

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
za gradbeništvo
in geodezijo



Jamova cesta 2
1000 Ljubljana, Slovenija
<http://www3.fgg.uni-lj.si/>

DRUGG – Digitalni repozitorij UL FGG
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

To je izvirna različica zaključnega dela.

Prosimo, da se pri navajanju sklicujete na bibliografske podatke, kot je navedeno:

Piculin, S. 2013. Vpliv togosti prečnih ojačitev na obnašanje polnostenskih nosilcev. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Beg, D., somentor Sinur, F.): 103 str.

University
of Ljubljana

Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



Jamova cesta 2
SI – 1000 Ljubljana, Slovenia
<http://www3.fgg.uni-lj.si/en/>

DRUGG – The Digital Repository
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

This is original version of final thesis.

When citing, please refer to the publisher's bibliographic information as follows:

Piculin, S. 2013. Vpliv togosti prečnih ojačitev na obnašanje polnostenskih nosilcev. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Beg, D., co-supervisor Sinur, F.): 103 pp.

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



Jamova 2
1000 Ljubljana, Slovenija
telefon (01) 47 68 500
faks (01) 42 50 681
fgg@fgg.uni-lj.si

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ
GRADBENIŠTVA
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidatka:

SARA PICULIN

**VPLIV TOGOSTI PREČNIH OJAČITEV NA
OBNAŠANJE POLNOSTENSKIH NOSILCEV**

Diplomska naloga št.: 3287/KS

**INFLUENCE OF TRANSVERSE STIFFENERS ON
PLATE GIRDER BEHAVIOUR**

Graduation thesis No.: 3287/KS

Mentor:

prof. dr. Darko Beg

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Somentor:

asist. dr. Franc Sinur

Član komisije:

doc. dr. Jože Lopatič

Ljubljana, 19. 03. 2013

IZJAVE

Podpisana Sara Piculin izjavljam, da sem avtorica diplomskega dela z naslovom »Vpliv togosti prečnih ojačitev na obnašanje polnostenskih nosilcev«.

Izjavljam, da je elektronska različica v vsem enaka tiskani različici.

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v repozitoriju UL FGG.

Ljubljana, 1.3.2013

Sara Piculin

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.014.2:624.072.2(043.2)
Avtor:	Sara Piculin
Mentor:	prof. dr. Darko Beg
Somentor:	asist. dr. Franc Sinur
Naslov:	Vpliv togosti prečnih ojačitev na obnašanje polnostenskih nosilcev
Tip dokumenta:	Dipl. nal.-UNI
Obseg in oprema:	103 str., 25 pregl., 94 sl., 61 en.
Ključne besede:	jeklene konstrukcije, polnostenski nosilci, izbočenje pločevin, prečne ojačitve, togost prečnih ojačitev

Izvleček:

V diplomski nalogi obravnavamo polnostenske nosilce, to so nosilci sestavljeni iz kompaktnih pasnic in vitke stojine, ki so pogosto ojačani z vzdolžnimi in prečnimi ojačitvami, ki služijo za povečanje nosilnosti. Posebnost polnostenskih nosilcev je v tem, da zaradi lokalnega izbočenja ne izgubijo nosilnosti, kot se to zgodi pri uklonu palice, ampak izkazujejo veliko nosilnost tudi v post-kritičnem območju, ko je elastična kritična napetost že prekoračena. V obsežni parametrični študiji smo obravnavali vpliv togosti enostranskih vmesnih prečnih ojačitev na obnašanje polnostenskih nosilcev. Naloga prečnih ojačitev je, da zagotovijo togo podporo pločevinam in omogočijo razvoj ustrezne strižne nosilnosti. V programu Abaqus smo izvedli numerične simulacije, s katerimi smo določili vztrajnostne momente prerezov, ki zagotavljajo ustrezno togost prečnih ojačitev. Analizirali smo vplive različnih geometrijskih parametrov na obnašanje prečne ojačitve in polnostenskega nosilca. Dobljene rezultate smo primerjali z zahtevami iz standardov za projektiranje pločevinastih konstrukcij, to sta SIST EN 1993-1-5 in AASHTO. Pokazali smo, da je postopek dimeznizioniranja prečnih ojačitev na podlagi obremenitve z osno silo po SIST EN 1993-1-5 neprimeren, saj se v večini primerov izkaže za preveč konzervativnega. Na podlagi vseh dobljenih rezultatov in ugotovitev smo predlagali nov način projektiranja togih prečnih ojačitev, ki predpisuje le potrebni vztrajnostni moment ojačitve, s katerim izpolnimo pogoje, ki jim mora toga prečna ojačitev zadostiti.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDK:	624.014.2:624.072.2(043.2)
Author:	Sara Piculin
Supervisor:	prof. Darko Beg, Ph.D
Cosupervisor:	assist. Franc Sinur, Ph.D
Title:	Influence of transverse stiffeners on plate girder behaviour
Document type:	Graduation Thesis – University studies
Notes:	103 p., 25 tab., 94 fig., 61 eq.
Key words:	steel structures, plate girders, plate buckling, transverse stiffeners, stiffeners stiffness

Abstract:

The thesis deals with the resistance of plated girders composed of compact flanges and slender webs, which are usually stiffened with longitudinal and transversal stiffeners in order to increase their capacity. Thin plated girders do not lose capacity due to the local buckling, as it happens in the case of column buckling, but they develop significant post-critical resistance after the elastic critical stress has been exceeded. A large parametric study was conducted in order to explain the effects of the transverse stiffener stiffness on the behaviour of plated girders. The transverse stiffener has to provide a rigid support to the plate, which assures the development of full post-critical shear resistance. The purpose of numerical simulations in Abaqus was to find the second moment of inertia, providing a sufficient stiffness of the stiffener and to find out how various geometrical parameters affect the behaviour of the stiffener and resistance of the panel. Results of numerical simulations were compared with the requirements from standards SIST EN 1993-1-5 and AASHTO. The studies have shown that the SIST EN 1993-1-5 design rule based on the axial force turns out to be conservative. Based on numerical results a new design rule for intermediate transverse stiffeners is proposed. The new rule provides a necessary second moment of inertia of the stiffener which fulfills the stress and strain requirements for rigid transverse stiffeners.

ZAHVALA

Zahvaljujem se prof. dr. Darku Begu za usmerjanje in koristne nasvete pri pisanju diplomske naloge.

Posebna zahvala gre somentorju asist. dr. Francu Sinurju za nasvete, pomoč, spodbudo, predvsem pa za vsa znanja, ki jih je delil z mano v času nastajanja diplomske naloge. Hvala tudi vsem na katedri za metalne konstrukcije za pomoč in prijetno delovno vzdušje.

Hvala mami, očetu in Jani, da so mi omogočili študij, me vedno podpirali in spodbujali.

Kazalo vsebine

IZJAVE	I
BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK.....	II
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	III
ZAHVALA	IV
1 UVOD.....	1
2 IZBOČENJE PLOČEVIN ZARADI DELOVANJA NORMALNIH IN STRIŽNIH NAPETOSTI.....	2
2.1 Izbočenje pločevin zaradi delovanja normalnih napetosti.....	2
2.2 Izbočenje pločevin zaradi delovanja strižnih napetosti	3
3 PREČNE OJAČITVE.....	7
3.1 SIST EN 1993-1-5, Poglavje 9.....	9
3.1.1 Normalne napetosti	10
3.1.2 Strižne napetosti	10
3.1.3 Postopek računa.....	11
3.2 AASHTO.....	14
3.3 Primerjave zahtev iz standardov	15
3.4 Predhodne raziskave kot osnova za izvedbo parametrične študije.....	17
4 NUMERIČNI MODEL.....	19
4.1 Geometrija modela in robni pogoji	19
4.1.1 Čisti strig	20
4.1.2 Čisti upogib	21
4.1.3 Interakcija upogibnega momenta in prečne sile	22
4.2 Mreža končnih elementov	23
4.2.1 Vrsta končnih elementov.....	24
4.2.2 Gostota mreže končnih elementov	24
4.3 Upoštevanje začetnih nepopolnosti	27
4.3.1 Analiza nadomestnih nepopolnosti za primer čistega striga	28
4.3.2 Analiza nadomestnih nepopolnosti za primer čistega upogiba	30
4.3.3 Analiza nadomestnih nepopolnosti za primer interakcije upogiba in striga.....	32
4.4 Material	35
4.4.1 Modeliranje materiala	35
4.4.2 Kriterij plastičnega tečenja.....	35
4.5 Vrsta analize.....	36
5 PARAMETRIČNA ŠTUDIJA	37

5.1.1	Vpliv togosti pasnic na nosilnost nosilca.....	39
6	REZULTATI ZA OBTEŽNI PRIMER ČISTEGA STRIGA	41
6.1	Prvi sklop numerične študije	41
6.1.1	Izbira ustrezne začetne nepopolnosti	41
6.1.2	Pomiki in napetosti v prečni ojačitvi	42
6.1.3	Potrebna togost prečne ojačitve	43
6.1.4	Osne sile in upogibni momenti v prerezu ojačitve	60
6.1.5	Primerjava strižnih nosilnosti določenih z numeričnimi analizami in po EN 1993-1-5	67
6.1.6	Primerjava potrebne togosti prečne ojačitve s priporočili iz AASHTO	70
6.1.7	Primerjava potrebne togosti prečne ojačitve s priporočili iz EN 1993-1-5	71
6.2	Drugi sklop numerične študije.....	74
6.2.1	Potrebna togost prečne ojačitve	74
6.2.2	Dimenzioniranje prečnih ojačitev na osnovi vztrajnostnega momenta - predlog.....	75
6.3	Tretji sklop numerične študije	86
7	REZULTATI ZA OBTEŽNI PRIMER ČISTEGA UPOGIBA	89
7.1	Izbira ustrezne začetne nepopolnosti.....	89
7.2	Pomiki in napetosti v prečni ojačitvi	91
7.3	Potrebna togost prečne ojačitve.....	92
7.4	Primerjava potrebne togosti prečne ojačitve s priporočili iz EN 1993-1-5 in konstrukcijskimi pogoji 94	
8	REZULTATI ZA OBTEŽNI PRIMER INTERAKCIJE STRIGA IN UPOGIBA.....	96
8.1	Potrebna togost prečne ojačitve.....	96
8.2	Primerjava potrebne togosti prečne ojačitve s predlaganimi enačbami in priporočili iz EN 1993-1-5	97
9	ZAKLJUČEK	99
VIRI	102

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Primerjava nosilnosti in pomika izven ravnine za podajno in togo ojačitev	7
Preglednica 2: Parametri numerične študije	39
Preglednica 3: Normirane togosti prečnih ojačitev, za katere je izpolnjen pogoj največjih dopustnih pomikov (En. (10)) pri mejni nosilnosti	44
Preglednica 4: Napetosti v prečni ojačitvi pri mejni nosilnosti	45
Preglednica 5: Osne sile v prečni ojačitvi na sredini višine $h_w/2$ pri mejni nosilnosti določene z numeričnimi izračuni	61
Preglednica 6: Osne sile v prečni ojačitvi določene po enačbi (13) iz SIST EN 1993-1-5	61
Preglednica 7: Upogibni momenti v prečni ojačitvi na sredini višine $h_w/2$ pri mejni nosilnosti, določeni po Evrokodu	64
Preglednica 8: Upogibni momenti v prečni ojačitvi na sredini višine $h_w/2$ pri mejni nosilnosti, določeni z numeričnimi izračuni	64
Preglednica 9: Upogibni momenti kot posledica ekscentričnosti sidranja osne sile iz numeričnih izračunov	64
Preglednica 10: Pomiki izven ravnine za I_{potr} določeni po poenostavljenih enačbah (Johansson idr., 2007) na podlagi obremenitve z $N_{st,ten}$	66
Preglednica 11: Strižna nosilnost določena iz numeričnih analiz	67
Preglednica 12: Strižna nosilnost izračunana po SIST EN 1993-1-5	68
Preglednica 13: Normirane togosti prečnih ojačitev nosilcev višine $h_w = 1500mm$	74
Preglednica 14: Normirane togosti prečnih ojačitev nosilcev višine $h_w = 2000mm$	75
Preglednica 15: Normirane togosti prečnih ojačitev nosilcev višine $h_w = 3000mm$	75
Preglednica 16: Normirane togosti prečnih ojačitev nosilcev višine $h_w = 4000mm$	75
Preglednica 17: Širine prečnih ojačitev določene s predlaganimi enačbami	81
Preglednica 18: Širine prečnih ojačitev določene z enačbo za vztrajnostni moment po Evrokodu	81
Preglednica 19: Širine prečnih ojačitev določene na podlagi osne sile $N_{st,ten}$ po Evrokodu	81

Preglednica 20: Kontrola največjih tlačnih napetosti v prerezu prečne ojačitve	84
Preglednica 21: Kontrola največjih nateznih napetosti v prerezu prečne ojačitve	84
Preglednica 22: Normirane togosti prečnih ojačitev T prereza	86
Preglednica 23: Normirane togosti prečnih ojačitev za primere s 4. obliko nepopolnosti	93
Preglednica 24: Normirane togosti prečnih ojačitev za primere s 7. obliko nepopolnosti	93
Preglednica 25: Normirane togosti prečnih ojačitev	96

KAZALO SLIK

Slika 1: Post-kritični odziv vitkih pločevin izpostavljenih tlačnim napetostim (Beg idr., 2010: str. 23)	2
Slika 2: Glavne napetosti pred in po formaciji nateznega polja.....	4
Slika 3: Prikaz razvoja nateznih polj na numeričnem modelu (deformacije so 8-krat povečane)	4
Slika 4: Vpliv geometrijskih parametrov na strižno nosilnost pločevine.....	5
Slika 5: Prispevek strižne nosilnosti pasnice k strižni nosilnosti celotnega prereza v odvisnosti od α ..	6
Slika 6: Razlika med izbočitvijo pločevine s podajno in pločevine s togo ojačitvijo	7
Slika 7: Primerjava odziva idealne in realne pločevine	8
Slika 8: Efektivni prerez prečne ojačitve	9
Slika 9: Strižna sila $0,5h_w$ od podpore.....	11
Slika 10: Statični model prečne ojačitve (Beg idr., 2010: str. 125).....	12
Slika 11: Statični model ojačitve.....	12
Slika 12: Statični model ojačitve (Beg idr., 2010: str. 133)	13
Slika 13: Primerjava pogojev iz AASHTO (2007)	15
Slika 14: Primerjava zahtev iz SIST EN 1993-1-5 (enačba (11) in enačba (12)) s prvo zahtevo iz AASHTO (enačba (23))	16
Slika 15: Primerjava zahtev iz SIST EN 1993-1-5 (enačba (11) in enačba (12)) s prvo zahtevo iz AASHTO (enačba (24))	17
Slika 16: Geometrija nosilca v numeričnem modelu	19
Slika 17: Model nosilca v programu ABAQUS.....	20
Slika 18: Deformirana oblika nosilca izpostavljenega strižnim napetostim	21
Slika 19: Statični model sa primer čistega upogiba	21
Slika 20: Potek glavnih napetosti v nosilcu obremenjenem s čistim upogibom	22
Slika 21: Interakcijski diagram z označeno izbrano kombinacijo momenta in prečne sile.....	23
Slika 22: Statični model za primer interakcije momenta in prečne sile	23
Slika 23: Krivulje sila-pomik za različne gostote mrež končnih elementov – čisti strig	25
Slika 24: Potek pomikov izven ravnine po višini ojačitve za različne gostote mrež končnih elementov – čisti strig.....	25

Slika 25: Potek pomikov izven ravnine po višini ojačitve za različne gostote mrež končnih elementov – čisti upogib	26
Slika 26: Primer mreže končnih elementov z elementi velikosti 50mm	26
Slika 27: Obravnavane oblike nepopolnosti	28
Slika 28: Povečana primera začetnih nepopolnosti	28
Slika 29: Primerjava pomikov za različne oblike nepopolnosti – čisti strig.....	29
Slika 30: Primerjava napetosti v ojačitvi za različne oblike nepopolnosti – čisti strig	29
Slika 31: Primerjava pomikov za različne oblike nepopolnosti – čisti upogib.....	30
Slika 32: Primerjava napetosti v ojačitvi na višini $1/4h_w$ za različne oblike nepopolnosti – čisti strig	30
Slika 33: Primerjava napetosti v ojačitvi na višini $2/4h_w$ za različne oblike nepopolnosti – čisti strig	31
Slika 34: Primerjava napetosti v ojačitvi na višini $3/4h_w$ za različne oblike nepopolnosti – čisti strig	31
Slika 35: Obravnavane oblike nepopolnosti za interakcijo	32
Slika 36: Primerjava pomikov za različne oblike nepopolnosti – interakcija upogiba in striga.....	33
Slika 37: Primerjava pomikov za najbolj kritični obliki – interakcija upogiba in striga	33
Slika 38: Povečana peta oblika nepopolnosti	34
Slika 39: Materialni model	35
Slika 40: Primer obtežne poti	36
Slika 41: Odčitek potrebne togosti za posamezen primer	38
Slika 42: Primerjava krivulj sila-pomik za različne velikosti prerezov pasnic.....	39
Slika 43: Ovojnica pomikov v odvisnosti od togosti ojačitve za izbrane oblike nepopolnosti	41
Slika 44: Potek pomikov ojačitve izven ravnine po višini nosilca	42
Slika 45: Potek normalnih napetosti po širini ojačitve	42
Slika 46: Potek napetosti po prerezu prečne ojačitve	43
Slika 47: Normirane togosti prečnih ojačitev, pri katerih je izpolnjen pogoj pomikov v odvisnosti od parametra α	45

Slika 48: Izkoriščenost prečnih ojačitev določenih iz pogoja pomikov	46
Slika 49: Potrebni vztrajnostni momenti ojačitev iz numeričnih analiz v odvisnosti od α	46
Slika 50: Vztrajnostni moment ojačitev po EN 1993-1-5 v odvisnosti od α	47
Slika 51: Potrebni vztrajnostni momenti ojačitev iz numeričnih analiz v odvisnosti od h_w / t_w	48
Slika 52: Potek pomikov izven ravnine po višini ojačitve v odvisnosti od α pri enakem I_{st}	48
Slika 53: Največji pomik izven ravnine v odvisnosti od α pri enakem I_{st}	49
Slika 54: Potrebni vztrajnostni momenti prečnih ojačitev v odvisnosti od α za $h_w / t_w = 350$	49
Slika 55: Glavne membranske natezne napetosti σ_1 pri mejni nosilnosti za različna razmerja stranic α	50
Slika 56: Deformirana oblika stojine z razmerjem stranic $\alpha = 0,5$ pri mejnem stanju nosilnosti.....	51
Slika 57: Strižna nosilnost nosilca v odvisnosti od α , določena z numerično analizo	52
Slika 58: Glavne membranske tlačne napetosti σ_2 pri mejni nosilnosti za različna razmerja stranic α	53
Slika 59: Vpliv prijemališča tlačnih sil na obremenitev prečne ojačitve	54
Slika 60: Potek elastične kritične napetosti v odvisnosti od α	54
Slika 61: Pomiki izven ravnine po dolžini nosilca	55
Slika 62: Potek koeficienta strižnega izbočenja v odvisnosti od α	56
Slika 63: Primerjava poteka elastične kritične strižne sile V_{cr} in numerično določene plastične strižne nosilnosti $V_{Rd,num}$ v odvisnosti od α	58
Slika 64: Primerjava normirane elastične kritične nosilnosti in normirane plastične strižne nosilnosti	59
Slika 65: Potek amplitud začetnih globalnih nepopolnosti v odvisnosti od α	60
Slika 66: Delež numerično določene osne sile v prečni ojačitvi v primerjavi s silo $N_{st,ten}$ določeno po SIST EN 1993-1-5.....	62
Slika 67: Upogibni momenti v prerezih prečnih ojačitev.....	63
Slika 68: Delež momentne obremenitve zaradi ekscentričnosti osne sile iz nateznega polja od celotne momentne obremenitve prečne ojačitve.....	65

Slika 69: Primerjava pomikov določenih na podlagi obremenitve z osno $N_{st,ten}$ (20) in največjega dopustnega pomika w_{max}	66
Slika 70: Primerjave strižnih nosilnosti določenih z numeričnimi analizami in po EN 1993-1-5 v odvisnosti od α	68
Slika 71: Primerjave strižnih nosilnosti, določenih z numeričnimi analizami in po EN 1993-1-5 v odvisnosti od h_w / t_w	69
Slika 72: Razmerje med numerično določeno strižno nosilnostjo in računsko nosilnostjo po Evrokodu	70
Slika 73: Primerjava numerično določenih vztrajnostnih momentov ojačitev z zahtevami iz AASHTO	70
Slika 74: Primerjava vztrajnostnih momentov prečnih ojačitev po Evrokodu z numeričnimi rezultati v odvisnosti od α	72
Slika 75: Primerjava vztrajnostnih momentov prečnih ojačitev po Evrokodu z numeričnimi rezultati v odvisnosti od vitkosti stojine	73
Slika 76: Predlagane enačbe za dimenzioniranje prečnih ojačitev v primerjavi z numeričnimi izračuni in določili iz Evrokoda	78
Slika 77: Primerjava predlaganih enačb z vsemi numeričnimi rezultati (prvi in drugi sklop)	79
Slika 78: Primerjava predlaganih enačb s konstrukcijskimi zahtevami	80
Slika 79: Primerjava širin ojačitev določenih s predlaganimi enačbami in po SIST EN 1993-1-5	83
Slika 80: Vsi obravnavani primeri in meje praktične uporabe	85
Slika 81: Primerjava predlaganih enačb z vsemi numeričnimi rezultati znotraj mej praktične uporabe	85
Slika 82: Prečni prerez T ojačitve.....	86
Slika 83: Primerjava numerično določenih pomikov izven ravnine z mejnim pomikom po Evrokodu	87
Slika 84: Vztrajnostni momenti določeni po predlagani enačbi v primerjavi s konstrukcijskimi omejitvami za prerez T ojačitve	87
Slika 85: Ovojnica pomikov v odvisnosti od togosti ojačitve za izbrane oblike nepopolnosti	89

Slika 86: Deformirana oblika nosilca in napetosti v mejnem stanju nosilnosti (4. oblika nepopolnosti)	90
Slika 87: Deformirana oblika nosilca in napetosti v mejnem stanju nosilnosti (6. oblika nepopolnosti)	90
Slika 88: Deformirana oblika nosilca in napetosti v mejnem stanju nosilnosti (7. oblika nepopolnosti)	90
Slika 89: Potek pomikov ojačitve izven ravnine po višini nosilca	91
Slika 90: Potek normalnih napetosti po sodelujočem delu stojine	92
Slika 91: Potek normalnih napetosti po širini ojačitve	92
Slika 92: Primerjava vztrajnostnih momentov prečnih ojačitev po Evrokodu z numeričnimi rezultati in konstrukcijskimi pogoji v odvisnosti od vitkosti stojine	95
Slika 93: Primerjava vztrajnostnih momentov prečnih ojačitev po predlagani enačbi z numeričnimi rezultati in enačbo po Evrokodu	98
Slika 94: Primerjava predlaganih enačb z vsemi numeričnimi rezultati	101

1 UVOD

Pri velikih momentnih in strižnih obremenitvah nosilnost navadnih vročevaljanih nosilcev pogosto ne zadošča. V takih primerih se uporabljajo varjeni polnostenski nosilci z visoko nosilnostjo in majhno lastno težo. Običajno so sestavljeni iz kompaktnih pasnic in vitke stojine, ki je navadno ojačana z vzdolžnimi in/ali prečnimi ojačitvami različnih oblik, ki služijo za povečanje nosilnosti. Posebnost polnostenskih nosilcev je v tem, da zaradi lokalnega izbočenja ne izgubijo nosilnosti, kot se to zgodi pri uklonu palice, ampak izkazujejo veliko nosilnost tudi v post-kritičnem območju, ko je elastična kritična napetost že prekoračena.

Pravila za dimenzioniranje ojačanih in neojačanih pločevin so zajeta v standardu SIST EN 1993-1-5, ki podaja tudi postopke za račun bolj ali manj pravilnih pločevinastih konstrukcij, s čimer se izognemo zamudnim numeričnim izračunom. Pravila za dimenzioniranje, postopki računa in teoretično ozadje so predstavljeni v prvem delu diplomske naloge, kjer je izvedena tudi primerjava zahtev iz standarda SIST EN 1993-1-5, z zahtevami po ameriškem standardu za mostne konstrukcije AASHTO.

Drugi del naloge predstavlja obsežna parametrična študija, ki je bila izvedena z namenom, da pokažemo, kakšen je vpliv togosti prečne ojačitve na obnašanje polnostenskih nosilcev, podvrženih strižnim in upogibnim obremenitvam, ter interakciji med obema obremenitvama. Naloga prečnih ojačitev je, da zagotovijo togo podporo pločevinam in omogočijo razvoj ustrezne strižne nosilnosti. Standard SIST EN 1993-1-5 predpisuje poleg velikosti vztrajnostnega momenta prečnega prereza ojačitve tudi kontroli nosilnosti in togosti prečne ojačitve. Pri tem predvideva, da so ojačitve strižno obremenjenih nosilcev obremenjene z osno silo $N_{st,ten}$ in upogibnim momentom, ki je posledica ekscentričnosti sidranja osne sile in vplivov teorije drugega reda. Osna sila predstavlja razliko med strižno obremenitvijo nosilca in elastično kritično strižno silo, ki jo prevzame izbočena pločevina. V nadaljevanju je ta sila poimenovana osna sila $N_{st,ten}$. Zahtevam je v primeru enostranskih prečnih ojačitev težko zadostiti, saj je predpostavljena osna sila zelo konzervativna (Beg idr., 2010). Da bi preučili ustreznost predpostavke iz SIST EN 1993-1-5, je bilo s programom Abaqus izvedeno veliko število numeričnih analiz, v katerih smo spreminjali različne parametre. Na podlagi dobljenih rezultatov je bila izvedena študija vpliva geometrijskih parametrov na obnašanje polnostenskih nosilcev in prečnih ojačitev ter primerjava dobljenih rezultatov z zahtevami iz SIST EN 1993-1-5.

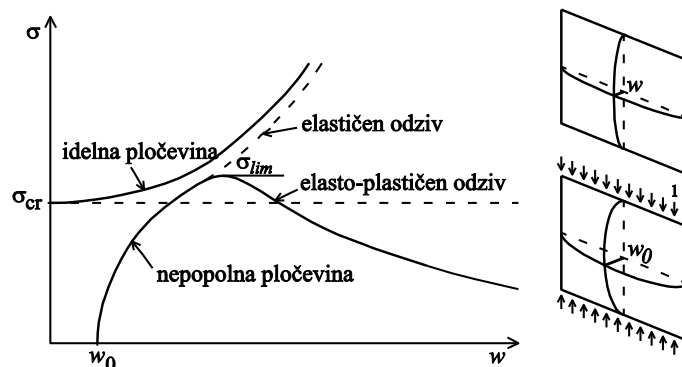
2 IZBOČENJE PLOČEVIN ZARADI DELOVANJA NORMALNIH IN STRIŽNIH NAPETOSTI

Standard SIST EN 1993-1-5, ki obravnava nosilne konstrukcijske elemente iz pločevin, zajema navodila za dimenzioniranje ojačanih in neojačanih pločevin, obremenjenih v svoji ravnini. Pri projektiranju pločevinastih konstrukcij moramo biti pozorni na pojav strižne podajnosti pasnic in lokalnega ter globalnega izbočenja pločevin ter kombinacije obeh pojavov. V sklopu te diplomske naloge se bomo osredotočili zgolj na pojav lokalnega izbočenja, ki bo v nadaljevanju podrobneje opisan.

2.1 Izbočenje pločevin zaradi delovanja normalnih napetosti

Poglavje je delno povzeto po Beg idr., 2010.

Značilnost vitkih pločevin je, da zaradi lokalnega izbočenja ne izgubijo nosilnosti, kot se to zgodi pri uklonu palice, ampak nosijo tudi v post-kritičnem območju, ko je elastična kritična napetost σ_{cr} že prekoračena, odpornost pa se povečuje do plastične porušitve. Elastična kritična napetost je napetost, pri kateri pride do izbočitve idealno elastične pločevine.



