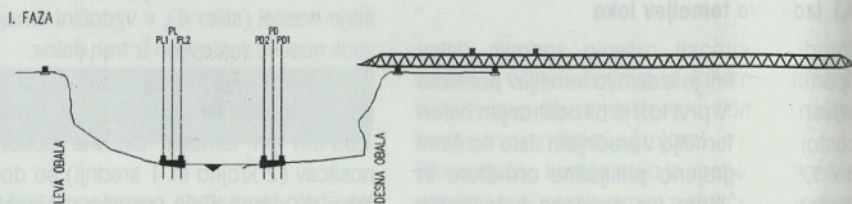
soprežnega prečnega prereza, je bil uporabljen program RM7. Dimenzioniranje prečnih prerezov je bilo opravljeno po programu DIMEN, izračun armature pa po programu

FAGUS-3. Statična analiza, izvedena po programu RM7, je bila narejena na prostorskem linijskem modelu konstrukcije mostu. Program omogoča analizo konstrukcije po posameznih fazah. Statični račun začasnih podpor je bil narejen z uporabo programa FRAP-4H po metodi končnih elementov.

6 • TEHNOLOGIJA IZVAJANJA DEL KONSTRUKCIJE LOKA

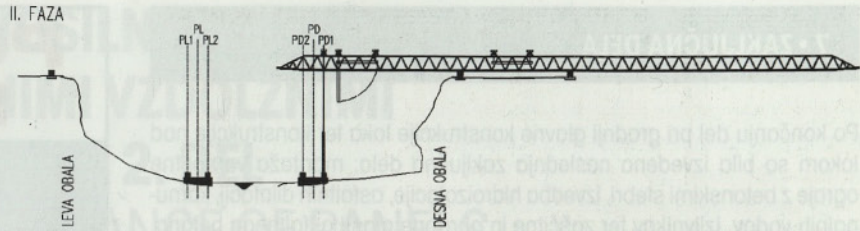
Zelo kratek rok je zahteval istočasno izvajanje pripravljanih del na gradbišču ter izdelavo posameznih elementov konstrukcije loka in začasnih podpor v obratu. Vsa delu so bila razporejena v naslednje faze:

- 1. faza: izdelava temeljev začasnih podpor, temeljev loka na levi in desni obali reke ter transport in montaža palične jeklene montažne konstrukcije nosilnosti 100 ton, dolžine ca. 100 m (slika 7);



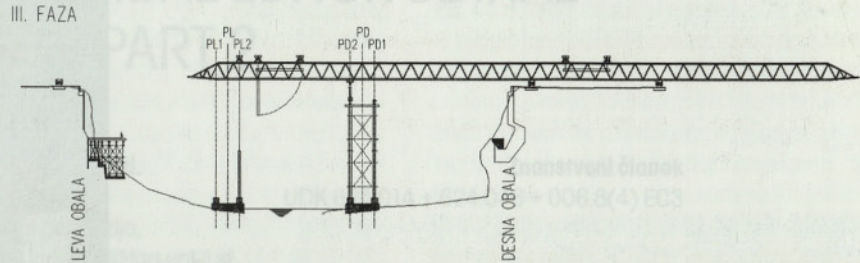
Slika 7 • 1. faza: začasne podpore loka in montažna konstrukcija

- 2. faza: konzolni premik montažne konstrukcije do podpore PD, transport in montaža betonske začasne podpore v osi PD, montaža in povezava posameznih stebrov z jeklenimi L profili, montaža konstrukcije za podpiranje nosilcev loka, montaža konstrukcije v osi PD2 za podpiranje montažne jeklene konstrukcije (slika 8);



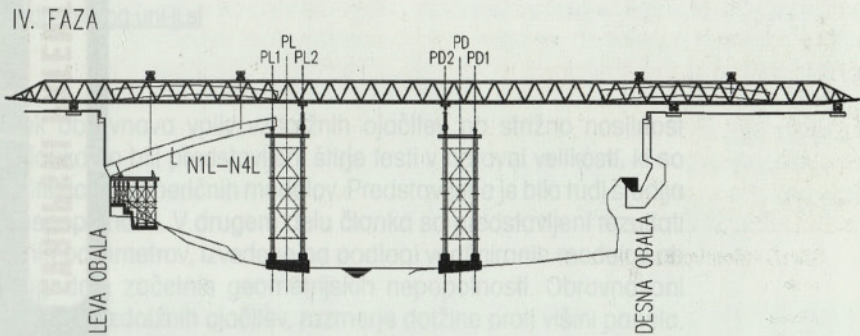
Slika 8 • 2. faza: gradnja začasne podpore na levem bregu Neretve

- 3. faza: konzolni premik montažne konstrukcije do osi PD za 30 m, transport in montaža betonskih stebrov začasne podpore v osi PL, montaža in povezovanje posameznih stebrov z jeklenimi L profili, montaža konstrukcije za podpiranje nosilcev loka ter konstrukcije za podpiranje montažne jeklene konstrukcije, izdelava pomožnih podpor za podpiranje nosilcev loka pri levem in desnem oporniku (slika 9).



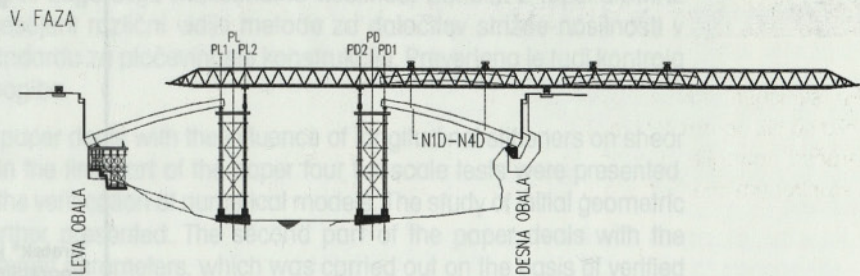
Slika 9 • 3. faza: premik montažne konstrukcije in gradnja začasne vmesne podpore na desnem bregu Neretve

- 4. faza: premik montažnega nosilca do krajne leve podpore, transport, montaža in zavarovanje nosilcev na levem delu loka (slika 10);



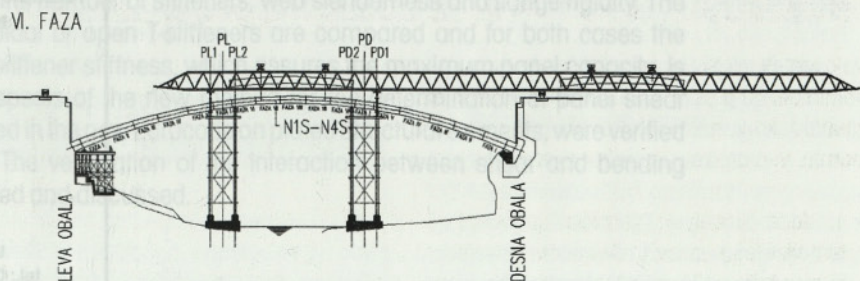
Slika 10 • 4. faza: montaža lokov na levi strani

- 5. faza: transport, montaža in zavarovanje nosilcev na desnem delu loka (slika 11);



Slika 11 • 5. faza: montaža lokov na desni strani

- 6. faza: prestavitev podpor montažne jeklene konstrukcije iz PL2 v PL1 ter PD2 v PD1, transport, montaža in zavarovanje srednjih ločnih nosilcev, betoniranje mokrih stikov med nosilci nad podporami PL in PD ter pri levem in desnem oporniku – temelju, betoniranje posameznih delov polnega prečnega prereza po vrstnem redu iz projekta (slika 12).

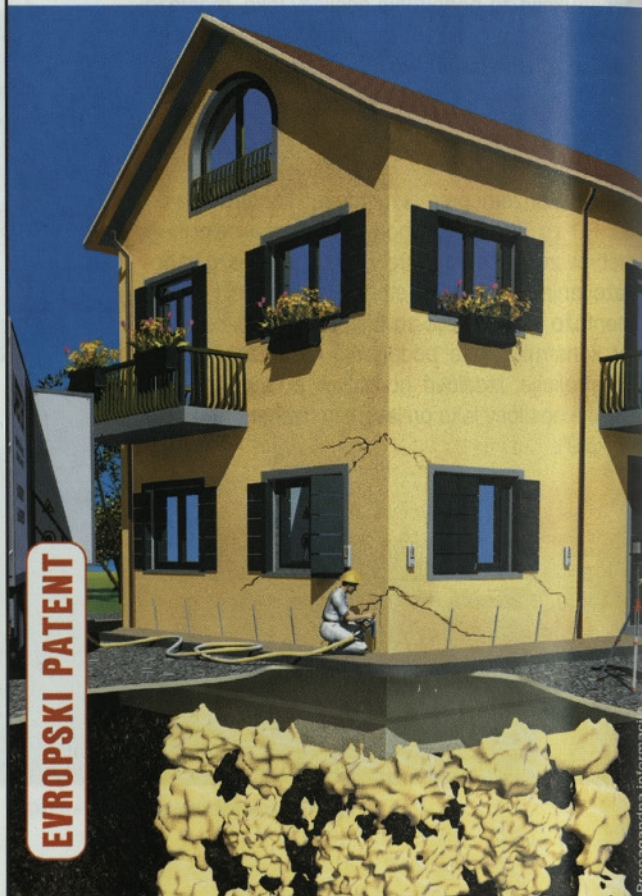


Slika 12 • 6. faza: montaža srednjih delov loka

7 • ZAKLJUČNA DELA

Po končanju del pri gradnji glavne konstrukcije loka ter konstrukcije nad lokom so bila izvedena naslednja zaključna dela: montaža varnostne ograje z betonskimi stebri, izvedba hidroizolacije, asfaltnih dilatacij, komunalnih vodov, izlivnikov ter zaščitne in obrabne plasti asfaltnega betona. Zgrajen most kaže slika na naslovnici.

POSEDANJA? RAZPOKE?



REŠITEV PROBLEMOV NOSILNOSTI TERENA

- preprosto, brez izkopavanj
- brez umazanije in škarta
- takojšna učinkovitost
- priročno, inovativno
- zanesljivo, nadzor z laserjem
- možni dvigi stavb
- evropski patent

Uretek® je edinstvena tehnologija utrjevanja temeljnih tal, ki se uporablja za reševanje problemov posedanja terena. Izjemna moč stiskanja terena (do 10.000 Kpa) in natančnost tehnologije Uretek® Deep Injections delujeta v globini terena pod temelji in s tem jamčita popoln uspeh posega in trajnost doseženih rezultatov.

**Najzanesljivejša rešitev za probleme
posedanja terena.**

GARANCIJA 10 LET.

URETEK®

PRAVA REŠITEV ŽE OD LETA 1975

Uretek, d.o.o., Sokolska ulica 5, 1295 Ivančna Gorica,
tel.: 01/ 787 83 86, faks: 01/ 786 90 82, GSM: 040/ 237 569
www.uretek.si, uretek@uretek.si

STRIŽNA NOSILNOST PANELOV S TRAPEZNIMI VZDOLŽNIMI OJAČITVAMI – 2. DEL

SHEAR RESISTANCE OF PANELS WITH TRAPEZOIDAL LONGITUDINAL STIFFENERS – PART 2

dr. Luka Pavlovčič, univ. dipl. inž. grad.

Katedra za metalne konstrukcije,
Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo,
Jamova 2, 1000 Ljubljana, lpavlovc@fgg.uni-lj.si

prof. dr. Darko Beg, univ. dipl. inž. grad.

Katedra za metalne konstrukcije,
Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo,
Jamova 2, 1000 Ljubljana, dbeg@fgg.uni-lj.si

Znanstveni članek

UDK 624.014 + 624.046 + 006.8(4) EC3

Povzetek | Prispevek obravnava vpliv vzdolžnih ojačitev na strižno nosilnost panelov. V prvem delu članka so bili predstavljeni štiri testi v naravni velikosti, ki so med drugim služili za verifikacijo numeričnih modelov. Predstavljena je bila tudi študija začetnih geometrijskih nepopolnosti. V drugem delu članka so predstavljeni rezultati numerične študije različnih parametrov, izvedene na podlagi verificiranih modelov ob upoštevanju najbolj neugodnih začetnih geometrijskih nepopolnosti. Obravnavani parametri so upogibna togost vzdolžnih ojačitev, razmerje dolžine proti višini panela, položaj in število ojačitev, vitkost stojine ter togost pasnic. Izvedena je primerjava učinkovitosti trapeznih ali odprtih T-ojačitev ter v obeh primerih ocenjena mera za minimalno togost ojačitev, ki zagotavlja maksimalno nosilnost panela. Z rezultati MKE analize so kritično presojeni različni vidiki metode za določitev strižne nosilnosti v novem evropskem standardu za pločevinaste konstrukcije. Preverjena je tudi kontrola interakcije striga in upogiba.

Summary | The paper deals with the influence of longitudinal stiffeners on shear resistance of panels. In the first part of the paper four full-scale tests were presented, which served also for the verification of numerical models. The study of initial geometric imperfections was further presented. The second part of the paper deals with the numerical study of different parameters, which was carried out on the basis of verified FEA models with the implementation of referential initial geometric imperfections. The studied parameters are the bending stiffness of longitudinal stiffeners, the panel aspect ratio, the position and the number of stiffeners, web slenderness and flange rigidity. The efficiencies of trapezoidal or open T-stiffeners are compared and for both cases the measure for minimal stiffener stiffness, which assures the maximum panel capacity, is assessed. Different aspects of the new method for the determination of panel shear resistance, incorporated in the new Eurocode on plated structural elements, were verified with the FEA results. The verification of the interaction between shear and bending moment was also tested and discussed.

