

TLAČNO OBREMENJENI UKRIVLJENI JEKLENI PANELI V NOSILCIH MOSTOV

CURVED STEEL PANELS IN BRIDGE GIRDERS LOADED IN COMPRESSION

asist. dr. Sara Piculin, univ. dipl. inž. grad.

sara.piculin@fgg.uni-lj.si

doc. dr. Primož Može, univ. dipl. inž. grad.

primoz.moze@fgg.uni-lj.si

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo
in geodezijo

Katedra za metalne konstrukcije

Jamova cesta 2, 1000 Ljubljana

Znanstveni članek

UDK 624.014.2+624.8

Povzetek | V zadnjih letih je uporaba ukrivljenih pločevinastih elementov v nosilcih jeklenih in sovprežnih mostov vse pogostejša. Obnašanje vzdolžno ojačanih, prečno ukrivljenih pločevin je kompleksen problem, zlasti zaradi interakcije ukrivljenosti, relativne togosti ojačitev in začetnih nepopolnosti. Cilj eksperimentalnih in numeričnih testov, ki so predstavljeni v prispevku, je razložiti obnašanje tovrstnih konstrukcij in prikazati prednosti ukrivljenih pločevin v nosilcih mostov. V ta namen je bilo opravljenih devet tlačnih preskusov na vzdolžno in prečno ojačanih pločevinah iz jekla visoke trdnosti, in sicer S500 in S700. Na podlagi eksperimentalnih rezultatov so podane ugotovitve glede vpliva različnih parametrov na tlačno nosilnost ukrivljenih pločevin. V nadaljevanju je opravljena obsežna parametrična študija na poenostavljenem numeričnem modelu, katerega ustreznost je potrjena z eksperimentalnimi rezultati. V študiji so obravnavani različni parametri, kot so ukrivljenost, vitkost pločevine, velikosti ojačitev in oblika začetnih nepopolnosti ter njihovih vplivov na končno nosilnost ojačanih ukrivljenih pločevin. Poudarjeni so pozitivni vplivi ukrivljenosti na nosilnost prečnih prerezov. Predstavljena je študija vpliva geometrijskih nepopolnosti na mejno nosilnost pločevin, ki temelji na spremembi koordinat vozlišč končnih elementov na podlagi sinusnih funkcij. Nazadnje so predlagana pravila za dimenzioniranje vzdolžno ojačanih, ukrivljenih pločevin, ki so izpostavljene tlačnim napetostim. Pravila ustrezajo formalizmu obstoječih evropskih standardov za pločevinaste konstrukcije. Mejne obremenitve, dobljene z eksperimentalnimi in numeričnimi preskusi, so primerjane z novimi pravili za dimenzioniranje in doseženo je dobro ujemanje.

Ključne besede: jekleni škatlasti nosilci, ukrivljene pločevine, eksperimentalni testi, numerične simulacije, začetne nepopolnosti

Summary | The employment of curved panels in the design of steel and steel-concrete composite bridge decks is gaining popularity. The behaviour of longitudinally stiffened, transversally curved plates is a complex problem, especially due to the interaction of curvature, relative stiffness of the stiffeners and initial imperfections. The experimental and finite element investigations presented in this article aim to explain the behaviour of such structures and to demonstrate the advantages of bridge decks with curved panels. To this end, nine large-scale experimental tests were performed on longitudinally and transversally stiffened plates made of high strength steel, namely S500 and S700. The effects of various parameters on the resistance of the plate to pure compression are discussed. In addition, a comprehensive parametric study is performed on a simplified numerical model verified against the test results. The study examines various parameters such as curvature, plate slenderness, size of the stiffeners and their impact on the ultimate resistance of the stiffened curved plates. From the results, some important conclusions are drawn regarding structural behaviour and the positive effects of curvature on cross-sectional resistance. A study on the influence of geometric imperfections on the ultimate load-car-

rying capacity is presented, which is based on the modification of node coordinates by means of sinusoidal functions. Finally, design rules are proposed for longitudinally stiffened curved plates that are subjected to compressive stresses. The rules correspond to the formalism of EN 1993-1-5 for flat plated structures. The maximum loads obtained from experimental and numerical tests are compared with the new design rules and a good correlation is achieved.

Key words: steel box-girder, curved plated structures, experimental tests, numerical simulations, initial imperfections

1 • UVOD

Pločevinaste konstrukcije se uporabljajo na številnih tehnoloških področjih, kjer je nizka teža konstrukcije ključnega pomena. Če so ustrezno zasnovane, lahko takšne konstrukcije prenesejo velike obremenitve z razmeroma majhno porabo materiala. V gradbeništvu se pločevine kot nosilni elementi konstrukcije najpogosteje uporabljajo za mostne nosilce, pri katerih je treba premoščati velike razpone. Prečni prerezi so običajno sestavljeni iz pločevinastih elementov, ki so zvarjeni skupaj tako, da tvorijo zaprto škatlo ali polnostenski nosilec. Zasnova takšnih konstrukcij mora izpolnjevati številne zahteve, med katerimi sta najpomembnejši čim manjša lastna teža konstrukcije in ustrezna stabilnost. Pločevine so zaradi tega običajno zasnovane kot vitke in so dodatno ojačane s številnimi prečnimi in vzdolžnimi ojačitvami različnih oblik. Pločevina, utrjena z rebri, lahko doseže večjo nosilnost pri manjši porabi materiala. Drug način za zmanjšanje teže mostov z dolgimi razponi je uporaba jekel visoke trdnosti. Pri tem je pomembno upoštevati, da se zaradi višje meje plastičnosti zmanjša potrebna debelina pločevin, kar pa poveča njihovo vitkost in s tem podvrženost lokalnim nestabilnostim. V zadnjih letih je pri zasnovi jeklenih in sovprežnih mostov vse pogostejša uporaba ukrivljenih pločevinastih elementov v vlogi

spodnje pasnice škatlastega prereza. Ukrivljeni paneli ponujajo nove estetske rešitve in v nekaterih primerih celo povečajo nosilnost v primerjavi z ravnimi paneli enakih dimenzij ((Tran, 2014), (Piculin, 2017)). Takšni elementi so izpostavljeni velikim tlačnim obremenitvam, predvsem v območjih nad podporami, in so posledično podvrženi stabilnostnim problemom.

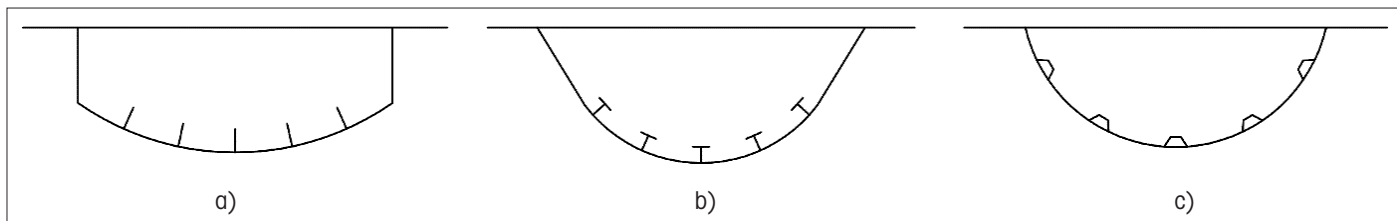
V nasprotju z ravnimi (npr. (Sinur, 2012), (Sinur, 2013), (Timmers, 2016)) ter neojačanimi ukrivljenimi pločevinami ((Tran, 2012), (Martins, 2013), (Martins, 2014)) je področje ojačanih ukrivljenih pločevin še precej neraziskano, čeprav je projektiranje takšnih mostov že precej razširjeno. Posledično se izraža velika potreba po standardih, ki bi projektanta usmerjali pri projektiranju ukrivljenih pločevin. Projektiranje ukrivljenih pločevin namreč ni zajeto v trenutnih evropskih standardih za jeklene konstrukcije. Standarda, ki se ukvarjata s področjem lupinastih jeklenih konstrukcij, sta omejena na ravne panele in rezervoarje, to sta EN 1993-1-5 (CEN, 2006) in EN 1993-1-6 (CEN, 2007). Številni avtorji so pokazali, da se ukrivljeni paneli obnašajo drugače kot obe omenjeni vrsti konstrukcij ((Tran, 2012), (Martins, 2015)).

Obnašanje ukrivljenih in ojačanih konstrukcijskih elementov je zaradi interakcije ukriv-

ljenosti panela, relativne togosti ojačitev in začetnih nepopolnosti kompleksen problem. Vse obstoječe parametrične študije ((Park, 2011), (Tran, 2014), (Piculin, 2017)) razpolagajo z zelo omejenim naborom geometrijskih parametrov, poleg tega so omejene zgolj na odprte prereze vzdolžnih ojačitev in se pri definiciji začetnih nepopolnosti sklicujejo zgolj na prvo uklonsko obliko iz linearne uklonske analize. To lahko v večini primerov vodi do precenjenih vrednosti mejnih nosilnosti ((Martins, 2015), (Timmers, 2018)). Nekaj eksperimentalnih raziskav na področju ojačanih ukrivljenih pločevin je bilo opravljenih v 30. letih prejšnjega stoletja, vendar gre v vseh primerih izključno za konstrukcije iz aluminijevih zlitin. V eksperimentalni študiji so Cho idr. (Cho, 2007) izvedli tlačne teste na šestih ukrivljenih ojačanih panelih, katerih začetna geometrija je bila izbrana glede na dimenzije iz ladjedelniške prakse. Poleg tega materialov in oblik ojačitev ni mogoče direktno aplicirati na področje jeklenih mostnih nosilcev.

Iz vsega naštetega sledi, da je za razvoj novih pravil za dimenzioniranje ukrivljenih pločevin nujna predhodna eksperimentalna in numerična študija njihovega obnašanja. V prispevku so predstavljeni eksperimentalni in numerični testi na ojačanih ukrivljenih panelih, obremenjenih z enakomernimi tlačnimi napetostmi. Poudarjeni so ključni rezultati in ugotovitve testov, prikazane so glavne prednosti uporabe ukrivljenih pločevin v škatlastih nosilcih.

2 • URIVLJENE PLOČEVINE V NOSILCIH MOSTOV



Slika 1 • Shematski prikaz možnih oblik škatlastih prečnih prerezov, ki vključujejo ukrivljeno pasnico in različne prereze vzdolžnih ojačitev.

V zadnjih letih je uporaba ukrivljenih pločevinastih elementov v nosilcih jeklenih in sovprežnih mostov vse pogostejša. Med najpogostejše primere uporabe spadajo horizontalno ukrivljene pločevine v stojinah I-nosilcev ter vzdolžno ukrivljene pločevine kot spodnje pasnice nosilcev s spremenljivo višino vzdolž razpona.