Slika 1: Post-kritični odziv vitkih pločevin izpostavljenih tlačnim napetostim (Beg idr., 2010: str. 23)

Pri idealnih pločevinah, to so pločevine, pri katerih ne upoštevamo nepopolnosti, je meja med pred-kritičnim in post-kritičnim območjem razvidna iz bifurkacijske točke. Pri realnih pločevinah z upoštevanimi začetnimi nepopolnostmi je prehod v post-kritično območje postopen. V post-kritičnem območju pride do prerazporeditve tlačnih napetosti, zmanjša se osna togost izbočenega dela elementa in napetosti se na tem območju zmanjšajo, hkrati pa se ob robovih elementa le te povečajo. Mejna nosilnost je dosežena, ko robne napetosti dosežejo mejo tečenja f_y .

Potek napetosti po prerezu je nelinearen, zato določitev nosilnosti ni enostavna naloga. Razvili sta se dve poenostavljeni metodi določanja nosilnosti elementov, ki upoštevata linearen potek napetosti in deformacij. To sta metoda efektivnih širin in metoda reduciranih napetosti. Pri pločevinah brez vzdolžnih ojačitev je potrebno določiti redukcijski koeficient izbočenja pločevine ρ , s katerim reduciramo tlačni del prereza in določimo efektivni del tlačnega prereza. Pri pločevinah z vzdolžnimi

ojačitvami pa je določitev efektivnega dela prereza bolj zahtevna, saj je pri prevzemu obtežbe potrebno upoštevati tudi sodelovanje ojačitev.

Koeficient ρ je odvisen od razporeditve napetosti po širini elementa in od podprtosti vzdolžnih robov. V izrazih za koeficient ρ prvi člen (von Karmanov prispevek) opisuje obnašanje idealno elastične ravne pločevine z upoštevanjem postkritične rezerve nosilnosti, drugi člen pa je rezultat eksperimentalnih raziskav in zajema neugoden vpliv geometrijskih nepopolnosti pločevine, zaostalih napetosti ter interakcijo med plastičnim tečenjem materiala in izbočenjem pločevine (Aleksić, 2007).

2.2 Izbočenje pločevin zaradi delovanja strižnih napetosti

Poglavje je delno povzeto po Johansson idr, 2007.

Standard SIST EN 1993-1-5 zahteva, da je pri strižno obremenjenih stojinah vitkih v strigu, potrebno upoštevati izbočenje zaradi striga in zagotoviti ustrezne ojačitve nad podporami.

Stojina vzdolžno neojačanega polnostenskega nosilca je vitka v strigu, kadar velja:

$$\frac{h_w}{t_w} > \frac{72}{\eta} \varepsilon, \quad (1)$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y [N/mm^2]}}, \quad (2)$$

$\eta = 1,2$ za jekla S235 do S460.

Obnašanje strižno obremenjenih nosilcev lahko opišemo z dvema pojavoma: pojav čistega striga in pojav nateznega polja (Slika 2).

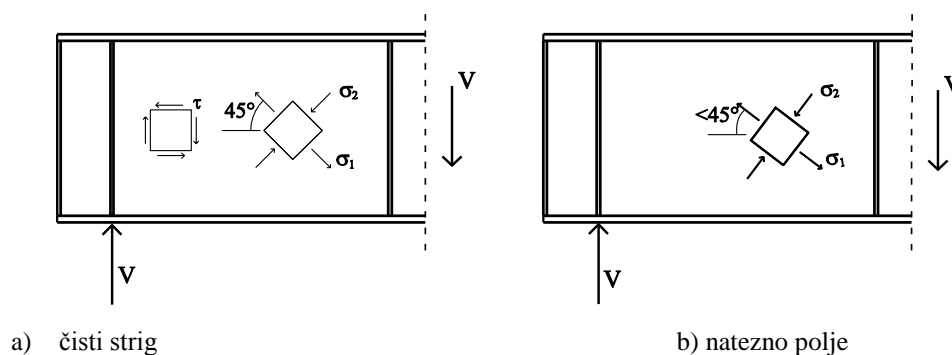
Pred izbočitvijo je v pločevini napetostno stanje čistega striga. Če te strižne napetosti razstavimo na glavne napetosti, dobimo v eni smeri natezne (σ_1), v drugi smeri tlačne (σ_2) napetosti enakih velikosti. Koordinatni sistem glavnih napetosti je nagnjen za 45° glede na vzdolžno os nosilca.

Podobno kot pri izbočenju zaradi normalnih napetosti, strižno vitke pločevine tudi pri strižnem izbočenju ne izgubijo nosilnosti, pač pa nosijo tudi v post-kritičnem stanju. Izračun strižne nosilnosti panela v standardu SIST EN 1993-1-5 temelji na metodi rotirajočega napetostnega polja, katere avtor je Höglund. Metoda velja ob predpostavki, da pasnicama ni preprečen pomik v smeri ene proti drugi. Osnovna ideja te metode je sledeča. Zgodi se izbočitev v smeri glavne natezne napetosti σ_1 . Po izbočenju pločevine se glavna tlačna napetost σ_2 ne more več povečevati in je enaka kritični napetosti $\sigma_2 = -\tau_{cr}$. Povečuje se lahko glavna natezna napetost, dokler ni dosežena mejna nosilnost materiala, določena z Von Misesovim kriterijem plastičnega tečenja. Posledica tega je, da velikosti nateznih in tlačnih napetosti niso več enake in pride do zasuka napetostnega polja zaradi ohranjanja ravnotežja.

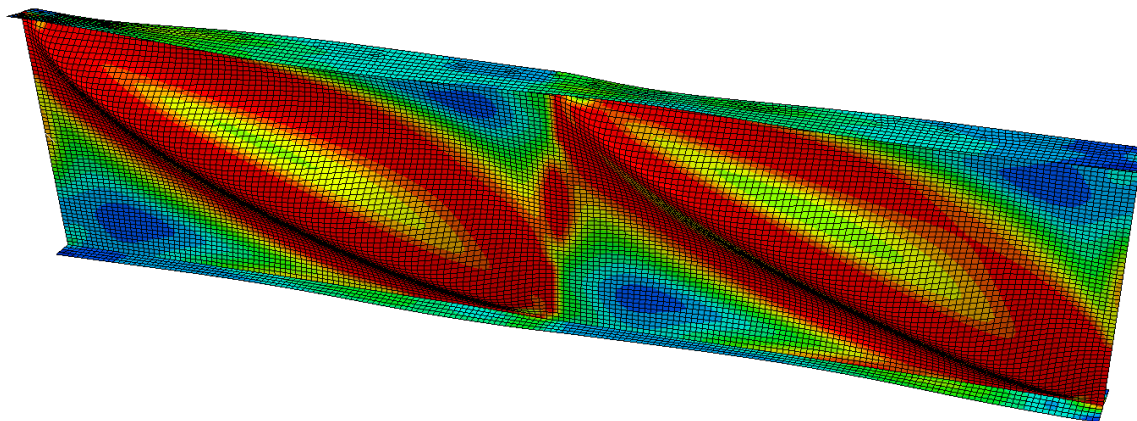
Pri tem prečnih membranskih napetosti v stojini ni, saj se ne morejo sidrati v pasnicah, katerih medsebojni razmak zagotavlja le stojina. Vertikalna komponenta napetosti ostane torej enaka nič. Kot med glavno natezno napetostjo in vzdolžno osjo nosilca, se pri razmerjih stranic pločevine (α) večjih od 1 povečuje ($> 45^\circ$), pri $\alpha < 1$ pa ostane enak 45° . Opisanemu pojavu pravimo pojav nateznega polja (Slika 3).

Razmerje stranic pločevine, podano z izrazom (3), je razmerje razdalje med dvema sosednjima prečnima ojačitvama a in višino stojine nosilca h_w .

$$\alpha = \frac{a}{h_w} \quad (3)$$



Slika 2: Glavne napetosti pred in po formaciji nateznega polja



Slika 3: Prikaz razvoja nateznih polj na numeričnem modelu (deformacije so 8-krat povečane)

Pločevine vitke v strigu lahko dosežejo veliko post-kritično nosilnost, če je zagotovljeno ustrezno sidranje membranskih sil iz nateznega polja v prečne ojačitve nad podporo. Pri tem je pomembna tudi pasnica, ki preprečuje pomik prečnih ojačitev in zagotavljanje sidranja. Ko je dosežena mejna nosilnost, se v pasnicah razvije plastični členek.

V standardu (SIST EN 1993-1-5, Poglavje 5) je strižna odpornost prereza (4) definirana kot vsota strižne nosilnosti stojine $V_{bw,Rd}$ in pasnic $V_{bf,Rd}$.

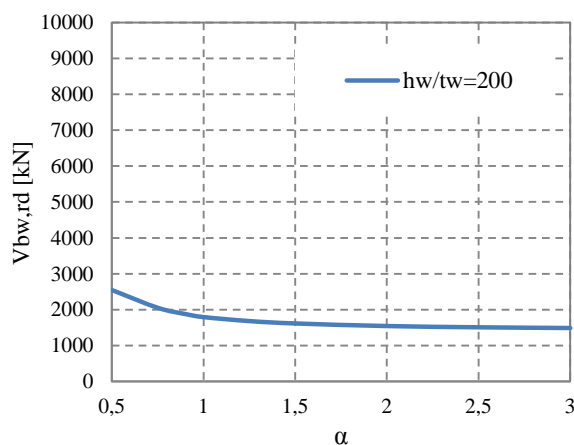
$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \quad (4)$$

$$V_{bw,Rd} = \chi_w h_w t_w \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} \quad (5)$$

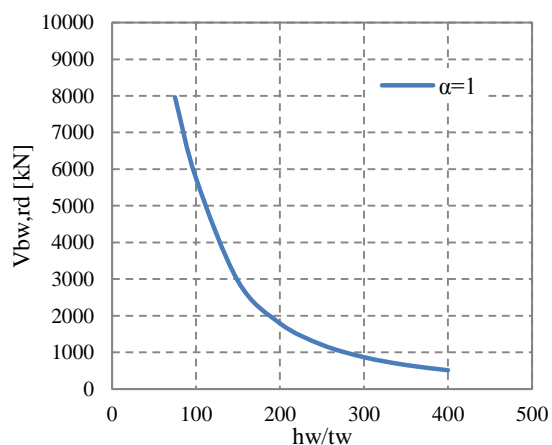
$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2}{c} \frac{f_{yf}}{\gamma_{M1}} \left[1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right] \quad (6)$$

Strižna nosilnost stojine (5) je odvisna od redukcijskega koeficienta χ_w , ki ga po SIST EN 1993-1-5 določimo glede na to, ali imamo opravka s togimi ali podajnimi robnimi ojačitvami. Osa in upogibna togost ojačitev vplivata na sidranje membranskih sil iz nateznega polja v robno prečno ojačitev, zato je v redukcijskem koeficientu zajet vpliv togosti ojačitve na post-kritično nosilnost pločevine. Redukcijski koeficient je odvisen od brezdimenzionalne vitkosti $\bar{\lambda}_w$, ki je odvisna je od koeficienta strižnega izbočenja (k_τ), ta pa od razmerja stranic panela (α). Večje kot je to razmerje, manjša je strižna nosilnost stojine (Slika 4a). Še večji vpliv na strižno nosilnost stojine ima razmerje h_w/t_w . Večje kot je to razmerje, manjša je strižna nosilnost (Slika 4b).

Standard EN 1993-1-5 podaja formule le za toge prečne ojačitve, v primeru podajnihb moramo analize izvesti s pomočjo programske opreme. V praksi se podajne vmesne prečne ojačitve sploh ne uporabljajo, saj se izbočijo skupaj s panelom in zelo malo prispevajo k strižni nosilnosti polnostenskega nosilca. Prav tako moramo o smotrnosti togih vmesnih prečnih ojačitev premisliti, če s povečanjem vitkosti stojine poplačamo stroške varjenja dodatnih vmesnih prečnih ojačitev (Beg idr., 2010).



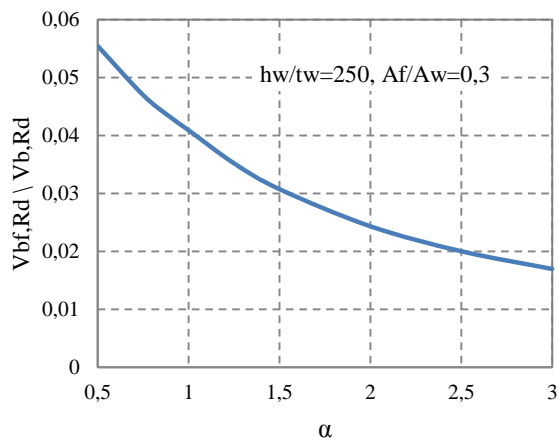
a) vpliv parametra α na strižno nosilnost



b) vpliv razmerja h_w/t_w na strižno nosilnost

Slika 4: Vpliv geometrijskih parametrov na strižno nosilnost pločevine

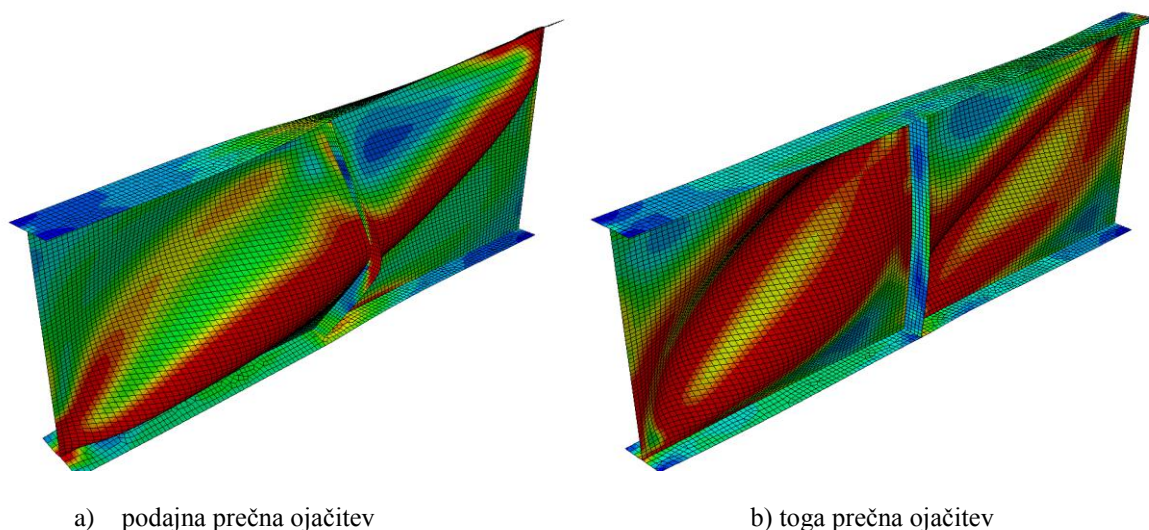
Strižna nosilnost pasnic (6) upošteva nastanek štirih plastičnih členkov v pasnicah na razdalji c . Razdalja med dvema sosednjima plastičnima členkoma (c) se večja z razdaljo med dvema sosednjima prečnima ojačitvama (a). Večja kot je ta razdalja, manjša je strižna nosilnost pasnic (Slika 5).



Slika 5: Prispevek strižne nosilnosti pasnice k strižni nosilnosti celotnega prereza v odvisnosti od α

3 PREČNE OJAČITVE

Prečne ojačitve povečajo strižno nosilnost pločevine, zagotavljajo bočno podporo vzdolžnim ojačitvam in prenašajo koncentrirane sile. Običajno gre pri prečnih ojačitvah za toge ojačitve, kar pomeni, da lahko pločevino med dvema togima prečnima ojačitvama obravnavamo kot samostojno pločevino, brez interakcije s sosednjimi. To pomeni, da se razvijeta dve ločeni natezni polji, vsako na eni pločevini (Slika 6b). Prečne ojačitve so toge, ko preprečijo pomike stojine nosilca izven ravnine na območju stika stojine z ojačitvijo in ostanejo ravne tudi v post-kritičnem stanju. Evrokod standard predlaga uporabo togih prečnih ojačitev in podaja navodila za dimenzioniranje le teh. V primeru podajnih prečnih ojačitev, ki se izbočijo skupaj s pločevino, moramo analizo izvesti s pomočjo programske opreme, saj standard ne podaja priporočil za projektiranje (Beg idr, 2010).



Slika 6: Razlika med izbočitvijo pločevine s podajno in pločevine s togo ojačitvijo

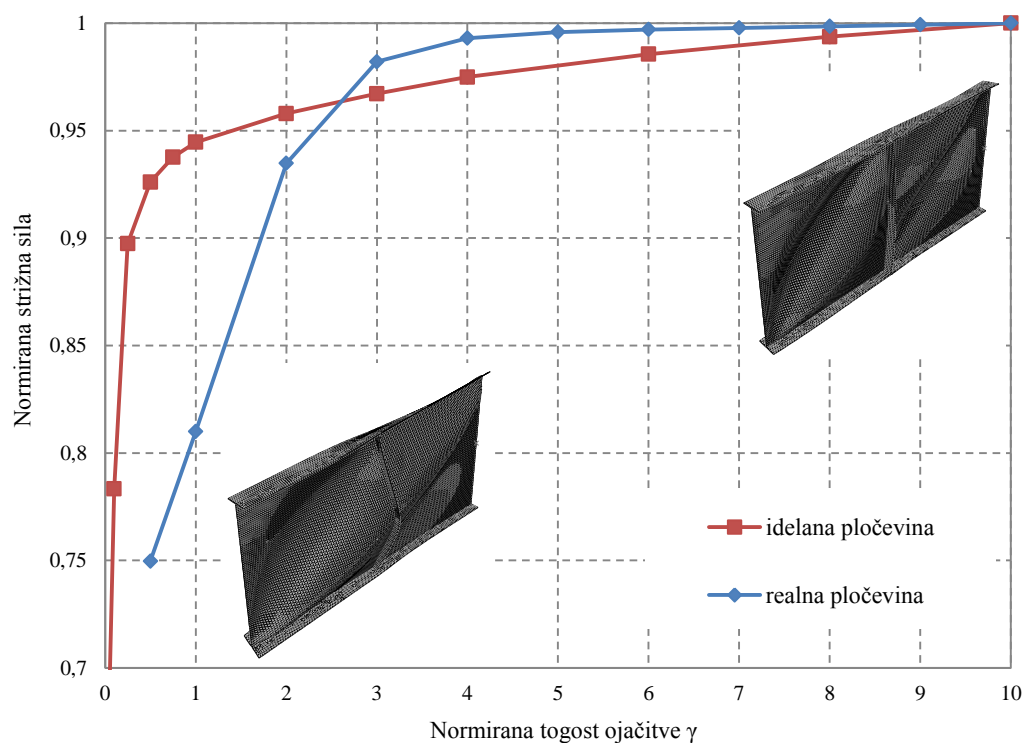
V spodnji preglednici so podani strižna nosilnost in največji pomik izven ravnine na mestu ojačitve za primera podajne in toge ojačitve iz zgornje slike (Slika 6) ter dimenziji prečne ojačitve, kjer je b_{st} širina, t_{st} pa debelina prečne ojačitve.

Preglednica 1: Primerjava nosilnosti in pomika izven ravnine za podajno in togo ojačitev

	b_{st} [mm]	t_{st} [mm]	$V_{b,Rd}$ [kN]	u [mm]
Podajna ojačitev	87	8.2	1408.8	52.9
Toga ojačitev	141	13.3	1822.4	5.2

Toga prečna ojačitev torej poveča strižno nosilnost pločevine. Če povečujemo togost prečne ojačitve, se strižna nosilnost povečuje dokler se ne tvorita dve ločeni lokalni izbočitvi na sosednjih panelih. Takrat je ojačitev toga in dosežena je mejna nosilnost pločevine, ki se s povečevanjem togosti ojačitve

ne bo več bistveno povečevala. Togost, pri kateri lahko prečno ojačitev obravnavamo kot togo, je odvisna od različnih vplivov, ki bodo obravnavani v diplomski nalogi. Eden od njih je upoštevanje začetnih nepopolnosti, ki bistveno vplivajo na obnašanje prečne ojačitve in na prehod med globalnim in lokalnim izbočenjem pločevin. Če primerjamo potek nosilnosti pločevine v odvisnosti od togosti prečne ojačitve za idealno in realno konstrukcijo (Slika 7), vidimo, da je pri idealni konstrukciji dosežena »mejna« nosilnost pri veliko manjši togosti ojačitve ($\gamma = 0,75$), kot se to zgodi pri realni konstrukciji z upoštevanjem začetnih nepopolnosti ($\gamma = 4,0$). Pri tem z mejno nosilnostjo mislimo na elastično kritično silo pri izdelanih pločevinah, pri kateri pride do dveh ločenih izbočitev na dveh sosednjih panelih. Pri idealni pločevini opazujemo potek normirane elastične kritične sile. Ta se tudi po doseženem prehodu iz globalnega v lokalno izbočenje ($\gamma = 0,75$) še vedno nekoliko povečuje, saj se s povečevanjem togosti prečne ojačitve povečuje vpetost pločevine, kar vpliva na elastično kritično silo. Koeficient γ pomeni vztrajnostni moment ojačitve normiran z vztrajnostnim momentom, ki ga določa SIST EN 1993-1-5.



Slika 7: Primerjava odziva idealne in realne pločevine

Prečne ojačitve so običajno ravni odprti I-profil ali T-profil. Te so običajno enostranske, razen če prenašajo velike koncentrirane sile. Prečne ojačitve nad podporami so obojestranske, da se izognemo ekscentričnosti pri vnosu koncentriranih reakcijskih sil. Da bi zagotovili ustrezno kompaktnost ojačitev, so le te vedno vsaj v 3. razredu kompaktnosti. Prav tako moramo preprečiti torzijski uklon ojačitve. Za odprte ojačitve mora biti izpolnjen pogoj:

$$\frac{I_T}{I_p} \geq 5,3 \frac{f_y}{E}, \quad (7)$$

kjer je: I_T St. Venantova konstanta ojačitve in I_p polarni vztrajnostni moment ojačitve okoli roba, ki je priključen na osnovno pločevino.

Za odprto I-ojačitev in jeklo S355, ki je bilo uporabljeno v vseh numeričnih analizah v sklopu te diplomske naloge, enačbo (7) zapišemo:

$$\frac{b_{st}}{t_{st}} \leq 10,6 \quad (8)$$

Ta pogoj je bolj kritičen od pogoja kompaktnosti ($b_{st}/t_{st} \leq 11,4$), zato je v nadaljevanju to razmerje (8) vedno obravnavano kot mejna vrednost.

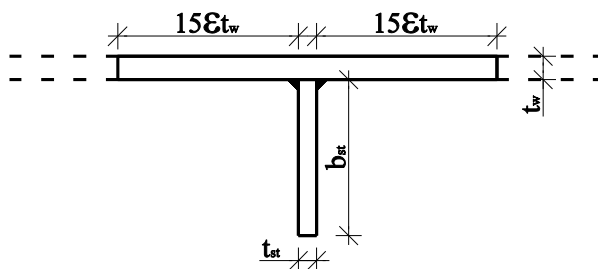
V okviru diplomske naloge obravnavamo samo vmesne prečne ojačitve, zato bo del standarda, ki se nanaša na prečne ojačitve nad podporami, v nadaljevanju izpuščen. Poleg tega se bomo osredotočili samo na enostranske prečne ojačitve.

V poglavjih 3.1 in 3.2 so podane zahteve in postopki računa za prečne ojačitve po evropskem in ameriškem standardu za projektiranje pločevinastih konstrukcij. V poglavju 3.3 je prikazana primerjava zahtev za določitev dimenzij prečnih ojačitev iz obeh standardov. V poglavju 3.4 pa so opisane nekatere predhodne raziskave na temo prečnih ojačitev in ugotovitve, ki predstavljajo podlago za parametrično študijo, izvedeno v tej diplomski nalogi.

3.1 SIST EN 1993-1-5, Poglavje 9

Poglavje je delno povzeto po Beg idr, 2007.

Efektivni prerez ojačitve je sestavljen iz polnega prereza ojačitve ter sodelujočega dela stojine, katere širina je $15\epsilon t$ levo in desno od ojačitve. Pri tem t označuje debelino ojačane pločevine in $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$, kjer je f_y podan v MPa . Sodelujoča širina mora biti znotraj dejanskih razpoložljivih dimenzij, prekrivanje ni dovoljeno.



Slika 8: Efektivni prerez prečne ojačitve

Pri izpolnjevanju zahtev iz Poglavja 9 moramo kot prerez prečne ojačitve vedno upoštevati zgoraj opisani efektivni prerez (Slika 8).

3.1.1 Normalne napetosti

V prvi vrsti je naloga prečnih ojačitev, da zagotovijo togo podporo pločevinam. Temu je zadoščeno, kadar sta izpolnjena pogoja minimalne nosilnosti in togosti. Toge prečne ojačitve niso neposredno obremenjene z normalnimi napetostmi. Zaradi začetnih nepopolnosti so podvržene izbočnim silam, ki so posledica izbočitve sosednjih pločevin izpostavljenih tlačnim napetostim. Po elastični teoriji drugega reda morajo prečne ojačitve v mejnem stanju nosilnosti zadostiti naslednjima kriterijema:

- Maksimalna napetost v ojačitvi ne sme preseči projektne nosilnosti materiala:

$$\sigma_{max} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}, \quad (9)$$

- Upogibek ojačitve ne sme preseči mejnega pomika:

$$w \leq \frac{h_w}{300}. \quad (10)$$

V nadaljevanju sta kriterija (9) in (10) poimenovana kriterij nosilnosti in kriterij pomikov po Evrokodu.

3.1.2 Strižne napetosti

Po SIST EN 1993-1-5 imajo prečne ojačitve strižno obremenjenih pločevin dve funkciji: vmesne prečne ojačitve morajo zagotoviti pločevini ustrezno podporo in s tem omejiti pomike izven ravnine, za kar morajo imeti ojačitve ustrezno togost. V post-kritičnem stanju se v pločevini razvije natezno polje, katerega posledica so osne sile, ki se sidrajo v prečno ojačitev ($N_{st,ten}$), za kar mora le-ta imeti zadosten prečni prerez, da zagotovi ustrezno nosilnost.

Evrokod določa, da morajo vmesne prečne ojačitve izpolniti pogoja nosilnosti (9) in pomikov (10). Če zahtevi nista izpolnjeni, se ojačitev obravnava kot podajna in je potrebno njen vpliv upoštevati pri računu strižnega uklonskega koeficienta pločevine. Standard ne podaja priporočil za uporabo podajnih ojačitev.

Vztrajnostni moment ojačitve, ki zagotavlja, da se prečna ojačitev obnaša kot toga podpora strižno obremenjeni stojini, mora biti večji od:

$$I_{st} \geq 1,5 \frac{h_w^3 t^3}{a^2} \text{ za } \frac{a}{h_w} < \sqrt{2} \quad (11)$$

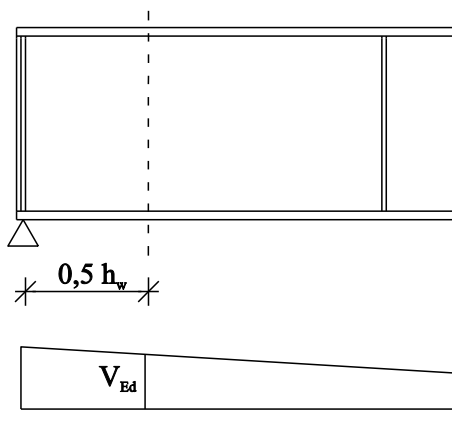
$$I_{st} \geq 0,75 h_w t^3 \text{ za } \frac{a}{h_w} \geq \sqrt{2} \quad (12)$$

V zgornji enačbi je I_{st} vztrajnostni moment efektivnega prereza prečne ojačitve, kot je opisano v točki 3.1 tega poglavja. Vztrajnostni moment prečne ojačitve, ki izpolnjuje pogoja (11) in (12), je v nadaljevanju poimenovan togost za strižno izbočenje.