1 • UVOD

Vzdolžne ojačitve povečajo strižno odpornost stojine oziroma panela predvsem tedaj, ko imajo dovolj veliko upogibno togost, da nastopi porušitev s lokalnim izbočenjem v podpanelih. V primeru šibkejših ojačitev se celotni panel deformira pretežno globalno. Vzdlžne ojačitve zaprtega prečnega prereza so bolj ekonomične od odprtih ojačitev, saj imajo pri enakih stroških varjenja večjo torzijsko togost in hkrati ojačijo večji odsek stojine.

Vpliv vzdolžnih ojačitev na strižno nosilnost so preučevali s serijo testov (npr. (Cooper, 1967), (Komatsu, 1971), (Porter idr., 1975), (Mele in Puhali, 1980), (Cooke idr., 1983), (Evans in Tang, 1984), (Charlier in Maquoi, 1987)). Razen štirih testov z zaprtimi ojačitvami trikotne oblike (Charlier in Maquoi, 1987) so bili obravnavani paneli izključno z ravnimi ojačitvami. Za določitev velike postkritične strižne nosilnosti panelov so raziskovalci v osnovi predlagali dva mehanska porušna modela: predpostavili so bodisi *globalno izbočenje* z enojnim nateznim pasom preko celotnega panela bodisi *lokalno izbočenje* z več nateznimi pasovi, z vsakim preko enega pod-

panela, pri čemer se predpostavlja zadostna togost ojačitev. Dejansko je tip izbočenja odvisen od upogibne togosti vzdolžne ojačitve, zato predstavljata oba tipa izbočenja skrajni situaciji.

Vpliv togosti ojačitev je v svoji metodi rotirajočega napetostnega polja zajel Höglund (Höglund, 1997). Ta metoda je privzeta v novem evrokodu za pločevinaste konstrukcijske elemente (prEN 1993-1-5, 2005). Vpliv vzdolžnih ojačitev je zajet v strižnem izbočitenem koeficientu k_{τ} , ki se ga lahko določi po treh različno natančnih postopkih. Ker imajo vzdolžno ojačeni paneli nižjo postkritično strižno nosilnost kot neojačeni paneli, evrokod za poenotenje postopka predpiše redukcijo upogibne togosti ojačitve na tretjino dejanske vrednosti. Posledično je potrebna trikrat bolj toga ojačitev, da panel doseže čisto lokalno porušitev, torej maksimalno nosilnost. Ker je bil postopek ovrednoten s testi na panelih s skoraj izključno odprtimi ojačitvami, nas zanima, ali je predpisana redukcija togosti smiselna tudi za učinkovitejše zaprte ojačitve z višjo torzijsko togostjo. Ker je problem

strižne nosilnosti panela vedno povezan z dodatnim vplivom upogibnega momenta v panelu, je potrebno upoštevati tudi vpliv interakcije striga in upogiba; prispevek pasnic k strižni nosilnosti panela pa je potrebno ustrezno reducirati. V obeh primerih se odpira vprašanje o merodajnem prečnem prerezu za kontrolo ter s tem velikostjo upogibnega momenta, ki ga je potrebno upoštevati.

V naši raziskavi smo preučevali posebno vpliv trapeznih ojačitev na deformiranje panela in njegovo strižno odpornost ter dodatno izvedli primerjavo z odprtimi T-ojačitvami. V prvem delu članka (Pavlovčič idr., 2006) smo predstavili štiri teste v naravni velikosti, verifikacijo numeričnih modelov ter študijo začetnih nepopolnosti. V tem delu članka so predstavljeni rezultati parametrične študije, izvedene na podlagi verificiranih MKE modelov z vključenimi merodajnimi začetnimi nepopolnostmi. Obravnavani parametri so upogibna togost vzdolžnih ojačitev, razmerje dolžine proti višini panela, položaj in število ojačitev, vitkost stojine ter togost pasnic. Ovrednoteni so tudi različni pristopi in značilnosti nove metode določitve nosilnosti v novem standardu prEN 1993-1-5. Pri tem je podana ocena o smiselnosti redukcije upogibne togosti ojačitve.

2 • PARAMETRIČNA ŠTUDIJA IN NUMERIČNO MODELIRANJE

2.1 Parametri in modeli

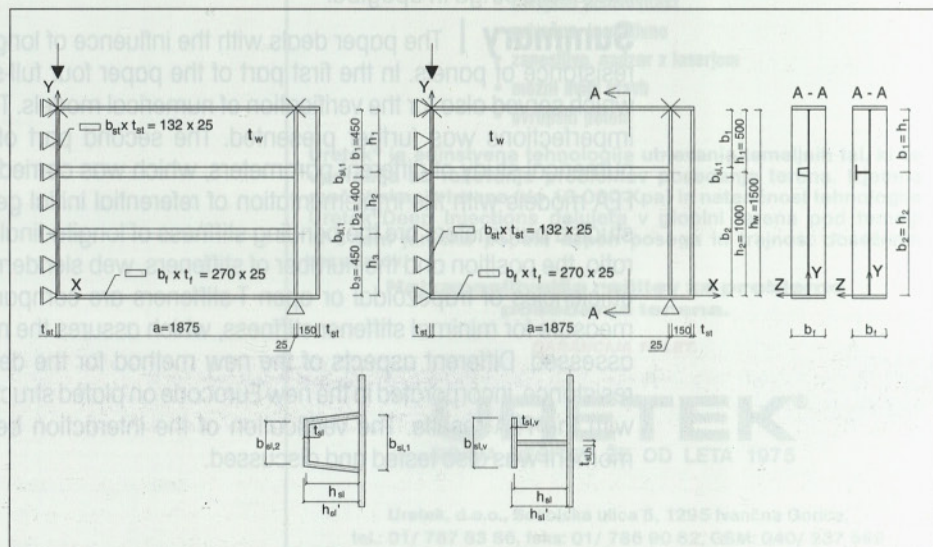
Parametre, kot so upogibna togost vzdolžnih ojačitev γ , razmerje dolžine proti višini panela α , položaj in število ojačitev, vitkost stojine ter togost pasnic, smo analizirali na panelih z naslednjim razporedom in obliko ojačitev:

- trapezna ali odprta T-ojačitev na sredini višine panela ($h_1/h_w = 1/2$),
- trapezna ali odprta T-ojačitev v zgornji tretjini panela ($h_1/h_w = 1/3$),
- dve enakomerno razporejeni trapezni ali T-ojačitvi ($h_1/h_w = 1/3$, $h_2/h_w = 1/3$).

Pri vseh modelih smo dodatno obravnavali primere s šibko ali močno ojačitvijo ter krajšim ali daljšim panelom. Slika 1 prikazuje geometrijo in podprtost panelov. Celotni levi rob stojine in vzdolžnih ojačitev je podprt v smeri X osi ($u_x = 0$), prečni pomiki (u_z) zgornje pasnice pa so preprečeni na mestu križcev na sliki 1. Krajšiče panelov je zasnovano s togo robno ojačitvijo v smislu dveh

parov prečnih ojačitev. V preglednici 1 so navedene izhodiščne dimenzije, natančna

geometrija ojačitev v vseh obravnavanih primerih pa je podana v (Pavlovčič, 2005). V vseh primerih je višina trapeznih ojačitev konstantna, s čimer je zagotovljena konstantna višina podpanelov. V primeru dveh ojačitev imata obe enak prečni prerez.



Slika 1 • Geometrija panela z eno ali dvema trapeznima ali T-ojačitvama v parametrični študiji

h_w (mm)	a (mm)	$\alpha =$ a/h_w	t_w (mm)	b_f (mm)	f_r (mm)	h_f/h_w	t_{st} (mm)	t_{st} (mm)	$b_{st,1}$ (mm)	$b_{st,2}$ (mm)	h_{st} (mm)
1500	1500	1,									
	1875	1.25,				1/2	25	4	100	$\leq b_{st,1}$	≤ 132
	3000	2,	6	270	25	1/3					$- t_{st}/2$
	3750	2.5									

Preglednica 1 • Izhodiščne dimenzije panela in ojačitev

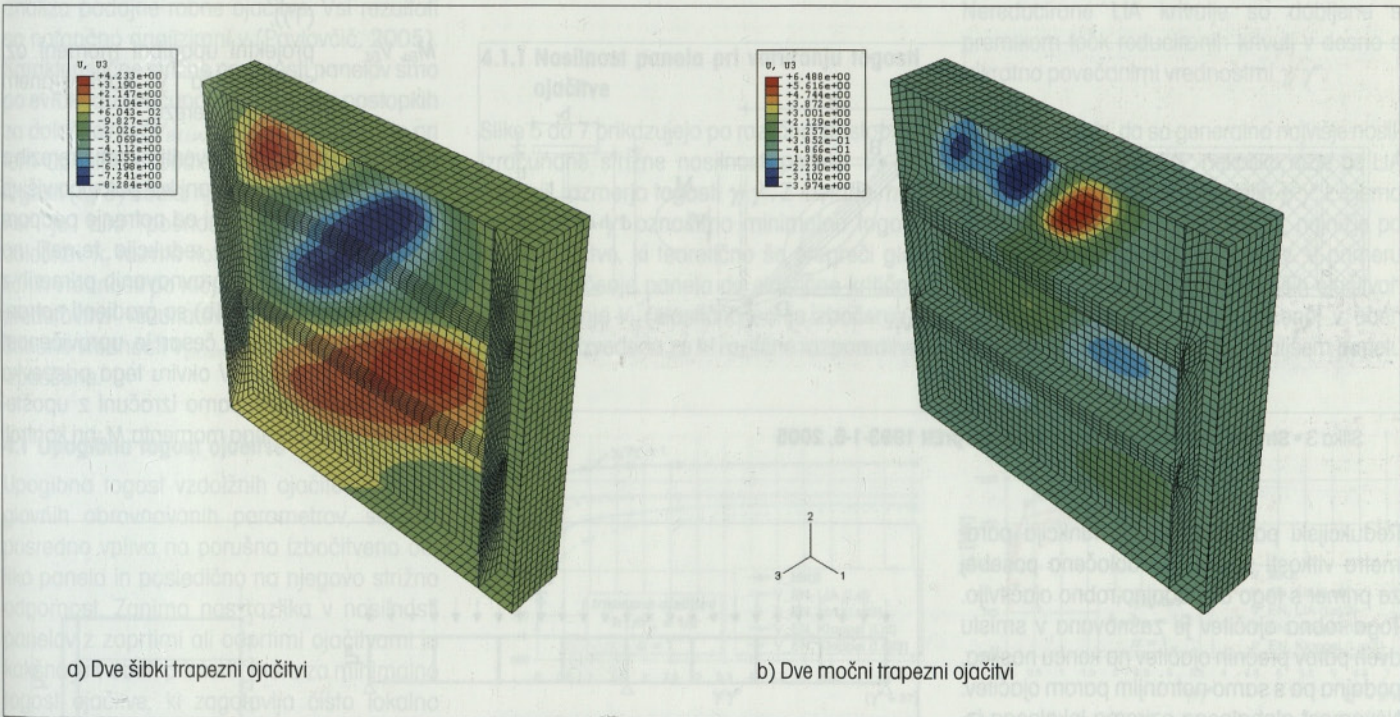
2.2 Numerično modeliranje

Numerično modeliranje je zasnovano na modelih, katerih ustreznost smo verificirali z rezultati štirih testov. Verifikacija modelov je predstavljena v prvem delu članka (Pavlovčič idr., 2006), upravičenost poenostavitve modelov celotnega nosilca na enopanelni model pa v (Pavlovčič idr., 2003) in (Pavlovčič, 2005). Parametrično študijo smo izvedli po metodi končnih elementov (MKE) z uporabo programa ABAQUS (ABAQUS, 2003), pri če-

mer smo upoštevali nelinearno teorijo velikih pomikov. Izbrali smo štirivozliščne elemente z reducirano integracijo (S4R) s povprečno dolžino stranice elementa 40 mm. Geometrijo panela in debelino elementov smo modelirali skladno z dimenzijami na sliki 1. Uporabili smo poenostavljeni elastoplastični materialni model za jeklo kvalitete S 235 z napetostjo tečenja $f_y = 235$ MPa, elastičnim modulom $E = 21000$ MPa in minimalnim utrjevanjem z naklonom $E/10000$.

Začetne nepopolnosti smo modelirali kot ekvivalentne geometrijske nepopolnosti skladno z evrokodom (CEN, 2005). Najbolj neugodno obliko nepopolnosti smo za vsak izračun poiskali s predhodno analizo v smislu kombiniranja globalnih nepopolnosti (izklon ojačitve) in lokalnih nepopolnosti (izbočenje podpanelov, torzija ojačitve) z amplitudo v okviru izdelovalnih toleranc. Analizo nepopolnosti v primeru panelov z enojno trapezno ojačitvijo smo prikazali v prvem delu članka (Pavlovčič idr., 2006), analiza na panelih z dvojno ojačitvijo in enojno T-ojačitvijo pa je predstavljena v (Pavlovčič, 2005). V primeru dveh ojačitev smo kot merodajno globalno nepopolnost upoštevali nasprotnosmerni izklon ojačitev.

Na sliki 2 je prikazan primer MKE modelov z dvema šibkima oziroma močnima trapeznima ojačitvama z globalno oziroma lokalno porušno obliko.



Slika 2 • Primer dveh MKE modelov z različnima porušnima oblikama (U3 – prečni pomik v (mm))

3 • IZRAČUNI PO STANDARDU prEN 1993-1-5

Vse izračune smo izvedli tudi po novem evropskem standardu za pločevinaste konstrukcijske elemente (prEN 1993-1-5, 2005), s čimer smo preverili različne aspekte nove metode za

določitev strižne nosilnosti, zasnovane na podlagi metode rotirajočega napetostnega polja (Höglund, 1997). V nadaljevanju bodo na kratko predstavljene bistvene značilnosti te metode.