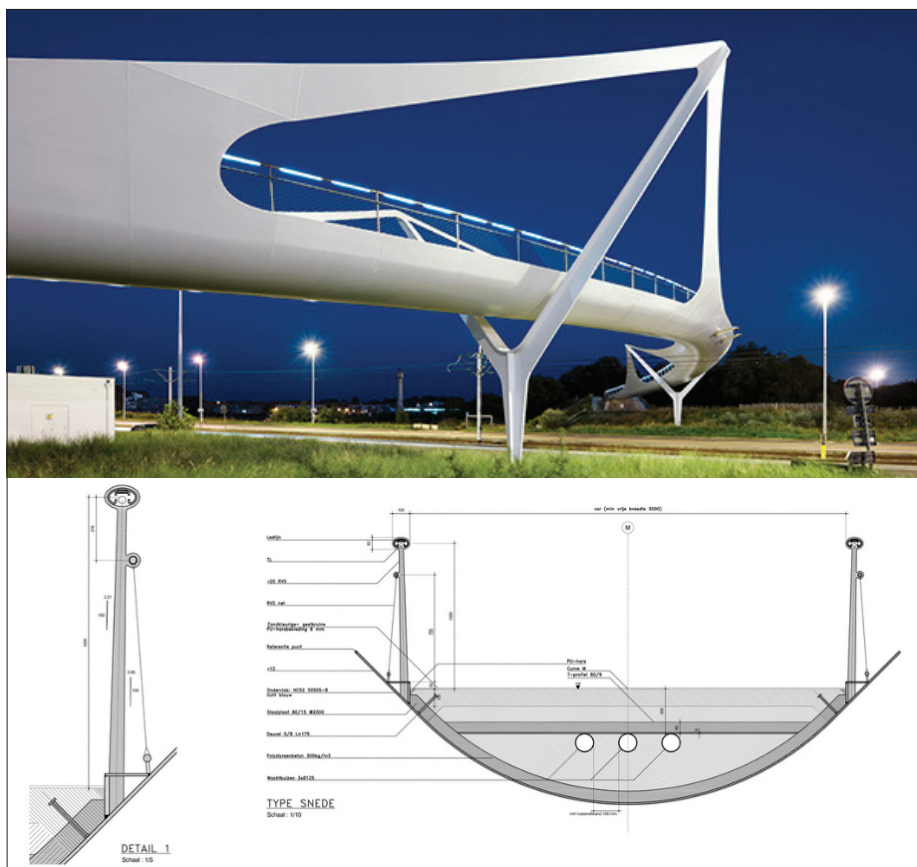
Poleg naštetih možnosti uporabe se v škatlastih prerezih vse pogostejše pojavljajo tudi prečno ukrivljene pločevine, ki v vlogi spodnje pasnice prereza nadomeščajo klasične ravne pločevine. Ukrivljene pasnice so, tako kot ravne, v prečni smeri ojačane s prečnimi ojačitvami ali nosilci, v vzdolžni smeri pa privarjene na vertikalni ali nagnjeni stojini, kot je prikazano na slikah 1a) in b). V nekaterih primerih lahko ukrivljena pasnica opravlja hkrati vlogo pasnice in stojine (slika 1c). Pasnice so običajno vitke in ojačane z vzdolžnimi ojačitvami različnih oblik, ki povečajo njihovo nosilnost in hkrati znižajo lastno težo konstrukcije.

Gradnja jeklenih in sovprežnih mostov z ukrivljeno spodnjo pasnico je v zadnjih letih v porastu po vsej Evropi. O tem priča nedavna študija (Biscaya da Graça, 2017), v kateri je zabeleženih in podrobno opisanih 19 cestnih in železniških mostov ter mostov za pešce, pri katerih se v vlogi spodnje pasnice pojavljajo prečno ukrivljene pločevine. Konstruktivski sistemi teh mostov so različni, po večini gre za mostove s poševnimi zategami. Dva primera takšnih mostov sta prikazana na slikah 2 in 3. Za zanimivost je vredno omeniti avtocestni viadukt Morandi v italijanski Genovi, katerega del se je avgusta 2018 zrušil na naseljeno območje (Morgese, 2020). Na mestu starega viadukta so aprila letos dokončali gradnjo novega, jeklenega viadukta s škatlastim prerezom, ki vsebuje prečno ukrivljeno spodnjo pasnico (slika 4).

Pri vseh obstoječih mostovih ukrivljenost spodnje pasnice presega področje uporabe standarda za projektiranje ravnih pločevinastih konstrukcij EN 1993-1-5. Ta namreč podaja omejitve, da se pločevinasti elementi lahko obravnavajo kot ravni le, če parameter ukrivljenosti Z ustreza pogoju $Z \leq 1$, kjer je parameter ukrivljenosti odvisen od širine pločevine b , debeline t in radija ukrivljenosti R (slika 5):

$$Z = b^2 / Rt \quad (1)$$

Pri ukrivljenih pločevinah obstoječih mostov se parameter ukrivljenosti Z giblje med 5 in 600, kar močno presega omenjeno omejitev.



Slika 2 • Most za pešce De Lichtenlijn, Knokke, Belgija, 2008 (Ney & Partners BXL, 2020).



Slika 3 • Cestni most Renault, Pariz, Francija, 2009 (Massard, 2019).



Slika 4 • Nov avtocestni viadukt v Genovi, 2020 (Corriere Della Sera, 2020).

3 • EKSPERIMENTALNI TESTI

V Konstrukcijsko-prometnem laboratoriju Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani smo naredili serijo eksperimentalnih preiskav na ojačanih ukrivljenih pločevinah, izpostavljenim statičnim tlačnim obremenitvam.

Namen testov je bil preučiti obnašanje pločevin ter vpliv različnih parametrov na njihovo mejno nosilnost. V okviru eksperimentalne preiskave

je bilo obravnavanih devet preizkušancev oziroma panelov, sestavljenih iz ukrivljene pločevine in ojačitev, ki so bile izdelane iz jekla visoke trdnosti, in sicer S500 in S700. Dva panela sta bila sestavljena iz ravne osnovne pločevine, preostalih sedem pa iz ukrivljenih pločevin. Paneli so bili obremenjeni z osno silo v vertikalni smeri. V nadaljevanju so na kratko povzeti podatki o geometriji preizkušancev,

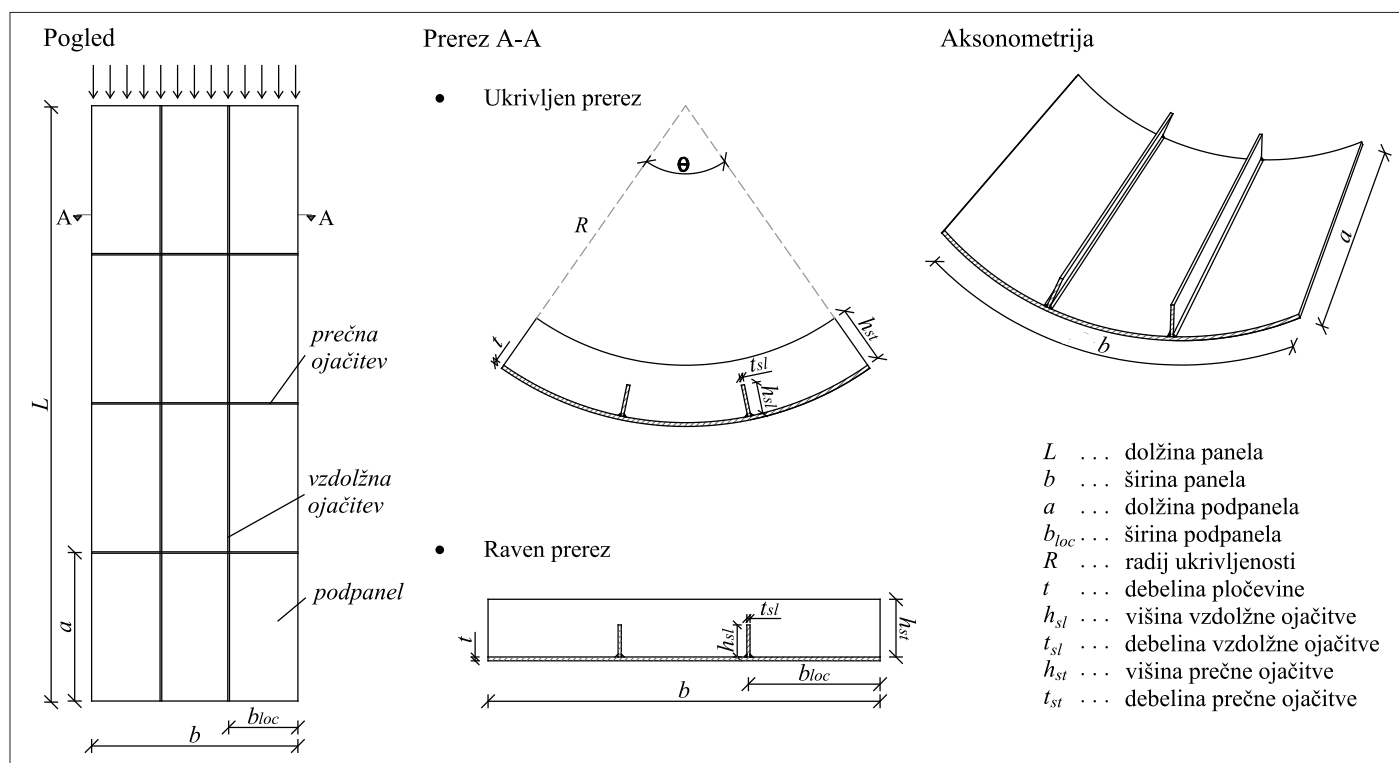
zasnovi eksperimentov, meritvah ter ključni rezultati in ugotovitve. Eksperimenti so podrobno predstavljeni v (Piculin, 2020a).

3.1 Geometrija preizkušancev

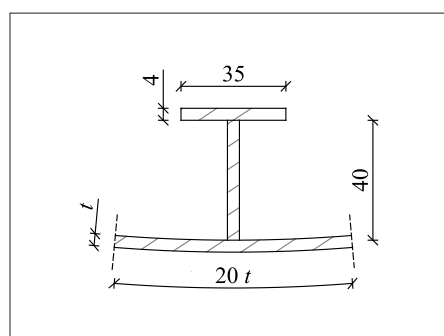
Ukrivljene pločevine najlažje opišemo s parametrom ukrivljenosti Z (1) ter razmerjem stranic panela α , ki je določeno kot razmerje med dolžino panela a in širino panela b :

$$\alpha = a/b \quad (2)$$

Če so pločevine ojačane z vzdolžnimi in prečnimi ojačitvami, običajno govorimo o lokalni ukrivljenosti posameznih podpanelov



Slika 5 • Geometrijske karakteristike vzorcev.



Slika 6 • Dimenzije T-ojačitve v (mm).