Enačbi (11) in (12) zagotavljata, da je, ko je v pločevini dosežena strižna nosilnost, pomik izven ravnine na mestu prečne ojačitve majhen, v primerjavi s pomikom pločevine izven ravnine.

Pogoj nosilnosti (9) je izpolnjen, če je odpornost ojačitve s sodelujočim delom stojine večja od tlačne osne sile $N_{st,ten}$. V SIST EN 1993-1-5, Poglavlje 9.3.3, je ta sila podana kot razlika med strižno obremenitvijo nosilca in strižno nosilnostjo panela, pri čemer je strižna obremenitev V_{Ed} vzeta kot strižna sila na razdalji $0,5h_w$ od roba strižno najbolj obremenjenega panela. Najpogosteje je to panel ob koncih kontinuirnega nosilca (Slika 9).

$$N_{st,ten} = V_{Ed} - \frac{1}{\lambda_w^2} t h_w \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \quad (13)$$



Slika 9: Strižna sila $0,5h_w$ od podpore

V primeru, ko je vrednost $N_{st,ten}$ negativna, se upošteva, da je vrednost sile kar enaka 0.

3.1.3 Postopek računa

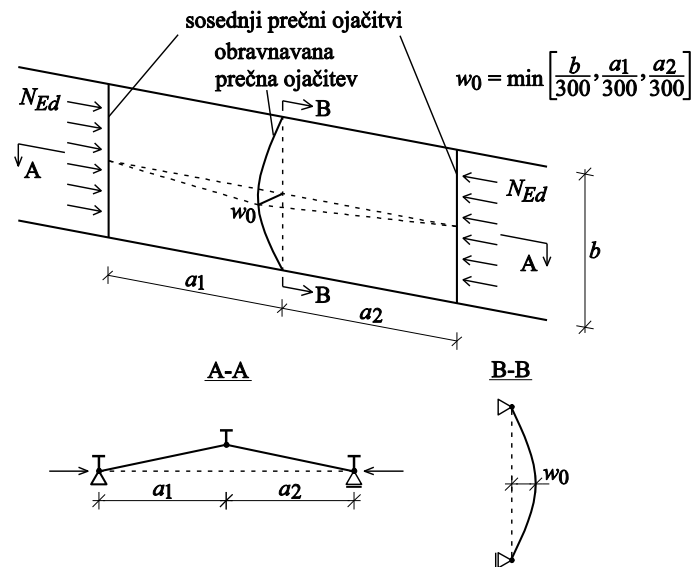
Poglavje je delno povzeto po Johansson idr, 2007.

V najbolj splošnem primeru je prečna ojačitev obremenjena z:

- izbočno linijsko obtežbo q_{dev} , ki nastane zaradi tlačne sile N_{Ed} v priležni pločevini,
- dodatno zunanjo linijsko obtežbo q_{Ed} ,
- tlačno silo $N_{st,ten}$, ki izhaja iz diagonalnega nateznega polja pri obtežbi s strigom ter
- dodatno zunanjo tlačno silo $N_{st,ex}$.

Zaradi preprostejšega dimenzioniranja, so bili razviti (Johansson idr, 2007) nastavki za tipične primere obtežbe, iz katerih so izpeljane enačbe, ki zajemajo obe zahtevi, ki ju morajo izpolnjevati prečne ojačitve.

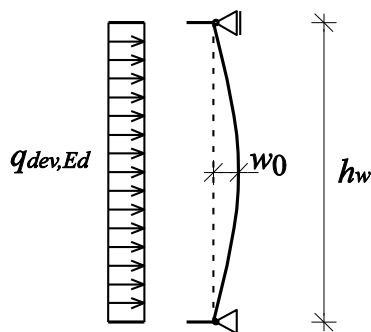
Statični model prečne ojačitve je prostoležeč nosilec z začetno nepopolnostjo sinusne oblike z amplitudo w_0 (Slika 10). Za priležne pločevine in sosednje ojačitve se privzame, da so ravne in toge.



Slika 10: Statični model prečne ojačitve (Beg idr., 2010: str. 125)

Na ojačitev deluje samo izbočna linijska obtežba q_{dev} zaradi tlačne sile N_{Ed}

Ko na prečno ojačitev deluje samo izbočna linijska obtežba (Slika 11), kot posledica tlačnih sil v priležnih pločevinah, do katerih pride zaradi tlačnih ali upogibnih obremenitev nosilca, lahko pogoja (9) in (10) izrazimo z naslednjimi enačbami:



Slika 11: Statični model ojačitve

$$I_{st} \geq \frac{\sigma_m}{E} \left(\frac{h_w}{\pi} \right)^4 \left(1 + w_0 \frac{300}{h_w} u \right), \quad (14)$$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,p}} \frac{N_{Ed}}{h_w} \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2} \right), \quad (15)$$

$$u = \frac{\pi^2 E e_{max}}{f_y 300 h_w} \geq 1,0, \quad (16)$$

$$\gamma_{M1}$$

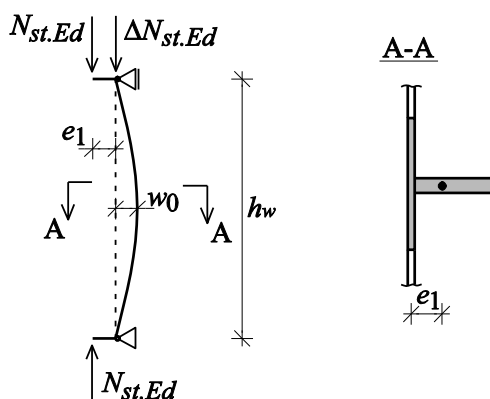
kjer so: $\sigma_{cr,c}$ in $\sigma_{cr,p}$ elastični kritični napetosti za uklon palice in uklon pločevine, e_{max} pa največja razdalja med robom ojačitve in težiščem ojačitve.

Na ojačitev delujeta izbočna linijska obtežba q_{dev} in osna sila iz nateznega polja $N_{st,ten}$

V primeru, ko je prerez obremenjen upogibno in strižno, nanj delujeta hkrati izbočna linijska obtežba zaradi normalnih napetosti iz sosednjih pločevin ter osna sila, ki je posledica razvoja nateznega polja v pločevini zaradi strižnih napetosti (Slika 12). Izbočna linijska obtežba je v tem primeru izražena kot dodatna osna sila v prečni ojačitvi $\Delta N_{st,Ed}$ (17).

$$\Delta N_{st,Ed} = \frac{\sigma_m h_w^2}{\pi^2} \quad (17)$$

$$N_{st,Ed} = N_{st,ten} + N_{st,ex} \quad (18)$$



Slika 12: Statični model ojačitve (Beg idr., 2010: str. 133)

Pri enostranskih prečnih ojačitvah je potrebno upoštevati ekscentričnost delovanja osne sile $N_{st,ten}$, ki povzroča dodatno momentno obremenitev na ojačitev. Osna sila iz nateznega polja namreč deluje v težišču stojine nosilca, ki je za e_1 oddaljeno od težišča efektivnega prereza prečne ojačitve. V takih primerih pride do interakcije upogibnega momenta zaradi ekscentričnosti sidranja sile iz nateznega polja in vplivov teorije drugega reda ter upogibnih momentov zaradi izbočne linijske obtežbe kot posledice tlačnih napetosti v stojini. Ker je analitična rešitev modela na zgornji sliki zelo zahtevna, sta bili razviti poenostavljeni enačbi (Beg, Dujc, 2007):

$$\sigma_{max} = \frac{N_{st,Ed}}{A_{st}} + \frac{\sum N_{st,Ed} e_1 w_0}{I_{st}} \frac{1}{1 - \frac{\sum N_{st,Ed}}{N_{cr,st}}} (1 + 1,11 q_m) \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}, \quad (19)$$

$$w = w_0 \frac{1}{\frac{N_{cr,st}}{\sum N_{st,Ed}} - 1} (1 + 1,25 q_m) \leq \frac{h_w}{300}, \quad (20)$$

kjer so: e_1 razdalja od težišča efektivnega prereza ojačitve do težiščne ravnine stojine nosilca, w_0 začetna nepopolnost ojačitve, $N_{cr,st}$ elastična kritična osna sila prečne ojačitve,

$$q_m = \frac{N_{st,Ed} e_1}{\sum N_{st,Ed} w_0}, \quad (21)$$

$$\sum N_{st,Ed} = N_{st,Ed} + \Delta N_{st,Ed}. \quad (22)$$

Zaradi konzervativnosti izraza za osno silo (13), sta tudi enačbi (19) in (20) konzervativni (Beg idr., 2010).

3.2 AASHTO

Ameriški standard za mostne konstrukcije »AASHTO LRFD Bridge Design Specifications« v šestem poglavju podaja zahteve za projektiranje jeklenih mostnih konstrukcij. Poglavje 6.10.11.1 se nanaša na prečne ojačitve upogibnih nosilcev I-prerezov.

AASHTO (2007) se pri dimenzioniranju prečne ojačitve sklicuje na kriterij potrebnega vztrajnostnega momenta prečne ojačitve, ki preprečuje pomike izven ravnine na mestu ojačitve pri strižnem izbočenju pločevin, kar pomeni, da omogoča formacijo dveh ločenih nateznih polj na sosednjih panelih (Slika 6).

Za razliko od standarda SIST EN1993-1-5, kjer je v vztrajnostni moment ojačitve zajet tudi del pločevine (efektivni prerez ojačitve), AASHTO predpisuje vztrajnostni moment I_{st} (enačbi (23) in (24)), ki se nanaša samo na prerez prečne ojačitve, brez sodelovanja pločevine.

$$I_{st} = \min(a, h_w) t_w^3 J \quad (23)$$

$$I_{st} \geq \frac{h_w^4 \rho_t^{1,3}}{40} \left(\frac{f_{yw}}{E} \right)^{1,5} \quad (24)$$

Kjer so:

$$J = \frac{2,5}{(a/h_w)^2} - 2,0 \geq 0,5, \quad (25)$$

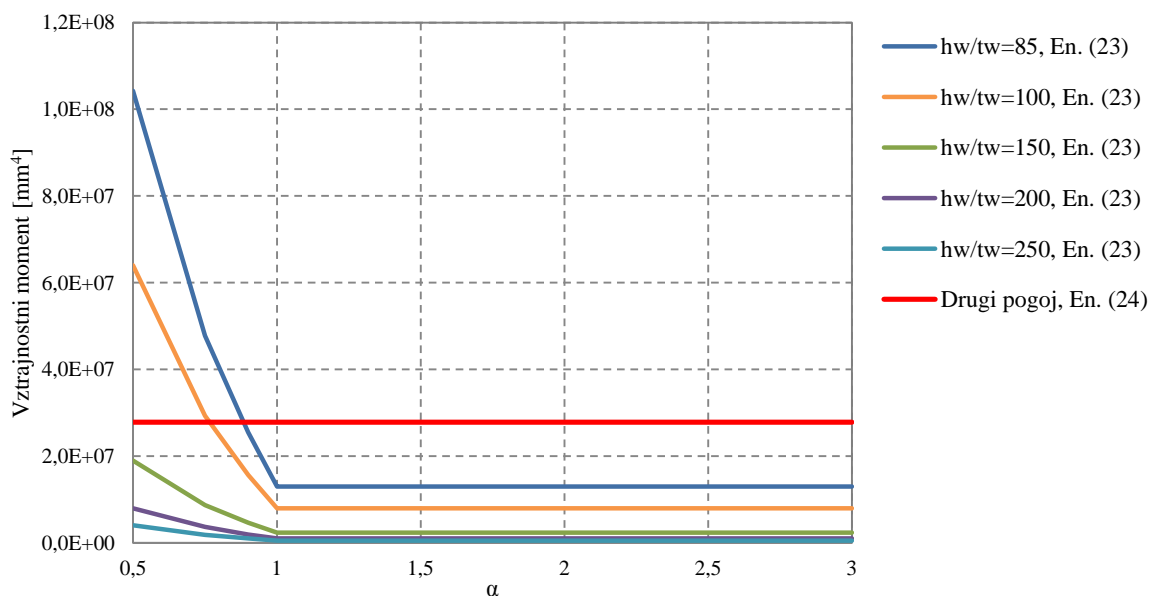
$$\rho_t = \max(f_{yw}/\sigma_{cr}, 1, 0), \quad (26)$$

$$\sigma_{cr} = \frac{0,31E}{\left(\frac{b_{st}}{t_{st}}\right)^2} \leq f_{yst}. \quad (27)$$

Pri razmerju stranic panela α manjšem od 1, parameter upogibne togosti ojačitve (J) znatno narašča z manjšanjem razmerja stranic panela. Za $\alpha \geq 1$, je J konstanten in enak 0,5.

Če upoštevamo, da moramo izpolniti pogoj torzijske togosti za ojačitev (7), je razmerje $b_{st}/t_{st} \leq 10,6$. Faktor ρ_t je enak 1 za vsa jekla, za katera velja $f_y \leq 580MPa$. Vrednost vztrajnostnega momenta (24) je, če izvzamemo kvaliteto materiala, odvisna le od višine stojine nosilca in je zato pri neki višini konstantna za vse parametre α in h_w/t_w .

V diplomski nalogi je bilo v vseh analizah parametrične študije uporabljeno konstrukcijsko jeklo S355. Če upoštevamo to predpostavko, ugotovimo, da je drugi pogoj (24) merodajen za večino parametrov, razen pri manj vitkih pločevinah ($h_w/t_w \leq 100$) z razmerjem $\alpha < 1$ (Slika 13).



Slika 13: Primerjava pogojev iz AASHTO (2007)

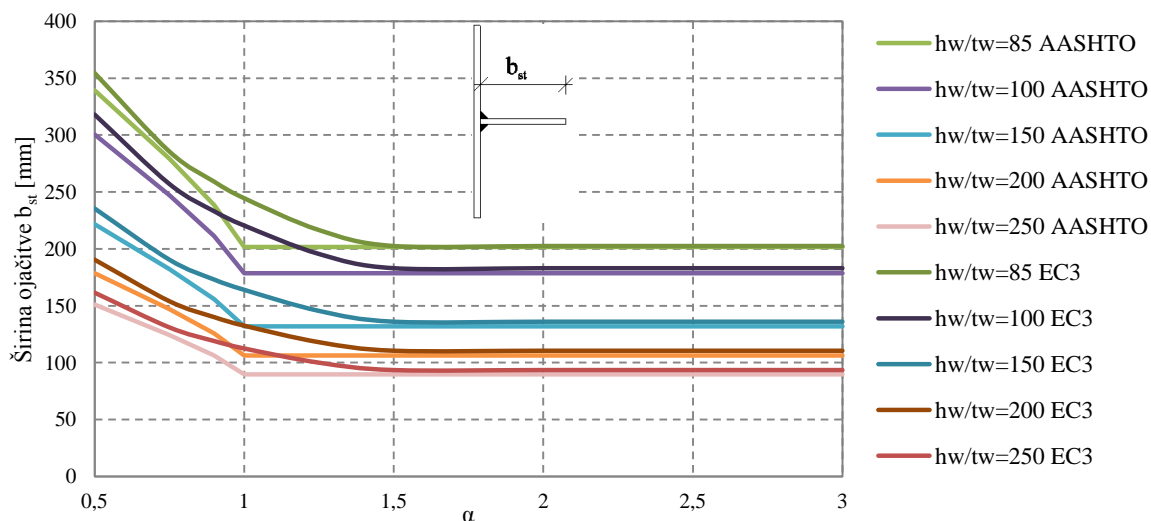
V standardu (AASHTO, 2007) je za dimenzioniranje pločevin ob upoštevanju post-kritične nosilnosti predlagana enačba (24). Ta pogoj je v večini primerov tudi bolj kritičen (Slika 13), zato se v nadaljevanju sklicujemo nanj, ko govorimo o vztrajnostnem momentu ojačitve po AASHTO.

3.3 Primerjave zahtev iz standardov

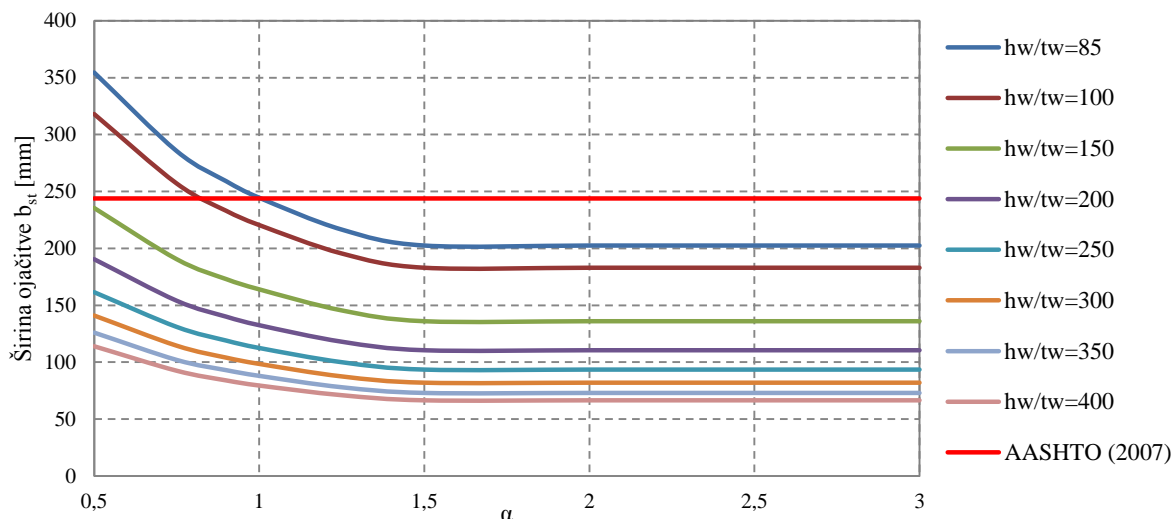
V diplomski nalogi smo se osredotočili predvsem na strižno obremenjene pločevine, saj imajo strižne napetosti v pločevini največji vpliv na potrebno togost prečne ojačitve. V predhodnih študijah je bilo

pokazano, da je pri vzdolžno neojačanih pločevinah, obremenjenih z normalnimi napetostmi, potreben zelo majhen prerez ojačitve. Včasih je ojačitev celo nepotrebna, saj sodelujoč prerez stojine povsem zadošča za prevzem obremenitve (Dujc, 2005). V nadaljevanju diplomske naloge smo s parametrično študijo pokazali, da so pri pločevinah, obremenjenih s strižnimi napetostmi, v večini primerov potrebne prečne ojačitve za razvoj ustrezne post-kritične nosilnosti. Iz tega sledi, da je pri vzdolžno neojačanih prerezih v večini primerov merodajen kriterij, predpisan zaradi strižnih obremenitev v nosilcu. Zato smo za vztrajnostni moment ojačitve po Evrokodu vzeli vztrajnostni moment ojačitve za strižno izbočenje po enačbah (11) in (12) ter ga primerjali z vztrajnostnima momentoma, ki ju določa AASHTO (2007). Ker računске vrednosti vztrajnostnih momentov iz obeh standardov niso primerljive med seboj, saj Evrokod upošteva tudi sodelovanje stojine, smo primerjali računsko potrebni širini prečne ojačitve b_{st} . Širino ojačitve smo določili ob predpostavki, da je razmerje širine in debeline ojačitve enako 10,6, kot zahteva enačba (7).

Iz spodnjega diagrama (Slika 14) je razvidno, da je vztrajnostni moment, ki ga predpisuje Evrokod, zelo podoben prvi zahtevi iz AASHTO (2007). Vrednosti se razlikujejo v povprečju za 5%, razen pri $\alpha = 1$, kjer se vrednosti za nekatere vitkosti razlikujejo tudi do 25%. Primerjava vrednosti, določenih po Evrokodu, z drugo zahtevo iz AASHTO (Slika 15) pokaže, da se potrebne širine ojačitev močno razlikujejo med seboj. V večini primerov so vrednosti, določene po enačbah iz SIST EN 1993-1-5, manjše kot po drugi zahtevi iz AASHTO.



Slika 14: Primerjava zahtev iz SIST EN 1993-1-5 (enačba (11) in enačba (12)) s prvo zahtevo iz AASHTO (enačba (23))



Slika 15: Primerjava zahtev iz SIST EN 1993-1-5 (enačba (11) in enačba (12)) s prvo zahtevo iz AASHTO (enačba (24))

AASHTO (2007) predvideva uporabo druge enačbe (24) vedno, ko upoštevamo post-kritično nosilnost pločevine. S prvo enačbo (23) lahko dimenzioniramo prečne ojačitve pločevin, katerih največja nosilnost je enaka elastični kritični napetosti. Ker Evrokod upošteva tudi post-kritično nosilnost pločevin, se enačbi za togost ojačitve pri strižnem izbočenju (11) in (12) izkažeta za neprimerni, saj z njimi dobimo ojačitve, ki nimajo zadostne togosti, da bi omogočile razvoj dveh ločenih nateznih polj in s tem višjo nosilnost polnostenskega nosilca. To bo prikazano v nadaljevanju naloge, ko bodo predstavljeni rezultati numeričnih analiz.

3.4 Predhodne raziskave kot osnova za izvedbo parametrične študije

V Evrokodu (SIST EN 1993-1-5, Poglavje 9.3) velja predpostavka, da se pri strižno obremenjenih pločevinah v post-kritičnem stanju v pločevini razvije natezno polje, katerega posledica so osne sile ($N_{st,ten}$), ki se sidrajo v prečno ojačitev. Prečna ojačitev mora izpolniti pogoja nosilnosti (9) in pomikov (10), kar v primeru strižnih obremenitev pomeni, da mora biti odpornost prečne ojačitve večja od obremenitve z osno silo $N_{st,ten}$, da je izpolnjen pogoj nosilnosti. Izpolnitev pogoja največjih dopustnih pomikov pomeni, da mora biti pomik zaradi začetnih nepopolnosti in upogiba, kot posledice ekscentričnosti sidranja osne sile, manjši od največjega dovoljenega pomika.

Evrokod torej predpostavlja, da so tako napetosti, kot pomiki v prečni ojačitvi strižno obremenjene pločevine, predvsem posledica osne sile $N_{st,ten}$, ki izhaja iz nateznega polja, ki se je v post-kritičnem stanju tvorilo v pločevini.

Podobne predpostavke so veljale v prejšnji različici ameriškega standarda AASHTO (2004), ki je predpisoval potrebno upogibno togost ojačitve za razvoj strižne nosilnosti stojine in potrebno površino prečne ojačitve za prevzem osnih sil iz nateznega polja.

V številnih neodvisnih študijah je bilo pokazano, da je predpostavka o obremenitvi prečne ojačitve z osno silo $N_{st,ten}$ neprimerna in poenostavljen statični model prečne ojačitve obremenjen s silo $N_{st,ten}$ konzervativen.

Xie idr. (2003, 2004, 2008) so v svojih študijah pokazali, da je poleg osne sile iz nateznega polja, ojačitev obremenjena tudi z upogibnim momentom, ki je posledica preprečevanja pomikov pločevine izven njene ravnine (to so tako imenovane deviacijske oziroma izbočne sile). Na primeru nosilca, obremenjenega z upogibnim momentom in prečno silo, je bilo pokazano, da sile na sredini nosilca predstavljajo le 56% sile, ki jo določa model v EN 1993-1-5 (Sinur, 2011). Lee idr. (2002, 2003) so v numerični analizi z metodo končnih elementov za pločevine z vitkostmi h_w/t_w od 125 do 250, razmerjem α od 0,5 do 3,0 in višino $h_w = 2000\text{mm}$ za tri različne kvalitete jekla ($f_y = 345, 490$ in 690MPa) analizirali model, obremenjen s čistim strigom. Model čistega striga je bil narejen zato, da bi rezultate numeričnih testov primerjali s teorijo nateznega polja. S tem bi ugotovili, kakšen vpliv imajo strižne sile oziroma razvoj nateznega polja, brez sodelovanja upogibnih momentov. Rezultati študije so pokazali, da je zahteva za prečni prerez (AASHTO, 2004) konzervativna. Zgornje ugotovitve so bile potrjene še z eksperimentalnimi testi (Lee idr., 2003). V študiji so prišli do zaključka, da je pri doseženi mejni strižni nosilnosti odziv prečne ojačitve posledica upogiba zaradi izbočnih sil iz sosednjih pločevin, kar je v nasprotju s predpostavkami iz standardov SIST EN 1993-1-5 in AASHTO: 2004.

V zadnjem izvodu ameriškega standarda AASHTO (2007) je prišlo do sprememb, ki so bile predlagane in dokazane v predhodnih študijah (Kim idr., 2004). Na numeričnih testih je bilo pokazano, da so, vsaj za vitkosti pločevin $h_w/t_w \leq 250$, prečne ojačitve polnostenskih nosilcev obremenjene predvsem zaradi upogiba, ki je posledica omejevanja bočnih pomikov stojine, v manjši meri pa zaradi sil, ki so posledica razvoja nateznega polja. Iz tega sledi, da je vztrajnostni moment ojačitve (upogibna togost) bolj merodajen parameter za dimenzioniranje ojačitev kot prečni prerez. Zato so iz zahtev standarda AASHTO izločili potrebno površino prečne ojačitve za prevzem osnih sil iz nateznega polja. Zahteva za potrebno upogibno togost ojačitve za razvoj strižne nosilnosti stojine pa je ostala nespremenjena.

Ker so bile zgoraj naštetje numerične analize izvedene le za manjše število parametrov, za vitkosti stojin le do 250 in za zelo majhno število prečnih ojačitev različnih togosti, smo se v sklopu te diplomske naloge odločili izvesti podrobno parametrično študijo obnašanja prečnih ojačitev. S parametrično analizo smo želeli raziskati ugotovitve zgoraj naštetih študij ter primerjati dobljene numerične rezultate z zahtevami iz standardov. Glede na ugotovitve, da je računsko osna sila $N_{st,ten}$ po EN 1993-1-5 preveč konzervativna (Sinur, 2011), smo želeli poiskati enačbo za upogibno togost ojačitve, ki bi pokrila tudi zahtevi (9) in (10) ter bi predstavljala poenostavljen način za določitev dimenzij toge prečne ojačitve.

4 NUMERIČNI MODEL

Za razumevanje vpliva togosti prečnih ojačitev na obnašanje polnostenskih nosilcev je bila narejena obsežna parametrična študija na podlagi numeričnih testov, ki so bili izvedeni s pomočjo programskega paketa ABAQUS. Numerične metode, kot je metoda končnih elementov, so bile razvite, da bi z njimi opisovali in reševali zahtevne fizikalne pojave, ki jih je teoretično težko opisati. Program ABAQUS je eden izmed programov, ki omogočajo simulacijo takih problemov na podlagi metode končnih elementov.

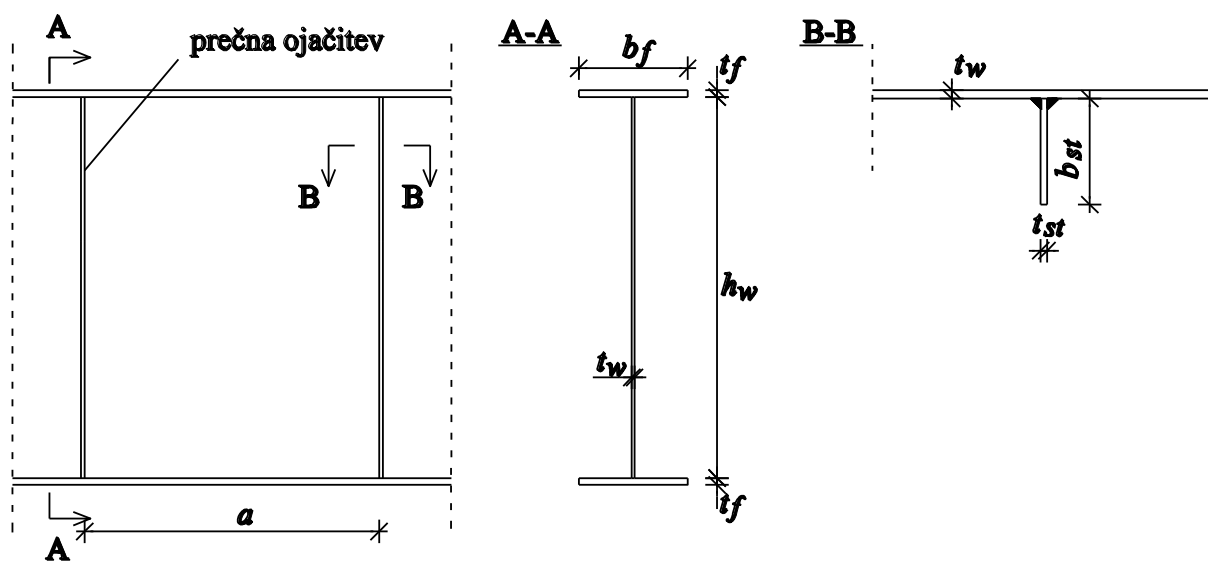
V parametrični študiji smo obravnavali pločevine, izpostavljene:

- čistemu strigu,
- čistemu upogibu ter
- interakciji upogiba in striga.