3.1 Strižna nosilnost panela

Projektna strižna nosilnost panela $V_{b,Rd}$ se določi kot seštevek strižne nosilnosti stojine $V_{bw,Rd}$ in prispevka pasnic $V_{bf,Rd}$, ki pri strižni nosilnosti sodelujeta v smislu formiranja plastičnega mehanizma v okvirju panela (slika 3). Oba prispevka se izračunata po naslednjih izrazih:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t_w}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad (1)$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) \quad (2)$$

kjer je χ_w redukcijska funkcija zaradi strižne izbočitve,

f_{yw}, f_{yf} napetost tečenja stojine oz. pasnic, γ_{M1} varnostni faktor za izbočenje, c razdalja med plastičnema členkoma v pasnici (slika 3),

$M_{t,Rd}$ odpornost obeh pasnic na upogibni moment

h_w, t_w, b_f, t_f dimenzije prečnega prereza, označene na sliki 3.

Prispevek pasnic se upošteva samo tedaj, ko njuna upogibna odpornost ni izčrpana, torej samo v primeru, ko je upogibni moment v panelu M_{Ed} manjši od $M_{t,Rd}$.

• najbolj natančno z *linearno izbočitveno analizo* na geometrijsko ravnem panelu (LIA),

• z uporabo ustreznih *projektantskih diagramov*, zasnovanih na elastični teoriji izbočenja z nekaterimi konservativnimi predpostavkami – npr. Klöppelovi diagrami (Klöppel in Scheer 1960), (Klöppel idr., 1968),

• z uporabo *poenostavljene formule* v prEN 1993-1-5.

Ker so testi pokazali, da imajo ojačeni paneli manjšo postkritično strižno nosilnost kot ne-ojačeni paneli, evrokod pri vseh treh postopkih predpiše redukcijo upogibne togosti ojačitve na tretjino dejanske vrednosti:

$$I_{sl} = I_{sl,dej} / 3 \quad (3)$$

kjer je I_{sl} vztrajnostni moment ojačitve okoli svoje vzdolžne osi. Na tak način ostane redukcijska funkcija enoznačna za ojačene in ne-ojačene panele.

3.2 Interakcija striga in upogiba

Ko določamo strižno nosilnost daljših panelov, je prisoten dodaten vpliv večjih upogibnih momentov. V primeru da strižna sila preseže polovico strižne odpornosti stojine ($V_{Ed} > V_{bw,Rd}/2$) in je upogibna odpornost pasnic polno izkoriščena ($M_{Ed} > M_{t,Rd} \rightarrow V_{bf,Rd} = 0$), je po prEN 1993-1-5 potrebno preveriti naslednjo interakcijsko kontrolo:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right) \cdot \left(2 \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} - 1 \right)^2 \leq 1.0 \quad (4)$$

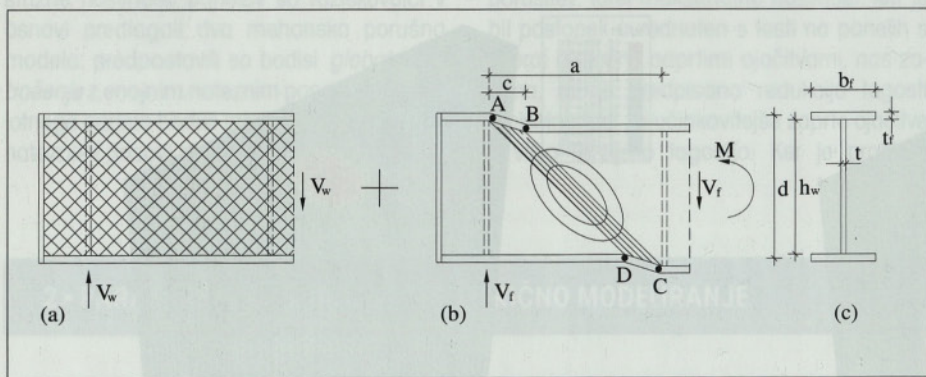
kjer je $M_{pl,Rd}$ plastična upogibna odpornost celotnega prečnega prereza,

$M_{t,Rd}$ upogibna odpornost obeh pasnic,

$V_{bw,Rd}$ strižna odpornost stojine (en. (1)),

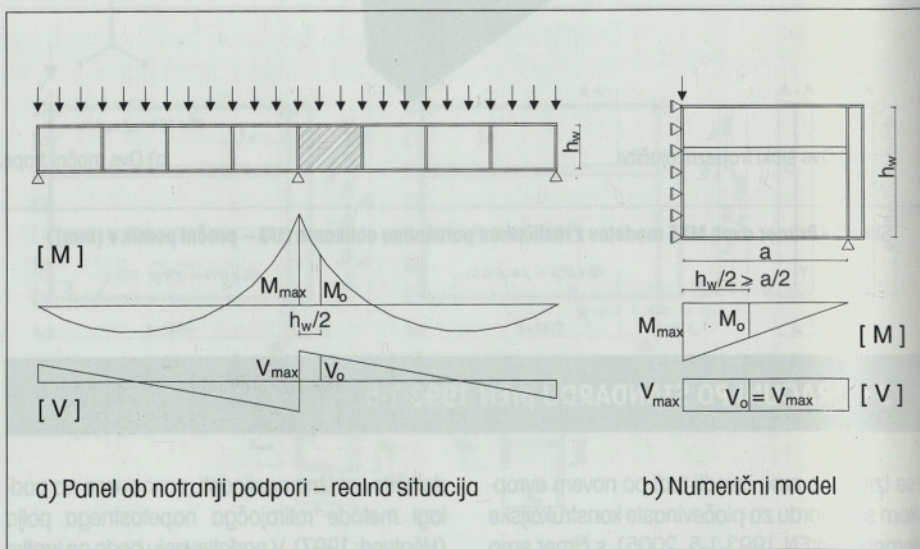
M_{Ed}, V_{Ed} projektni upogibni moment oz. strižna sila v kontroliranem prečnem prerezu.

Kontrolo je potrebno preveriti v vseh prerezhih z izjemo tistih, ki so za manj kot polovico višine stojine ($h_w/2$) oddaljeni od notranje podpore (slika 4a). Dovoljena redukcija temelji na inženirski presoji. V obravnavanih primerih z enim panelom (slika 4b) so gradienti notranjih sil manjši, zaradi česar je upravičenost redukcije vprašljiva. V okviru tega prispevka bodo predstavljeni samo izračuni z upoštevanjem reduciranega momenta M_0 pri kontroli



Slika 3 • Strižna nosilnost panela po evrokodu prEN 1993-1-5, 2005

Redukcijski parameter χ_w je funkcija parametra vitkosti stojine λ_w , določena posebej za primer s togo ali podajno robno ojačitvijo. Toga robna ojačitev je zasnovana v smislu dveh parov prečnih ojačitev na koncu nosilca, podajna pa s samo notranjim parom ojačitev. Nevarnost globalnega oziroma lokalnega izbočenja se zajame tako, da se za λ_w upošteva večja vrednost izmed vitkosti za celotni panel $\lambda_{w,g}$ oziroma največji podpanel $\lambda_{w,i}$. Na ta način je največja nosilnost panela pri določenem razporedu ojačitev navzgor omejena s strižno odpornostjo podpanelov. Parameter $\lambda_{w,g}$ je odvisen od strižnega izbočitvenega koeficienta k_v , v katerem je zajet vpliv razporeda in upogibne togosti vzdolžnih ojačitev ter razmerja dolžine proti višini panela $\alpha = a/h_w$. Strižni izbočitveni koeficient se sme določiti po treh postopkih:



Slika 4 • Referenčni prerez za kontrolo interakcije striga in upogiba

interakcije ter v strižnem prispevku pasnic (en. (2)). V (Pavlovčič, 2005) je izvedena tudi primerjava vseh izračunov s konsistentnim upoštevanjem maksimalnega momenta M_{max} pri čemer so tako izračunane nosilnosti do 10 % nižje.

Redukcijo strižne nosilnosti zaradi vpliva interakcije V - M smo določili po naslednji enačbi, izpeljani iz en. (4):

$$V_{b,red} = 0.5 \cdot \left(\sqrt{\frac{M_{pl} - M}{M_{pl} - M_f}} + 1 \right) \cdot V_{bw}, \quad (5)$$

Za upogibni moment M , upogibno odpornost stojine V_{bw} in upogibne odpornosti M_{pl} in M_f so upoštevane karakteristične vrednosti (varnostni faktorji izpuščeni). Ker je moment v panelu M odvisen od končne nosilnosti, smo enačbi (5) in (2) reševali iterativno.

3.3 Normalne napetosti

Poleg interakcije striga in upogiba smo po standardu prEN 1993-1-5 preverili tudi normalne napetosti. Izvedli smo:

- kontrolo bruto prereza na koncu panela (M_{max}) in
- izbočitveno kontrolo efektivnega prereza v prerezu, ki je za $\min(0,4a, 0,5h_w)$ oddaljen od krajišča panela z maksimalnim momentom.

V vseh obravnavanih primerih se je kontrola bruto prereza izkazala kot bolj odločilna. Kjer se je kontrola normalnih napetosti izkazala za kritično, smo strižno nosilnost panela ustrezno omejili. Postopek preverjanja normalnih napetosti ni predmet tega prispevka.

4 • REZULTATI PARAMETRIČNE ŠTUDIJE

V nadaljevanju bodo predstavljeni bistveni rezultati parametrične študije. Med drugim je izpuščena študija položaja enojne ojačitve in analiza podajne robne ojačitve. Vsi rezultati so natančno analizirani v (Pavlovčič, 2005). Karakteristične strižne nosilnosti panelov smo po evrokodu izračunali po vseh treh postopkih za določitev k_τ ($V_{EN, LIA}$, $V_{EN, Klöppel}$, $V_{EN, formula}$) in pri tem upoštevali bodisi predpisano redukcijo togosti ($I_{sl}/3$) bodisi njeno polno vrednost (I_{sl}). Ker je bila poenostavljena formula za določitev k_τ razvita kot spodnja ovojnica različnih vrednosti po Klöpplovih diagramih, so v predstavitvi rezultatov konservativno izračunane vrednosti $V_{EN, formula}$ zaradi preglednosti izpuščene.

4.1 Upogibna togost ojačitve

Upogibna togost vzdolžnih ojačitev je eden glavnih obravnavanih parametrov, saj neposredno vpliva na porušno izbočitveno obliko panela in posledično na njegovo strižno odpornost. Zanima nas razlika v nosilnosti panelov z zaprtimi ali odprtimi ojačitvami in kakšna je v obeh primerih mera za minimalno togost ojačitve, ki zagotavlja čisto lokalno izbočenje in s tem maksimalno nosilnost panela.

Upogibno togost ojačitve lahko zapišemo v relativni obliki glede na upogibno togost stojine:

$$\gamma = \frac{E \cdot I_{sl}}{D \cdot h_w} = \frac{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot I_{sl}}{h_w \cdot t_w^3} = \frac{10,92 \cdot I_{sl}}{h_w \cdot t_w^3}, \quad (6)$$

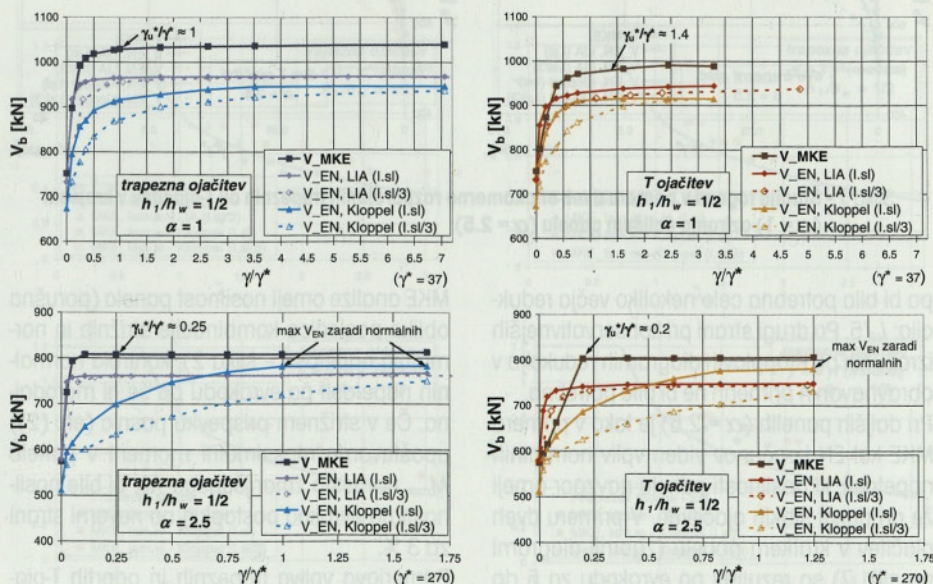
kjer je koeficient togosti stojine določen z $D = E \cdot t_w^3 / (12 \cdot (1 - \nu^2))$ in je $\nu = 0,3$ Poissonov količnik.