Z_{loc} ter o lokalnem razmerju stranic podpanela α_{loc} :

$$Z_{loc} = b_{loc}^2 / Rt \quad (3)$$

$$\alpha_{loc} = a / b_{loc} \quad (4)$$

kjer je b_{loc} širina posameznega podpanela. Geometrijski parametri ojačane pločevine so prikazani na sliki 5. Za obstoječe mostove z ukrivljeno spodnjo pasnico (Biscaya da Graça, 2017) v splošnem velja, da se lokalni parameter ukrivljenosti giblje na intervalu $Z_{loc} \in (1-14)$, globalni parameter ukrivljenosti Z na intervalu $Z \in (5-600)$, lokalno razmerje stranic pa na intervalu $\alpha_{loc} \in (2-8)$.

Paneli, ki smo jih testirali v sklopu te študije, so se med seboj razlikovali po vitkosti podpanelov, obliki vzdolžnih ojačitev, razmerju stranic

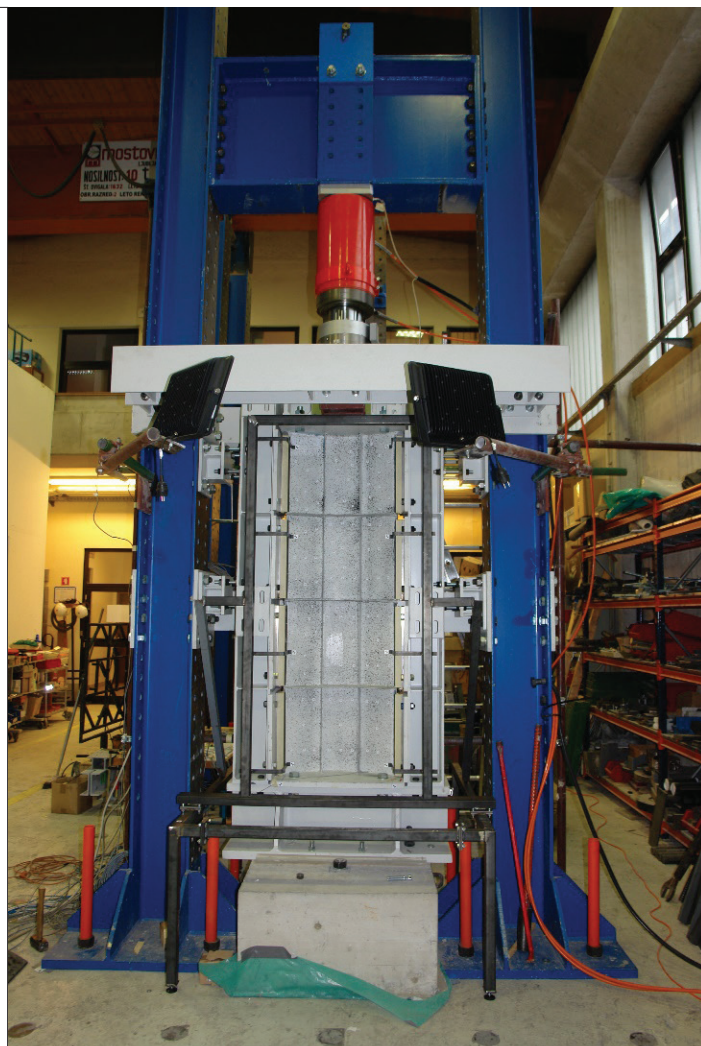
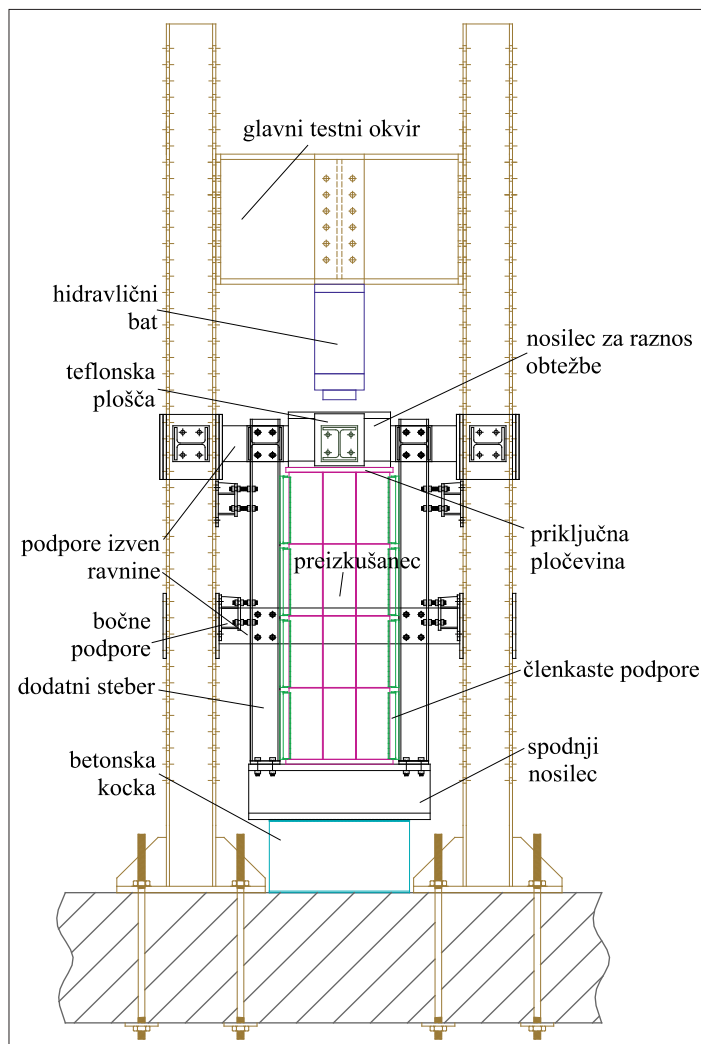
		Pločevina					Podpanel		Vzdolžna ojačitev	
		Material	R (mm)	t (mm)	a (mm)	α	λ_p	Z_{loc}	h_{sl}/t_{sl} (mm)	Material
Ukrivljeni	1C-1	S500MC	500	6	432	0,71	0,81	12	50/5	S500MC
	1C-2	S500MC	500	6	432	0,71	0,81	12	50/5	S500MC
	2C	S500MC	500	6	432	0,71	0,81	12	50/4	S700MC
	3C	S500MC	500	4	432	0,71	1,22	18	50/5	S500MC
	4C	S700MC	500	4	432	0,71	1,44	18	50/4	S700MC
	5C	S500MC	500	4	876	1,43	1,22	18	50/6	S500MC
	6C	S500MC	500	4	876	1,43	1,22	18	T	S500MC
Ravni	1F-1	S500MC		6	432	0,71	0,81	50/5		S500MC
	1F-2	S500MC		6	432	0,71	0,81	50/5		S500MC

Preglednica 1 • Nominalne vrednosti geometrijskih in materialnih lastnosti vzorcev.

panela ter kakovosti materiala. Nekatere dimenzije so ostale enake za vseh devet vzorcev, in sicer širina panela $b = 612$ mm, višina panela $L = 1764$ mm ter dimenzije prečnih ojačitev $h_{st}/t_{st} = 90/4$ mm. Vse druge materialne in geometrijske karakteristike vzorcev so zbrane v preglednici 1. Preizkušane 6C je ojačane z vzdolžnimi ojačitvami T-prereza (slika 6), pri vseh preostalih gre za ploščate odprte ojačitve. Podpaneli se v vseh primerih uvrščajo v 4. razred kompaktnosti z relativno vitkostjo med 0,8 in 1,4.

3.2 Zasnova testov

Schematični prikaz statičnega sistema testiranja ter postavitve testnega sistema v laboratoriju sta prikazana na sliki 7. Vertikalno tlačno obtežbo smo vnašali preko hidravličnega bata z maksimalno kapaciteto 3000 kN, ki smo ga vodili preko pomika s hitrostjo 0,01 mm/s do porušitve vzorca. Bat je bil vpet v glavni testni okvir in je deloval na horizontalni togi nosilec HEM300, ki je bil povezan s preizkušancem in je služil za enakomerni prenos



Slika 7 • Statični sistem testiranja.

obtežbe. Nosilec je bil v bočni smeri podprt preko plošče z nizkim koeficientom trenja, ki je omogočala vertikalne pomike. Tudi na spod-

njem delu je bil preizkušane privijačen na nosilec HEM300, ki je preko betonske kocke prenašal obtežbo v tla (slika 8a). Teste smo

zasnovali tako, da je sila delovala v težišču prečnega prereza preizkušanca. S tem smo v panelu zagotovili čisti tlak in preprečili nas-



a)



b)

Slika 8 • a) Togi nosilec za razporeditev obtežbe in b) členkaste podpore.

tanek dodatnih upogibnih momentov zaradi ekscentričnosti osne sile. Zato je bilo treba pri montaži zagotoviti vertikalnost testnega okvirja in horizontalnost obeh nosilcev, kar smo med drugim dosegli z dodatnim podlivanjem stika med preizkušancem in spodnjim nosilcem. Vertikalni robovi panela so bili členkasto podprti. V ta namen smo zasnovali posebne členkaste podpore, ki so prikazane na sliki 8b. Te so bile pritrjene na dodatne vertikalne stebre, ki so bili bočno podprti.

Obremenjevali smo po korakih, med katerimi smo panel fotografirali, fotografije pa smo uporabili za določitev polja pomikov z metodo fotogrametrije, ki je opisana v naslednjem poglavju.

3.3 Meritve

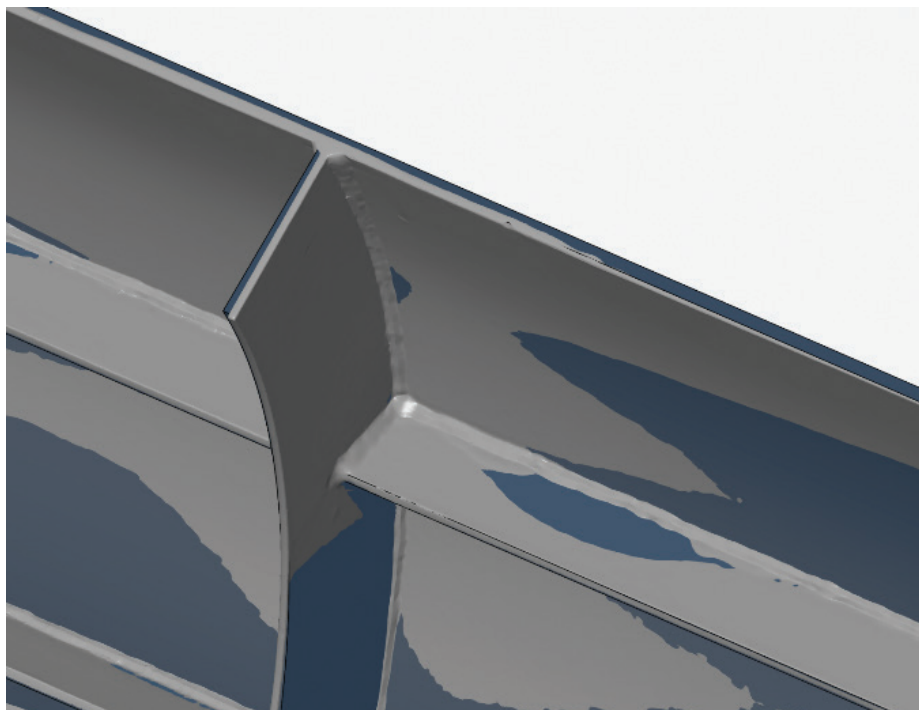
Pred statičnim obremenjevanjem so bili vsi vzorci skenirani z laserskim skenerjem, s katerim smo izmerili natančno geometrijo preizkušancev. Odstopanje dejanske geometrije od nominalne opredelimo kot začetne geometrijske nepopolnosti, ki so služile za nadaljnje numerične simulacije eksperimentov. Preizkušanci so vitki elementi, pri katerih na doseženo mejno nosilnost bistveno vpliva lokalno izbočenje pločevin, ki ga narekujejo oblika in amplituda začetnih nepopolnosti. Primer rezultata skeniranja preizkušanca je prikazan na sliki 9.