Računski model in osnovne predpostavke za izračun morajo s primerno natančnostjo odražati realno obnašanje konstrukcije, zato je bil za vsak obtežni primer narejen drugačen model z ustreznimi robnimi pogoji. S tem je bilo v nosilcu doseženo željeno napetostno stanje. Prav tako sta bili za vsak model posebej izvedeni študiji vpliva gostote mreže končnih elementov in študija vpliva oblike nadomestnih nepopolnosti.

4.1 Geometrija modela in robni pogoji

V vseh treh modelih je polnostenski nosilec sestavljen iz stojine, dveh pasnic enakega prereza ter obravnavane prečne ojačitve (Slika 16). Sosednji prečni ojačitvi sta privzeti kot togi, zato je pločevina na mestih sosednjih prečnih ojačitev podprta izven ravnine.



Slika 16: Geometrija nosilca v numeričnem modelu

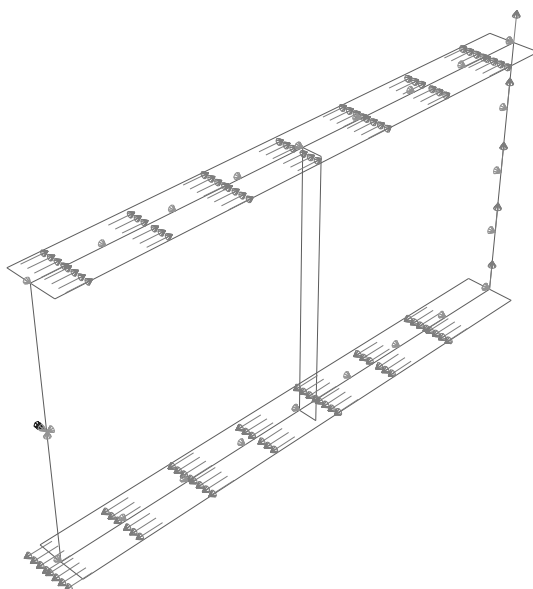
V naslednjih poglavjih so opisani numerični modeli za posamezen obtežni primer.

4.1.1 Čisti strig

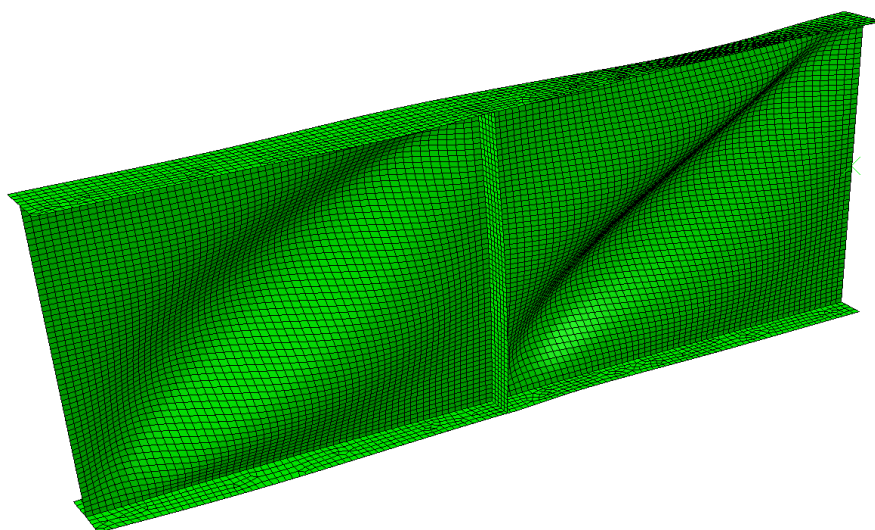
V poglavju o izbočenju pločevin (Poglavje 2.2) je bilo razloženo, da lahko obnašanje strižno obremenjenih pločevin opišemo z dvema pojavoma in sicer pojavom čistega striga in pojavom razvoja nateznega polja (Slika 18). Pred izbočitvijo in razvojem nateznega polja je v pločevini napetostno stanje čistega striga. Če te strižne napetosti razstavimo na glavne napetosti, dobimo v eni smeri natezne napetosti σ_1 , v drugi smeri tlačne napetosti σ_2 enakih velikosti, koordinatni sistem glavnih napetosti je nagnjen za 45° glede na vzdolžno os nosilca.

Model obremenjen s čistim strigom je bil v analizah obravnavan zato, da bi pokazali, kakšen vpliv ima strižna obremenitev na prečno ojačitev brez interakcije z upogibnim momentom.

Napetostno stanje čistega striga je bilo v numeričnem modelu doseženo tako (Slika 17), da je nosilec na enem robu podprt, na vseh ostalih pa obremenjen s strižnimi silami. Na levem podprtem robu so preprečeni pomiki v vseh treh smereh in rotacija okrog x-osi. V modelu sta zajeti le dve polji nosilca in obravnavana prečna ojačitev, kar je dovolj, da pokažemo obnašanje prečne ojačitve ob predpostavki, da sta sosednji prečni ojačitvi togi in na obnašanje obravnavane prečne ojačitve vplivata le sosednji pločevini.



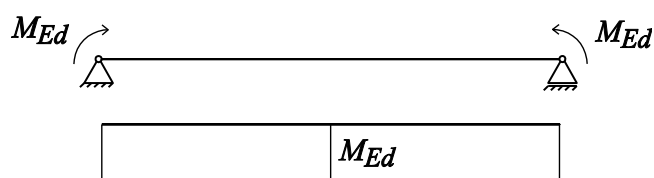
Slika 17: Model nosilca v programu ABAQUS



Slika 18: Deformirana oblika nosilca izpostavljenega strižnim napetostim

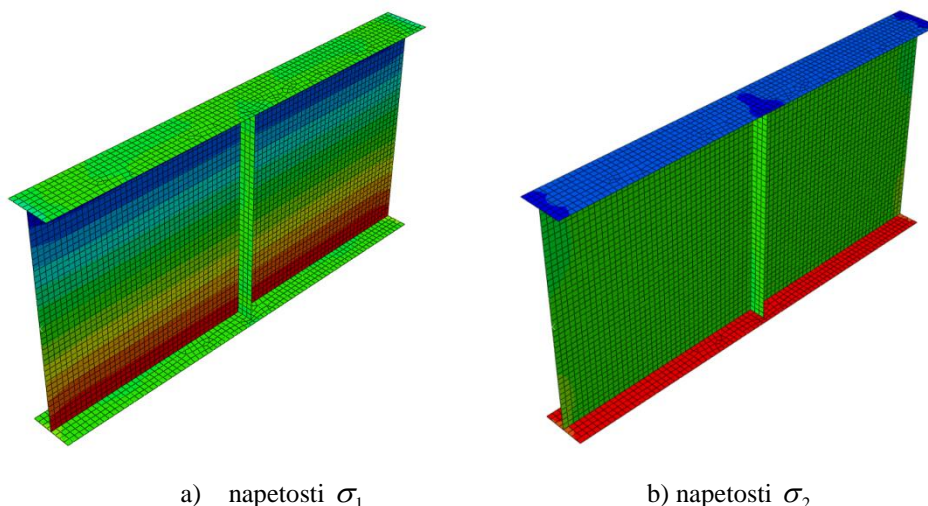
4.1.2 Čisti upogib

Čisti upogib nastopi najpogosteje na sredini razpona kontinuirnega nosilca. V ABAQUSU smo numerični model modelirali kot prostoležeči nosilec, obremenjen z upogibnima momentoma M_{Ed} na levem in desnem robu (Slika 19) in dobili po celotnem nosilcu napetostno stanje čistega upogiba, kjer je spodnja pasnica obremenjena zgolj z nateznimi, zgornja pa zgolj s tlačnimi napetostmi. Na spodnji sliki (Slika 20) so natezne napetosti označene z rdečo, tlačne pa z modro barvo. Zelena barva predstavlja vrednost 0.



Slika 19: Statični model sa primer čistega upogiba

Tudi v tem primeru v numeričnem modelu obravnavamo samo dve polji nosilca, saj smo pokazali, da s tem ne naredimo večjih napak.



Slika 20: Potek glavnih napetosti v nosilcu obremenjenem s čistim upogibom

4.1.3 Interakcija upogibnega momenta in prečne sile

Standard Evrokod določa, da je v primeru, ko ena izmed spodnjih dveh enačb (28), (29) ni izpolnjena, potrebno upoštevati vpliv interakcije prečne sile in upogibnega momenta (30).

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} \leq 0.5 \quad (28)$$

$$M_{Ed} \leq M_{f,Rd} \quad (29)$$

Iteracijska enačba:

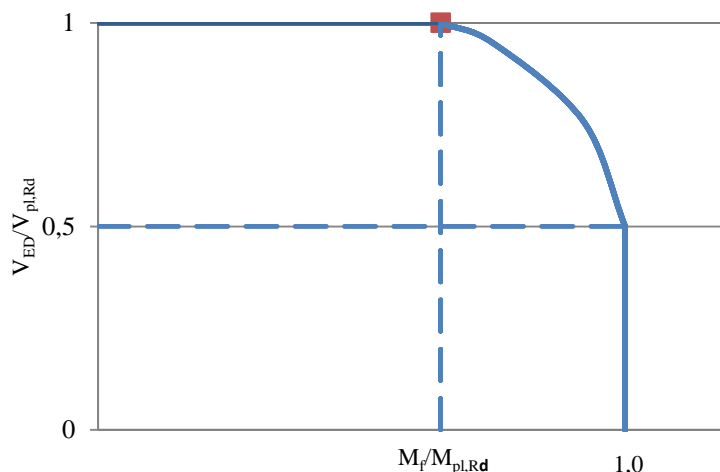
$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) * (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1.0, \quad (30)$$

kjer je:

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}}. \quad (31)$$

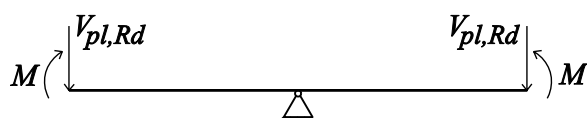
Najpogosteje je potrebno izvesti kontrolo interakcijske enačbe v prerezu kontinuirnega nosilca tik ob vmesni podpori. Maksimalni vrednosti upogibnega momenta in prečne sile sta ravno nad vmesno podporo. Evrokod dopušča, da za kontrolo zgornje interakcijske enačbe vzamemo moment in prečno silo v prerezu $h_w/2$ levo in desno od vmesne podpore. To pravilo velja za stojine, ki niso ojačane z vzdolžnimi ojačitvami. S tem upoštevamo gradient notranjih sil v panelu, ki ugodno vplivajo na nosilnost pločevine.

Glede na zgornja določila smo nosilec modelirali tako, da se največji moment in prečna sila nahajata na razdalji $h_w/2$ od vmesne podpore. V parametričnih analizah smo ugotovili, da ima strižna obremenitev veliko večji vpliv na potrebne dimenzije prečnih ojačitev kot upogibna obremenitev, kar bo prikazano v nadaljevanju diplomske naloge. Zato smo kot obtežni primer vzeli le najbolj kritično kombinacijo momenta in prečne sile iz interakcijskega diagrama (Slika 21), in sicer kombinacijo največje strižne obremenitve (strižna nosilnost stojine $V_{pl,Rd}$) in pripadajočega upogibnega momenta (elastična upogibna nosilnost pasnice $M_{f,Rd}$).



Slika 21: Interakcijski diagram z označeno izbrano kombinacijo momenta in prečne sile

V tem primeru obravnavamo torej del nosilca nad vmesno podporo. Model (Slika 22) je na sredini podprt z vrtljivo podporo, nad katero je obojestranska ojačitev, ki mora biti dovolj močna, da prenese reakcijo iz podpore. Obravnavamo ojačitvi levo in desno od podpore ter sosednja panela obeh ojačitev.



Slika 22: Statični model za primer interakcije momenta in prečne sile

Na zgornji sliki je $V_{pl,Rd}$ strižna nosilnost stojine in

$$M = V_{pl,Rd} (2a - h_w / 2) - M_{f,Rd}. \quad (32)$$

4.2 Mreža končnih elementov

Standard SIST EN 1993-1-5 navaja, da izbira končnih elementov ter gostota in velikost končnih elementov, bistveno vplivata na natančnost računa. Pri modeliranju končnih elementov mora uporabnik sam presoditi primernost vrste, gostote ter velikosti le-teh.

4.2.1 Vrsta končnih elementov

Da bi lahko opisali izbočenje pločevine, morajo biti elementi modelirani z lupinastimi ali pa tridimenzionalnimi končnimi elementi. Nosilec je obremenjen z obtežbo v svoji ravnini, zaradi izbočenja pločevine in vplivov teorije drugega reda, pa so v nosilcu tudi upogibi izven ravnine. V naši študiji so bili uporabljeni lupinasti končni elementi, s katerimi v splošnem modeliramo konstrukcije, pri katerih je ena dimenzija (debelina) opazno manjša od ostalih dveh. Napetosti v smeri debeline so zanemarljive.

Abaqus pozna dve vrsti lupinastih elementov: »Conventional Shell elements« in »Continuum shell elements«. Pri prvih vozlišča ne definirajo debeline elementa, temveč le geometrijo, debelina je namreč definirana kot lastnost elementa. Ti so bili uporabljeni tudi v naši analizi.

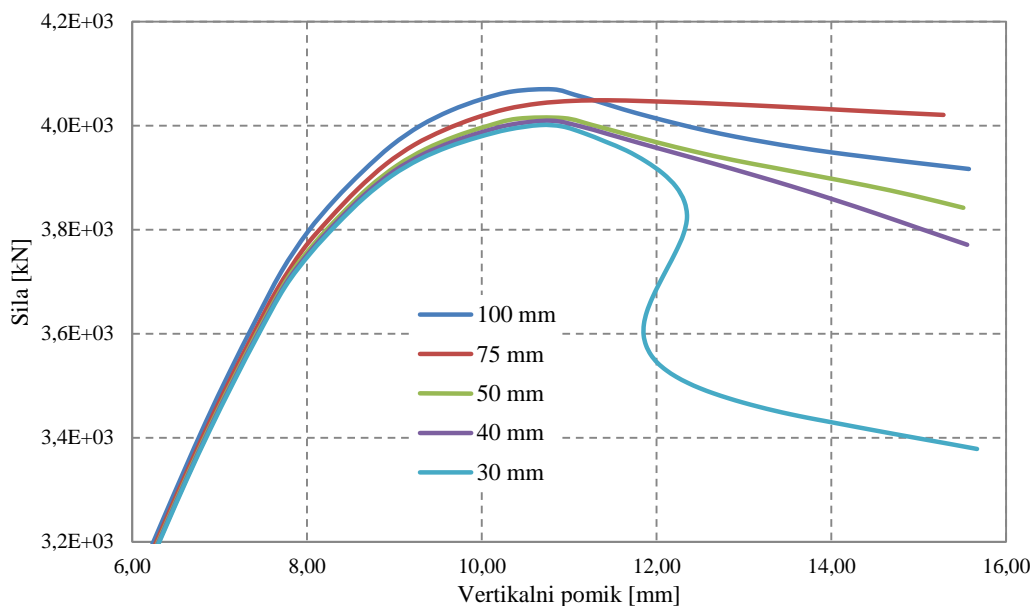
V končnih elementih so pomiki izračunani v vozliščih elementa, v vseh ostalih točkah dobimo pomike z interpolacijo vrednosti iz vozlišč. Končni elementi se med seboj razlikujejo po obliki, številu vozlišč in številu integracijskih točk. V našem primeru so bili uporabljeni štirivozliščni lupinasti elementi z reducirano integracijo (S4R). Integracija se reducira samo pri izračunu togosti elementa, medtem ko se pri določitvi masne matrike in razporeditvi obtežbe uporabi točna integracija. Končni element S4R ima v vsakem vozlišču 6 prostostnih stopenj: u_x , u_y , u_z , ϕ_x , ϕ_y in ϕ_z .

4.2.2 Gostota mreže končnih elementov

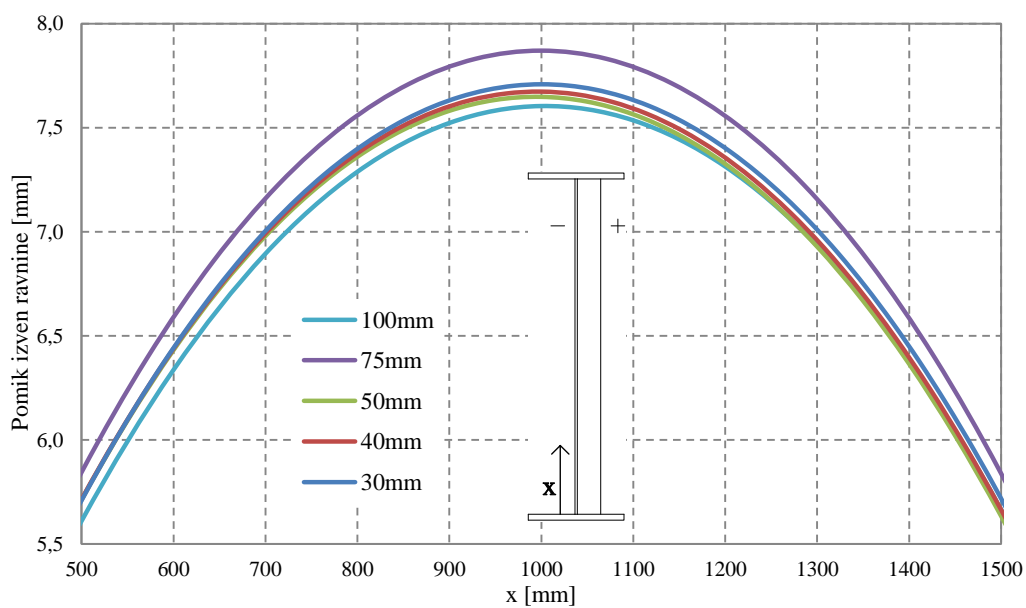
Z naraščanjem gostote mreže raste natančnost rezultata, hkrati pa se povečuje tudi čas računa. Iščemo gostoto, ki bo dala zadovoljive rezultate in razumen čas računa. Čas računa je odvisen od števila enačb, ki jih mora program rešiti, ta je povezan s številom neznank (število prostostnih stopenj), ki je neposredno povezano s številom končnih elementov. Gostota mreže je odvisna od velikosti končnih elementov.

Velikost končnih elementov smo izbrali tako, da smo za splošen primer izvedli analizo za pet različnih velikosti končnih elementov in ugotavljali, pri kateri velikosti dobimo dovolj natančne rezultate. Analize smo izvedli za končne elemente velikosti 100mm, 75mm, 50mm, 40mm in 30mm.

Na spodnjih slikah (Slika 23, Slika 24, Slika 25) so prikazane krivulje sila-pomik in poteki pomikov izven ravnine po višini nosilca na mestu stika ojačitve in stojine za različne velikosti končnih elementov za posamezne obtežne primere. Na vseh slikah so prikazani le deli krivulj v bližini največjih vrednosti.

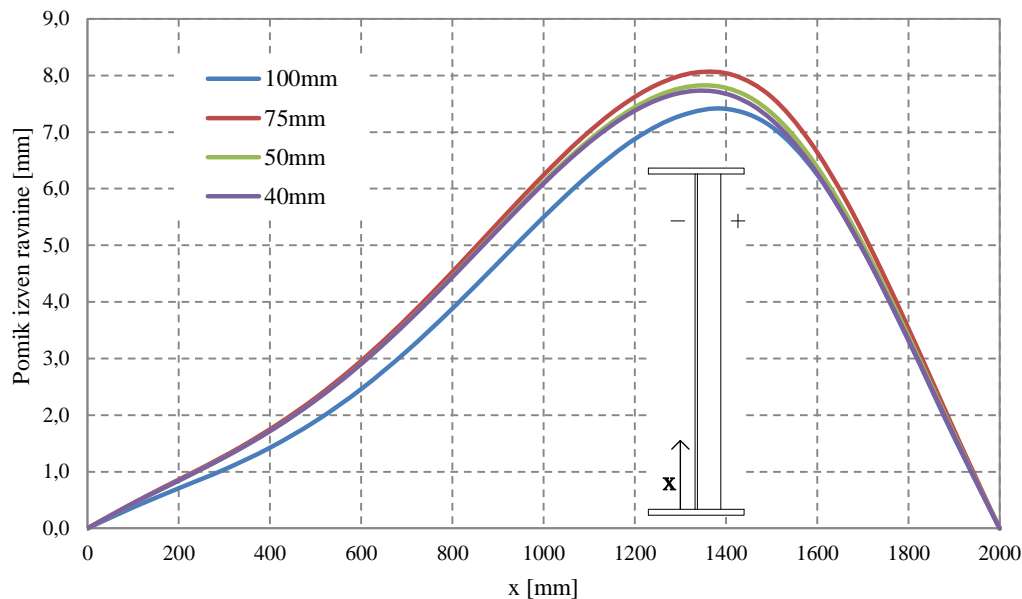


Slika 23: Krivulje sila-pomik za različne gostote mrež končnih elementov – čisti strig



Slika 24: Potek pomikov izven ravnine po višini ojačitve za različne gostote mrež končnih elementov – čisti strig

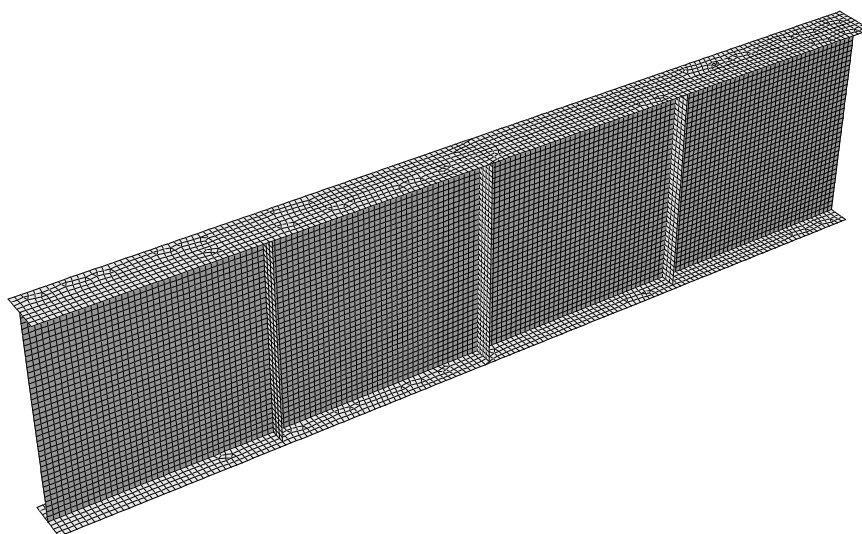
Ocenili smo, da dovolj dobro natančnost dobimo z uporabo končnih elementov velikosti 50mm. Nosilnost se pri takšni velikosti končnih elementov od najmanjših obravnavanih elementov (30mm) razlikuje le za 0,3% (Slika 23), pomik izven ravnine pa za 1% (Slika 24).



Slika 25: Potek pomikov izven ravnine po višini ojačitve za različne gostote mrež končnih elementov
– čisti upogib

Tudi pri obremenitvi s čistim upogibom ugotovimo, da s končnimi elementi velikosti 50mm dobimo dovolj natančne rezultate za nadaljnjo analizo. Pomiki izven ravnine se pri takšni velikosti končnih elementov od najmanjših obravnavanih elementov (40mm) razlikujejo le za 1,2% (Slika 25).

Rezultati za interakcijo prečne sile in upogibnega momenta niso prikazani, saj se ne razlikujejo bistveno od ostalih dveh. Tudi v tem primeru smo izbrali končne elemente velikosti 50mm . Na spodnji sliki je prikazan primer mreže končnih elementov na modelu nosilca za obtežni primer interakcije upogibnih in strižnih obremenitev (Slika 26).



Slika 26: Primer mreže končnih elementov z elementi velikosti 50mm

4.3 Upoštevanje začetnih nepopolnosti

V globalno analizo konstrukcij je potrebno na primeren način vključiti vplive nepopolnosti, ki vključujejo predvsem:

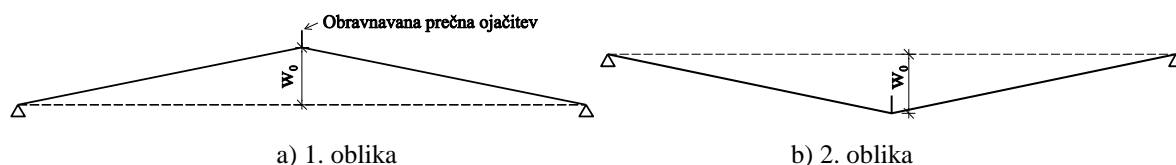
- *Geometrijske nepopolnosti*, ki so posledica izdelave konstrukcije in so omejene z zahtevami iz standarda (neravnost elementov, netočno naleganje, ekscentričnost obremenitve,...). Modeliramo jih kot deformirano obliko idealne konstrukcije z določeno velikostjo amplitude.
- *Zaostale napetosti*, ki so posledica izdelave oz. obdelave konstrukcij (vroče valjanje, plamensko rezanje, varjenje,...). V analizi z metodo končnih elementov jih je težko natančno upoštevati, zato se uporablja poenostavljen postopek, kjer namesto napetostnega stanja (ki bi ustrezal zaostalim napetostim) elementom podamo dodatne geometrijske nepopolnosti.

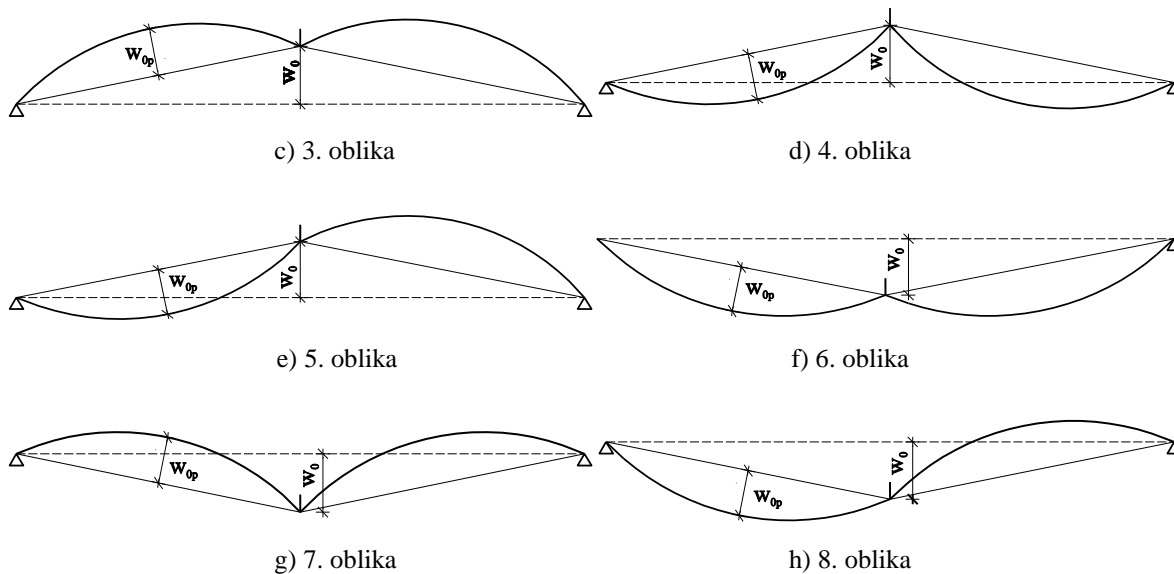
Kombinacijo obeh zgoraj naštetih nepopolnosti najpogosteje upoštevamo kot nadomestne geometrijske nepopolnosti, ki so enake geometrijskim nepopolnostim s povečano amplitudo. Evrokod podaja priporočila za oblike in amplitude globalnih in lokalnih nadomestnih geometrijskih nepopolnosti.