4.1.1 Nosilnost panela pri variranju togosti ojačitve

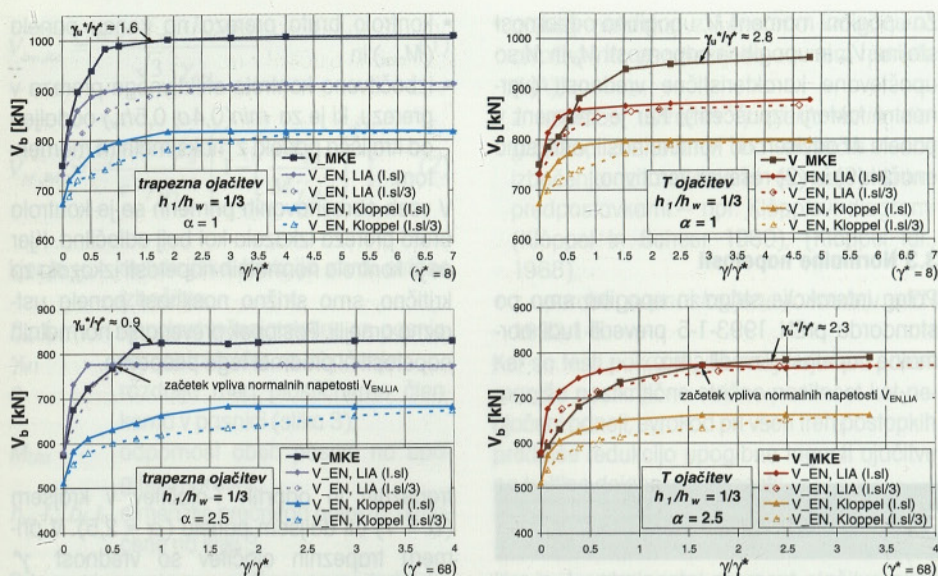
Slike 5 do 7 prikazujejo po različnih postopkih izračunane strižne nosilnosti panela V_b pri variaciji razmerja togosti γ/γ^* . Z *idelano mejno togostjo* γ^* označimo minimalno togost ravne ojačitve, ki teoretično še prepreči globalno izbočenje panela do elastične kritične sile izbočenja V_{cr} (elastična teorija izbočenja). Analiza je izvedena za tri različne razporeditve

trapeznih in odprtih T-ojačitev v krajšem ($\alpha = 1$) ali daljšem panelu ($\alpha = 2,5$). V primeru trapeznih ojačitev so vrednosti γ^* določene za ekvivalentno ravno ojačitev. Poleg nosilnosti, izračunanih po MKE, so izrisane krivulje za nereducirane in reducirane račune po LIA oziroma po Klöpplovih diagramih. Nereducirane LIA krivulje so dobljene s premikom točk reduciranih krivulj v desno s trikratno povečanimi vrednostmi γ/γ^* .

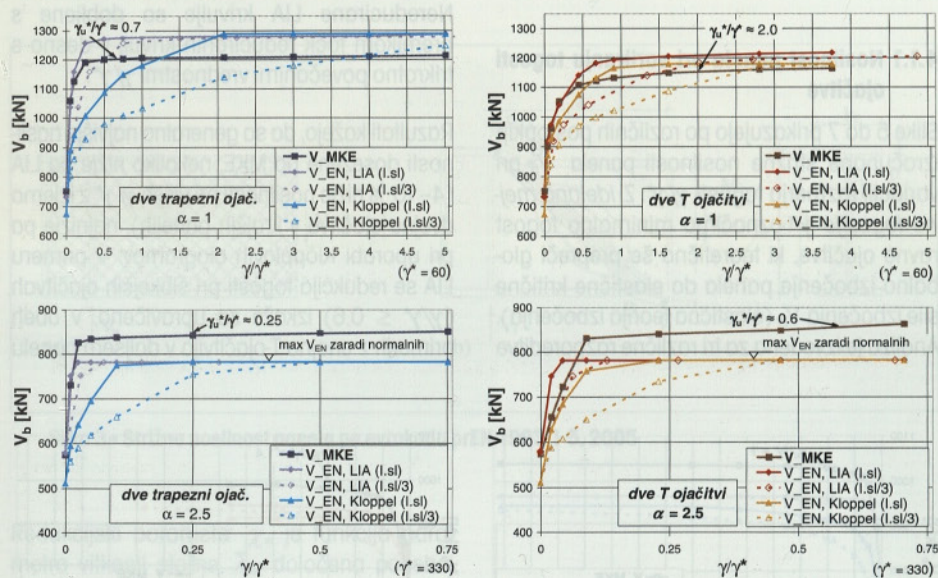
Razultati kažejo, da so generalno najvišje nosilnosti dosežene po MKE, nekoliko nižje po LIA (4–10 % nižje nosilnosti pri višjih γ/γ^* z izjemo dvojne ojačitve v krajših panelih), najnižje pa pri uporabi Klöpplovih diagramov. V primeru LIA se redukcija togosti pri šibkejših ojačitvah ($\gamma/\gamma^* \leq 0,6$) izkaže za upravičeno, v obeh primerih z enojno T-ojačitvijo v daljšem panelu



Slika 5 • Študija togosti v primeru enojne trapezne ali T-ojačitve v sredini krajšega ($\alpha = 1$) oziroma daljšega panela ($\alpha = 2,5$)



Slika 6 • Študija togosti v primeru enojne trapezne ali T-ojačitve v zgornji tretjini krajšega ($\alpha = 1$) oziroma daljšega panela ($\alpha = 2.5$)



Slika 7 • Študija togosti v primeru dveh enakomerno razporejenih trapeznih ali T-ojačitve v krajšem ($\alpha = 1$) oziroma daljšem panelu ($\alpha = 2.5$)

pa bi bila potrebna celo nekoliko večja redukcija: $I_{sl}/5$. Po drugi strani pri konservativnejših izračunih po Klöpplovih diagramih redukcija v obravnavanih primerih ne bi bila potrebna. Pri daljših panelih ($\alpha = 2.5$) je tako v primeru MKE kot EN izračunov viden vpliv normalnih napetosti, ki nosilnosti panela navzgor omeji že pri dokaj šibkih ojačitvah. V primeru dveh ojačitve v kratkem panelu (zgornji diagrami na sliki 7) so rezultati po evrokodu za 5 do 7 % na nevarni strani. Razlog je v vplivu povečanega upogibnega momenta zaradi višje nosilnosti panela ($V_b > 1100$ kN), ki v primeru

MKE analize omeji nosilnost panela (porušna oblika posledica kombinacije strižnih in normalnih napetosti – slika 2), kontrola normalnih napetosti po evrokodu pa še ni merodajna. Če v strižnem prispevku pasnic (en. (2)) upoštevamo maksimalni moment v panelu M_{max} namesto zmanjšanega M_o , bi bile nosilnosti po evrokod postopkih na nevarni strani za 3 %. Primerjava vpliva trapeznih in odprtih T-ojačitve pokaže, da dosegajo po MKE izračunu paneli s trapeznimi ojačitvami približno 5–10 % višjo nosilnost, in sicer v celotnem ob-

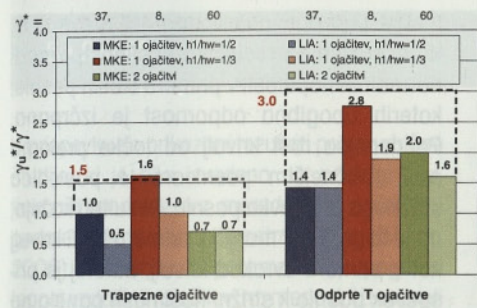
močju togosti. Podobno razliko dobimo z LIA izračunom. Poenostavljena izračuna po evrokodu lahko razliko med trapeznimi in odprtimi T-ojačitvami zajemata le v območju močnejših ojačitve, kjer postane odločilna lokalna nosilnost podpanelov (ta je večja v primeru trapeznih ojačitve in posledično nižjih podpanelov). Dodatno lahko ugotovimo, da je potrebna manjša upogibna togost trapeznih ojačitve (γ_u^*), da pride do lokalnega izbočenja in s tem do maksimalne nosilnosti panela – ovrednotenje v naslednjem podpoglavju.

4.1.2 Ovrednotenje realne mejne togosti γ_u^*

Z γ^* smo označili *idealno mejno togost*, ki predstavlja minimalno togost ravne ojačitve, ki po elastični teoriji izbočenja (V_{cr}) prepreči globalno izbočenje panela. Z *realno mejno togostjo* γ_u^* pa označimo minimalno togost ojačitve, ki globalno izbočenje prepreči vse do mejne sile $V_u > V_{cr}$. Vrednosti obeh mejnih togosti se za posamezen ojačitveni primer izpelje iz pogoja enakosti globalnega in lokalnega parametra vitkosti $\bar{\lambda}_{w,g} = \bar{\lambda}_{w,l}$ po elastični teoriji izbočenja (Klöpplovi diagrami) brez oziroma z upoštevanjem redukcije togosti ojačitve. V skladu s tretjinsko redukcijo po prEN 1993-1-5 dobimo razmerje $\gamma_u^* = 3 \times \gamma^*$. Ker so v primeru trapeznih ojačitve podpaneli nižji, je lokalna vitkost podpanelov $\bar{\lambda}_{w,l}$ manjša, s tem je pogoj $\bar{\lambda}_{w,g} = \bar{\lambda}_{w,l}$ strožji, iz česar po evrokodu sledi, da je idealna mejna togost trapeznih ojačitve γ^* večja od γ^* za odprte ojačitve. Za zaprte ojačitve po evrokodu torej velja $\gamma_{u, zaprte}^* = 3 \times \gamma^{**} > 3 \times \gamma^* = \gamma_{u, odprte}^*$.

MKE analiza togosti pokaže nasprotno. Na slikah 5 do 7 je normirana realna mejna togost γ_u^*/γ^* ocenjena po kriteriju, da je doseženo 99 % maksimalne nosilnosti panela. Slika 8 prikazuje primerjavo tako izračunanih razmerij γ_u^*/γ^* za trapezne in T-ojačitve v primeru krajših panelov. V primeru daljših panelov vrednosti γ_u^*/γ^* zaradi motečega dodatnega vpliva upogibnega momenta niso podane, saj povečan vpliv normalnih napetosti nosilnost panelov omeji že pri manjših razmerjih γ/γ^* . Po istem kriteriju 99 % maksimalne nosilnosti so ocenejne tudi vrednosti γ_u^*/γ^* v primeru LIA izračuna.

Mejne togosti γ_u^*/γ^* so v primeru trapeznih ojačitve vidno nižje kot v primeru T-ojačitve, kar nasprotuje zgornji izpeljavi na podlagi Klöpplovih diagramov z redukcijo togosti ojačitve. Razlog je v večji torzijski odpornosti trapeznih ojačitve ter v efektu vpetja stojine podpanelov zaradi dvojne roba zaprte ojačitve, česar Klöpplovi diagrami ne zaje-



Slika 8 • Primerjava realnih mejnih togosti γ_u^* za različne primere ojačevanja krajšega panela ($\alpha = 1$) – MKE in LIA izračuni

majo. Po drugi strani se vrednosti γ_u^*/γ^* določene na podlagi natančnejšega LIA izračuna po evrokodu, dobro ujemajo z MKE rezultati. Kot ovojnico za obravnavane primere lahko podamo približno mero za minimalno togost, ki je potrebna za maksimalno nosilnost panela, z $\gamma_{u,zaprte}^* = 1.5 \times \gamma^*$ za trapezne in $\gamma_{u,odprte}^* = 3 \times \gamma^*$ za T-ojačitve.

4.2 Razmerje širine proti višini panela α

Razmerje stranic panela $\alpha = a/h_w$ smo varirali s spreminjanjem dolžine panela $a = (1050, 5250)$ mm pri konstantni višini $h_w = 1500$ mm. Z daljšanjem panela se večja dodatni vpliv upogibnega momenta, kar omogoča študij interakcije striga in upogiba. Slika 9 prikazuje rezultate MKE in različnih izračunov po evrokodu za trapezno in T-ojačitev v zgornji tretjini panela. V obeh primerih je obravnavana šibka oziroma močna ojačitev. Reducirane LIA vrednosti so izračunane samo v kritičnih točkah ($V_{EN,LIA}(I_{sl}) > V_{MKE}$), in sicer z modeliranjem ojačitve s trikrat manjšo upogibno togostjo. Ostali izračuni so predstavljeni v (Pavlovčič, 2005).

S slike 9 je razvidno, da z večanjem dolžine panela nosilnost pade do 40 %. Pri razmerju stranic panela $\alpha \geq 3$ pride po evrokodu izračunih do dodatne redukcije nosilnosti zaradi vpliva normalnih napetosti. Razen v eni točki se kontrola normalnih napetosti izkaže kot dovolj varna. Interakcijska kontrola se izkaže kot bolj odločilna samo v primeru, če bi v izračunu upoštevali maksimalni moment v panelu M_{max} (slika 4b).

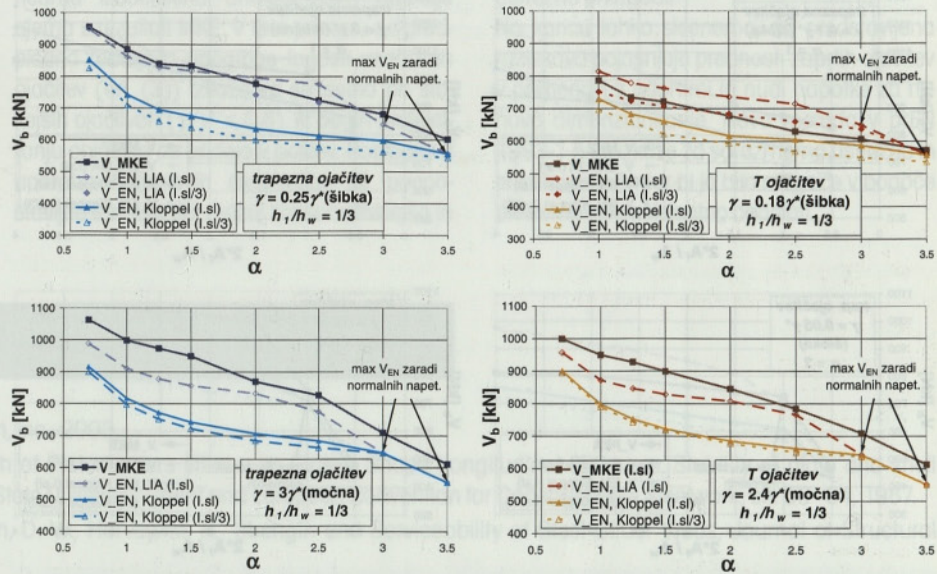
Redukcija togosti ojačitve je potrebna samo pri LIA izračunu panelov s šibkimi ojačitvami. Pri tem bi bila v primeru T-ojačitve v panelu z $\alpha = (2.5, 3)$ dovolj varna še lajšja redukcija togosti. Paneli s šibkimi trapeznimi ojačitvami dosegajo za 5–11 % višjo nosilnost kot paneli

s šibkimi T-ojačitvami. V primeru močnejših ojačitev je razlika manjša (5–6 %) in se pri daljših panelih ($\alpha \geq 3$) zaradi vpliva večjega upogibnega momenta celo izniči.