Med preizkusom smo vneseno silo merili z merilno celico, ki se nahaja v batu. S pomočjo induktivnih merilcev pomikov, merilnih uric in merilnih lističev deformacij smo med obremenjevanjem merili pomike in deformacije na določenih mestih konstrukcije. Poleg tega smo v posameznih korakih obremenjevanja s fotogrametrijo zajeli celotno polje pomikov ukrivljenega panela. To je omogočilo spremljanje pomikov po celotni konstrukciji in opazovanje izbočenja pločevine. V ta namen je bil celoten vzorec pobarvan z naključnim črno-belimi vzorcem, poleg tega je bilo na vzorcu tudi 40 geodetskih tarč. Za določitev polja pomikov je bilo treba posneti 12 fotografij z različnih zornih kotov in višin. Več o postopku je razloženo v (Grigillo, 2016).

3.4 Rezultati

Eksperimentalne krivulje sila–vertikalni pomik ter vrednosti mejne nosilnosti, ki so bile dosežene v eksperimentalnih testih, so razdeljene na vzorce z debelino pločevine $t = 6$ mm, in prikazane na sliki 10, ter vzorce z debelino pločevine $t = 4$ mm na sliki 11.

Začetni nakloni krivulj panelov z debelino pločevine $t = 6$ mm so med seboj primer-



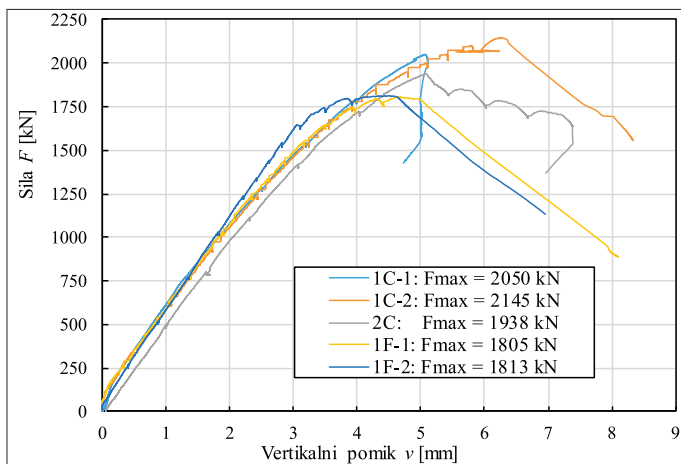
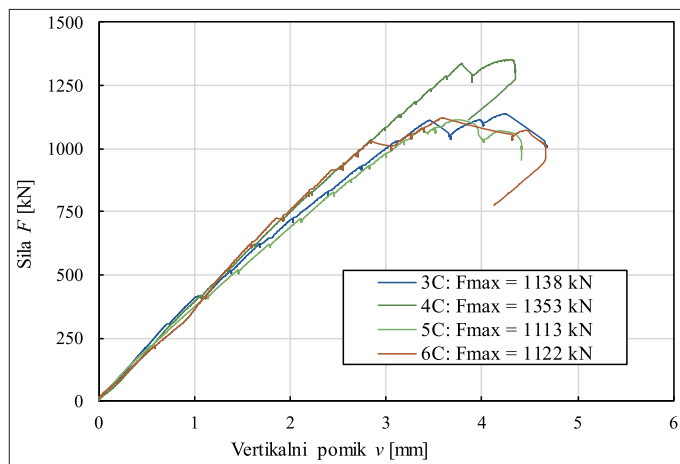
Slika 9 • Detajlna primerjava med idealno (modra) in skenirano (siva) geometrijo vzorca 1C-1.

ljivi. Pri preizkušancu 2C je opaziti nekoliko manjšo togost. Razliko lahko pripišemo manjši debelini vzdolžnih ojačitev. Vsi paneli izkazujejo linearno-elastičen odziv do visokega nivoja obremenitve. Ob prehodu v plastično območje se togost postopno zmanjšuje. Največjo nosilnost je dosegel panel 1C-2, za njim pa 1C-1 s 4,6 % manjšo nosilnostjo. Oba panela imata popolnoma enako nominalno geometrijo in material, zato lahko razliko v končni nosilnosti pripišemo razlikam v geometrijskih nepopolnostih in neizogibnim manjšim odstopanjem pri vnosu sile. Oba preizkušanca z ravno pločevino (1F-1 in 1F-2) imata enako nominalno geometrijo, ploščino prečnega preza ter materialne karakteristike kot vzorca 1C-1 in 1C-2, edina razlika je v ukrivljenosti pločevine. Dosežena mejna nosilnost je v primerjavi z ukrivljenimi paneli od 13 do 19 % nižja.

Togosti panelov z debelino pločevine $t = 4$ mm se v elastičnem delu med seboj nekoliko razlikujejo, saj se vsi štiri preizkušanci razlikujejo v nominalni geometriji in materialu. V vseh primerih opazimo hipen padec odpornosti zaradi lokalne nestabilnosti podpanelov. V večini primerov prvemu padcu nosilnosti sledi ponovno povečanje odpornosti. Končna mejna nosilnost je dosežena zaradi lokalnega izbočenja več podpanelov in uklona ojačitev. Najvišjo nosilnost dosega panel 4C, in sicer

19 % višjo v primerjavi s panelom 3C, ki ima enake geometrijske karakteristike in nižjo kvaliteto jekla. Sledijo mu preostali trije paneli (3C, 5C in 6C), pri katerih se tako elastična togost kot dosežena mejna nosilnost bistveno ne razlikujeta. Panela 5C in 6C z večjimi razmerji stranic dosegata podobno mejno nosilnost kot vzorec 3C, ne glede na to da je pri slednjem razdalja med prečnimi ojačitvami za polovico manjša. Ta ugotovitev je v skladu z zaključki, ki so jih avtorji navedli v predhodni numerični študiji (Piculin, 2017), v kateri je bilo pokazano, da s povečanjem razmerja stranic panela α pri ukrivljenih pločevinah mejna nosilnost ostane skoraj nespremenjena.

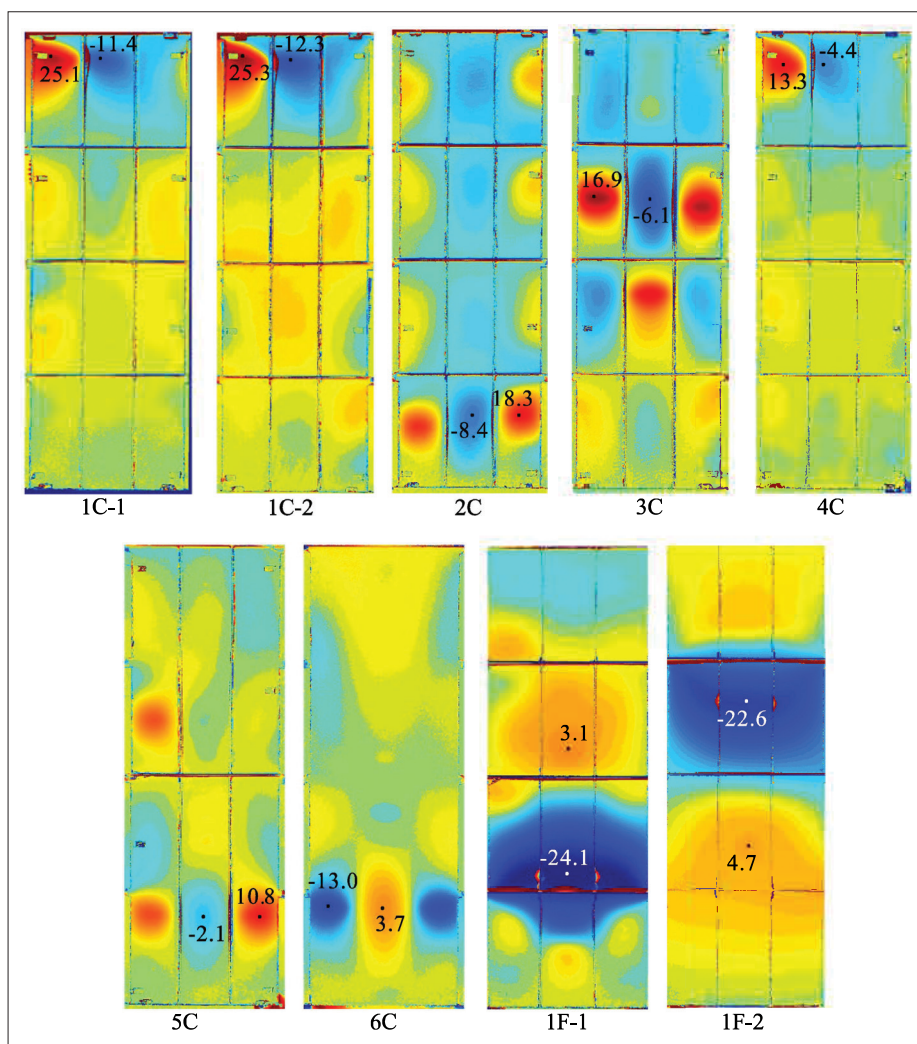
S pomočjo fotogrametrije smo med obremenjevanjem spremljali deformirane oblike konstrukcije pri posameznih nivojih obtežbe. Na sliki 12 so prikazani pomiki izven ravnine pri doseženi mejni nosilnosti za vseh devet panelov. V vseh primerih so se paneli porušili zaradi kombinacije lokalnega izbočenja podpanelov in upogibno-torzijskega uklona vzdolžnih ojačitev. Deformirane oblike posameznih panelov se med seboj razlikujejo. Na lokacijo in obliko lokalnih izbočitev podpanelov imajo velik vpliv zaostale napetosti in začetne geometrijske nepopolnosti. Predvsem slednje se med paneli bistveno razlikujejo, kar smo pokazali z meritvami začetne geometrije s 3D-skenerjem.