V našem primeru se globalna nepopolnost nanaša na deformirano obliko obravnavane prečne ojačitve, ki ima po višini obliko polovice sinusnega vala. Največji odklon deformirane oblike je $\min(h_w/300, a/300)$ in je dosežen na polovici višine ojačitve. Lokalna nepopolnost panela ima obliko pol sinusnega vala in največji odklon $\min(h_w/200, a/200)$ na sredini panela (SIST EN 1993-1-5, Dodatek C).

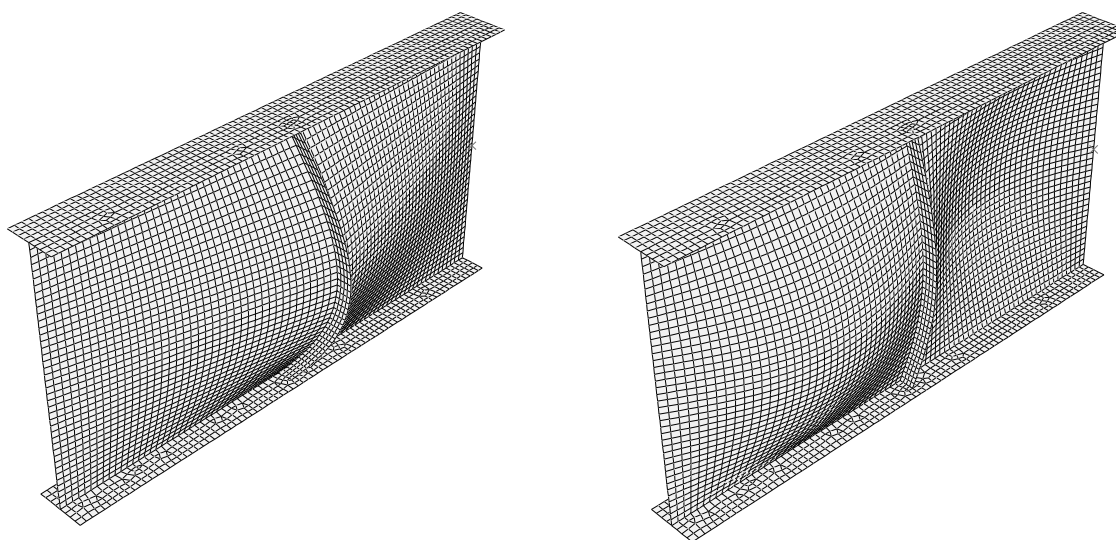
Smer modelirane nepopolnosti mora biti taka, da bo dosežena najmanjša nosilnost (SIST EN 1993-1-5, Dodatek C).

Da bi ugotovili, kakšne kombinacije nepopolnosti so najbolj kritične, smo izvedli analizo za posamezne obtežne primere, kjer smo s primerjavo pomikov in napetosti izbrali po tri oziroma dve obliki nepopolnosti, ki najbolj kritično vplivajo na obravnavano prečno ojačitev. Na sliki (Slika 27) so prikazane obravnavane kombinacije nepopolnosti, kjer je w_0 amplituda globalne nepopolnosti, $w_{0,p}$ pa amplituda lokalne nepopolnosti v posameznem panelu. Za pozitivno smer je privzeta stran pločevine, kjer je ojačitev.





Slika 27: Obravnavane oblike nepopolnosti



a) prva oblika nepopolnosti

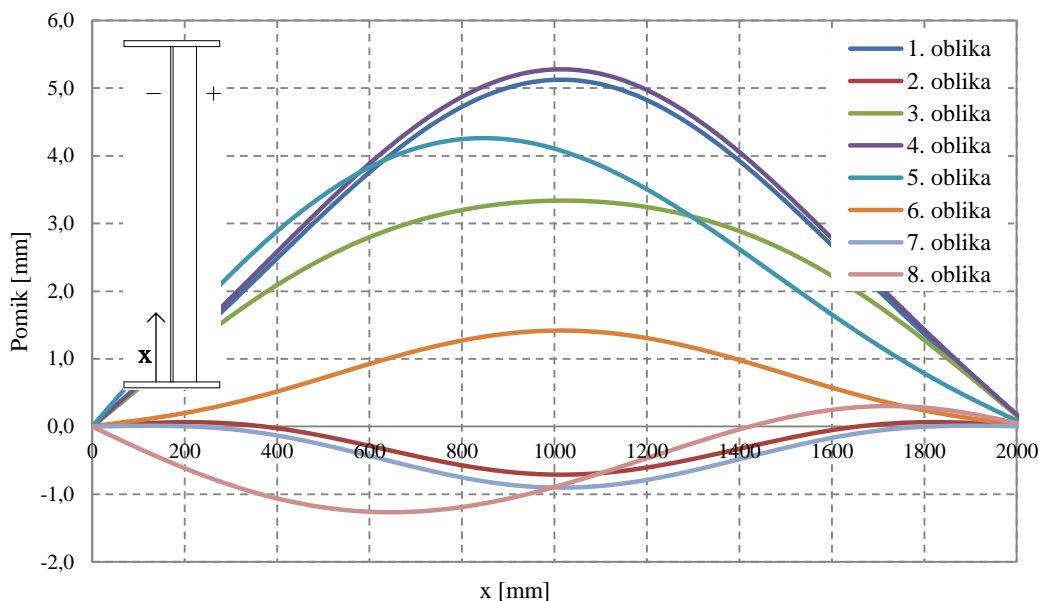
b) peta oblika nepopolnosti

Slika 28: Povečana primera začetnih nepopolnosti

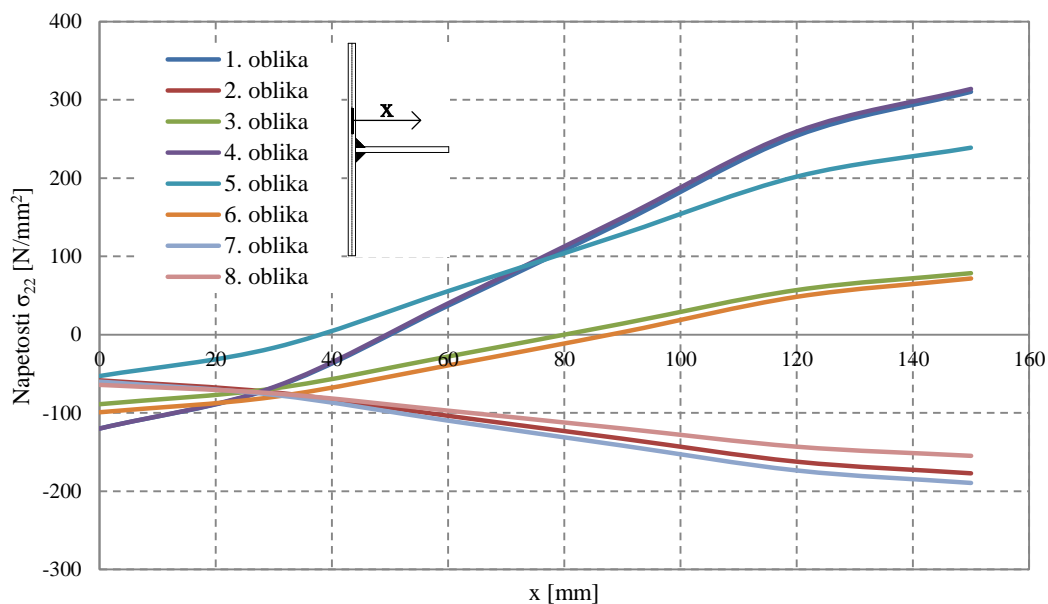
4.3.1 Analiza nadomestnih nepopolnosti za primer čistega striga

Na tipičnem modelu dimenzij: $b_f / t_f = 400 / 20\text{mm}$, $h_w / t_w = 2000 / 10\text{mm}$, $b_{st} / t_{st} = 150 / 15\text{mm}$ smo za vseh osem oblik nepopolnosti izvedli analizo in obravnavali dobljene rezultate. V spodnjih diagramih so prikazane primerjave pomikov ojačitve in napetosti v ojačitvi za vseh osem oblik nepopolnosti. Pomiki so bili izračunani na notranjem robu prečne ojačitve po vsej višini ojačitve.

Napetosti so bile izračunane po širini ojačitve b_{st} in sicer na polovici višine nosilca, kjer pričakujemo največje napetosti.



Slika 29: Primerjava pomikov za različne oblike nepopolnosti – čisti strig

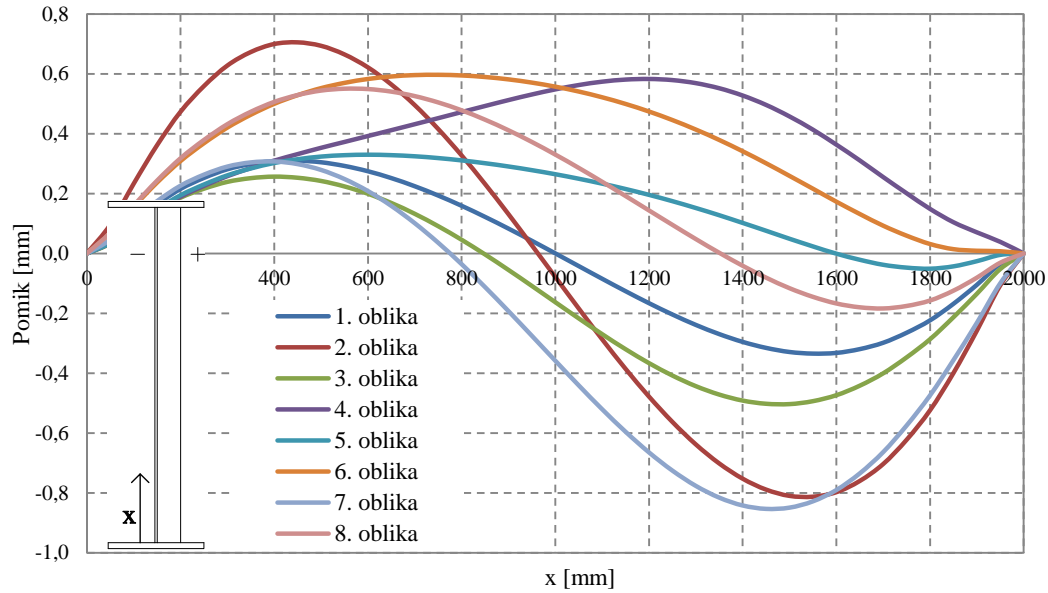


Slika 30: Primerjava napetosti v ojačitvi za različne oblike nepopolnosti – čisti strig

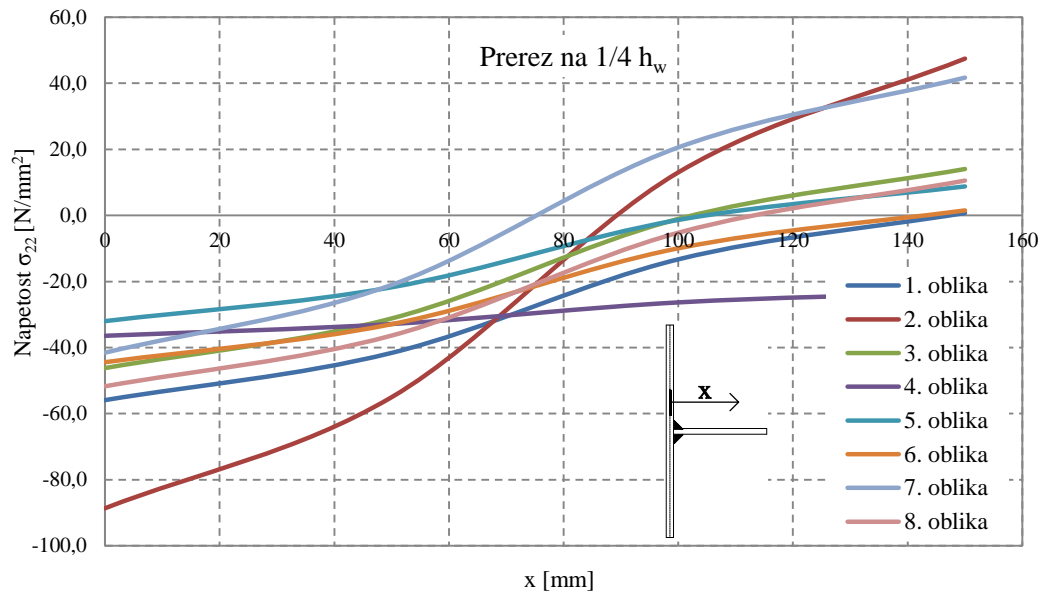
Na podlagi dobljenih rezultatov smo za parametrično študijo izbrali 1. in 4. obliko nadomestnih nepopolnosti, za kateri so bile dobljene največje vrednosti pomikov ter 7. obliko nepopolnosti, za katero so bile dobljene največje vrednosti tlačnih napetosti (Slika 29, Slika 30).

4.3.2 Analiza nadomestnih nepopolnosti za primer čistega upogiba

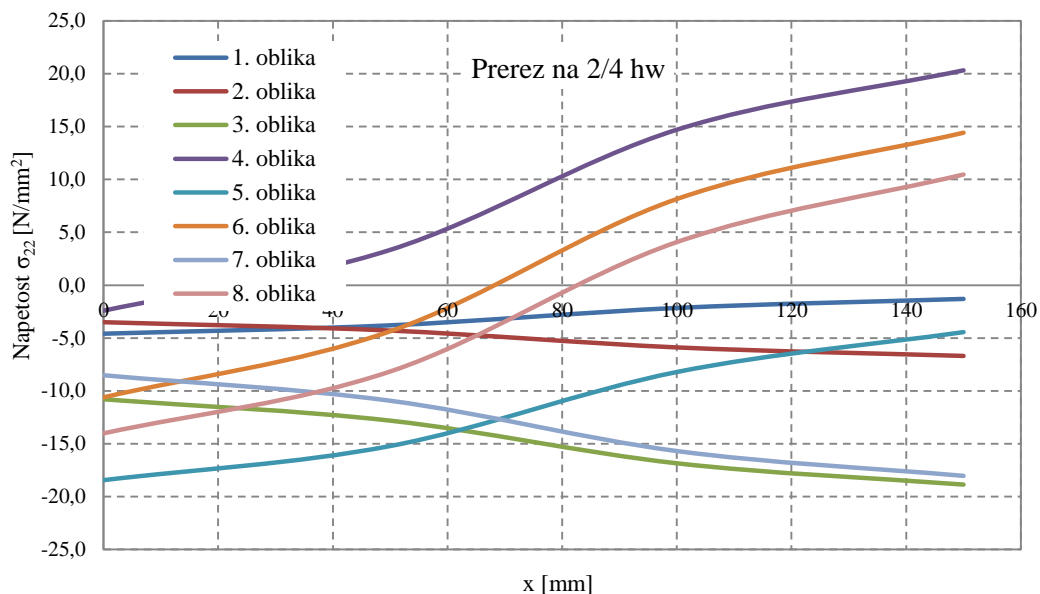
Podobno kot za čisti strig, smo tudi za čisti upogib na tipičnem modelu izvedli analizo za vseh osem primerov nepopolnosti in primerjali pomike po višini nosilca na stiku med stojino in prečno ojačitvijo. Napetosti po širini ojačitve smo primerjali na treh različnih višinah ($1/4h_w$, $2/4h_w$ in $3/4h_w$).



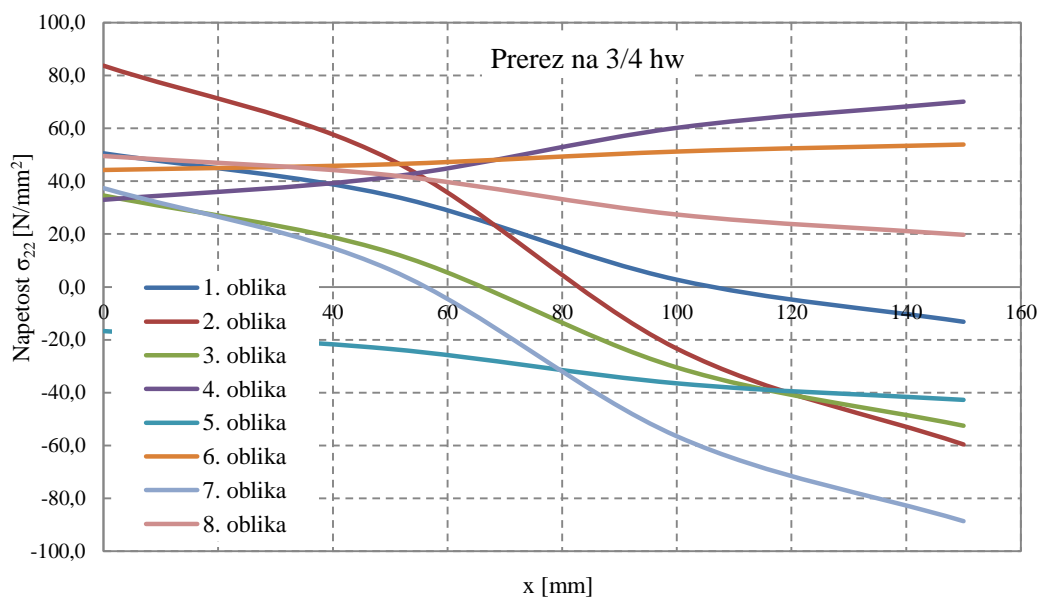
Slika 31: Primerjava pomikov za različne oblike nepopolnosti – čisti upogib



Slika 32: Primerjava napetosti v ojačitvi na višini $1/4h_w$ za različne oblike nepopolnosti – čisti strig



Slika 33: Primerjava napetosti v ojačitvi na višini $2/4h_w$ za različne oblike nepopolnosti – čisti strig

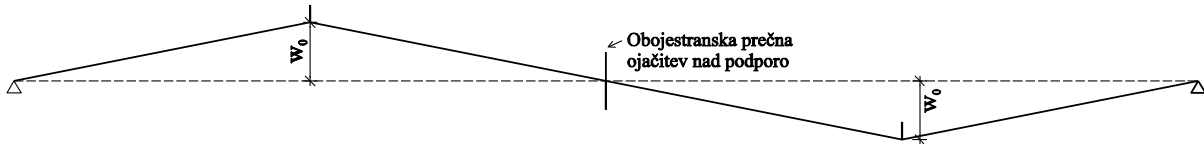


Slika 34: Primerjava napetosti v ojačitvi na višini $3/4h_w$ za različne oblike nepopolnosti – čisti strig

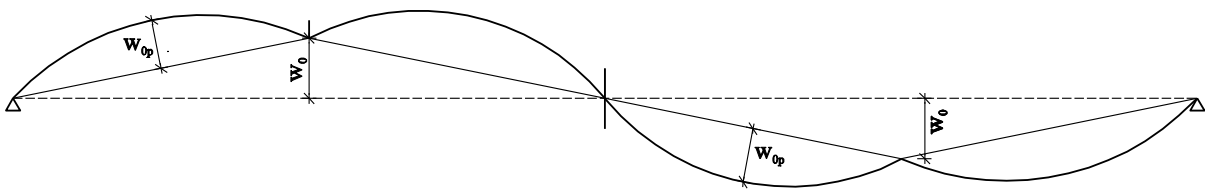
Največji pomik v pozitivni smeri je bil dobljen za primer druge oblike nepopolnosti, prav tako največje natezne in tlačne napetosti. Ker se je pri analizah s čistim strigom pokazalo, da se pri prvi in drugi obliki nepopolnosti, ki vključujeta samo globalno nepopolnost brez lokalne na panelu, pri računu v ABAQUSU pojavijo numerične težave, smo ti dve obliki izločili in obravnavali samo ostalih šest. Na podlagi te ugotovitve in dobljenih numeričnih rezultatov, smo za parametrično študijo izbrali 4., 6. in 7. obliko nadomestnih nepopolnosti. Pri teh treh oblikah so pomiki izven ravnine največji. Če ne upoštevamo 1. in 2. oblike nepopolnosti, so največje tlačne napetosti pri 7. obliki nepopolnosti, največje natezne napetosti pa pri 4. in 6. obliki na višini $3/4h_w$ in pri 7. obliki na višini $1/4h_w$.

4.3.3 Analiza nadomestnih nepopolnosti za primer interakcije upogiba in striga

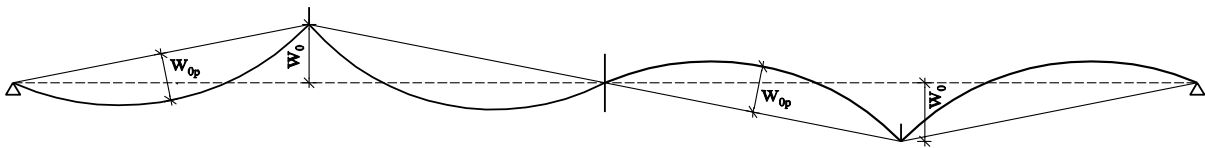
Model za interakcijo je sestavljen namesto iz dveh polj, kot pri strigu in upogibu, iz štirih polj. Zato smo na enem modelu lahko hkrati obravnavali po dve obliki nepopolnosti tako, da sta bili globalni nepopolnosti vedno usmerjeni vsaka v svojo smer (Slika 35).



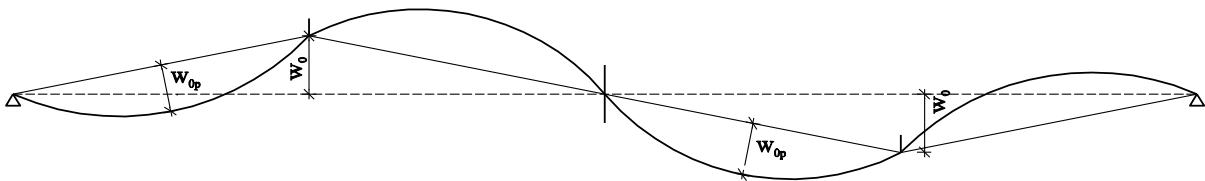
a) 1. oblika



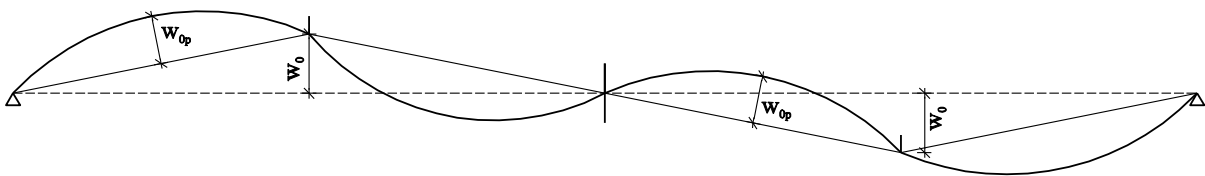
b) 2. oblika



c) 3. oblika

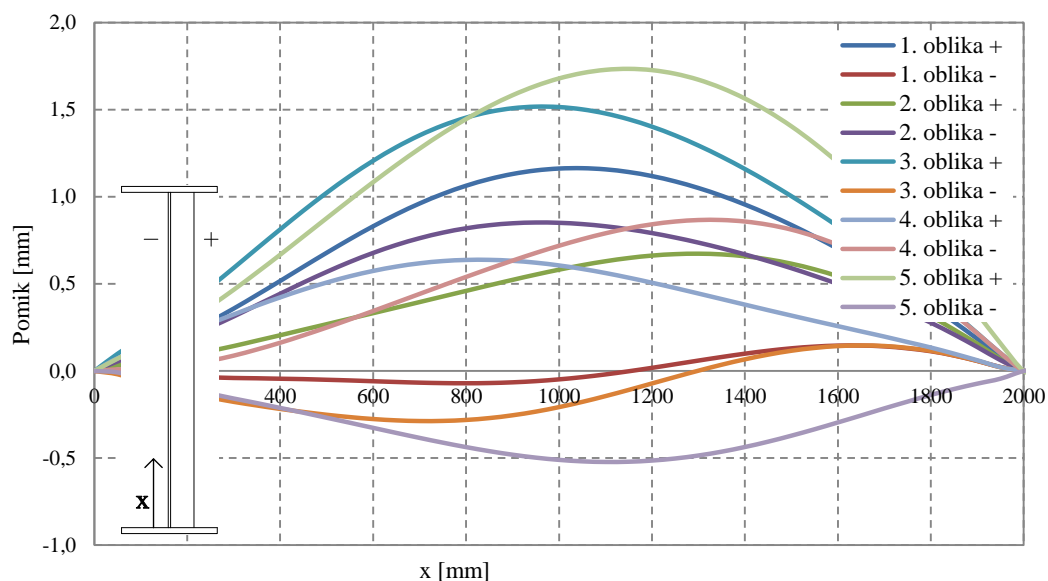


d) 4. oblika



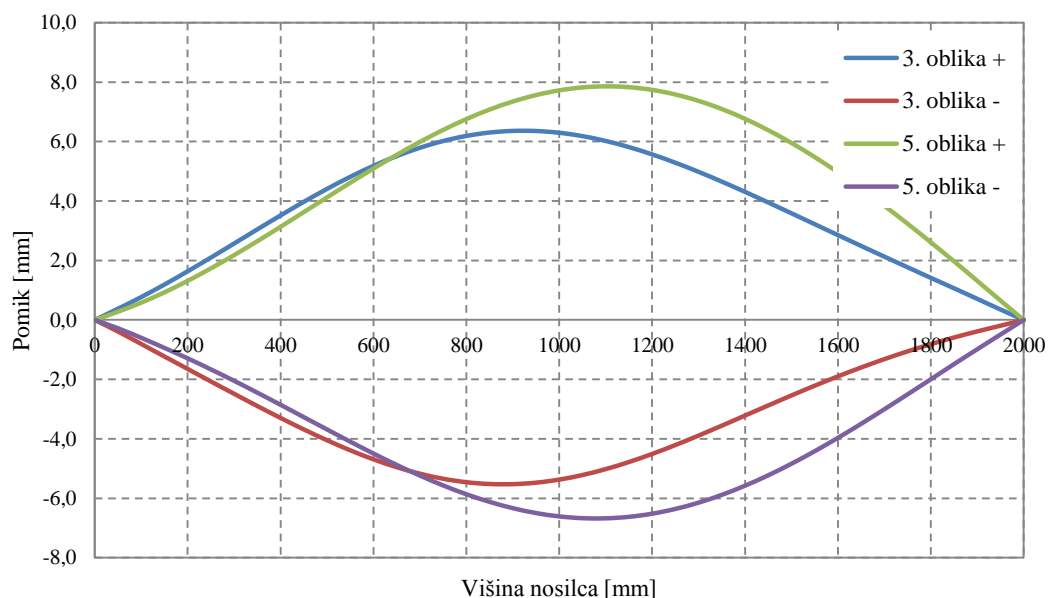
e) 5. oblika

Slika 35: Obravnavane oblike nepopolnosti za interakcijo



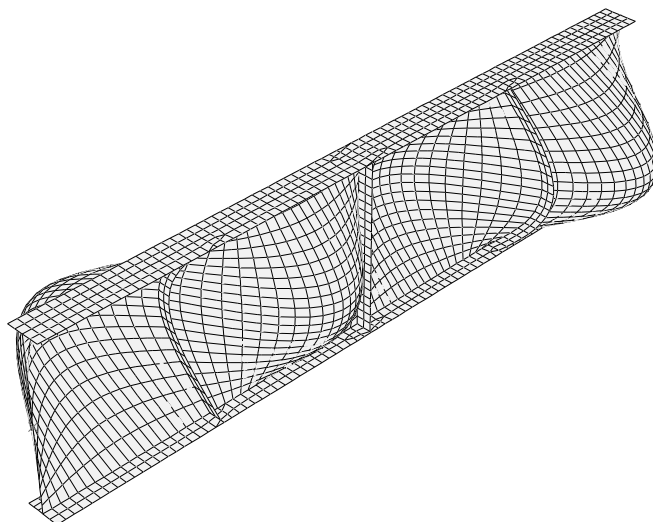
Slika 36: Primerjava pomikov za različne oblike nepopolnosti – interakcija upogiba in striga

Največje pomike izven ravnine tako v pozitivni, kot v negativni smeri globalne nepopolnosti dobimo za 5. obliko nepopolnosti. Ker je bila ojačitev v analiziranem modelu precej toga, smo za dva najbolj kritična primera (3. in 5. oblika) izvedli analizo nepopolnosti še za dve bolj podajni ojačitvi (Slika 37), da bi z večjo natančnostjo izbrali najbolj kritično obliko nepopolnosti.