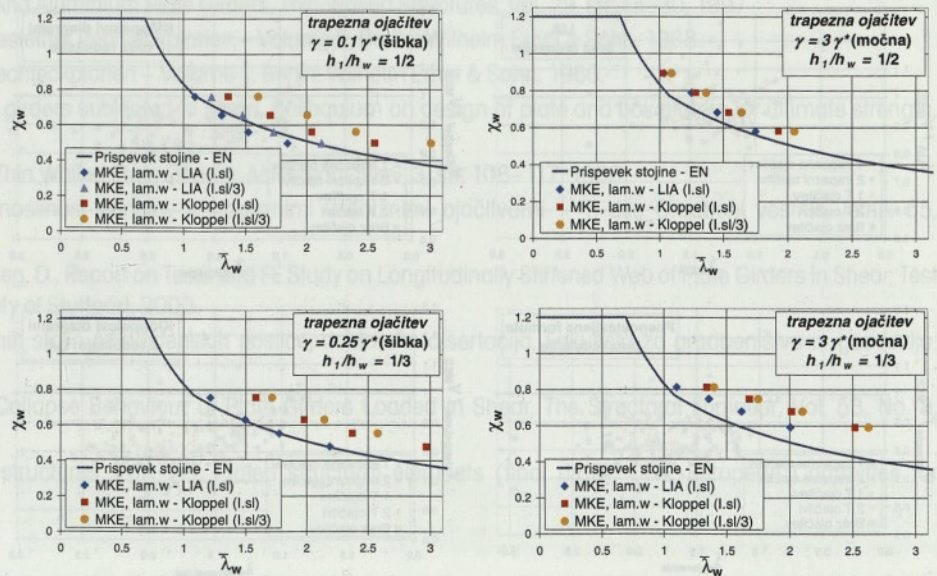
4.3 Vitkost stojine

Z analizo vitkosti stojine h_w/t_w , ki je neposredno zajeta v parametru vitkosti panela $\bar{\lambda}_w$, lahko preverimo strižno redukcijsko funkcijo χ_w na širšem območju vitkosti $\bar{\lambda}_w$. Vitkost stojine smo varirali v območju $h_w/t_w = (200, 375)$ pri konstantni višini stojine $h_w = 1500$ mm. Slika 10 prikazuje

primerjavo redukcijske funkcije χ_w za primer tuge robne ojačitve z rezultati MKE analize na panelih s šibko ali močno trapezno ojačitvijo v dveh različnih legah. Rezultati po MKE so predstavljeni v brezdimenzionalni obliki $\chi_{w,MKE}$ preračunani na podlagi enačbe (1), pri čemer $V_{Dw,MKE}$ dobimo iz izračunane nosilnosti $V_{D,MKE}$ zmanjšane za strižni prispevek pasnic (en. (2)). Preračunane vrednosti $\chi_{w,MKE}$ so izrisane v odvisnosti od parametra vitkosti, določenega po različnih evrokod postopkih. V prikazanih rezultatih niti kontrola normalnih napetosti niti interakcijska kontrola nista bili merodajni.

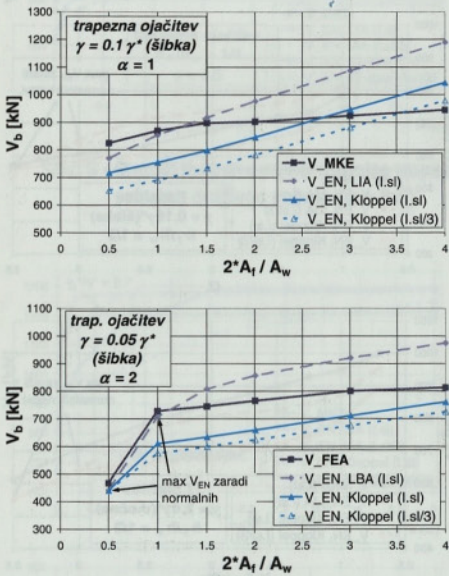


Slika 9 • Študija razmerja stranic panela s šibko oz. močno trapezno ali T ojačitvijo v zgornji tretjini panela

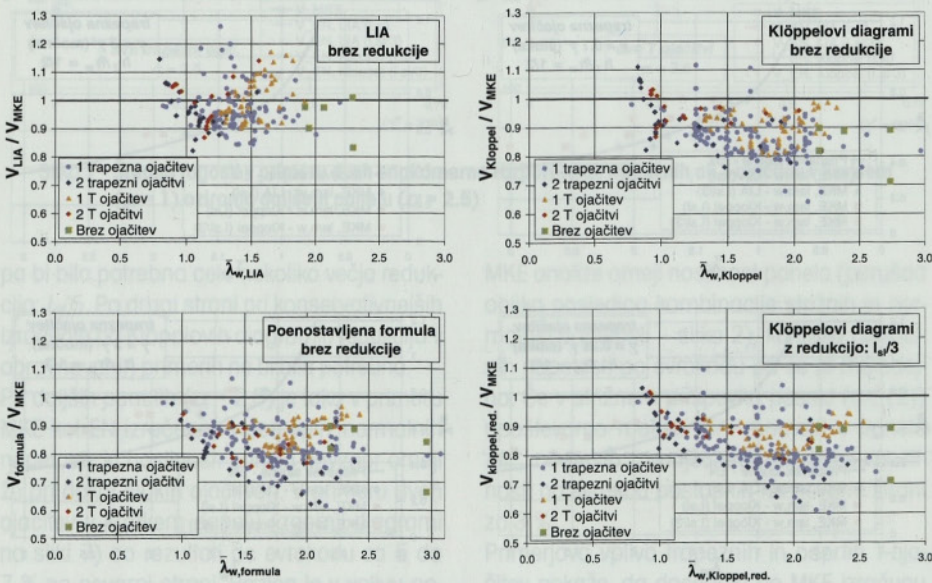


Slika 10 • Študija vitkosti stojine s šibko ali močno trapezno ojačitvijo v sredini oz. zgornji tretjini panela z razmerjem stranic $\alpha = 1.25$

Slika 10 prikazuje dobro prileganje MKE rezultatov redukcijski funkciji χ_w posebno v primeru, ko parameter $\bar{\lambda}_w$ določimo po LIA postopku. Redukcija togosti ojačitve je potrebna samo v primeru LIA izračuna na modelu s šibko ojačitvijo v sredini panela, ki nereducirane LIA točke varno pomakne v desno. Postopek z uporabo Klöpplovih diagramov je konservativen, posebno v primeru ojačitve v zgornji tretjini panela. Rezultati analize na splošno potrjujejo ustreznost oblike redukcijske funkcije za primer toge robne ojačitve v širšem območju vitkosti panela.



Slika 11 • Študija togosti pasnic v primeru šibke ali močne trapezne ojačitve v sredini krajšega ($\alpha = 1$) oz. daljšega panela ($\alpha = 2$)



Slika 12 • Primerjava strižne nosilnosti panelov po različnih evrokod postopkih – nosilnosti normirane z MKE rezultati

4.4 Togost pasnic

S študijo togosti pasnic lahko preverimo izraz za prispevek pasnic k strižni nosilnosti panela (en. (2)). Variirali smo razmerje površine prečnega prereza pasnic proti površini stojine v območju $2 \times A_t / A_w = (0.5, 4)$, pri čemer A_t predstavlja površino ene pasnice. Osnovno razmerje širine proti višini pasnice je pri tem ostalo nespremenjeno $b_t / t_t = 270 / 25 = 10.8$. Analiza je bila opravljena na krajšem in daljšem panelu s šibko ali močno trapezno ojačitvijo v sredini panela. Slika 11 prikazuje rezultate različnih izračunov brez reducirane LIA postopka.

Slike 11 je opazna bilinearnost vseh krivulj, ki je posledica redukcije nosilnosti zaradi normalnih napetosti v primeru šibkih pasnic, katerih upogibna odpornost je izčrpana. Počasnejša rast krivulj od točke preloma proti močnejšim pasnicam je posledica strižnega prispevka pasnic. Rezultati kažejo, da je ta gradient manjši v primeru MKE krivulj kot v primeru evrokod krivulj, zato je prispevek pasnic k strižni nosilnosti panela po enačbi (2) precenjen. Zaradi dodatne rezerve v strižni nosilnosti stojine so rezultati po standardu na nevarni strani šele pri zelo močnih pasnicah ($2 \times A_t / A_w > 2.5$ pri uporabi Klöpplovih diagramov), kakršne so v realnih inženirskih situacijah precej neobičajne. Vidimo tudi, da redukcija upogibne togosti ojačitve pri tem le nekoliko omili problem, za konsistentno rešitev pa bi bila potrebna obsežnejša študija togosti pasnic za različno ojačene panele in ustrezna korekcija izraza za prispevek pasnic k strižni nosilnosti panela.

4.5 Primerjava rezultatov vseh izračunov

Slika 12 prikazuje primerjavo različnih računov na celotni paleti rezultatov parametrične študije. Izračunane strižne nosilnosti panelov, normirane z rezultati MKE analize, so prikazane za vse tri evrokod postopke za določitev k_r . Samo v primeru Klöpplovih diagramov so dodatno prikazani izračuni z reducirano togostjo ojačitve. Rezultati za različno obliko in število ojačitve so izrisani v odvisnosti od konsistentno določenega parametra vitkosti panela $\bar{\lambda}_w$. Izračunane nosilnosti po linearni izbočitveni analizi (LIA) so najvišje in je redukcija upogibne togosti ojačitve potrebna kar v veliko primerih s šibkejšimi ojačitvami ($\gamma / \gamma^* < 0.6$). Pri projektiranju je bolj ekonomično dimenzionirati močnejše ojačitve ($\gamma / \gamma^* \geq 1$), zato v tem območju togosti redukcija togosti ne igra pomembnejše vloge. Rezultati z uporabo Klöpplovih diagramov in poenostavljene formule so za 10 do 20 % bolj konservativne od LIA izračunov. Redukcija togosti ojačitve pri teh postopkih ne bi bila potrebna, saj je precenjena nosilnost v redkih točkah posledica drugih že omenjenih problemov. Rezultati tudi kažejo, da pokriva parametrična študija sorazmerno široko območje vitkosti panelov. Manjši horizontalni raztros LIA rezultatov z nižjimi vrednostmi $\bar{\lambda}_w$ pokaže, da so k_r vrednosti po LIA manj variabilne in manj konservativne. Vertikalni raztros rezultatov je pri vseh izračunih primerljiv.

5 • SKLEP

V prispevku so prikazani rezultati parametrične študije, ki je bila izvedena na podlagi verificiranih modelov in z merodajnimi začetnimi geometrijskimi nepopolnostmi (Pavlovčič idr., 2006). Obravnavani parametri so upogibna togost vzdolžnih ojačitev, razmerje dolžine proti višini panela, število in razpored ojačitev, vitkost stojine ter togost pasnic. Zaradi pomanjkanja raziskav na panelih z zaprtimi ojačitvami smo obravnavali predvsem trapezne ojačitve in jih primerjali z odprtimi T-ojačitvami. Paneli s trapeznimi ojačitvami dosegajo 5–14 % višje nosilnosti od panelov s T-ojačitvami. Potrebna je tudi manjša togost trapeznih ojačitev, da je dosežena maksimalna nosilnost panela, določena z lokalno nosilnostjo podpanelov. Mero za tako mejno togost lahko za obravnavane primere ocenimo z $\gamma_w^* \approx 1.5 \times \gamma^*$ za tra-

pezne ojačitve in $\gamma_w^* \approx 3 \times \gamma^*$ za odprte T-ojačitve. Razlog za višjo učinkovitost zaprtih ojačitev je v njihovi večji torzijski togosti in v efektu vpetosti stojine na mestu zaprte ojačitve zaradi njenega dvojnega roba.

Z rezultati MKE analize smo preverili tudi različne postopke za določitev strižne nosilnosti po novem evrokod standardu (prEN 1993-1-5, 2005). Izmed treh postopkov za določitev strižnega izbočitvenega koeficienta k_τ se linearna izbočitvena analiza (LIA) najbolje ujema z rezultati MKE. V tem primeru se predpisana redukcija upogibne togosti vzdolžnih ojačitev (en. (3)) izkaže za smiselno pri šibkejših ojačitvah ($\gamma/\gamma^* < 0.6$), ki pa pri projektiranju običajno ne pridejo v poštev. Postopka z uporabo Klöpplovih diagramov ali poenostavljene formule sta precej konservativnejša in

redukcija togosti ojačitve za obravnavane primere ne bi bila potrebna.

V primeru večjega vpliva upogibnega momenta v daljših panelih se kontrola interakcije striga in upogiba ter kontrola normalnih napetosti načeloma izkažeta za uspešni. Če pri interakcijski kontroli upoštevamo zmanjšani referenčni moment M_0 (slika 4b), je v vseh obravnavanih primerih odločilnejša kontrola normalnih napetosti.

Študija togosti pasnic pokaže, da je prispevek pasnic k strižni nosilnosti panela (en. (2)) po evrokod standardu precenjen. Potrebna bi bila obširnejša študija primerov, da bi se izraz (2) ustrezno prilagodil.