Slika 10 • Eksperimentalne krivulje sila-pomik za panele debeline $t = 6$ mm.

Slika 11 • Eksperimentalne krivulje sila-pomik za panele debeline $t = 4$ mm.

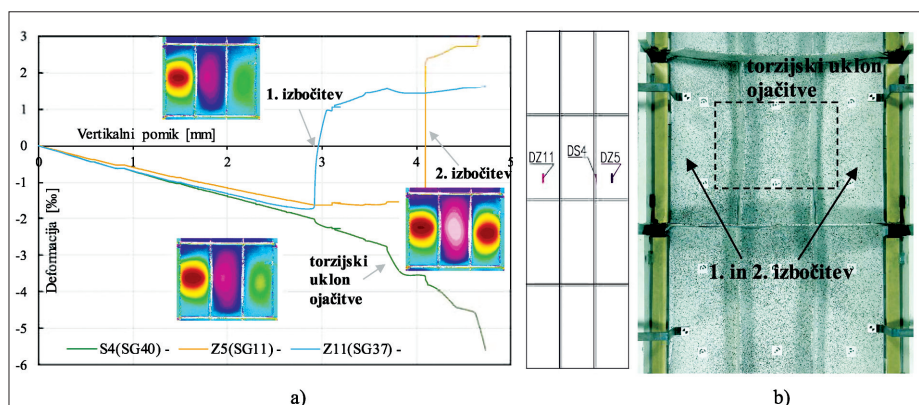
Na sliki 13a so prikazane tri meritve izmed dvajsetih deformacij za panel 3C. V prvi polovici obremenjevanja so deformacije tlačne, elastične in konstantne po prerezu. Izbočitev levega podpanela je jasno razvidna iz meritve Z11, kjer se deformacija hipoma spremeni iz tlačne v natežno. Podpanel zaradi izbočitve izgubi del nosilnosti, napetosti se prerazporedijo na stabilne dele (slika 11), kar privede do ponovnega naraščanja sile z nadaljevanjem obremenjevanja. Torzijski uklon ojačitve (meritev S4) nakazuje mejno nosilnost, ki je dosežena, ko se izboči desni podpanel (meritev Z5), kjer se deformacija ponovno spremeni iz tlačne v natežno. Deformirana oblika konstrukcije po razbremenitvi je razvidna s slike 13b.

V preglednici 2 so mejne eksperimentalne nosilnosti primerjane z nosilnostmi, ki smo jih določili po postopku iz standarda EN 1993-1-5. Pri tem smo upoštevali enake geometrijske podatke in materialne karakteristike ter zamenjali ukrivljenost. Eksperimentalna sila je v povprečju za 21% višja v primerjavi s silo, določeno po metodi efektivnih širin za ravne pločevine. Primerjava za ravna vzorca (1F-1, 1F-2) pokaže manjšo razliko, 10%.

V nadaljevanju študije smo eksperimentalne rezultate primerjali z numeričnimi simulacijami testov, glej (Piculin, 2020b). V numeričnih modelih smo upoštevali dejanske, izmerjene geometrijske nepopolnosti in materialne karakteristike. Numerični in eksperimentalni rezultati so se med seboj dobro ujemali, s čimer smo potrdili ustreznost izbranega numeričnega modela. Slednjega smo v nadaljevanju še dodatno poenostavili in uporabili v obsežni parametrični študiji, ki je predstavljena v naslednjem poglavju.



Slika 12 • Pomiki izven ravnine pri doseženi mejni nosilnosti, izmerjeni s fotogrametrijo.



Slika 13 • a) Deformacije v panelu in ojačitvi za vzorec 3C. b) Deformirana konstrukcija pri doseženi mejni nosilnosti.

		EN 1993-1-5 (Poglavje 4.1)	
Vzorec	F_{test} (kN)	$F_{u,EN}$ (kN)	$F_{u,EN} / F_{test}$
1F-1*	1805	1629	0,90
1F-2*	1813	1629	0,90
1C-1	2050	1629	0,79
1C-2	2145	1629	0,76
2C	1938	1591	0,82
3C	1138	961	0,84
4C	1353	1143	0,84
5C	1113	795	0,71
6C	1122	874	0,78
		Povprečje:	$\pm 20,6\%$
		St. dev.:	4,8%

* Ravne pločevine so izvzete iz računa povprečne vrednosti in standardne deviacije

Preglednica 2 • Primerjava eksperimentalnih mejnih nosilnosti in nosilnosti po metodi efektivnih širin skladno s standardom EN 1993-1-5.

4 • PARAMETRIČNA ŠTUDIJA

Z obsežno parametrično študijo na ojačanih ukrivljenih panelih smo podrobno analizirali vpliv različnih parametrov, kot so ukrivljenost, vitkost pločevine, velikost in oblika ojačitev na končno nosilnost tlačno obremenjenih pločevin. Rezultati študije so v nadaljevanju služili za verifikacijo obstoječih postopkov za projektiranje ravnih pločevin iz EN 1993-1-5 ter za razširitev letih na področje ukrivljenih pločevin z novim

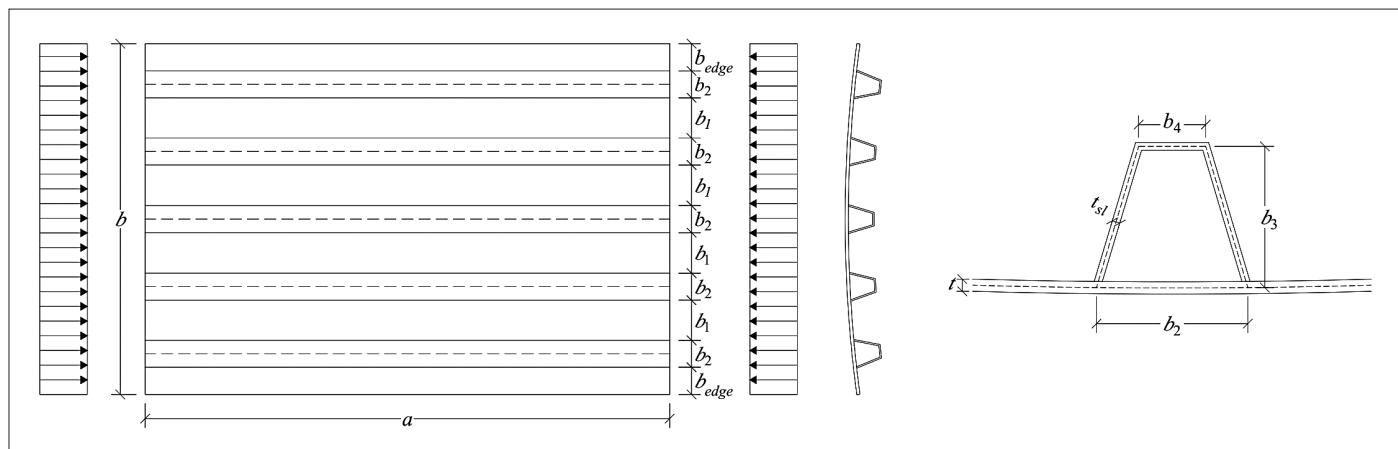
predlogom postopka za dimenzioniranje ojačanih ukrivljenih panelov.

4.1 Numerični model

V parametrični študiji smo obravnavali ravne in ukrivljene pločevine, ojačane s petimi trapeznimi vzdolžnimi ojačitvami in obremenjene z enakomernimi tlačnimi napetostmi. Geometrija numeričnega modela je prikazana na sliki 14. Širine panela b , podpanelov b_1 ter

robnih podpanelov b_{edge} so bile konstantne za vse obravnavane primere ($b = 4000$ mm, $b_1 = 500$ mm, $b_{edge} = 250$ mm). Vse preostale dimenzije so se znotraj parametrične študije spreminjale.

Mrežo končnih elementov sestavljajo 4-vozliščni elementi z reducirano integracijo. Opravljena je geometrijsko in materialno nelinearna analiza z upoštevanimi geometrijskimi nepopolnostmi (GMNIA) v programu Abaqus. Definiran je bilinearni materialni model z minimalnim platojem utrjevanja $E/10000$, ki zagotavlja numerično stabilnost.



Slika 14 • Geometrija ojačane pločevine, obravnavane v parametrični študiji.

Predpostavljeni so elastični modul $E = 210$ GPa, Poissonov količnik $\nu = 0,3$ ter meja tečenja $f_y = 355$ MPa.

4.2 Začetne nepopolnosti

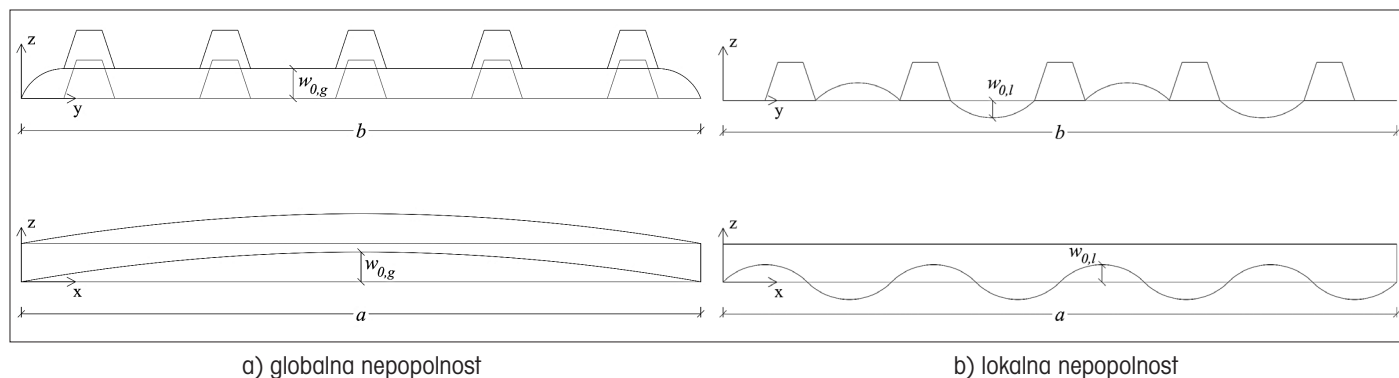
V modelu sta upoštevani dve vrsti začetnih nepopolnosti, in sicer globalne ter lokalne nepopol-

nelov imajo obliko sinusnih valov z amplitudo $w_{0,l} = b/200$, glej sliko 15b. Definirani sta z naslednjima funkcijama:

$$w_{glob}(x, y) = w_{0,g} \sin \frac{\pi x}{b} \sin \frac{\pi y}{a} \quad (5)$$

t , ukrivljenost Z in velikost ojačitev v naslednjem obsegu:

- razmerje stranic panela $\alpha = (0,5; 0,75; 1,0; 1,5; 2,0; 2,5; 3,0)$;
- debelina pločevine t (mm) = (10; 12; 14; 16);



Slika 15 • Globalne in lokalne nepopolnosti, pripisane ojačani pločevini in podpanelom.