Slika 37: Primerjava pomikov za najbolj kritični obliki – interakcija upogiba in striga

Tudi v tem primeru je 5. oblika nepopolnosti (Slika 38) najbolj kritična, zato smo jo upoštevali v parametrični študiji.



Slika 38: Povečana peta oblika nepopolnosti

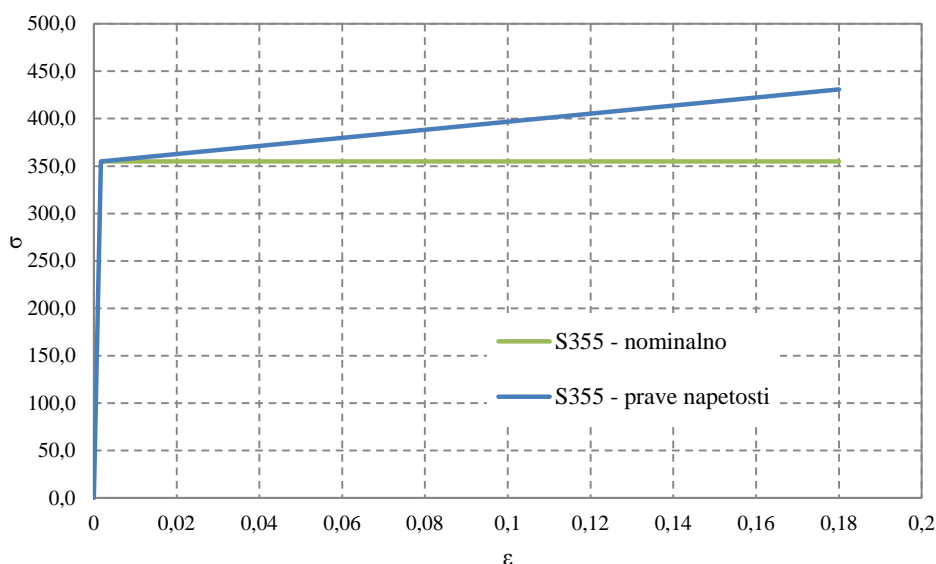
4.4 Material

V vseh analizah je bilo uporabljeno konstrukcijsko jeklo kvalitete S355, ki smo ga modelirali kot izotropen elasto-plastičen material z majhno utrditvijo.

4.4.1 Modeliranje materiala

Da bi se izognili morebitnim numeričnim nestabilnostim, smo material modelirali kot elasto-plastičen z majhno utrditvijo (Slika 39). Lastnosti materiala, ki smo jih definirali v programu ABAQUS:

- elastični modul $E = 210000MPa$,
- Poissonov količnik $\nu = 0,3$,
- napetost na meji tečenja $f_y = 355MPa$ in
- majhna utrditev materiala (naklon $E/10000$).



Slika 39: Materialni model

4.4.2 Kriterij plastičnega tečenja

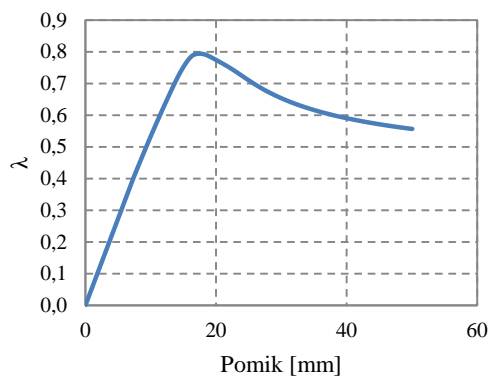
Pri enoosnem napetostnem stanju je začetek plastičnega tečenja enolično določen z mejo tečenja. Pri prostorskem napetostnem stanju pa je prehod iz elastičnega v plastično področje opisan s pogojem tečenja. V naši analizi je bil za določitev meje plastičnosti uporabljen Von Misesov pogoj plastičnega tečenja (33).

$$\sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2} = f_y \quad (33)$$

V zgornji enačbi je f_y napetost na meji tečenja.

4.5 Vrsta analize

Program ABAQUS omogoča različne postopke reševanja sistema enačb. V našem primeru se v analizah pojavljajo nelinearni statični problemi, kot je uklon pločevine in njeno post-kritično obnašanje do porušitve, kjer odziv konstrukcije ni nujno tak, da sila ves čas narašča s pomikom. V takih primerih imamo opravka z nestabilno obtežno potjo, ki jo lahko opišemo s pomočjo metod, ki sledijo obtežnim potem. V našem primeru je numerični račun v programu ABAQUS izveden z metodo ločne dolžine (v programu ABAQUS »Static Riks« metoda), ki omogoča, da najdemo ravnotežno pot med nestabilnim odzivom konstrukcije. Ta metoda ima, za razliko od običajnih metod (npr. Newtonova metoda), pri katerih imamo eno neznanko, dve neznanki – velikost pomika (u) in obtežbe ($\lambda \cdot q$). V ravnotežni enačbi je zunanja obtežba (q) pomnožena z obtežnim faktorjem λ , ki se z vsakim korakom spreminja. Metoda z inkrementom išče ravnotežno stanje vzdolž ravnotežne krivulje, ki jo tvorijo točke (u, λ) . Inkrement predstavlja dolžina loka Δl (dodatna enačba). Na koncu dobimo obtežno pot, kjer obtežbo predstavlja obtežni faktor λ (Slika 40).



Slika 40: Primer obtežne poti

5 PARAMETRIČNA ŠTUDIJA

V prejšnjem poglavju so bili opisani numerični modeli, na podlagi katerih je bila izvedena obsežna parametrična študija. V študiji smo analizirali vplive togosti prečnih ojačitev na obnašanje polnostenskih nosilcev. Rezultate študije smo primerjali z zahtevami iz predpisov in predlagali poenostavljene postopke za določanje potrebne togosti prečnih ojačitev, ki zagotavljajo, da sosednji paneli ne vplivajo na nosilnost obravnavanega panela. Da bi lahko s čim večjo natančnostjo primerjali rezultate z zahtevami je pomembno, da je v študijo vključen čim večji nabor različnih parametrov. Postopek analize smo si olajšali tako, da smo spreminjanje parametrov in vnos vhodnih podatkov v program ABAQUS avtomatizirali s pomočjo programa, napisanega v programskem jeziku MATLAB. Program iz podanih parametrov sestavi matriko vseh modelov z različnimi geometrijskimi parametri. Za vsak posamezen primer požene analizo v programu ABAQUS, odčita pomike in napetosti na izbranih mestih in jih shrani v matriko rezultatov. Ko so izračunani vsi primeri, program poišče potrebne rezultate in jih grafično prikaže.

Glavni namen parametrične študije je, da bi za vsak primer nosilca z določenimi geometrijskimi lastnostmi določili tako togost prečne ojačitve, ki bi zadostila pogojema pomikov in napetosti iz predpisa SIST EN 1993-1-5.

Parametri numerične študije

Parametrična študija je bila izvedena za vsak obtežni primer posebej, saj je vsak zahteval drugačen numerični model. V študijah smo spreminjali naslednje parametre:

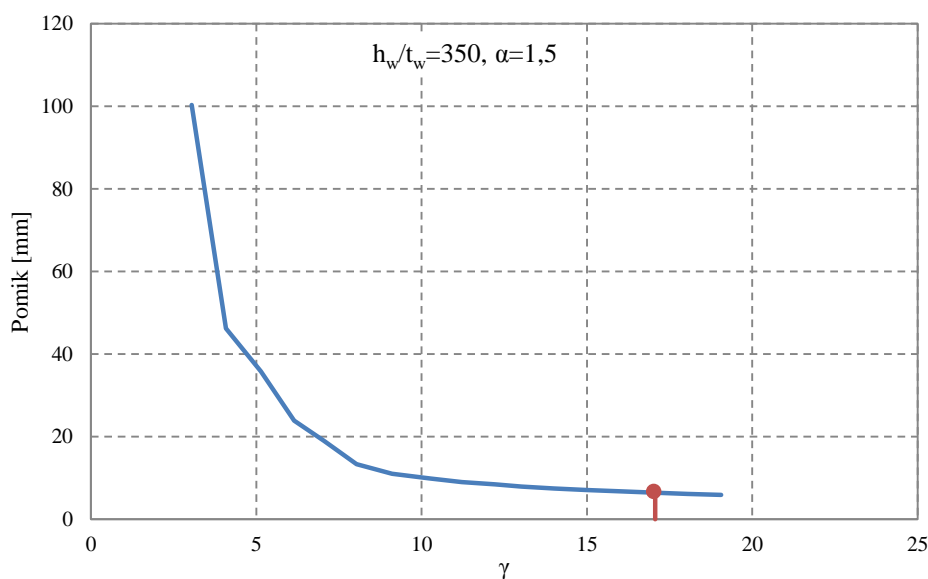
- vitkost stojine h_w / t_w ,
- razmerje med stranicami panela $\alpha = a / h_w$,
- normirano togost prečne ojačitve γ ,
- višino stojine h_w in
- obliko prečne ojačitve.

Razmerje površine pasnic in površine stojine je bilo v vseh analizah enako in sicer $A_f / A_w = 0,3$. Razlog za to je podrobneje razložen v poglavju 5.1.1. Dimenzije pasnice so bile določene tako, da je preprečena strižna podajnost in izpolnjena zahteva tretjega razreda kompaktnosti – pasnice s polno sodelujočim prerezom.

Togost prečne ojačitve v študiji smo normirali s togostjo za strižno izbočenje po SIST EN 1993-1-5 (enačbi (11) in (12))

$$\gamma = I_{potr} / I_{EC3} \quad (34)$$

Parametrično študijo smo zasnovali tako, da za vsak primer nosilca izvedemo veliko število analiz (10 do 20) s čim bolj gostim naborom togosti ojačitev in določimo pri kateri togosti sta izpolnjena pogoja nosilnosti in pomikov iz Evrokoda. Rezultat posamezne analize je torej vztrajnostni moment prečne ojačitve, ki ga v študiji poimenujemo »potrebna togost« in označimo z I_{potr} , pri katerem pomiki izven ravnine na stiku ojačitev-stojina ne presežejo mejne vrednosti in tlačne napetosti v ojačitvi ne dosežejo meje tečenja. Na spodnji sliki (Slika 41) je primer odčitka potrebne togosti na podlagi pogoja največjih dopustnih pomikov. V tem primeru je normirana togost $\gamma \cong 16$, kar pomeni, da mora biti togost ojačitve približno 16-krat večja od togosti, ki jo določa pogoj iz Evrokoda, da je izpolnjen pogoj pomikov (10).



Slika 41: Odčitek potrebne togosti za posamezen primer

Normirana togost γ nam torej pove, s kakšnim faktorjem moramo pomnožiti računsko togost ojačitve iz Evrokoda, da dobimo dejansko potrebno togost ojačitve, ki bo zadostila pogojem (9) in (10) iz Evrokoda.

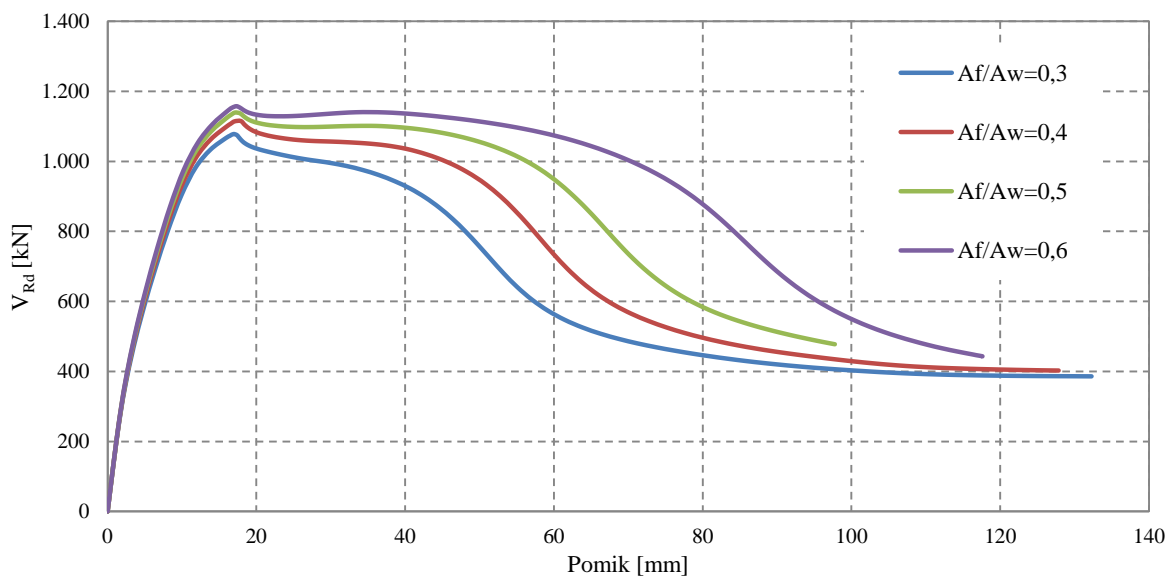
Za obtežni primer čistega striga smo parametrično študijo razdelili v tri sklope. V prvem sklopu smo pri višini stojine nosilca $h_w = 2000\text{mm}$, materialu S355 in I-ojačitvi spreminjali vitkost stojine in razmerje stranic panela. Na podlagi rezultatov smo ugotavljali vpliv parametrov h_w/t_w in α na obnašanje prečnih ojačitev. V drugem sklopu smo spreminjali še višino stojine, da bi ugotovili, če so vplivi h_w/t_w in α na togost ojačitve enaki tudi pri različnih višinah nosilca. V zadnjem sklopu smo ugotovitve iz prvih dveh sklopov primerjali še z rezultati za primer T-ojačitve. Za obtežna primera čistega upogiba in interakcije upogiba in striga je bil opravljen le prvi sklop analiz. Vsi parametri za vse tri sklope so zbrani v preglednici (Preglednica 2).

Preglednica 2: Parametri numerične študije

Parameter	1. Sklop	2. sklop	3. sklop
h_w / t_w	85		
	100		
	150		
	200	100	100
	250	200	150
	300	300	200
	350		
	400		
α	0,5		
	0,75		
	0,9		0,5
	1,0	0,5	1,0
	1,25	1,0	1,5
	1,5	1,5	2,0
	2,0	2,0	2,5
	3,0		
$h_w [mm]$		1500	
	2000	3000	2000
		4000	
Oblika ojačitve	I	I	T
γ	0,1 do 20,0	0,1 do 20,0	0,1 do 20,0

5.1.1 Vpliv togosti pasnic na nosilnost nosilca

V vseh analizah smo izbrali enako razmerje med površino pasnic in površino stojine nosilca, in sicer $A_f / A_w = 0,3$. Razlog za to je vpliv robnih pogojev na nosilnost panela. Večji kot je prečni prerez pasnice, večja je njena togost, kar pomeni, da se pločevina in prečna ojačitev obnašata podobno, kot bi bili togo vpeti. Na spodnji sliki (Slika 42) je prikazana primerjava krivulj sila-pomik za štiri različne velikosti pasnic iz katerih je razvidno, da z velikostjo prerza pasnice raste odpornost nosilca.



Slika 42: Primerjava krivulj sila-pomik za različne velikosti prerezov pasnic

Strižna nosilnost nosilca s pasnico $A_f / A_w = 0,3$ je 8% manjša od strižne nosilnosti nosilca s pasnico $A_f / A_w = 0,6$.

Realni robni pogoj stojine polnostenskega nosilca je nekje vmes med vrtljivo podprtim robom in togo vpetim robom. Bolj kot je dejansko stanje podobno togo vpetemu zgornjemu in spodnjemu robu pločevine, večja je njena nosilnost. Podobno velja tudi za prečno ojačitev, katere pomik izven ravnine je manjši, nosilnost pa večja, če je togo vpeta. Poleg tega na strižno nosilnost nosilca vpliva tudi strižna nosilnost pasnice. Večji kot je prerez pasnice, večji je njen prispevek nosilnosti k celotni strižni nosilnosti.

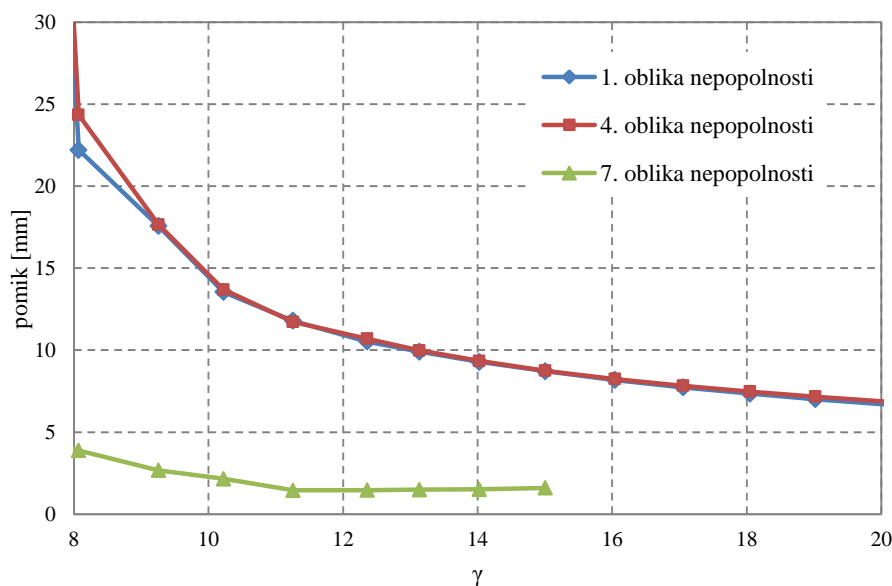
Da bi bil robni pogoj čim bolj podoben vrtljivo podprtemu robu in bi s tem opisali najbolj neugodno situacijo, smo v naši analizi izbrali podajno posanico z razmerjem $A_f / A_w = 0,3$. Rezultati za nosilce z večjimi pasnicami so tako vedno »na varni strani«.

6 REZULTATI ZA OBTEŽNI PRIMER ČISTEGA STRIGA

6.1 Prvi sklop numerične študije

6.1.1 Izbira ustrezne začetne nepopolnosti

V analizi nadomestnih nepopolnosti za obtežni primer čistega striga (Poglavje 4.3.1) smo izbrali tri oblike nepopolnosti, s katerimi smo za tipičen primer nosilca dobili največje pomike izven ravnine in napetosti v ojačitvi. Da bi v parametrični študiji upoštevali najbolj neugodno obliko nadomestnih nepopolnosti, smo izvedli numerične analize za manjši nabor parametrov in primerjali dobljene vrednosti pomikov izven ravnine na mestu ojačitve v odvisnosti od togosti prečne ojačitve. Na spodnji sliki (Slika 43) so prikazane ovojnice pomikov za posamezne oblike nepopolnosti. Ovojnica predstavlja največi pomik izven ravnine na mestu ojačitve izmed vseh pomikov, določenih za različne geometrijske parametre pri neki togosti ojačitve.



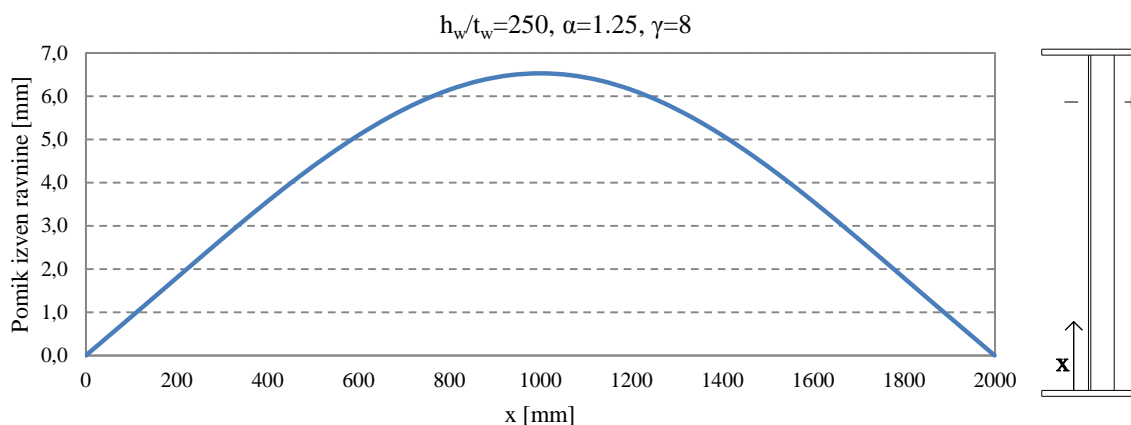
Slika 43: Ovojnica pomikov v odvisnosti od togosti ojačitve za izbrane oblike nepopolnosti

Sedma oblika nepopolnosti daje veliko manjše vrednosti kot ostali dve obliki. Pogoj pomikov v najbolj kritičnem primeru (ovojnica) je izpolnjen že pri koeficientu $\gamma \cong 6,5$. V analizi nadomestnih nepopolnosti (Poglavje 4.3.1) se je izkazalo, da so največje tlačne napetosti v prečni ojačitvi nosilca s sedmo obliko nepopolnosti. Ker smo v nadaljevanju študije pokazali, da so pomiki izven ravnine merodajen kriterij za dimenzioniranje ojačitev, ta oblika v nadaljevanju ni obravnavana. V primeru prve in četrte oblike pa je za najbolj kritičen primer (ovojnica) pogoj pomikov izpolnjen pri $\gamma \cong 20$. Ovojnici za prvo in četrto obliko nepopolnosti se skoraj prekrivata, vrednosti pomikov v primeru četrte oblike so v večini primerov le za 3% večji od pomikov pri prvi obliki nepopolnosti. V izračunih pri katerih je bila upoštevana prva oblika nepopolnosti so se pojavile numerične nestabilnosti, ki so

povezane s tem, da je pri tej obliki definirana samo globalna nepopolnost na ojačitvi, ne pa tudi lokalna na panelih. Zaradi tega smo se odločili, da bomo v nadaljevanju parametrične študije upoštevali četrto obliko začetne nepopolnosti (Slika 27), ki daje najbolj neugodne rezultate (največji pomiki izven ravnine) in ne povzroča numeričnih težav.

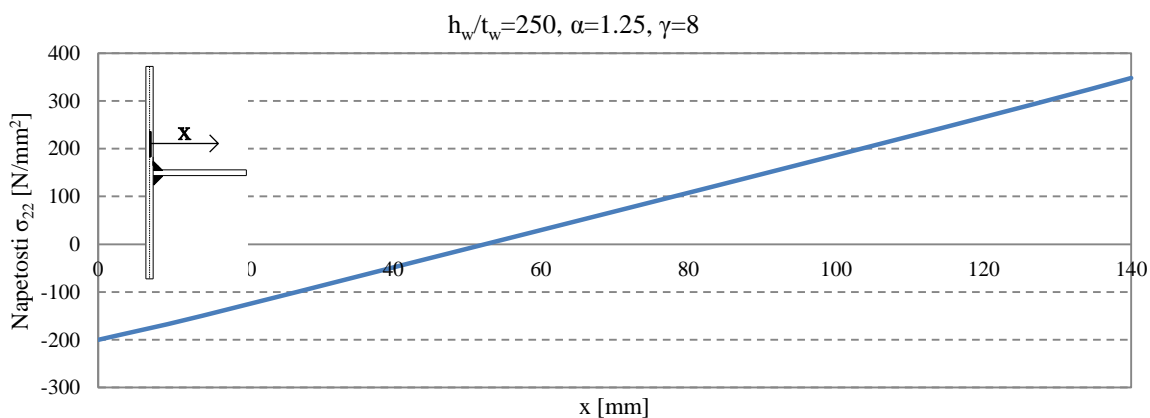
6.1.2 Pomiki in napetosti v prečni ojačitvi

Pomiki izven ravnine in napetosti po širini ojačitve so največji na polovici višine nosilca $h_w / 2$. Tam smo tudi izpisovali vrednosti za posamezne primere. Na spodnjih slikah sta prikazana potek pomikov po višini nosilca (Slika 44) in potek normalnih napetosti po širini prečne ojačitve (Slika 45) za tipičen primer nosilca s prečno ojačitvijo, pri kateri je zadoščeno pogojema pomikov in napetosti, torej za togo prečno ojačitev. Negativne napetosti na sliki pomenijo tlačne napetosti, pozitivne pa natezne.



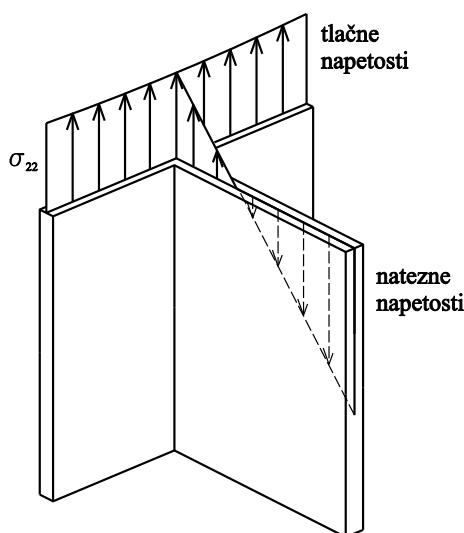
Slika 44: Potek pomikov ojačitve izven ravnine po višini nosilca

Da je izpolnjen pogoj največjih dopustnih pomikov iz Evrokoda (10), mora biti pomik izven ravnine na sredini višine nosilca manjši od dopustnega pomika ($h_w / 300$).



Slika 45: Potek normalnih napetosti po širini ojačitve

Napetosti po širini ojačitve so na notranjem delu ojačitve negativne (tlaki), na zunanjem delu pa pozitivne (nategi). V sodelujočem delu stojine so napetosti prav tako negativne. Na spodnji sliki (Slika 46) je prikazan potek napetosti po celotnem efektivnem prerezu ojačitve. Tak raspored napetosti velja za nosilce z globalno nepopolnostjo v smeri prečne ojačitve. V primeru globalne nepopolnosti v nasprotni smeri ojačitve, so na zunanjanem robu ojačitve tlačne napetosti, kar smo pokazali v analizi nadomestnih nepopolnosti (Poglavje 4.3.1).



Slika 46: Potek napetosti po prerezu prečne ojačitve

Napetosti po prerezu ojačitve smo integrirali in dobili osno silo (N_{Ed}) ter upogibni moment (M_{Ed}), s katerima je obremenjen prečni prerez ojačitve. Da je izpolnjen pogoj največjih dopustnih napetosti iz Evrokoda (9), mora prečni prerez prevzeti osno silo in moment:

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{M_{Ed}}{W_{el} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1,0, \quad (36)$$

kjer sta A in W_{el} ploščina in odpornostni moment efektivnega prečnega prereza ojačitve.