Na koncu lahko sklenemo, da predstavljena raziskava pojasnjuje prednosti zaprtih ojačitev v primerjavi z odprtimi in nudi napotke za njihovo dimenzioniranje. Nova metoda v prEN 1993-1-5 se izkaže za sorazmerno ustrezno in enostavno, vendar bi jo bilo mogoče v bodoče primerno in konsistentno dodelati.

6 • LITERATURA

- ABAQUS, Verzija 6.4, Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc., 2003.
- Charlier, R., Maquoi, R., Ultimate Shear Strength of Plate Girders fitted with Closed Shape Longitudinal Stiffeners, Stability of plate and shell structures, Dubas P. (ur.), Vandepitte D. (ur.), State University Ghent and European Convention for Constructional Steelwork, str. 59–64, 1987.
- Cooke, N., Moss, P. J., Walpole, W. R., Langdon, D. W., Harvey, M. H., Strength and Serviceability of Steel Girder Webs, Journal of Structural Engineering, 109, No. 3, str. 785–807, 1983.
- Cooper, P. B., Strength of longitudinally stiffened plate girders, ASCE Journal of the Structural Division 93 (ST2), str. 419–452, 1967.
- Evans, H. R., Tang, K. H., The Influence of Longitudinal Web Stiffeners upon the Collapse Behaviour of Plate Girders, Journal of Constructional Steel Research, No. 4, str. 201–234, 1984.
- Höglund, T., Shear Buckling Resistance Of Steel And Aluminium Plate Girders, Thin-Walled Structures, Vol. 29, str. 13–30, 1997.
- Klöppel, K., Möller, K., Scheer, J., Beulwerte ausgesteifter Rechteckplatten – Volume 2, Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1968.
- Klöppel, K., Scheer, J., Beulwerte ausgesteifter Rechteckplatten – Volume 1, Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1960.
- Komatsu, S., Ultimate strength of stiffened plate girders subjected to shear, Colloquium on design of plate and box girders for ultimate strength, IABSE, London, str. 49–65, 1971.
- Mele, M., Puhali, R., Optimization of Stiffeners in Thin Walled Plate Girders, Acier-Stahl-Steel, 3, str. 108–117, 1980.
- Pavlovčič, L., Beg, D., Kuhlmann, U., Strižna nosilnost panelov s trapeznimi vzdolžnimi ojačitvami – 1. del, Gradbeni vestnik, letnik 55, št. 3, str. 54, 2006.
- Pavlovčič, L., Seitz, M., Detzel, A., Kuhlmann, U., Beg, D., Report on Tests and FE Study on Longitudinally Stiffened Web of Plate Girders in Shear, Test Report, Institute for Structural Design, University of Stuttgart, 2003.
- Pavlovčič, L., Strižna nosilnost vzdolžno ojačenih stojin polnostenskih nosilce, doktorska disertacija, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Univerza v Ljubljani, 2005.
- Porter, D. M., Rockey, K. C., Evans, H. R., The Collapse Behaviour of Plate Girders Loaded in Shear, The Structural Engineer, Vol. 53, No. 8, str. 313–325, 1975.
- prEN 1993-1-5, Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1.5: Plated structural elements (final draft), CEN, European Committee for Standardization, 2005.

NOSILNOST ARMIRANOBETONSKEGA NOSILCA, OJAČENEGA Z ARMIRANOPOLIMERNIM TRAKOM

ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE BEAM STRENGTHENED BY A FIBRE-REINFORCED POLYMER COMPOSITE

Dejan Batistič, univ. dipl. inž. grad.

GRADIS GP Ljubljana, ul. Gradnikove brigade 11,
1000 Ljubljana

doc. dr. Boštjan Brank, univ. dipl. inž. grad.

Univerza v Ljubljani, FGG, IKPIR, Jamova 2,
1000 Ljubljana
bbrank@ikpir.fgg.uni-lj.si

Znanstveni članek

UDK 624.072 : 691.32 : 620.1

Povzetek | V članku je prikazan postopek dimenzioniranja armiranobetonskega nosilca, ki je ojačen z armiranopolimernim trakom, ter rezultati izračuna mejne nosilnosti takšnega nosilca z nelinearno metodo končnih elementov.

Summary | Design procedure for a reinforced concrete beam, strengthened by a fibre-reinforced polymer composite is presented, as well as, the results of ultimate load analysis of such a beam by the nonlinear finite element method.

1 • UVOD

Vzroki za ojačenje armiranobetonskih (AB) objektov so npr. njihova dotrajanost, sprememba konstrukcijskega sistema ali sprememba namembnosti objekta. Ojačenje posameznih konstrukcijskih elementov v takšnih primerih zagotovi potrebno nosilnost konstrukcije. Učinkoviti način ojačenja je lepljenje armiranopolimernih (AP) trakov, glej npr. (Žarnić, 2002), (Bergant in Gerbec, 2004), na AB konstrukcijske elemente. Najpogostejše je lepljenje AP trakov na spodnji del AB nosilcev, kar poveča upogibno nosilnost nosilcev. V nadaljevanju obravnavamo le takšne primere ojačenja.

Eksperimentalne študije upogibno obremenjenih, z AP trakovi ojačenih prostoležečih AB nosilcev, npr. (Žarnić in ost., 1998), (Jarc, 1998), (Teng in ost., 2002), kažejo, da se tak nosilec lahko poruši na različne načine. Lahko pride:

- do upogibne porušitve (na sredini razpona nosilca se pretrga AP trak ali odkruši beton);
- do strižne porušitve (ob koncu traku nastane razpoka po celotni višini nosilca);
- na robnem območju nosilca (tam, kjer se konča trak) pride do odluščenja zaščitnega sloja betona ali do odluščenja samega traku;

(č) v srednjem delu nosilca pride do odluščenja traku.

Porušitve pod (b)-(č) se zgodijo prej kot porušitev pod (a), zato je koristno, če se pri dimenzioniranju ojačenih nosilcev preveri tudi strižna nosilnost nosilca in možnost odluščenja. V (Teng in ost., 2002) se zato predlaga, da se pri dimenzioniranju ojačenih nosilcev preveri dva kritična prereza:

- prerez z največjim računskim momentom;
- prerez na mestu, kjer se konča AP trak.

V nadaljevanju v 2. točki predstavljamo omenjeni postopek dimenzioniranja, v 3. točki pa primer izračuna mejne nosilnosti ojačenega nosilca z nelinearno metodo končnih elementov.

2 • DIMENZIONIRANJE OJAČENEGA NOSILCA

Zanima nas določitev potrebnega prereza ojačitvenega AP traku. Prav tako nas zanima mejna nosilnost prostoležečega ojačenega

nosilca s pravokotnim prerezom. Poznamo geometrijo nosilca, karakteristike betona in jeklene armature ter lego in količino vzdolžne

(in stremenske) jeklene armature. Poznamo tudi računski moment M_{sd} , ki naj ga ojačeni nosilec prevzame, in moment M_o , ki ga prevzema nosilec v času lepljenja traku.

Kot omenjeno, preverjamo dva kritična prereza: na sredini nosilca, kjer je mesto naj-

večjega računskega momenta, in ob koncu traku. Uporabljene oznake so pojasnjene v besedilu, na sliki 1 in v preglednici 1. Deformacije in napetosti pišemo kot pozitivne, ne glede na to ali so tlačne ali natezne, pazimo pa na predznake pri silah. S σ_s označimo napetost v natezni jekleni armaturi, s σ_{s1} pa napetost v tlačni jekleni armaturi; velja ($\bar{\sigma}$ predstavlja ali s ali s_1): $\sigma_s = E_s \epsilon_s$, če je $\epsilon_s < f_y / (\gamma_s E_s)$, in $\sigma_s = f_y / \gamma_s$, če je $\epsilon_s \geq f_y / (\gamma_s E_s)$.

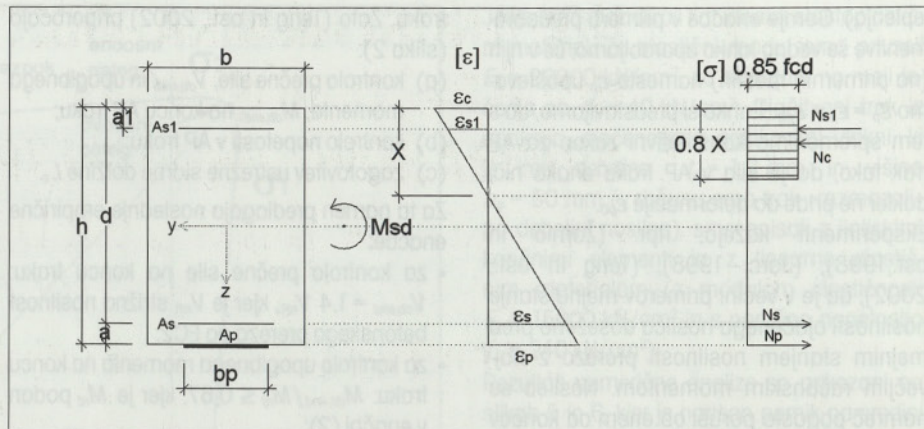
Mejno stanje nosilnosti prereza na sredini razpona je doseženo, ko je M_{sd} enak momentu M_{rd} , ki ga ojačeni prerez lahko prevzame. Slednjega izračunamo ob predpostavljene deformacijski ravnini prereza. Lahko si izberemo takšno, da bo hkrati prišlo do porušitve betona v tlaku in AP traku v nategu; po EC2 je porušna deformacija betona v tlaku $\epsilon_c = 0,0035$, porušna deformacija traku v nategu pa je $\epsilon_p = f_p / (\gamma_p E_p)$. Višina tlačne cone je v tem primeru enaka (slika 1) $x = h \epsilon_c / (\epsilon_c + \epsilon_p)$. Iz ravnotežja sil v prerezu, $N_p + N_s = N_c + N_{s1}$, kjer je $N_p = A_p f_p / \gamma_p$, $N_s = A_s \sigma_s$, $N_c = 0,8 \times 0,85 f_{cd} b$ (uporabimo nadomestni pravokotnik, slika 1) in $N_{s1} = A_{s1} \sigma_{s1}$, lahko dobimo pripadajoči prerez traku

$$A_p = \frac{N_c + N_{s1} - N_s}{f_p / \gamma_p} = A_{p,kr} \quad (1)$$

Prerez traku, ki ga dobimo z enačbo (1), označimo kot kritični prerez. Če je površina traku večja od $A_{p,kr}$, bo v prerezu prišlo do porušitve po betonu, če pa je površina traku manjša od $A_{p,kr}$, se bo pretrgal trak. Odpornostni moment prereza lahko potem izračunamo kot:

$$M_{rd} = N_{s1} \left(\frac{h}{2} - a_1 \right) + N_c \left(\frac{h}{2} - 0,4x \right) + N_s \left(\frac{h}{2} - a \right) + N_p \frac{h}{2} = N_{s1} (d - a_1) + N_c (d - 0,4x) + N_p a \quad (2)$$

- f_p, f_{cd} natezna trdnost armiranega polimera, računaska trdnost betona
- f_y meja elastičnosti jekla
- γ_p, γ_s parcialni varnostni faktor za armirani polimer oziroma za jeklo
- E_p, E_s elastični modul armiranega polimera oziroma jekla



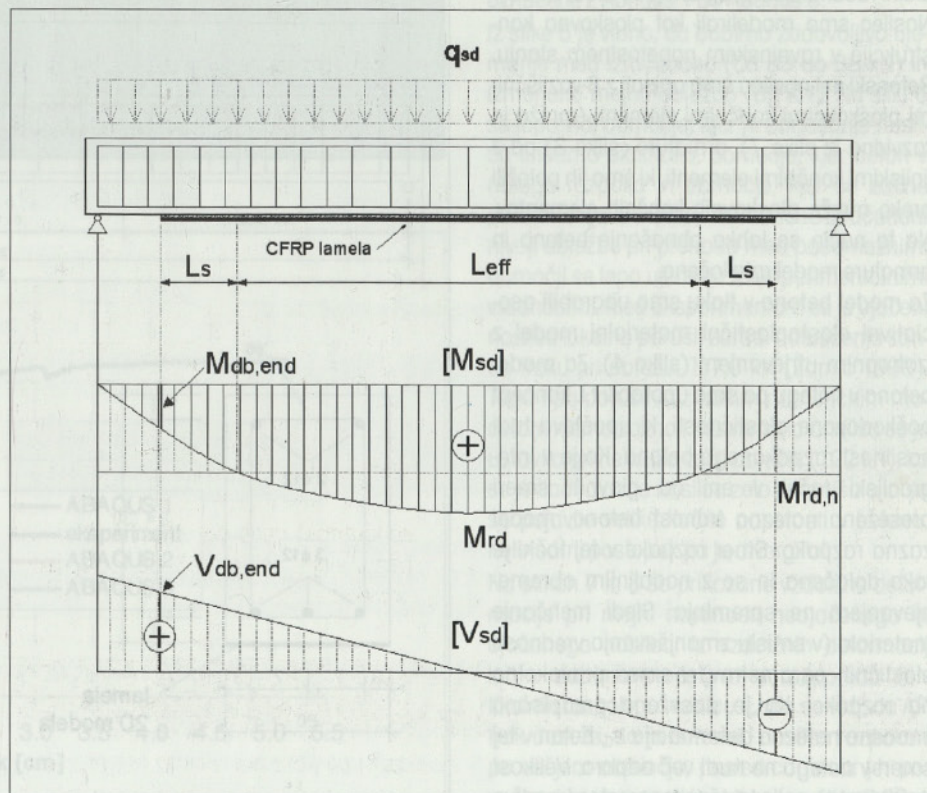
Slika 1 • Deformacije in sile (privzet je nadomestni pravokotnik v tlaku) v prečnem prerezu ojačenega nosilca

Poglejmo še, kakšen mora biti prerez traku, če naj v prerezu z maksimalnim računskim momentom hkrati pride do porušitve betona in plastifikacije armature. Višina tlačne cone je v tem primeru enaka $x = d \epsilon_c / (\epsilon_c + f_y / (\gamma_s E_s))$. Iz ravnotežja sil v prerezu $N_p + N_s = N_c + N_{s1}$, kjer je $N_p = A_p E_p \epsilon_c$, $N_s = A_s f_y / \gamma_s$, $N_c = 0,8 \times 0,85 f_{cd} b$, in $N_{s1} = A_{s1} \sigma_{s1}$, lahko dobimo pripadajoči prerez traku

$$A_p = \frac{N_c + N_{s1} - N_s}{E_p \epsilon_p} = A_{p,maks} \quad (3)$$

ki ga označimo kot maksimalnega. Če je površina traku večja od $A_{p,maks}$, bo v prerezu prišlo do porušitve po betonu, še preden se bo plastificirala armatura.