Oznaka	Opis
IMP1	Samo globalna nepopolnost
IMP2	Samo lokalna nepopolnost
IMP3	IMP1 + 0,7 IMP2
IMP4	0,7 IMP1 + IMP2
IMP5	- IMP1 + 0,7 IMP2
IMP6	- 0,7 IMP1 + IMP2
IMP7	- IMP1

Preglednica 3 • Kombinacije začetnih nepopolnosti.

nosti. Definirane so kot ekvivalentne geometrijske nepopolnosti z amplitudami v skladu z Dodatkom C iz standarda EN 1993-1-5. Globalne nepopolnosti celotne ojačane pločevine imajo obliko polovice sinusnega vala z amplitudo $w_{0,g} = \min(a/400, b/400)$, glej sliko 15a. Lokalne nepopolnosti podpa-

$$w_{loc}(x, y) = w_{0,l} \sin \frac{\pi x}{b_1} \sin \frac{m\pi y}{a} \quad (6)$$

V enačbi (6) predstavlja m število polvalov v vzdolžni smeri, definirano kot celo število razmerja a/b_1 .

Pomemben del parametrične študije predstavlja analiza vpliva oblike začetnih nepopolnosti na mejno nosilnost ojačanih panelov. Z analizo želimo za vsak model iz parametrične študije določiti najbolj kritično kombinacijo nepopolnosti izmed sedmih oblik, definiranih v preglednici 3. Mejna nosilnost je za posamezni primer definirana kot najmanjša izmed sedmih nosilnosti, pridobljenih z različnimi nepopolnostmi (IMP1-IMP7):

$$F_{u,FEM} = \min(F_{u,IMP1}; F_{u,IMP2}; F_{u,IMP3}; F_{u,IMP4}; F_{u,IMP5}; F_{u,IMP6}; F_{u,IMP7};) \quad (7)$$

4.3 Parametri, obravnavani v študiji

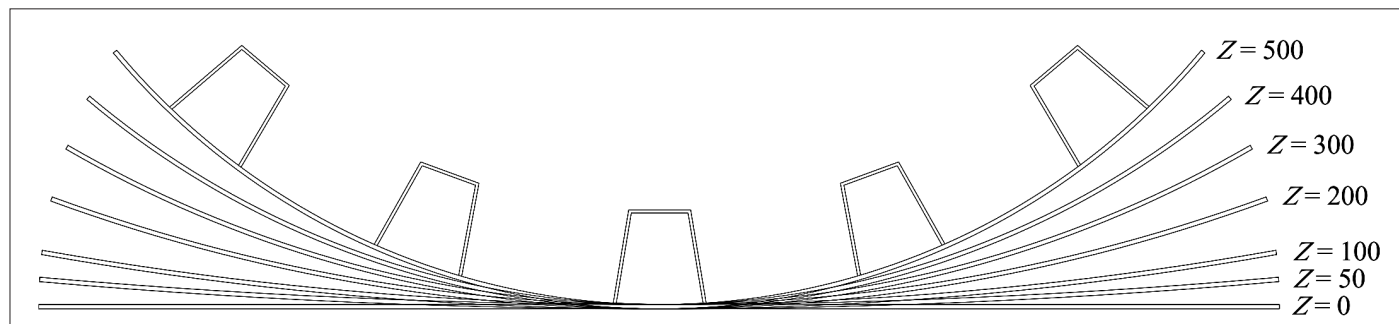
V parametrični študiji poleg nabora začetnih nepopolnosti (IMP1-IMP7) spreminjamo še razmerje stranic panela α , debelino pločevine

- parameter ukrivljenosti $Z = (0; 50; 100; 150; 200; 250; 300; 400; 500)$, glej sliko 14;
- dimenzije trapeznih ojačitev: ojačitve tipa 1, 2 in 3, glej preglednico 4.

Ojačitev tipa 1 je najbolj toga izmed treh, ojačitev tipa 3 pa najbolj podajna. Navedeni parametri vodijo do skupno 810 različnih konfiguracij panelov. Ker se za vsako konfiguracijo upošteva sedem oblik nepopolnosti, je skupno opravljenih 5670 numeričnih analiz.

4.4 Rezultati parametrične študije

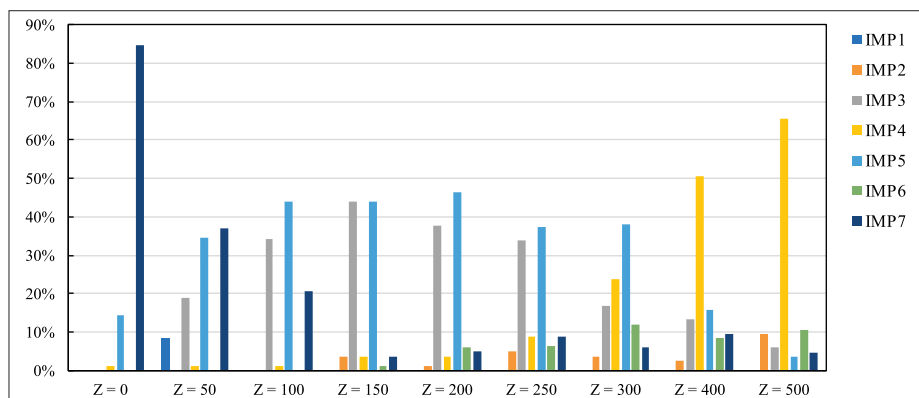
Slika 16 prikazuje porazdelitev najbolj neugodnih oblik nepopolnosti glede na ukrivljenost panela. Pri ravnih panelih ($Z = 0$) prevladuje nepopolnost IMP7. S povečanjem parametra ukrivljenosti se frekvenca nepopolnosti IMP7 strmo zmanjšuje. Nasprotno se z ukrivljenostjo povečuje frekvenca nepopolnosti IMP4, ki je najbolj pogosta pri največji ukrivljenosti $Z = 500$. V srednjem delu diagrama ($Z = 50$ do $Z = 300$) prevladujeta nepopolnosti IMP3 in IMP5. Iz tega



Slika 16 • Različne ukrivljenosti (pri konstantni širini panela b), vključene v parametrično študijo.

	b_1 (mm)	b_2 (mm)	b_3 (mm)	b_4 (mm)	t_{sl} (mm)
Ojačitev tipa 1	500	300	300	200	10
Ojačitev tipa 2	500	300	225	150	8
Ojačitev tipa 3	500	300	150	150	6

Preglednica 4 • Dimenzije trapeznih ojačitev (definirane na sliki 14).



Slika 17 • Porazdelitev najbolj neugodnih oblik neopolnosti za posamezne ukrivljenosti pločevin.

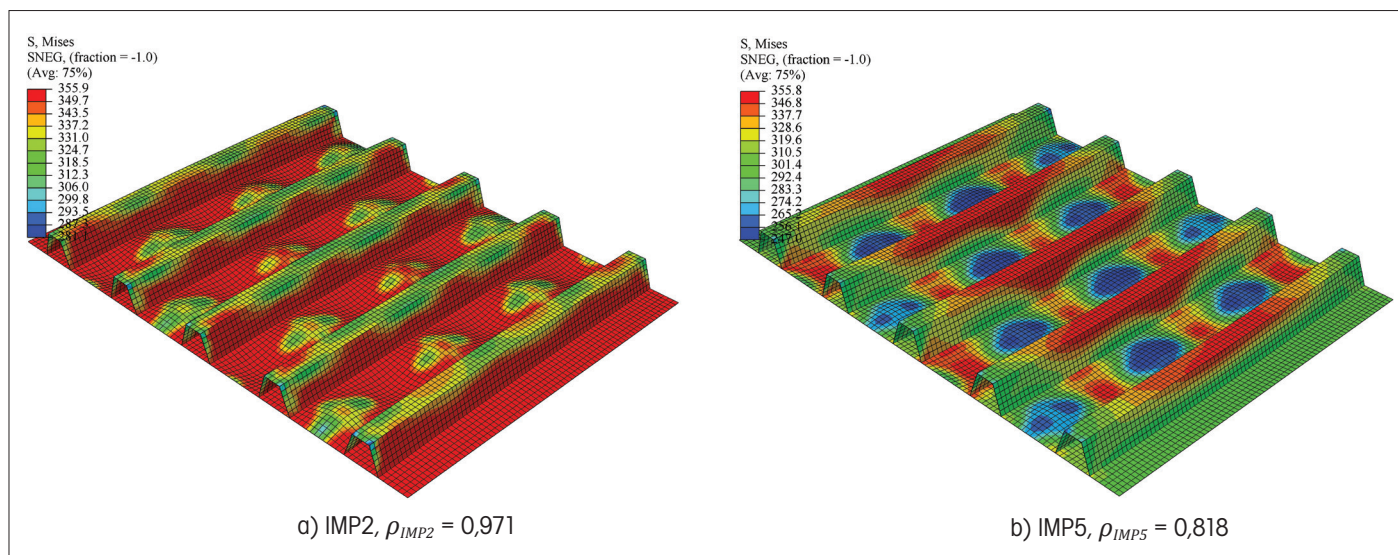
sledi, da se pri različnih ukrivljenostih panelov oblike najbolj kritičnih začetnih neopolnosti razlikujejo. Pri ravnih panelih prevladujejo globalne oblike, pri močno ukrivljenih panelih pa lokalne oblike neopolnosti. Za ustrezno določitev mejne nosilnosti vitkih panelov na podlagi numeričnega modela je pomembno, da opravimo natančno analizo vpliva geometrijskih neopolnosti, s katero določimo najbolj kritično obliko. Pri ravnih panelih je razlika v nosilnosti med panelom z najbolj in najmanj ugodno obliko neopolnosti v povprečju 27%. Napačna izbira neopolnosti lahko torej vodi do rezultatov na nevarni stra-