6.1.3 Potrebna togost prečne ojačitve

Če izhajamo iz predpostavke, da je osna sila $N_{st,ten}$ konzervativna (Sinur, 2011), lahko pričakujemo, da bo za določitev potrebne togosti ojačitve merodajen pogoj pomikov. Parametrična študija je bila zasnovana tako, da za vsak primer nosilca s parametri iz preglednice 2 določimo vztrajnostni moment ojačitve, pri katerem je izpolnjen pogoj dopustnih pomikov izven ravnine (10). Rezultat posamezne analize je torej koeficient normirane togosti γ , ki ga lahko razumemo tudi kot faktor, za katerega je potrebno povečati vztrajnostni moment ojačitve po Evrokodu, da bi dobili potrebni vztrajnostni moment, ki zadosti pogoju pomikov in napetosti (37).

$$I_{potr} = \gamma \cdot I_{EC3} \quad (37)$$

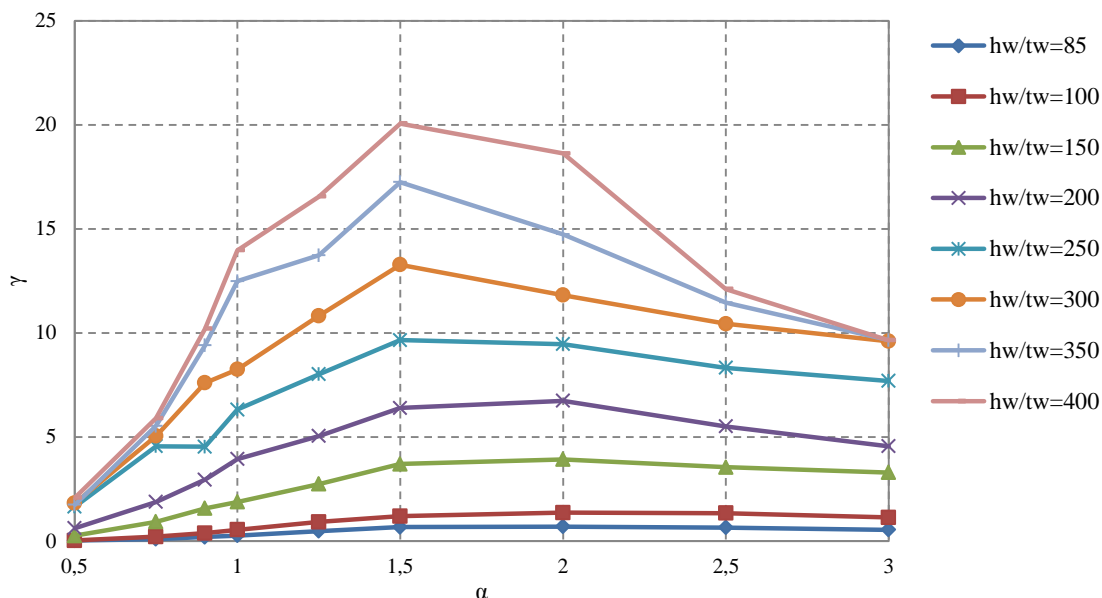
Za ojačitev, pri kateri je izpolnjen pogoj pomikov, preverimo še pogoj napetosti (36). Če je tudi ta izpolnjen, prečna ojačitev ustreza vsem zahtevam iz EN-1993-1-5 in s tem izpolnjuje svojo nalogo, da nudi togo podporo pločevinam in omogoča razvoj dveh ločenih nateznih polj v sosednjih panelih.

Rezultati numeričnih analiz pokažejo (Preglednica 3), da je v večini primerov potrebna togost veliko večja, kot jo predvidevata enačbi za vztrajnostni moment ojačitve po Evrokodu. Razlike med izračunano in predlagano togostjo so največje pri vrednostih α med 1,5 in 2,0. Poleg tega razlika raste z naraščanjem vitkosti stojine nosilca. Pri največji obravnavani vitkosti $h_w/t_w = 400$ je pri razmerju stranic panela $\alpha = 1,5$ potrebna togost ojačitve kar 20-krat večja, kot jo predvideva pogoj iz Evrokoda. To pomeni, da v obstoječi enačbi vrednost vztrajnostnega momenta preveč strmo pada z večanjem vitkosti stojine.

Iz slike (Slika 47) je razvidno, da pri večjih vitkostih ($h_w/t_w \geq 250$) koeficient γ raste do vrednosti $\alpha = 1,5$, nato začne ponovno padati. Razlog za to je, da je vztrajnostni moment s katerim smo normirali potrebni vztrajnostni moment, izračunan z dvema različnima enačbama, eno za vrednosti $\alpha \leq \sqrt{2}$, druga za vrednosti $\alpha > \sqrt{2}$, kar ravno sovpada z mejo ($\alpha = 1,5$) na sliki (Slika 47).

Preglednica 3: Normirane togosti prečnih ojačitev, za katere je izpolnjen pogoj največjih dopustnih pomikov (En. (10)) pri mejni nosilnosti

γ		α								
		0.5	0.75	0.9	1.0	1.25	1.5	2.0	2.5	3.0
h_w/t_w	85	0.02	0.09	0.19	0.26	0.48	0.67	0.69	0.65	0.54
	100	0.02	0.20	0.38	0.54	0.91	1.19	1.36	1.34	1.13
	150	0.26	0.93	1.57	1.88	2.74	3.70	3.92	3.55	3.29
	200	0.61	1.88	2.95	3.94	5.05	6.40	6.74	5.51	4.56
	250	1.65	4.55	4.53	6.32	8.02	9.65	9.46	8.32	7.70
	300	1.81	5.05	7.60	8.25	10.82	13.27	11.81	10.44	9.60
	350	1.73	5.53	9.40	12.49	13.74	17.25	14.74	11.46	9.66
	400	2.08	5.90	10.20	13.97	16.56	20.06	18.63	12.11	9.65



Slika 47: Normirane togosti prečnih ojačitev, pri katerih je izpolnjen pogoj pomikov v odvisnosti od parametra α

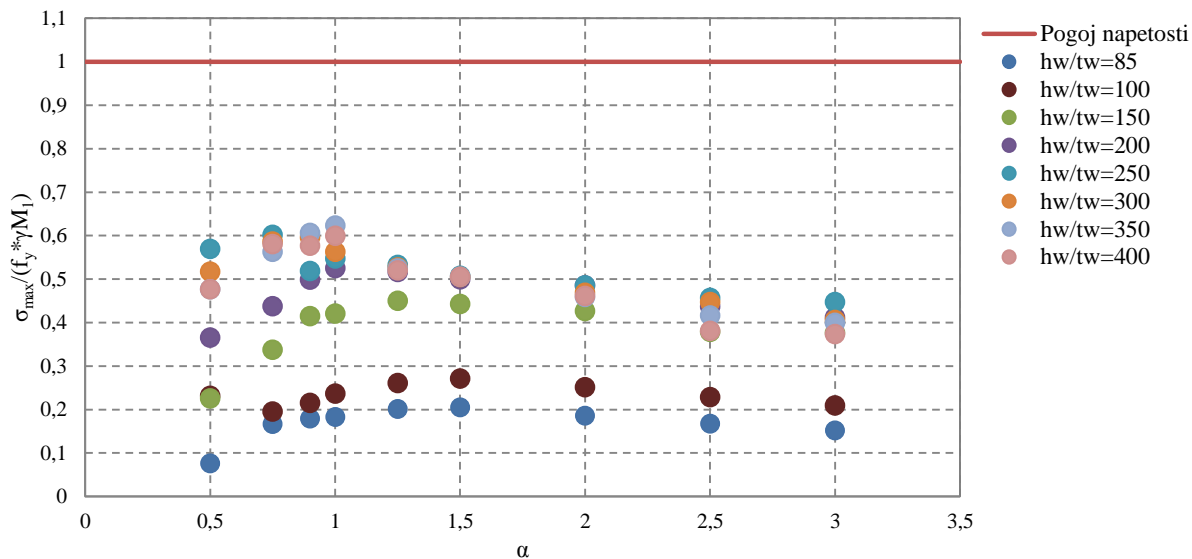
Za vztrajnostne momente ojačitev, ki smo jih določili iz numeričnih računov, smo preverili še pogoj napetosti (36) na tlačnem robu efektivnega prereza prečne ojačitve. V spodnji preglednici (Preglednica 4) so prikazane napetosti v prerezu prečne ojačitve, izmerjene na polovici višine nosilca $h_w/2$ za vse izračunane primere.

Preglednica 4: Napetosti v prečni ojačitvi pri mejni nosilnosti

$\sigma [N/mm^2]$		α								
		0.5	0.75	0.9	1	1.25	1.5	2	2.5	3
h _w /t _w	85	-24.4	-53.6	-57.8	-58.8	-64.8	-66.0	-59.9	-54.0	-49.0
	100	-44.1	-62.8	-69.4	-76.3	-84.0	-87.3	-81.0	-73.6	-67.5
	150	-72.7	-108.8	-133.7	-135.6	-145.2	-142.9	-134.2	-122.0	-121.4
	200	-117.7	-141.2	-160.9	-169.5	-166.5	-161.2	-156.5	-140.9	-132.8
	250	-183.8	-194.1	-167.3	-176.4	-171.8	-163.7	-156.6	-147.4	-144.2
	300	-166.7	-189.0	-192.2	-181.6	-169.8	-162.6	-151.0	-144.1	-130.8
	350	-153.6	-181.4	-195.6	-201.0	-169.2	-162.9	-148.0	-134.3	-128.8
	400	-153.6	-187.3	-186.0	-193.4	-167.8	-163.1	-148.7	-122.7	-120.4

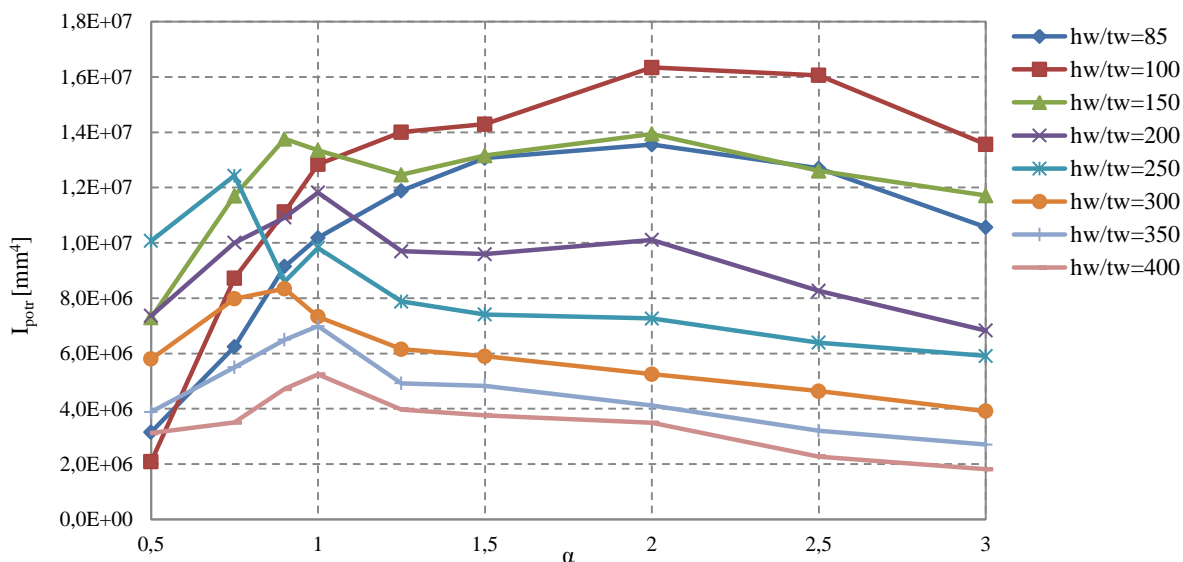
Za vse primere nosilcev z vztrajnostnimi momenti prečnih ojačitev, ki smo jih določili na podlagi izpolnitve pogoja največjih dopustnih pomikov (Slika 47), je pogoj napetosti izpolnjen (Slika 48). Najbolj je obremenjen prerez prečne ojačitve pri vitkosti stojine $h_w/t_w = 350$ in razmerju $\alpha = 1,0$, kjer obremenitve predstavljajo 63% nosilnosti prereza.

Zaključimo lahko, da je v vseh izračunanih primerih, teh je 72, pogoj pomikov merodajen za določanje potrebne togosti prečne ojačitve. Kontrole napetosti so bile izvedene samo za tlačne napetosti.

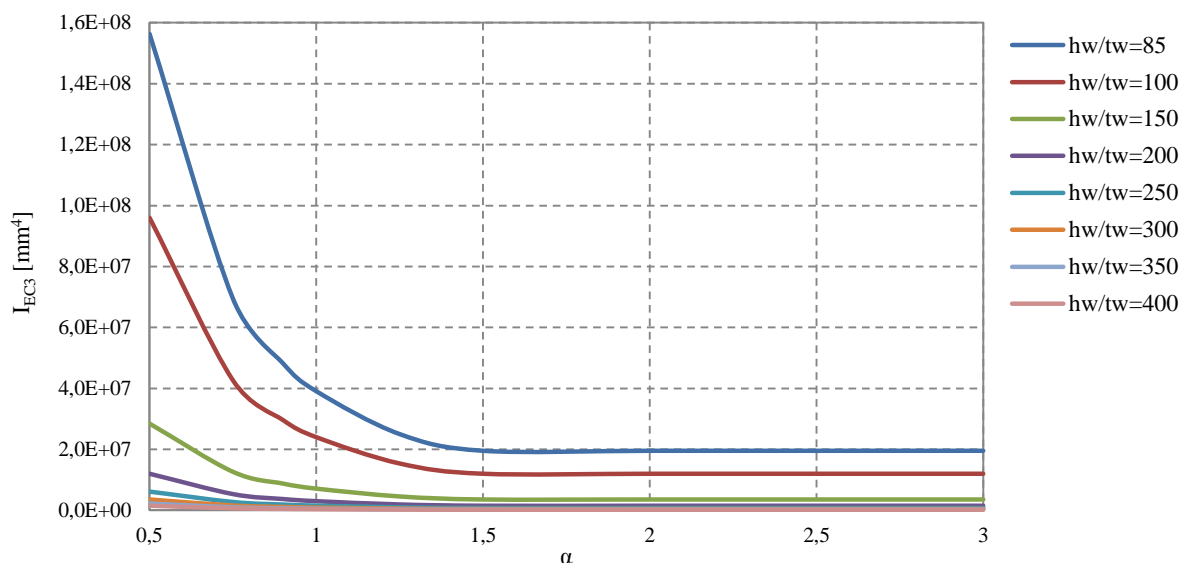


Slika 48: Izkoriščenost prečnih ojačitev določenih iz pogoja pomikov

Za večino primerov, obravnavanih v parametrični študiji za vrednostih $\alpha \leq 1$ velja, da potrebni vztrajnostni moment ojačitve narašča z naraščanjem razdalje med prečnima ojačitvama (Slika 49), medtem ko vztrajnostni moment ojačitve po Evrokodu na tem območju strmo pada z naraščanjem razmerja stranic (Slika 50). Numerično določeni vztrajnostni moment začne za $\alpha > 1,0$ in vitkosti $h_w / t_w \geq 200$ počasi padati z naraščanjem razmerja stranic panela, pri manjših vitkosti pa še naprej raste in začne padati šele pri vrednosti $\alpha \geq 2$.

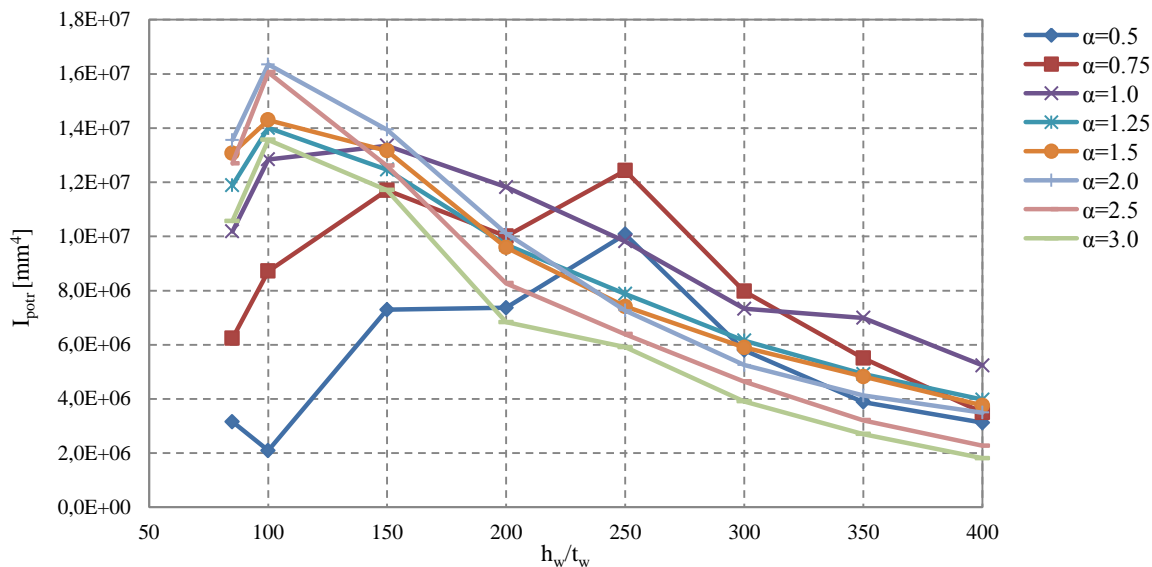
Slika 49: Potrebni vztrajnostni momenti ojačitev iz numeričnih analiz v odvisnosti od α

Iz poteka vztrajnostnih momentov ojačitev, določenih po Evrokodu, v odvisnosti od razmerja stranic panela (Slika 50) je razvidno, da se le ta močno razlikuje od poteka potrebnih vztrajnostnih momentov, določenih z numeričnimi analizami (Slika 49).



Slika 50: Vztrajnostni moment ojačitev po EN 1993-1-5 v odvisnosti od α

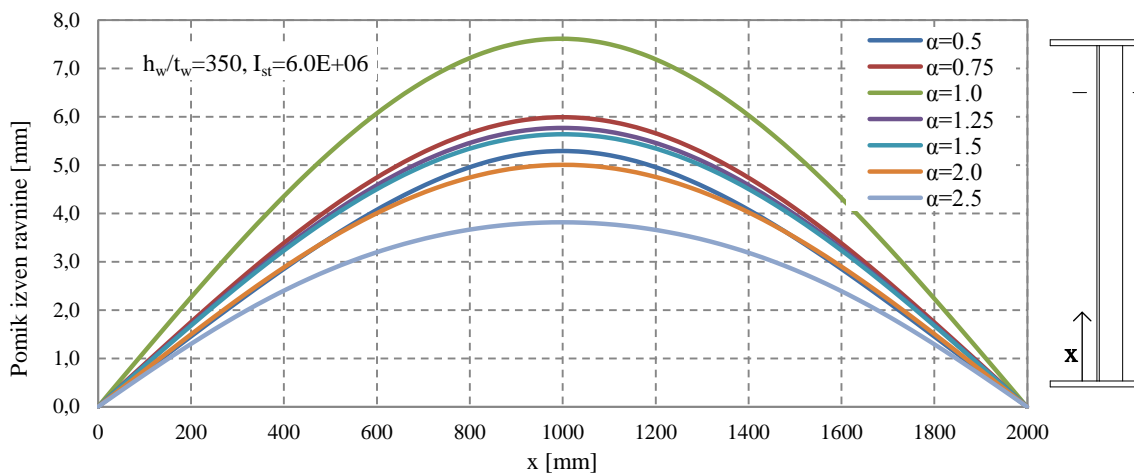
Poleg razlike v poteku vztrajnostnih momentov v odvisnosti od parametra α , se pojavi tudi razlika pri poteku v odvisnosti od vitkosti h_w/t_w (Slika 51). V pogoju, ki ga določa Evrokod, vztrajnostni moment prečne ojačitve pada tako z naraščanjem razmerja stranic panela, kot z naraščanjem vitkosti panela (Slika 50). To izhaja iz predpostavke, da je pri panelih z višjo strižno nosilnostjo potrebna bolj toga prečna ojačitev za preprečitev pomikov izven ravine. Vrednost strižne nosilnosti pa pada z večanjem parametra h_w/t_w in α . Za večino primerov, izračunanih v numerični analizi to velja, pri vitkosti $h_w/t_w=85$ pa se izkaže, da je potrebni vztrajnostni moment manjši kot pri vitkosti $h_w/t_w=100$, saj je pri majhnih vitkosti $h_w/t_w < 100$ stojina že toliko bolj kompaktna, da so vplivi post-kritične nosilnosti manjši kot pri bolj vitkih stojinah in s tem tudi sekundarne obremenitve, ki delujejo na ojačitev. Za $\alpha < 1,0$ potrebna togost ojačitve narašča do vitkosti $h_w/t_w=250$, od tam naprej pada. V nadaljevanju bo podrobneje razloženo zakaj pride do razlik v poteku potrebnih vztrajnostnih momentov v odvisnosti od α in h_w/t_w .

Slika 51: Potrebni vztrajnostni momenti ojačitev iz numeričnih analiz v odvisnosti od h_w/t_w

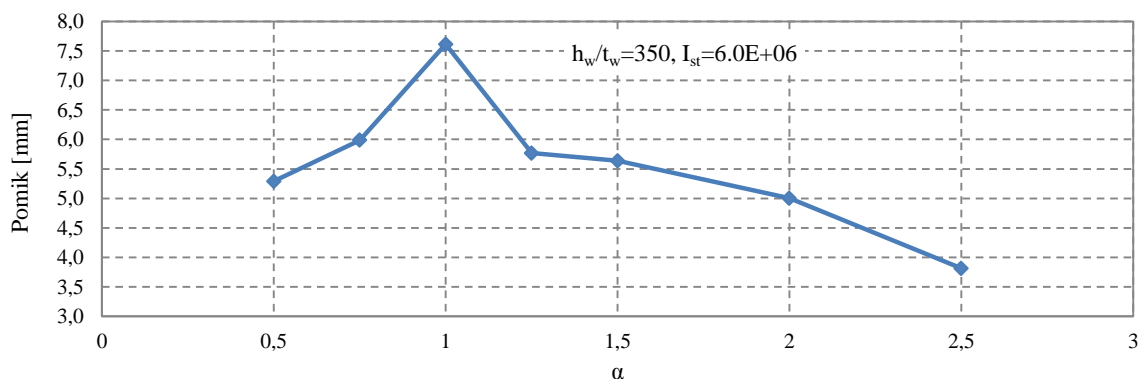
Natančnejše primerjave med dobljenimi rezultati numeričnih analiz in zahtevami iz standarda za posamezne primere bodo prikazane v naslednjem poglavju (Poglavje 6.1.5).

Da bi razložili pojave, opisane v prejšnjih odstavkih, smo za nosilec vitkosti $h_w/t_w = 350$ izvedli pet analiz za različna razmerja stranic panela $\alpha = [0,5 \ 0,75 \ 1,0 \ 1,25 \ 1,5]$ pri nespremenjenem vztrajnostnem momentu prečne ojačitve ($I_{st} = 6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$). Primerjali smo potek največjih pomikov izven ravnine (Slika 52, Slika 53) na mestu stika prečne ojačitve in stojine, s potekom potrebnih vztrajnostnih momentov prečnih ojačitev, določenih v prvem sklopu parametrične študije (Slika 54).

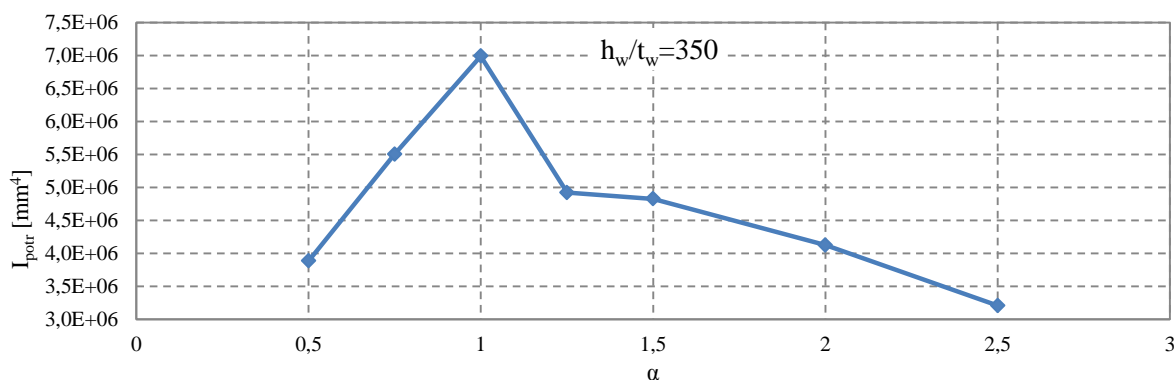
Pomik pri $\alpha = 1,0$ je večji od največjega dopustnega pomika ($w_{\max} = 6,67 \text{ mm}$), ker je vztrajnostni moment prečne ojačitve v analizi manjši od numerično določene vrednosti potrebnega vztrajnostnega momenta. Vsi ostali pomiki na sliki (Slika 53) so manjši od največjega dopustnega pomika. V ostalih primerih prečna ojačitev zagotavlja togo podporo pločevini.

Slika 52: Potek pomikov izven ravnine po višini ojačitve v odvisnosti od α pri enakem I_{st}

Pri enaki vitkosti stojine je potek največjih pomikov izven ravnine na mestu ojačitve v odvisnosti od α pri nespremenjeni prečni ojačitvi (Slika 53) zelo podoben poteku potrebnih vztrajnostnih momentov v odvisnosti od α (Slika 54). Podobnost je pričakovana, saj večji pomiki izven ravnine na mestu prečne ojačitve pomenijo večjo potrebno togost prečne ojačitve, ki bi zagotovila togo podporo pločevini. S tem smo torej potrdili potek potrebnih vztrajnostnih momentov v odvisnosti od α .



Slika 53: Največji pomik izven ravnine v odvisnosti od α pri enakem I_{st}



Slika 54: Potrebni vztrajnostni momenti prečnih ojačitev v odvisnosti od α za $h_w/t_w = 350$

Velikost potrebnih vztrajnostnih momentov prečne ojačitve in njihov potek v odvisnosti od geometrijskih parametrov je posledica kombinacije različnih vplivov:

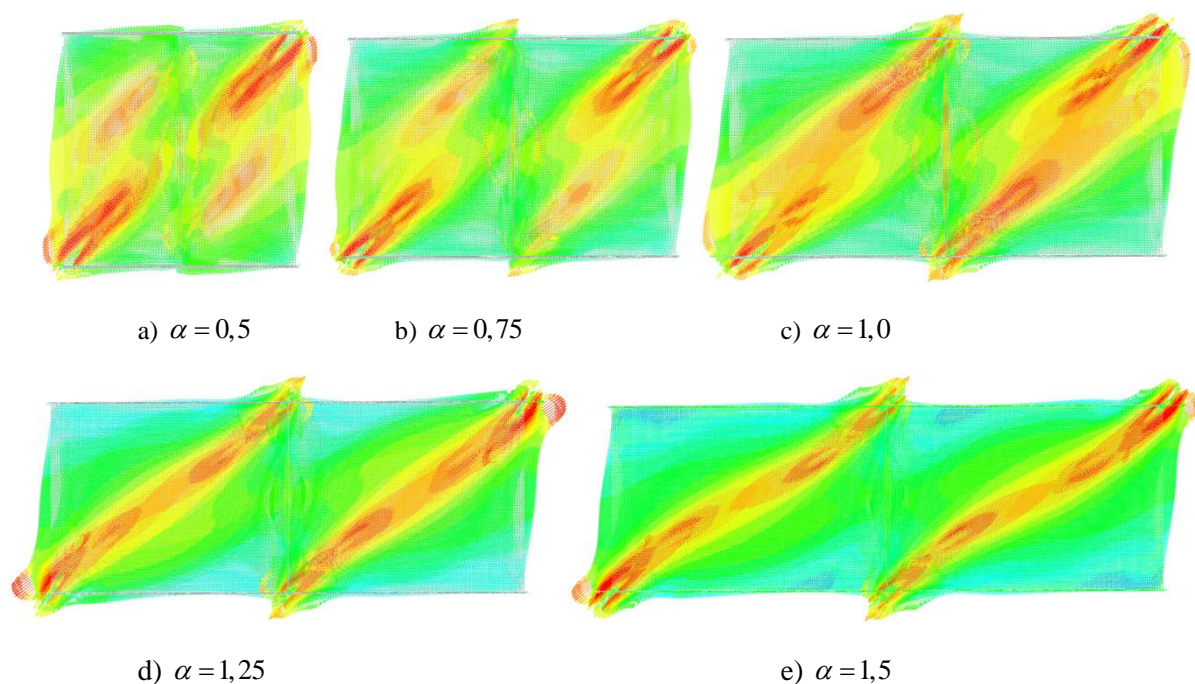
- vpliv razvoja nateznega polja,
- prispevek post-kritične nosilnosti k celotni nosilnosti,
- vpliv amplitude začetnih nepopolnosti.