Enačbi (1) in (3) veljata, če nosilec ni predobremenjen. Praktično pa je nosilec vedno predobremenjen (vsaj z lastno težo) v času lepljenja AP traku. Na spodnji strani nosilca je tako v prerezu z maksimalnim računskim momentom pred lepljenjem AP traku natezna deformacija ϵ_{p0} (ta je seveda povezana z momentom M_0 , ki ga ta prerez prevzema v času



Slika 2 • Območje ojačevanja

Preglednica 1 • Nekatero uporabljene oznake

lepljenja). Gornje enačbe v primeru predobremeniitve še vedno lahko uporabljamo, če v njih (na primernih mestih) namesto ε_p upoštevamo $\varepsilon_p = \varepsilon_p + \varepsilon_{p0}$. Lahko si predstavljamo, da s tem spremenimo konstitutivni zakon za AP trak tako, da je sila v AP traku enaka nič, dokler ne pride do deformacije ε_{p0} .

Ekperimenti kažejo, npr. (Žarnić in ost., 1998), (Jarc, 1998), (Teng in ost., 2002), da je v večini primerov mejno stanje nosilnosti ojačenega nosilca doseženo pred mejnim stanjem nosilnosti prereza z največjim računskim momentom. Nosilec se namreč pogosto poruši ob enem od koncev

traku. Zato (Teng in ost., 2002) priporočajo (slika 2):

- (a) kontrolo prečne sile, $V_{ab, end}$, in upogibnega momenta, $M_{ab, end}$, na koncu AP traku;
- (b) kontrolo napetosti v AP traku;
- (c) zagotovitev ustreznih sidrskih dolžin L_s .

Za ta namen predlagajo naslednje empirične enačbe:

- za kontrolo prečne sile na koncu traku: $V_{ab, end} = 1,4 V_{rd}$, kjer je V_{rd} strižna nosilnost betonskega prereza po EC2;
- za kontrolo upogibnega momenta na koncu traku: $M_{ab, end} / M_{rd} \leq 0,67$, kjer je M_{rd} podan v enačbi (2);

- za sidrno dolžino: $L_s = 2\sqrt{E_p t_p / \sqrt{f_{cd}}}$, kjer je $E_p t_p$ je podan v MPa mm, f_{cd} pa v MPa, t_p pa je debelina AP traku;
- za kontrolo napetosti v traku: $f_{pd} = \{f_p, \sigma_{ab}\}$, kjer je $\sigma_{ab} = 0,4 \cdot \beta_p \cdot \beta_L \cdot \sqrt{E_p \sqrt{f_{cd}} / t_p}$, $\beta_p = \sqrt{(2 - b_p/b) / (1 + b_p/b)}$, $\beta_L = 1$, če je $L \geq L_s/2$ in $\beta_L = \sin(\pi L / L_s)$, če je $L < L_s/2$, kjer je L dolžina AP traku.

V gornjih enačbah, kjer se preverja prerez na sredini razpona nosilca, naj bi f_p nadomestili s f_{pd} .

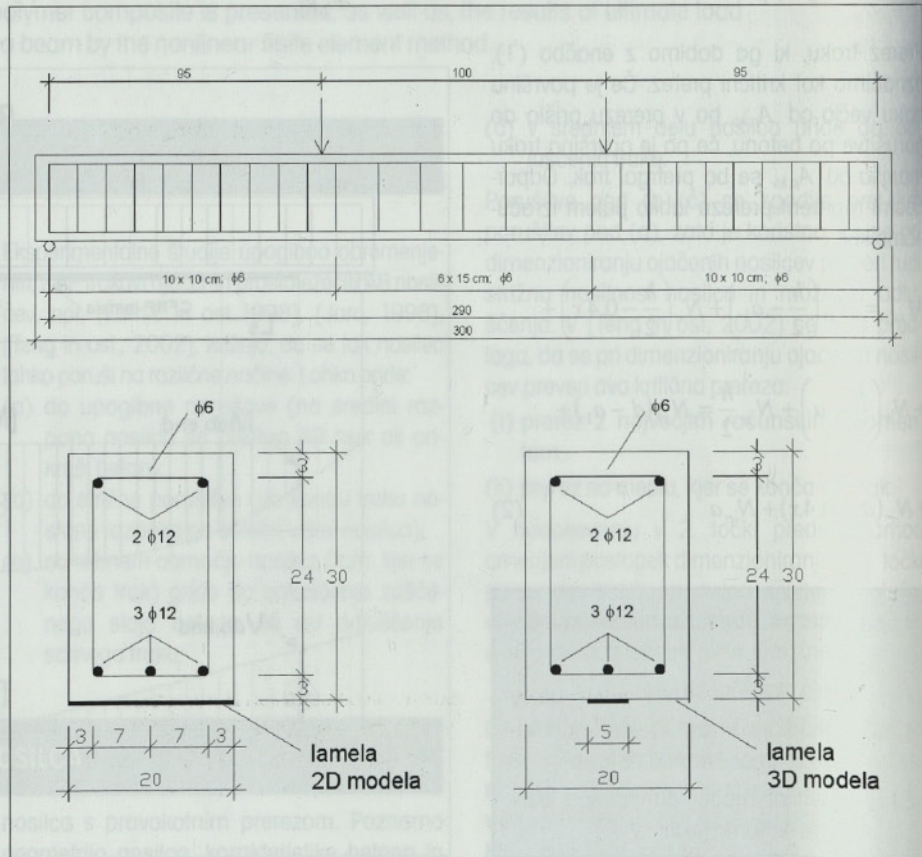
3 • ANALIZA OJAČENEGA NOSILCA PO NELINEARNI METODI KONČNIH ELEMENTOV

Z nelinearno metodo končnih elementov smo analizirali nosilec (Batistič, 2005), katerega nosilnost je bila že ugotovljena v laboratoriju, glej (Žarnić in ost., 1998), (Jarc, 1998). Podatki o nosilcu so na sliki 3. Pri numeričnem ugotavljanju nosilnosti smo uporabili komercialni računalniški program (ABAQUS, 2003). Nosilec smo modelirali kot ploskovno konstrukcijo v ravninskem napetostnem stanju. Betonski del nosilca smo opisali z 8-vozljiščnimi ploskovnimi končnimi elementi (mreža je razvidna iz slike 7), armaturo (slika 3) pa z linijskimi končnimi elementi, ki smo jih položili preko mreže ploskovnih končnih elementov. Na ta način se lahko obnašanje betona in armature modelirata ločeno.

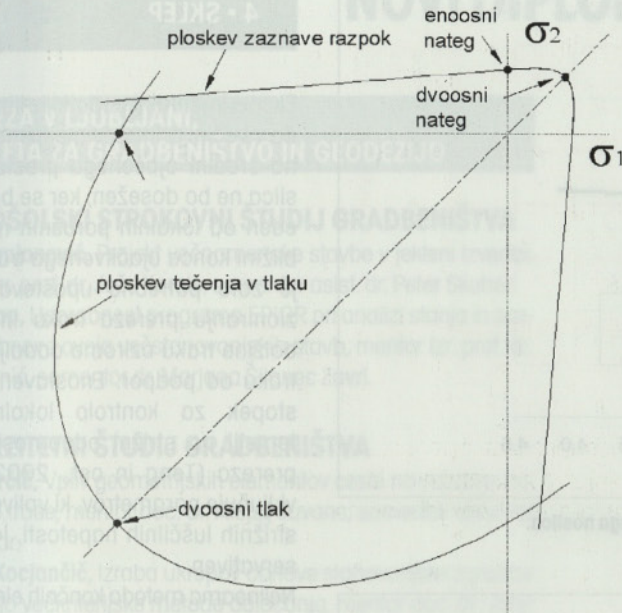
Za model betona v tlaku smo uporabili asociativni elastoplastični materialni model z izotropnim utrjevanjem (slika 4). Za model betona v nategu pa smo uporabili t.i. koncept poškodovane elastičnosti, ki upošteva tudi nosilnost razpokanega betona. Ko je v integracijski točki v eni od glavnih smeri presežena natezna trdnost betona, model zazna razpoko. Smer razpoke v tej točki je tako določena in se z nadaljnjim obremenjevanjem ne spreminja. Sledi mehčanje materiala (v smislu zmanjševanja vrednosti elastičnih parametrov) v smeri pravokotno na razpoko. Ko je dosežena predpisana enoosna natezna deformacija ε_0 , beton v tej smeri v nategu ne nudi več odpora. Velikost deformacije ε_0 , je ključni parameter, ki vpliva na obnašanje obravnavanega modela beto-

na. V vsaki integracijski točki sta možni dve ortogonalni razpoki. Takšen model betona se v literaturi pogosto imenuje model s fiksniimi

razmazanimi razpokami. Podatki, ki smo jih uporabili za modeliranje betona, so zbrani v preglednici 2.



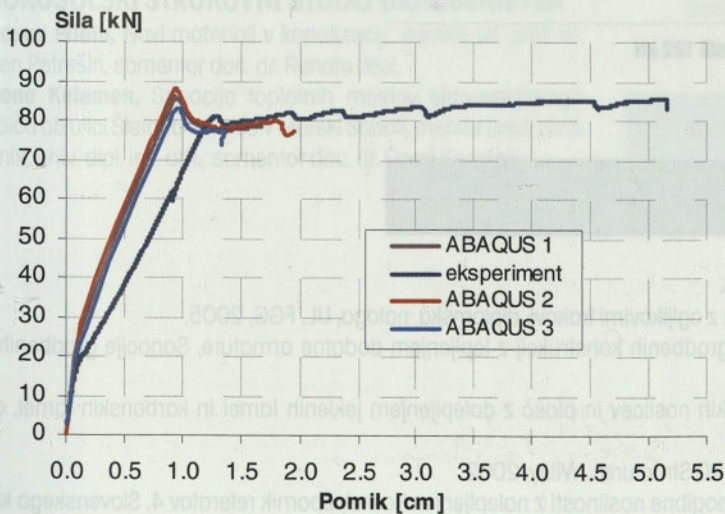
Slika 3 • Dimenzije nosilca in armature ter razpored sil, enote so cm



Slika 4 • Meja tečenja v tlaku in krivulja zaznave razpok v nategu

- Elastični modul 3000 kN/cm²
- Poissonov količnik 0,2
- Napetost na meji tečenja pri enoosnem tlaku 1,0 kN/cm²
- Napetost pri porušitvi pri enoosnem tlaku 2,5 kN/cm²
- Plastična deformacija pri enoosni porušitvi $2,9 \cdot 10^{-3}$
- Izotropno utrjevanje: skladno z diagramom po EC2
- Razmerje med enoosno porušno napetostjo v nategu in tlaku 0,05, 0,06, 0,07 ali 0,09
- Specifična teža 25 kN/m³
- Napetost, pri kateri beton razpoka
- Linearno padanje natezne napetosti na nič, ko je ϵ_0 enak 0,01 ali 0,02
- Razmerje med tlačno trdnostjo pri dvoosnem in enoosnem tlaku 1,16

Preglednica 2 • Podatki za modeliranje betona



Slika 5 • Sila v odvisnosti od pomika spodnje točke na sredini AB nosilca; neojačeni nosilec

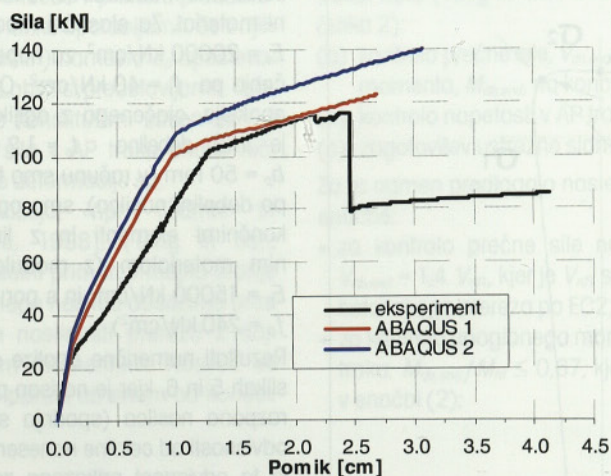
Jeklo smo modelirali kot idealni elastoplastični material. Za elastični modul smo privzeli $E_s = 20000 \text{ kN/cm}^2$, za napetost na meji tečenja pa $f_y = 40 \text{ kN/cm}^2$. Ojačitveni trak iz epoksija, ojačenega z ogljikovimi vlakni, ki je imel debelino $t_p = 1,2 \text{ mm}$ in višino $b_p = 50 \text{ mm}$ (v računu smo trak »razmazali« po debelini nosilca), smo opisali z linijskimi končnimi elementi in z linearno elastičnim materialom (z modulom elastičnosti $E_p = 15000 \text{ kN/cm}^2$ in s porušno napetostjo $f_p = 240 \text{ kN/cm}^2$).