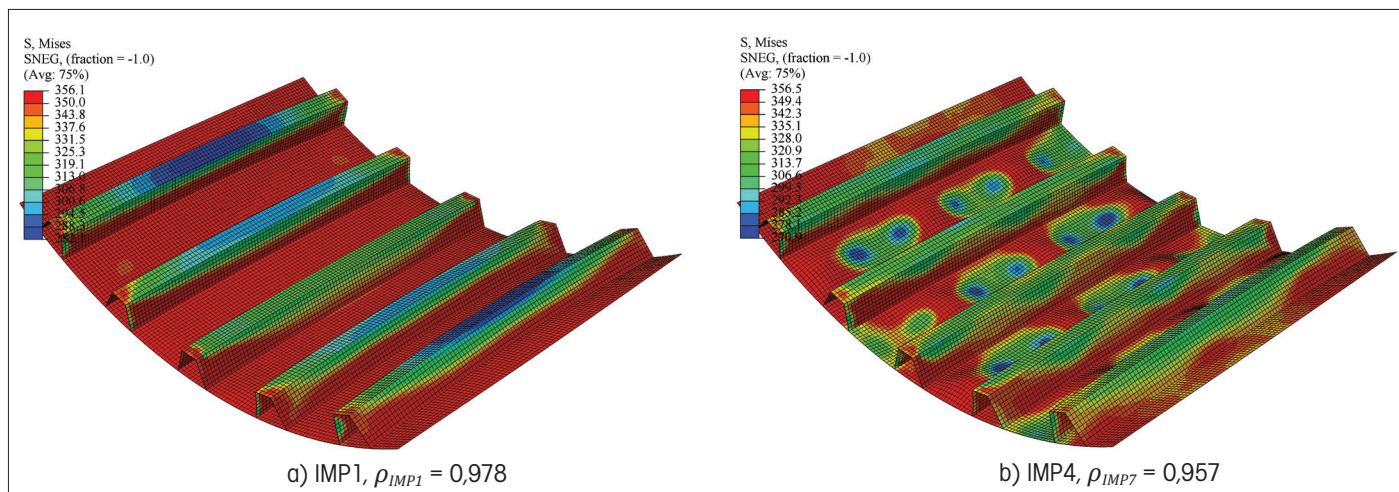
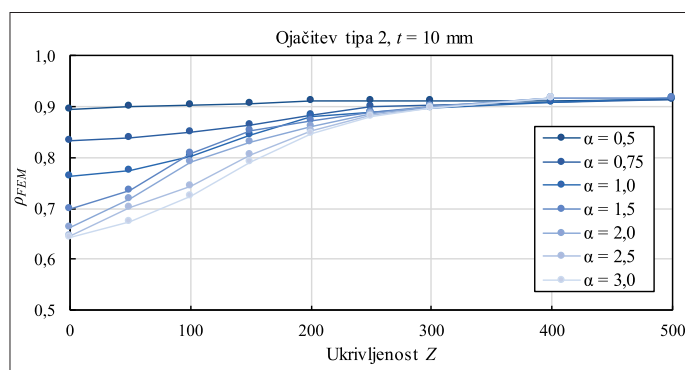
ni. S povečevanjem ukrivljenosti se razlika zmanjšuje in je za panele z ukrivljenostjo $Z \geq 300$ v povprečju manjša od 5%. Primera razlik med najbolj in najmanj kritično obliko neopolnosti za ravne in ukrivljene panele sta prikazana na slikah 18 in 19.

Numerični rezultati kažejo, da se odpornost vzdolžno ojačanih ukrivljenih panelov povečuje s povečanjem parametra ukrivljenosti Z . S povečanjem globalne ukrivljenosti panela se namreč vztrajnostni moment prečnega prereza pločevine močno poveča. Posledično se pri visokih ukrivljenostih ($Z \geq 300$) zmanjša vpliv izbočenja ojačane pločevine

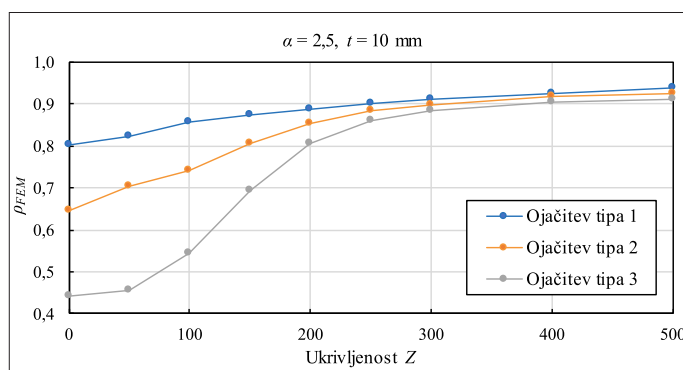
kot celote na mejno nosilnost panela. Porušitev je v takšnih primerih običajno posledica lokalnega izbočenja podpanelov v kombinaciji s plastifikacijo materiala. Vpliv razmerja stranic panela na mejno nosilnost ojačanih ukrivljenih pločevin je zato čim manjša, tem večja je njena globalna ukrivljenost Z , glej primer na sliki 20. Pri velikih ukrivljenostih ($Z \geq 300$) je nosilnost praktično neodvisna od razmerja stranic. To potrjuje tudi ugotovitve iz analize rezultatov eksperimentalnih testov.

Pri velikih ukrivljenostih ima sama pločevina veliko večji vztrajnostni moment kot ravna pločevina enakih dimenzij, in težišče prečnega prereza se pomakne navznoter (v smeri radija ukrivljenosti). Posledično pri ukrivljenih pločevinah vzdolžne ojačitve prispevajo manjši relativni delež k skupnemu vztrajnostnemu momentu prereza v primerjavi z ravnimi ojačanimi pločevinami. Vzdolžne ojačitve imajo zato veliko manjši vpliv na mejno nosilnost ukrivljenih pločevin, kot ga imajo na mejno nosilnost ravnih. Za ukrivljenosti, večje od $Z = 250$, se nosilnost približuje isti relativni nosilnosti ne glede na velikost vzdolžnih ojačitev, glej sliko 21. Pri tem je treba upoštevati, da je na diagramu prikazana relativna nosilnost ρ_{FEM} , normirana s ploščino prečnega prereza in napetostjo na meji tečenja. Absolutna nosilnost je pri ojačitvah tipa 1 večja od pločevin z ojačitvami tipa 3 zaradi večjega prereza ojačitev.


 Slika 18 • Razlika med najbolj in najmanj kritično obliko neopolnosti za pločevino: $Z = 0$; $\alpha = 0.75$; $t = 12$ mm; ojačitev tipa 2.


Slika 19 • Razlika med najbolj in najmanj kritično obliko nepopolnosti za pločevino: $Z = 400$; $\alpha = 0.75$; $t = 12$ mm; ojačitev tipa 2.


Slika 20 • Vpliv razmerja stranic panela na mejno nosilnost za vzdolžno ojačitev tipa 2.



Slika 21 • Vpliv togosti ojačitev na nosilnost dolgih panelov.

5 • PREDLAGANI POSTOPEK DIMENZIONIRANJA

Zaradi pomanjkljivih evropskih standardov na področju ukrivljenih pločevinastih konstrukcij na podlagi eksperimentalnih in numeričnih rezultatov predlagamo nova pravila za dimenzioniranje ukrivljenih ojačanih pločevin, izpostavljenih enakomernim tlačnim napetostim. Predlagani postopek sledi konceptu obstoječega standarda za ravne pločevine EN 1993-1-5, kjer je po metodi sodelujoče širine mejna nosilnost definirana s kombinacijo lokalnega in globalnega izbočenja. Globalno izbočenje ojačane pločevine je določeno z interpolacijo med dvema različnima načinoma izbočitev, in sicer: t. i. *plate-like buckling*, tj. izbočitev pločevine skupaj z ojačitvami, kjer vzdolžna podprta robova pripomoreta k večji nosilnosti ter t. i. *column-like buckling*, tj. izbočitev pločevine skupaj z ojačitvami, kjer vzdolžna podprta robova ne vplivata na no-

silnost, kar pomeni, da se ojačana pločevina ukloni kot prostoležeči steber v tlaku.

Predlagani postopek dimenzioniranja vključuje naslednje korake:

- izračun elastične kritične napetosti σ_{cr} ukrivljenih podpanelov širine b_{loc} v skladu s postopkom za neojačane ukrivljene panele (Martins, 2013);
- izračun redukcijskega koeficienta zaradi lokalnega izbočenja posameznega podpanela ρ_{loc} v skladu s postopkom za neojačane ukrivljene panele (Martins, 2014);
- izračun površine sodelujočega dela tlačnega prečnega prereza $A_{c,eff,loc}$ ki se določi kot vsota vseh sodelujočih delov posameznih podpanelov s ploščino $A_{c,i}$:

$$A_{c,eff,loc} = \sum_i A_{c,eff,loc,i} \quad (8)$$

$$A_{c,eff,loc,i} = \rho_{loc,i} A_{c,i} \quad (9)$$

- izračun elastične kritične napetosti ojačane ukrivljene pločevine $\sigma_{cr,p}$ po enačbah (10)-(14), izpeljanih na podlagi predpostavk za ortotropno lupino. V spodnjih enačbah sta $A_{sl,1}$ in $I_{sl,1}$ ploščina in vztrajnostni moment dela prereza prikazana na sliki 22.

$$\sigma_{cr,p} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{a} \right)^2 k_{\sigma,Z} \quad (10)$$

$$k_{\sigma,Z} = \sqrt{\frac{\gamma_1^2}{(1+\delta_1)^2} + \left(\frac{4\sqrt{3}Z_a}{\pi^2} - 1 \right)^2} \quad (11)$$

$$Z_a = \frac{a^2}{Rt} \sqrt{(1-\nu^2)} \quad (12)$$

$$\delta_1 = \frac{A_{sl,1}}{b_{loc} t} \quad (13)$$

$$\gamma_1 = \frac{12(1-\nu^2) I_{sl,1}}{b_{loc} t^3} \quad (14)$$

- izračun redukcijskega koeficienta zaradi izbočenja lupine ρ v skladu s postopkom

- za neojačane ukrivljene panele (Martins, 2014) ob upoštevanju elastične kritične napetosti $\sigma_{cr,p}$ izračunane v prejšnji točki;
- izračun elastične kritične napetosti uklona tlačnega stebra $\sigma_{cr,c'}$ ki se določi za celoten tlačni prerez;
 - izračun redukcijskega koeficienta zaradi uklona tlačnega stebra $\chi_{c'}$ ki se določi v skladu z EN 1993-1-1 (CEN, 2005);
 - izračun končnega redukcijskega koeficienta $\rho_{c'}$ ki se določi z interpolacijsko funkcijo po EN 1993-1-5.