Rezultati numerične analize so prikazani na slikah 5 in 6, kjer je narisan pomik na sredini razpona nosilca (spodnja stran nosilca) v odvisnosti od celotne nanesene sile. Na sliki 5 je ta odvisnost prikazana za neojačeni AB nosilec, na sliki 6 pa za AB nosilec, ojačen z AP trakom. Opazno je, da se numerični modeli nosilca obnašajo bolj togo od eksperimentalno preizkušene nosilca. To je še posebej vidno v območju, ko se pojavijo razpoke v betonu, armatura pa se še ni plastificirala. Izkaže se, da imajo največji vpliv na numerične rezultate parametri, ki vplivajo na modeliranje razpokanega betona. Spreminjanje vrednosti natezne enoosne napetosti, ki povzroči razpoko (od 0,05 do $0,09 \cdot 25 \text{ kN/m}^2$), ter natezne enoosne deformacije, pri kateri beton v nategu ne nosi več (od 0,01 do 0,02), nam da različne krivulje. Nekatere od njih so na slikah 5 in 6 označene z Abaqus 1 do Abaqus 3.

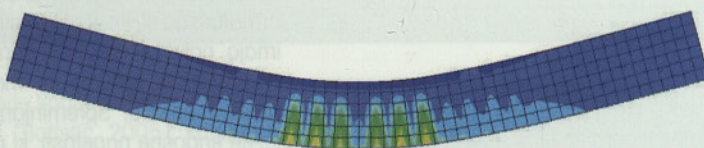
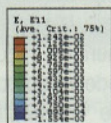
Iz slike 5 je vidno, da dobimo zadovoljivo ujemanje med izračunano (od 83 do 88 kN) in izmerjeno mejno obtežbo (82 kN). Na sliki 6 se lepo vidi območje, kjer je obnašanje nosilca linearno elastično, območje, kjer beton v nategu razpoka in območje, kjer se začne plastifikacija armature. Numerično izračunani nivoji obtežbe pri prehodu med posameznimi območji se lepo ujemajo z eksperimentalnimi vrednostmi. Med eksperimentom se je ojačeni nosilec lokalno porušil zaradi odlusčenja konca traku pri obtežbi 117,0 kN (Žarnić 1998). Tega tipa porušitve z našim numeričnim modelom nismo zaznali. Numerična analiza se je ustavila pri nekoliko večji obtežbi (122 kN), ko se je tlačna cona nosilca zelo zmanjšala in so se pojavile velike tlačne napetosti v betonu, nelinearni postopek pa je divergirala.

Na slikah 7 in 8 so prikazane vzdolžne deformacije pri mejni nosilnosti neojačenega in ojačenega nosilca. Iz vzdolžnih deformacij lahko dobimo predstavo o razporedu vertikalnih razpok po nosilcu. Lepo se vidi, da AP trak doseže, da je betonski nosilec razpokan po večjem območju, posledica česar je povečana mejna nosilnost nosilca (s približno 88 kN na približno 120 kN).

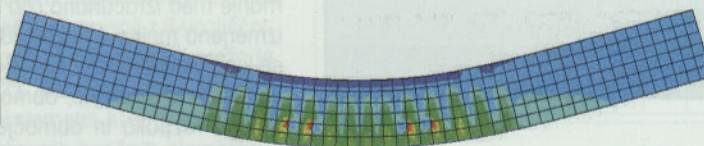
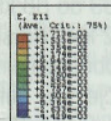
4 • SKLEP



Slika 6 • Sila v odvisnosti od pomika spodnje točke na sredini ojačenega nosilca.



Slika 7 • Deformacije v vzdolžni smeri pri neojačenem nosilcu pri sili 88 kN



Slika 8 • Deformacije v vzdolžni smeri pri ojačenem nosilcu pri sili 122 kN

Eksperimentalni podatki iz literature kažejo, da v večini primerov mejni moment prereza na sredini ojačenega prostoležečega nosilca ne bo dosežen, ker se bo prej formiral eden od lokalnih porušnih mehanizmov v bližini konca ojačitvenega traku. To dejstvo je zato potrebno upoštevati pri dimenzioniranju prereza traku in pri določitvi dolžine traku oziroma oddaljenosti koncev traku od podpor. Enostaven računski postopek za kontrolo lokalnih porušitev temelji na strižni odpornosti betonskega prereza (Teng in ost., 2002). Ker pa ne vključuje parametrov, ki vplivajo na velikost strižnih luščilnih napetosti, je grob in konservativen.

Nelinearna metoda končnih elementov je zelo primerno orodje za analizo obnašanja z AP-trakovi ojačenih AB nosilcev (in tudi drugih konstrukcijskih elementov). V našem primeru smo uporabili relativno enostaven model za AB in z njim dokaj dobro ocenili mejno nosilnost tako neojačenega AB nosilca, kot tudi z AP-trakom ojačenega AB nosilca. Za oceno mejne nosilnosti smo uporabili diagrame sila-pomik. Zavedati pa se je treba, da je mejna nosilnost ojačenega nosilca težko oceniti, ker je njegova porušitev neduktilna.

5 • LITERATURA

- ABAQUS, Verzija 6.4, Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc., 2003.
- Batistič, D., Obnašanje armiranobetonskih nosilcev, ojačenih z ogljikovimi trakovi, diplomska naloga, UL, FGG, 2005.
- Bergant, M., Gerbec, B., Metoda statične utrditve nosilnih gradbenih konstrukcij z lepljenjem dodatne armature, Sanacije gradbenih objektov, Grum, B., ur., 201–218, I2 založba, 2005.
- Jarc, M., Eksperimentalna študija ojačitve armiranobetonskih nosilcev in plošč z dolepljenjem jeklenih lamel in karbonskih lamel, diplomska naloga, UL, FGG, 1998.
- Teng, J. G., Chen, J. F., Smith, S. T., Lam, L., FRP-strengthened RC Structures, Wiley, 2002.
- Žarnić, R., Bokan-Bosijkov V., Bosijkov V., Jarc M., Zvišanje upogibne nosilnosti z nalepljenjem lamel, Zbornik referatov 4. Slovenskega kongresa o cestah in prometu, 398–406, 1998.
- Žarnić, R., Utrditve konstrukcij z armiranimi plastičnimi masami, Gradbeni vestnik, 51, 279–289, 2002.

NOVI DIPLOMANTI

UNIVERZA V LJUBLJANI, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO IN GEODEZIJO

VISOKOŠOLSKI STROKOVNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Milan Ognjanović, Projekt večnamenske stavbe v jekleni izvedbi, mentor izr. prof. dr. Jože Korelc, somentor asist. dr. Peter Skuber.

Andrej Lap, Uporabnost programa EPIQR pri analizi stanja in scenarijev obnove ovoja večstanovanjskih stavb, mentor izr. prof. dr. Roko Žarnić, somentor dr. Marjana Šijanec Zavrl.

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Tadej Berčič, Vpliv geometrijskih elementov ceste na vizualno zaznavanje frase, mentor doc. dr. Alojzij Juvanc, somentor asist. dr. Peter Lipar.

Boštjan Kocjančič, Izraba ukrepov obnove stanovanjske zgradbe s pomočjo večkriterijske metode odločanja, mentor doc. dr. Jana Šelih.

Andrej Likar, Sanacija in zaščita betonskih objektov, poškodovanih zaradi korozije armature, mentor izr. prof. dr. Franc Saje.

Andrej Andolšek, Rekonstrukcija delovanja vodovodnega sistema v Ferarijevem vrtu v Štanjelu, mentor izr. prof. dr. Boris Kompare.

Luka Žveglič, Primerjalna analiza ukrepov za zmanjševanje porabe energije za ogrevanje v stavbi FGG, mentor izr. prof. dr. Aleš Krainer, somentor doc. dr. Živa Kristl.

MAGISTRSKI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Igor Gorup, Analiza sodobnih metod dimenzioniranja jeklenih rezervoarjev po standardih Evrokod, mentor prof. dr. Darko Beg.

UNIVERZA V MARIBORU, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO

VISOKOŠOLSKI STROKOVNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Radovan Frleta, Novi materiali v kanalizaciji, mentor izr. prof. dr. Eugen Petrešin, somentor doc. dr. Renata Jecl.

Simona Kelemen, Sanacija toplotnih mostov stanovanjskega stolpiča ob ulici Štefana Kovača v Murski Soboti, mentor pred. Uroš Lobnik, univ. dipl. inž. arh., somentor doc. dr. Dean Korošak.

Zorica Koban, Določitev optimalne variante sanacije fasade individualne stanovanjske hiše, mentor pred. Samo Lubej, univ. dipl. inž. grad.

Boštjan Krebs, Vpliv debeline lesenih lamel na upogibno trdnost lepljenih lameliranih lesenih nosilcev, mentor pred. Samo Lubej, univ. dipl. inž. grad., somentor Željko Vene, univ. dipl. inž. grad.

Alojz Maurič, Statični preračun elementov AB montažne konstrukcije po JUS in EC standardih, mentor pred. Benedikt Boršič, univ. dipl. inž. grad., somentor Gorazd Ranziger, univ. dipl. inž. grad.

Peter Posinek, Primerjava postopkov dimenzioniranja voziščnih konstrukcij maloprometnih cest, mentor izr. prof. dr. Tomaž Tollazzi, somentor mag. Marko Renčelj.

Dejan Rostohar, Projekt organizacije gradbišča s terminskim planom izgradnje poslovno-stanovanjskega objekta v Kamnici, mentor prof. dr. Mirko Pšunder.

Dušan Sagadin, Preglednosti krožnih križišč, mentor izr. prof. dr. Tomaž Tollazzi.

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Jure Hlebič, Tehnologija vrvanja konstrukcij, mentor doc. dr. Andrej Štrukelj.

UNIVERZA V MARIBORU, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO – EKONOMSKO POSLOVNA FAKULTETA

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ GOSPODARSKEGA INŽENIRSTVA

Robert Grošeta, Projekt organizacije zahtevnega gradbišča poslovne stavbe v Mariboru, mentorja red. prof. dr. Mirko Pšunder in izr. prof. dr. Jožica Knez Riedl.

Mitja Vogrinc, Analiza trga in uporaba toplotne črpalke v stanovanjskih zgradbah, mentorja doc. dr. Dean Korošak in red. prof. dr. Boris Snoj.

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

KOLENDAR PRIREDITEV

7.5. - 9.5.2006

ITS America 2006 Annual Meeting & Exposition

Philadelphia, PA, ZDA
www.itsa.org/annualmeeting.html
annualmeeting@itsa.org

15.5. - 18.5.2006

Growth 2006 International Parking Conference & Exposition

Las Vegas, ZDA
www.parking.org

18.5.2006

13. Slovenski kolokvij o betonih: Agregati v betonih

Trg republike 3
Ljubljana, Slovenija
www.irma.si

18.5. - 21.5.2006

2006 Structures Congress

St. Louis, Missouri, ZDA
www.asce.org/conferences/structures2006/17/

21.5. - 24.5.2006

International conference on BRIDGES

Dubrovnik, Hrvaška
secon@grad.hr

31.5. - 2.6.2006

Mobility Trends

Paris, Francija
www.mobilitytrends.com

4.6. - 6.6.2006

8th International Symposium Transport Noise and Vibration 2006

St. Petersburg, Rusija
<http://webcenter.ru/~eeaa/tn06/>
eeaa-vaa@peterlink.ru

4.7. - 7.7.2006

Infrastructure Facilities Asia 2006

Singapur
www.infrastructure-asia.com
enquiry@hqinterfama.com

11.7. - 13.7.2006

Aerodynamics and Ventilation of Vehicle Tunnels

Portorož, Slovenija
www.bhrgroup.com/confsite/av06home.htm
bastle@bhrgroup.com

4.8. - 6.8.2006

International Conference on Physical Modelling in Geotechnics 2006

Hong Kong
www.icpmg2006.ust.hk/onlinesubmission.htm
stse@ust.hk

6.8. - 10.8.2006

WCTE 2006 World Conference on Timber

Portland, Oregon, ZDA
www.alexschreyer.de/eng/w_conf.htm
jamie.legoe@oregonstate.edu

14.8. - 16.8.2006

ASCE Operating Reservoirs in Changing Conditions

Sacramento, California, ZDA
www.asce.org/conferences/om06/abstract.cfm

4.8. - 17.8.2006

STESSA 2006

Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas
Yokohama, Japonska
www.serc.titech.ac.jp/stessa2006/
wada@serc.titech.ac.jp

29.8. - 1.9.2006

12th European Conference on Composite Materials

Biarritz, Francija
www.paginas.fe.up.pt/ECCM12/
eccm12@lcts.u-bordeaux1.fr

6.9. - 8.9.2006

6st European Coference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering

Graz, Avstrija
www.numge06.tugraz.at
numge06@tugraz.at

6.9. - 10.9.2006

10th IAEG Congress Engineering geology for tomorrow's cities

Nottingham, Anglja
www.iaeg2006.com
contact@iaeg2006.com

13.9. - 15.9.2006

IABSE Symposium on Responding to Tomorrow's Challenges in Structural Engineering

Budimpešta, Madžarska
www.iabse.hu
iabse@asszisztencia.hu

25.9. - 30.9.2006

7th International Symposium on Environmental Geochemistry

Peking, Kitajska
www.iseg2006.com/welcome.htm
iseg2006@vip.skleg.cn

15.11. - 17.11.2006

8th International Symposium on Tunnel Construction and Underground Structures

(8. mednarodno posvetovanje o gradnji predorov in podzemnih prostorov)
Ljubljana, Slovenija
www.drustvo-dpgk.si
leon.kostiov@tirnet.net

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: Construction's Sustainable Option

Dundee, Škotska
www.ctucongress.co.uk

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