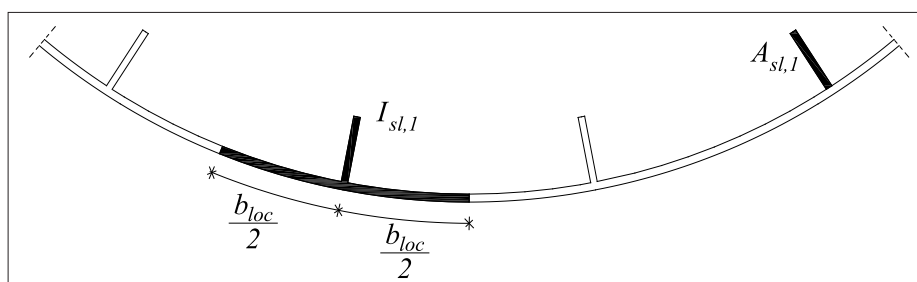
Mejna nosilnost vzdolžno ojačane, ukrivljene pločevine, izpostavljene tlačnim napetostim, je določena z enačbo (15):

$$F_{u,Rd} = (\rho_c A_{c,eff,loc} + \sum b_{edge,eff} t) f_y / \gamma_{M1} \quad (15)$$

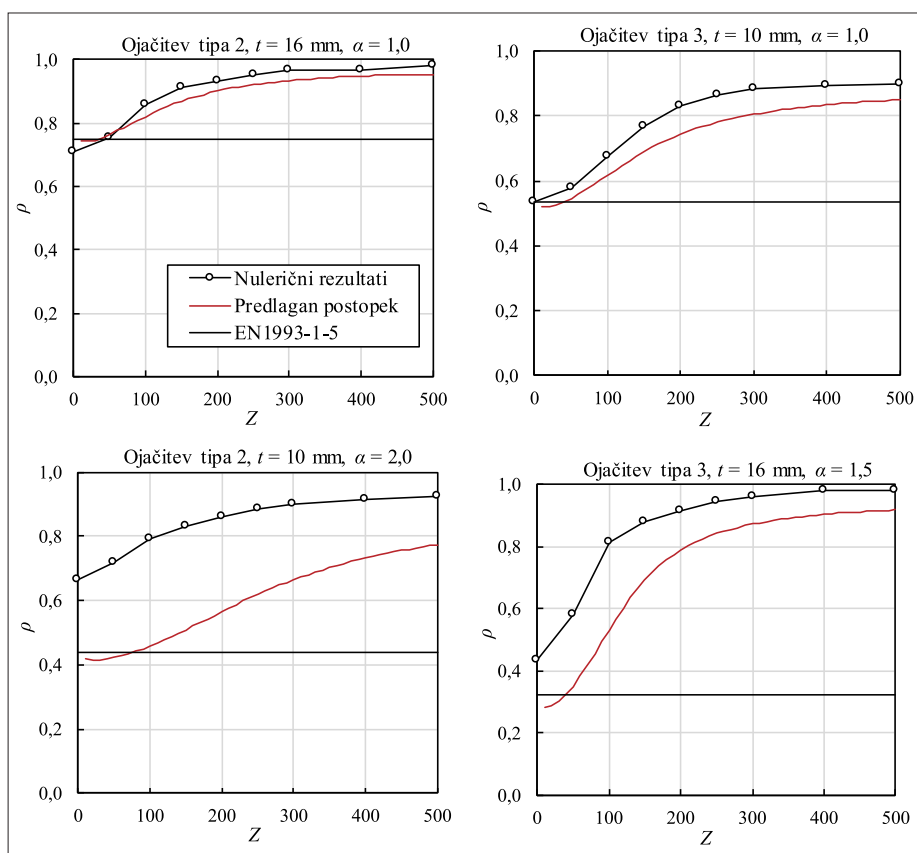
Slika 23 prikazuje primerjavo numeričnih rezultatov in predlaganega postopka za nekaj reprezentativnih primerov ojačanih ukrivljenih panelov. Na diagramih so prikazane vrednosti mejnih nosilnosti, normirane z elastično nosilnostjo $F_{el} = A f_y$ za naslednje primere:

- numerični rezultati: $\rho_{FEM} = F_{u,FEM} / F_{el}$;
- predlagani postopek dimenzioniranja: $\rho_{u,Rd} = F_{u,Rd} / F_{el}$;
- nosilnost ekvivalentne ravne pločevine določena po EN 1993-1-5: $\rho_{u,EN} = F_{u,EN} / F_{el}$.

Predvsem za kratke panele ($\alpha \leq 1,0$) je doseženo zelo dobro ujemanje. Pri daljših panelih nov postopek dimenzioniranja vodi do nekoliko konservativnih rezultatov, vendar je treba poudariti, da je v teh primerih tudi postopek za ravne ojačane panele precej konservativen. V vseh primerih predstavlja nov postopek bolj ustrezen način za dimenzioniranje ukrivljenih panelov v primerjavi z obstoječim postopkom za ravne panele.



Slika 22 • Geometrijski parametri iz enačb (13) in (14).



Slika 23 • Primerjava numeričnih rezultatov, novih pravil za dimenzioniranje in obstoječih pravil za ravne pločevine za nekaj reprezentativnih primerov ojačanih ukrivljenih pločevin.

6 • SKLEP

V prispevku je obravnavana stabilnost ojačanih ukrivljenih panelov v nosilcih mostov na podlagi eksperimentalnih testov in numeričnih analiz. Predstavljeni sta sistematična numerična študija ukrivljenih pločevin z ojačitvami zaprtega prereza, ki zajema širok razpon geometrijskih parametrov v okviru tipičnih dimenzij mostnih nosilcev ter celovita študija vpliva oblik začetnih geometrijskih nepopolnosti na mejno nosilnost ukrivljenih pločevin. Na podlagi eksperimentalnih in numeričnih rezultatov je mogoče poudariti štiri

glavne prednosti, ki jih ima ukrivljenost na nosilnost pločevinastih elementov:

- ojačane ukrivljene pločevine so manj občutljive za obliko začetnih nepopolnosti kot ravne pločevine;
- z ukrivljenimi pločevinami dosežemo večjo nosilnost v primerjavi z ravnimi. Večja kot je ukrivljenost, večja je mejna nosilnost.
- pri visokih ukrivljenostih razdalja med prečnimi ojačitvami ne vpliva bistveno na mejno nosilnost;

- pri visokih ukrivljenostih lahko zmanjšamo velikost vzdolžnih ojačitev, ne da bi pri tem pomembno vplivali na mejno nosilnost.

Izpeljana je splošna oblika koeficienta za ortotropne lupine, ki je skladna z izpeljavo za ortotropne plošče iz Dodatka A, EN 1993-1-5. Predlagan je nov postopek za dimenzioniranje vzdolžno ojačanih, ukrivljenih pločevin, izpostavljenih enakomernim tlačnim napetostim, ki predstavlja razširitev obstoječih pravil za dimenzioniranje pločevinastih konstrukcij iz EN 1993-1-5.

7 • ZAHVALA

Raziskava je bila finančno podprta pri Evropski komisiji v okviru projekta RFCS OUTBURST (št. pogodbe 709782) in Agenciji za raziskovalno dejavnost Republike Slovenije v sklopu raziskovalnega programa P2-0158.

8 • LITERATURA

Biscaya da Graça, A., Oliveira Pedro, J., Martins, J.P., Reis, A., Estado da arte em pontes incluindo painéis metálicos cilíndricos na secção transversal. XI Congresso de Construção Metálica e Mista. Coimbra, Portugal, 2017.

CEN, European standard EN 1993-1-1: 2005. Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2005.

CEN, European standard EN 1993-1-5: 2006. Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-5: Plated Structural Elements, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2006.

CEN, European standard EN 1993-1-6: 2007. Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-6: Strength and Stability of Shell Structures, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2007.

Cho, S. R., Park, H.Z., Kim, H.S., Seo, J.S., Experimental and numerical investigations on the ultimate strength of curved stiffened plates, Proceeding 10th International Symposium on Practical Design of Ships and Other Floating Structures, Huston, Texas, USA, 2007.

Corriere Della Sera, Nuovo ponte di Genova, concluso il varo, <https://www.corriere.it>, 2020.

Grigillo, D., Snoj, J., Dolšek, M., Fotogrametrično merjenje deformacij pri preizkusih mehanske odpornosti konstrukcijskih elementov, Geodetski vestnik, 60, 13–27, 2016.

Martins, J. P., Simões Da Silva, L. and Reis, A., Eigenvalue analysis of cylindrically curved panels under compressive stresses - Extension of rules from EN 1993-1-5, Thin-Walled Structures, 68, 183–194, 2013.

Martins, J. P., Simões Da Silva, L. and Reis, A., Ultimate load of cylindrically curved panels under in-plane compression and bending - Extension of rules from EN 1993-1-5, Thin-Walled Structures, 77, 36–47, 2014.

Martins, J. P., Beg, D., Sinur, F., Simões Da Silva, L. and Reis, A., Imperfection sensitivity of cylindrically curved steel panels, Thin-Walled Structures, 89, 101–115, 2015.

Massard, F., Pont Renault (Boulogne-Billancourt), [http://www.marine-marchande.net/groupe-mar-mar/Documents/F.Massard/Pont Renault/index.htm](http://www.marine-marchande.net/groupe-mar-mar/Documents/F.Massard/Pont%20Renault/index.htm), 2019

Morgese, M., Ansari, F., Domaneschi, M., Cimellaro, G., Post-collapse analysis of Morandi's Polcevera viaduct in Genoa Italy, Journal of Civil Structural Health Monitoring, 10, 69–85, 2020.

Ney & Partners BXL, Footbridge 'De Lichtenlijn', Knokke, Belgium, 2008, <https://www.ney.partners/project/footbridge-de-lichtenlijn.html>, 2020.

Park, J.-S., Iijima, K. and Yao, T., Buckling/ultimate strength and progressive collapse behaviour comparison of unstiffened and stiffened curved plates subjected to axial compression, International Journal of Computer Applications in Technology, 41, 60–72, 2011.

Piculin, S., Sinur, F. and Može, P., Analysis of stiffened curved panels in compression: A preliminary numerical study for experimental tests, Proceedings of Eurosteel 2017. Copenhagen, Denmark, 2017.

Piculin, S., Može, P., Experimental and numerical analysis of stiffened curved plates as bottom flanges of steel bridges, Journal of Constructional Steel Research, 164, 2020a.

Piculin, S., Stability of stiffened curved steel plates in bridge girders, Doktorska disertacija, Univerza v Ljubljani, Ljubljana, Slovenia, 2020b.

Sinur, F., Zizza, A., Kuhlmann, U., Beg, D., Buckling interaction of slender plates-Experimental and numerical investigations, Thin-Walled Structures, 61, 121–131, 2012.

Sinur, F. and Beg, D., Moment-shear interaction of stiffened plate girders-Tests and numerical model verification, Journal of Constructional Steel Research, 85, 116–129, 2013.

Timmers, R., Lener, G. Collapse mechanisms and load–deflection curves of unstiffened and stiffened plated structures from bridge design, *Thin-Walled Structures*, 106, 448–458, 2016.

Timmers, R. Schwenbacher, M., Lang, R., Lener, G., Proposal and validation of a simplified numerical buckling check for stiffened plated elements, *Eight International Conference on Thin-Walled Structures - ICTWS 2018*, Lisbon, Portugal, 2018.

Tran, K. L., Davaine, L., Douthe, C., Sab, K., Stability of curved panels under uniform axial compression, *Journal of Constructional Steel Research*, 69, 30–38, 2012.

Tran, K. L., Douthe, C., Sab, K., Dallot, J., Davaine, L., Buckling of stiffened curved panels under uniform axial compression, *Journal of Constructional Steel Research*, 103, 140–147, 2014.