Vsi vplivi bodo podrobno razloženi v nadaljevanju.

Vpliv razvoja nateznega polja

Na podlagi poteka glavnih nateznih napetosti pri mejnem stanju nosilnosti za posamezne primere (Slika 55) smo pokazali, da se v post-kritičnem stanju v stojini nosilca zgodi rotacija napetostnega polja, kot je predpostavljeno v Höglundovi teoriji (Johansson idr, 2007). Teorija temelji na predpostavki, da se poleg strižnih napetosti v nosilcu pojavijo tudi horizontalne membranske napetosti

σ_h , vertikalna komponenta napetosti pa ostane ves čas enaka nič. V smeri glavne natezne napetosti σ_1 se zgodi izbočitev (Slika 55). Po izbočenju pločevine se glavna tlačna napetost σ_2 ne more več povečevati in je enaka kritični napetosti $\sigma_2 = -\tau_{cr}$. Povečuje se lahko glavna natezna napetost, dokler ni dosežena mejna nosilnost materiala. Posledica tega je, da velikosti nateznih in tlačnih napetosti niso več enake in pride do zasuka napetostnega polja zaradi ohranjanja ravnotežja. Pri $\alpha > 1$ (Slika 55d in Slika 55e) se kot med glavno natezno napetostjo in vzdolžno osjo nosilca zmanjša ($\phi < 45^\circ$). Da se ohrani ravnotežje, se poleg strižnih napetosti pojavi še horizontalna membranska napetost σ_h (Höglund, 1997). Za $\alpha < 1$ do rotacije napetostnega polja ne pride, tlačna napetost se namreč po tem, ko je dosežena kritična napetost, ne more povečevati. Da bi se glavna natezna napetost lahko povečevala, bi se morale zaradi ohranjanja ravnotežja pojaviti še vertikalne membranske napetosti. To pa je v nasprotju s Höglundovo teorijo, ki predpostavlja, da je vertikalna komponenta napetosti ves čas nič, ker se ne more sidrati v pasnici, če ni preprečen pomik v smeri ene pasnice proti drugi. Tudi iz slik je razvidno (Slika 55a in Slika 55b), da se natezno polje pri $\alpha < 1,0$ ne formira diagonalno po panelu, kot pri večjih α , ampak pod kotom 45° , kot kombinacija globalnega in lokalnih izbočenj. Pri tem govorimo o globalnem izbočenju, kadar ojačitev ni dovolj toga in se sosednji pločevini izbočita kot ena sama. Do lokalne izbočitve pride, kdar ima ojačitev zadostno togost in s tem omogoča razvoj dveh ločenih izbočitvenih valov na dveh sosednjih pločevinah.



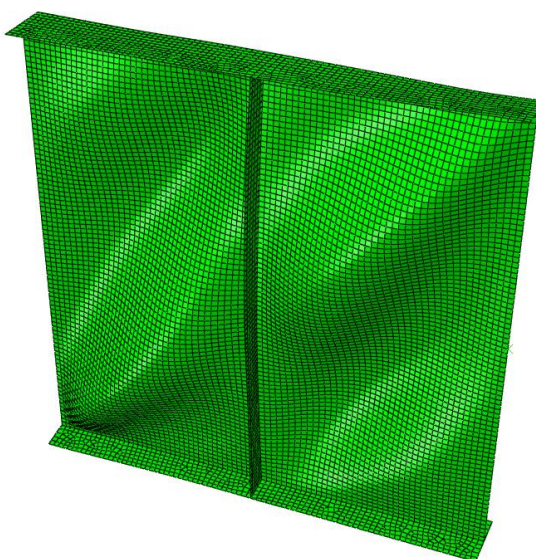
Slika 55: Glavne membranske natezne napetosti σ_1 pri mejni nosilnosti za različna razmerja stranic α

V primerih z razmerjem stranic $\alpha < 1,0$ pride do lokalnega izbočenja, ker je zaradi vmesne prečne ojačitve panelu preprečena globalna izbočitev pod kotom 45° in se zato izboči v dveh valovih pod kotom 45° . To je tudi eden od razlogov, zakaj na območju $\alpha \leq 1,0$ potrebni vztrajnostni moment narašča z naraščanjem α , kljub temu da z večanjem razmerja stranic α pri nespremenjeni vitkosti

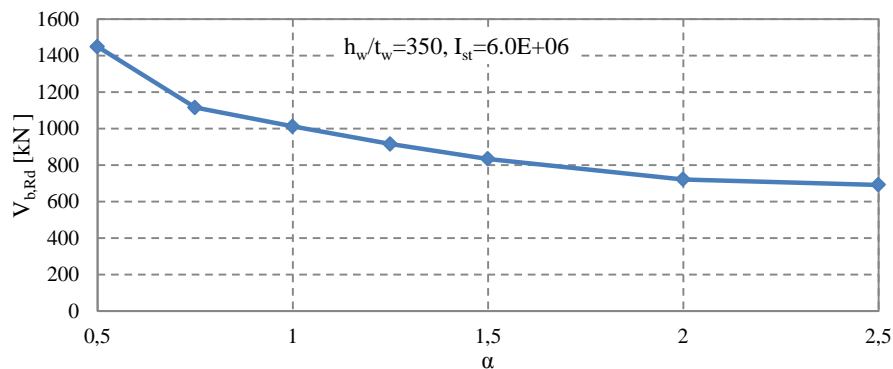
nosilca strižna nosilnost pada (Slika 57). Ko se na enem panelu razvijeta dve ločeni izbočitvi ena nad drugo (Slika 56), imajo glavne tlačne napetosti (Slika 58), ki so pravokotne na natezne, manjši vpliv na izbočenje ojačitve. Prijemališče teh sil je namreč blizu sredine višine ojačitve. To pomeni, da je ročica s katero tlačne sile prijemajo na prečno ojačitev veliko manjša kot pri $\alpha > 1,0$. Upogibni moment zaradi vplivov teorije drugega reda je zato manjši pri nosilcih z razmerjem stranic panela $\alpha \leq 1,0$.

Pri $\alpha = 0,5$ se lokalna izbočitev iz enega panela zaradi nagnejenosti pod kotom 45° nadaljuje v lokalno izbočitev sosednjega panela. Osne sile iz nateznega polja se zato ne sidrajo v prečno ojačitev, kot v ostalih primerih, ampak se sidrajo v natezno polje sosednjega panela.

Ker smo obravnavali samo dve polji nosilca, ne vemo, kako bi se pločevine pri $\alpha < 1,0$ obnašale, če bi v modelu obravnavali več prečnih ojačitev in s tem več polj. V primeru $\alpha = 0,5$, ki je prikazan tudi na spodnji sliki (Slika 56) je jasno, da se na notranji strani panela osna sila iz nateznega polja sidra v naslednje natezno polje, ne vemo pa, kaj se zgodi z osno silo na zunanji strani panela, kjer je v obravnavanem numeričnem modelu podprta stranica. Zato je za nosilce z majhnimi razdaljami med sosednjima prečnima ojačitvama smiselno predlagati nadaljne študije, ki bi obravnavale nosilce z večjim številom polj.

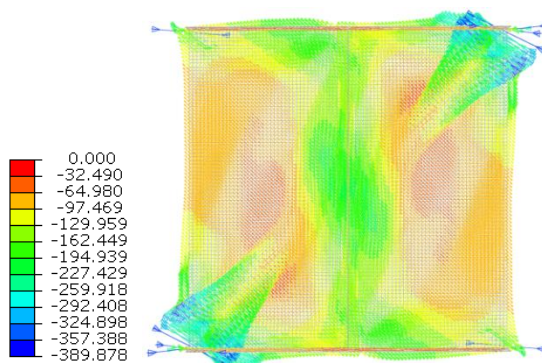


Slika 56: Deformirana oblika stojine z razmerjem stranic $\alpha = 0,5$ pri mejnem stanju nosilnosti

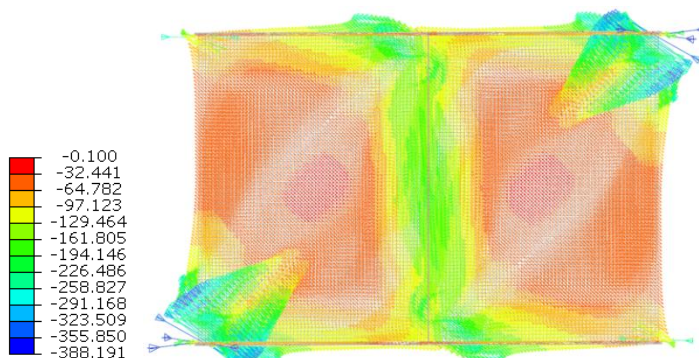


Slika 57: Strižna nosilnost nosilca v odvisnosti od α , določena z numerično analizo

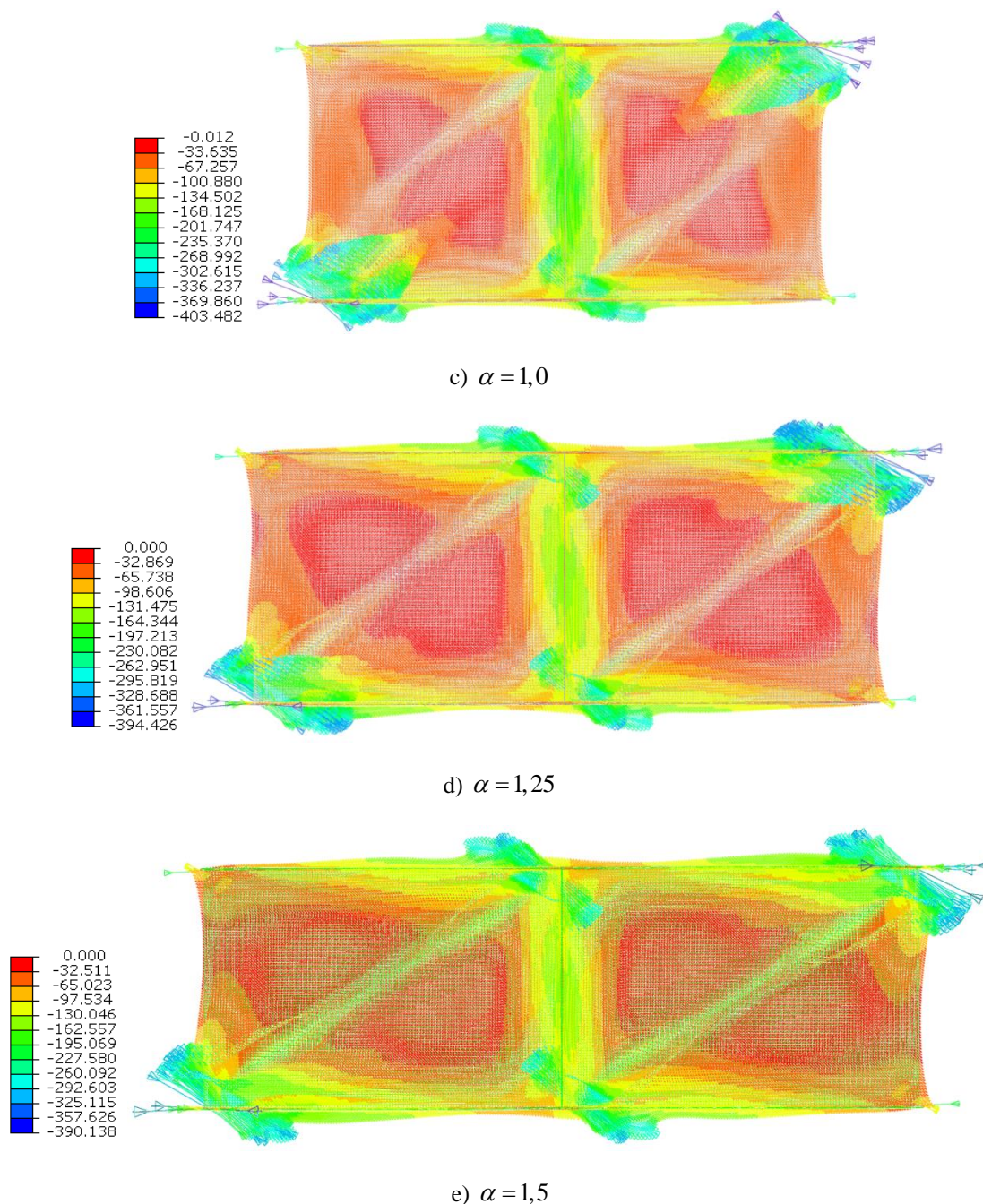
Iz slike razvoja nateznih polj (Slika 55) in poteka glavnih tlačnih napetosti (Slika 58) za nosilce z enakimi debelinami stojin in različnimi razmerji stranic α razberemo, da se prijemališče tlačnih sil spreminja. Na sliki v nadaljevanju (Slika 59) je razloženo, kako prijemališče tlačnih sil vpliva na obremenitev prečne ojačitve.



a) $\alpha = 0,5$

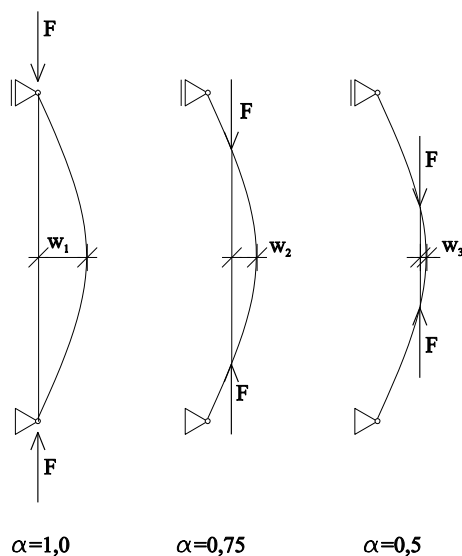


b) $\alpha = 0,75$



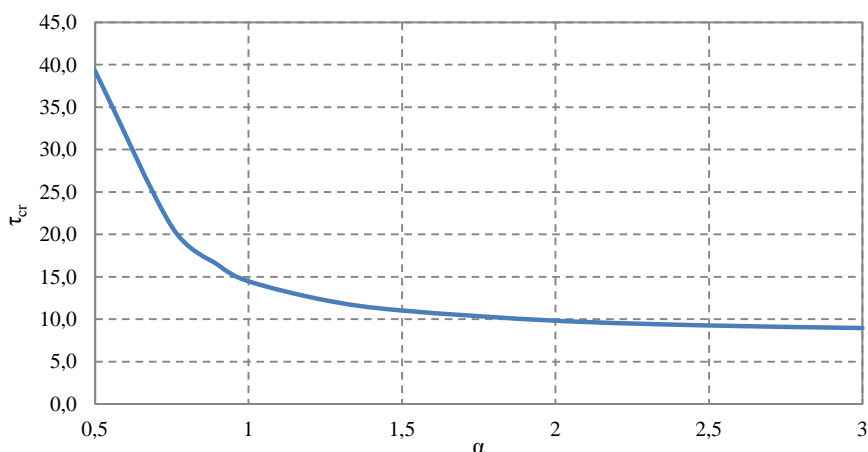
Slika 58: Glavne membranske tlačne napetosti σ_2 pri mejni nosilnosti za različna razmerja stranic α

Ker se ročice, s katerimi tlačne sile prijemljejo na prečno ojačitev, povečujejo z večanjem razdalje med sosednjima ojačitvama, se povečujejo tudi upogibne obremenitve, ki delujejo na ojačitev. To je tudi eden izmed razlogov, zakaj se potrebni vztrajnostni moment prečne ojačitve povečuje z naraščanjem razmerja α do $\alpha = 1,0$. Izbočne sile so namreč posledica delovanja tlačnih sil na nepopolni geometriji, manjša kot je amplituda nepopolnosti (Slika 59), manjši je vpliv izbočnih sil na prečno ojačitev. Pri majhnih razmerjih α je prijemališče tlačnih sil blizu sredine višine ojačitve, zato je tam vpliv izbočnih sil manjši in potrebna togost prečne ojačitve za zagotovitev razvoja dveh neodvisnih nateznih polj manjša.



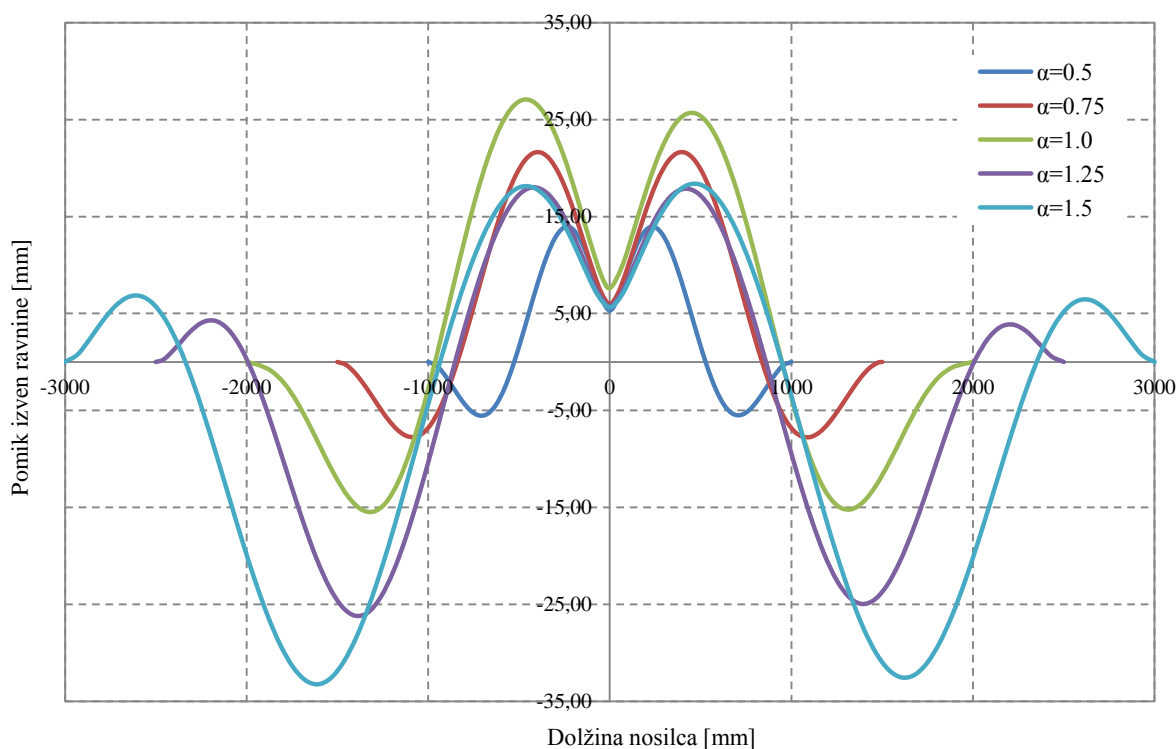
Slika 59: V pliv prijemališča tlačnih sil na obremenitev prečne ojačitve

Za $\alpha \geq 1,0$ se natezno polje vedno tvori pod kotom $\phi \leq 45^\circ$ (velikost kota je odvisna od razmerja stranic panela), kar pomeni da ima največji del tlačnih sil prijemališče na dnu in na vrhu ojačitve, kjer je ročica največja, ne glede na kot med glavno natezno napetostjo in vzdolžno osjo nosilca. Ročica na kateri delujejo tlačne sile, torej za $\alpha > 1,0$ ne vpliva na obremenitve prečnih ojačitev, spreminja pa se velikost tlačnih napetosti. Za glavno tlačno napetost velja $\sigma_2 \leq \tau_{cr}$. Elastična kritična napetost se z večanjem razmerja α zmanjšuje (Slika 60). Ročica, na kateri deluje tlačna sila, ostaja enaka, kar pomeni, da velikost izbočnih sil pada z večanjem razmerja α . Zato tudi potrebni vztrajnostni moment ojačitev za $\alpha > 1,0$ pada z večanjem razmerja stranic panela α .

Slika 60: Potek elastične kritične napetosti v odvisnosti od α

Za predhodno omenjenih pet primerov z enakim vztrajnostnim momentom ojačitve in enako vitkostjo stojine, smo prikazali še pomike izven ravnine po dolžini nosilca na polovici višine za različna razmerja stranic panela α (Slika 61). Iz deformirane oblike, kjer je pozitivna smer na koordinatnem sistemu smer prečne ojačitve, vidimo, da se izbočitev pri $\alpha = 0,5$ zgodi zelo blizu prečne ojačitve. Z

naraščanjem α se vedno bolj odmika stran od ojačitve, kar potrди razlago, da imajo pri majhnih α tlačne sile prijemališče blizu največje amplitude ojačitve in je zato njihov vpliv manjši.



Slika 61: Pomiki izven ravnine po dolžini nosilca nosilca

Prispevek post-kritične nosilnosti k celotni nosilnosti

Poleg zgoraj opisane razlage o vplivu rotacije napetostnega polja in izbočnih silah kot posledici deformirane oblike nosilca na potek potrebnih vztrajnostnih momentov ojačitev, lahko rezultate numeričnih analiz razložimo tudi z vplivom prispevka post-kritične nosilnosti k celotni nosilnosti.

Kot smo razložili že v drugem poglavju, je za vitke pločevine značilno, da zaradi lokalnega izbočenja ne izgubijo nosilnosti, ampak nosijo tudi v post-kritičnem območju, ko je elastična kritična napetost že prekoračena, odpornost pa se povečuje do plastične porušitve. Pri idealnih pločevinah, to so pločevine brez začetih nepopolnosti, je meja med pred-kritičnim in post-kritičnim območjem razvidna iz bifurkacijske točke. Do izbočitve pride, ko je dosežena elastična kritična napetost σ_{cr} . Pri realnih pločevinah z upoštevanimi začetnimi nepopolnostmi je prehod v post-kritično območje postopen, zato ne moremo določiti napetosti pri kateri pride do izbočenja.

Naloga prečnih ojačitev je, da zagotovijo togo podporo stojini in omogočijo razvoj čim večje post-kritične nosilnosti (izbočitev v dveh ločenih valovih (Slika 3)). Želeli smo ugotoviti, kakšen je prispevek post-kritične nosilnosti k celotni plastični strižni nosilnosti nosilca. Za različne vitkosti stojin smo primerjali poteka elastične kritične strižne sile V_{cr} , ki smo jo določili po enačbi (38) in

plastične strižne nosilnosti panela $V_{Rd,num}$ določene z numeričnimi analizami (Preglednica 11) v odvisnosti od parametra α (Slika 63).

$$V_{cr} = \tau_{cr} h_w t_w \quad (38)$$

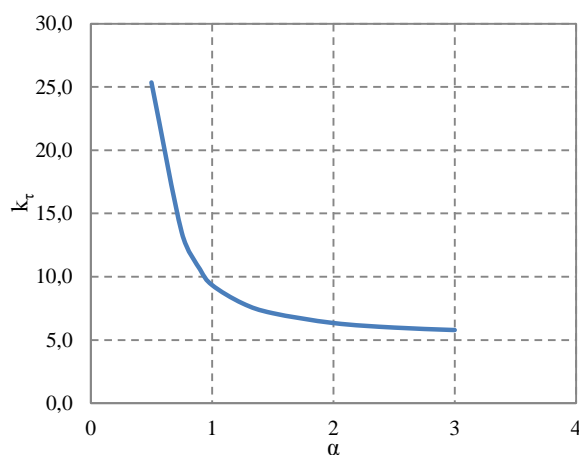
$$\tau_{cr} = k_\tau \sigma_E \quad (39)$$

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_w} \right)^2 \quad (40)$$

V zgornjih enačbah so τ_{cr} elastična kritična strižna napetost, σ_E elastična kritična napetost pločevine podprte na dveh robovih in k_τ koeficient strižnega izbočenja (Slika 62), ki ga za pločevine brez vzdolžnih ojačitev določimo po enačbah:

$$k_\tau = 5,34 + \frac{4,0}{\alpha^2} \text{ pri } \alpha \geq 1,0 \text{ in} \quad (41)$$

$$k_\tau = 4,0 + \frac{5,34}{\alpha^2} \text{ pri } \alpha < 1,0. \quad (42)$$



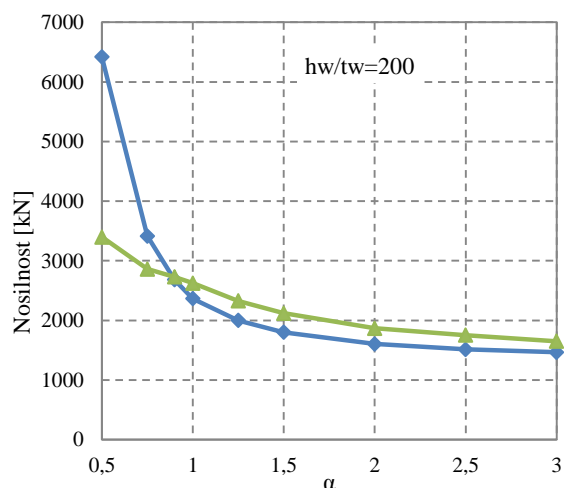
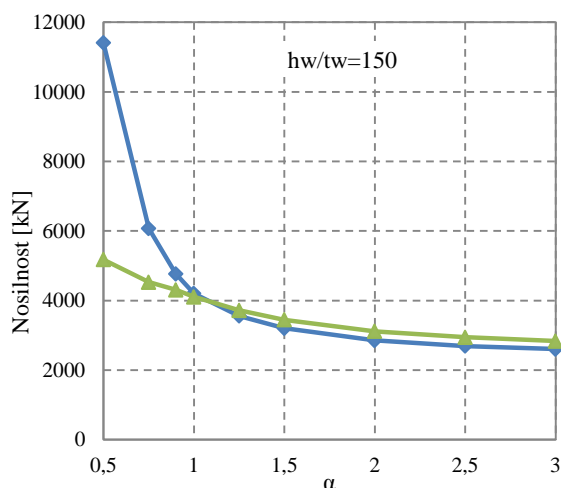
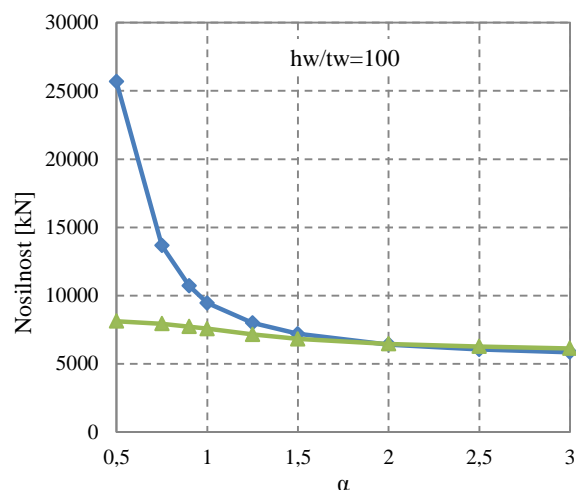
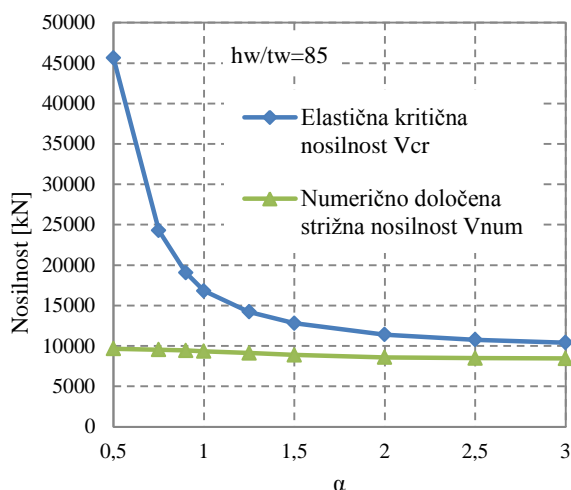
Slika 62: Potek koeficienta strižnega izbočenja v odvisnosti od α

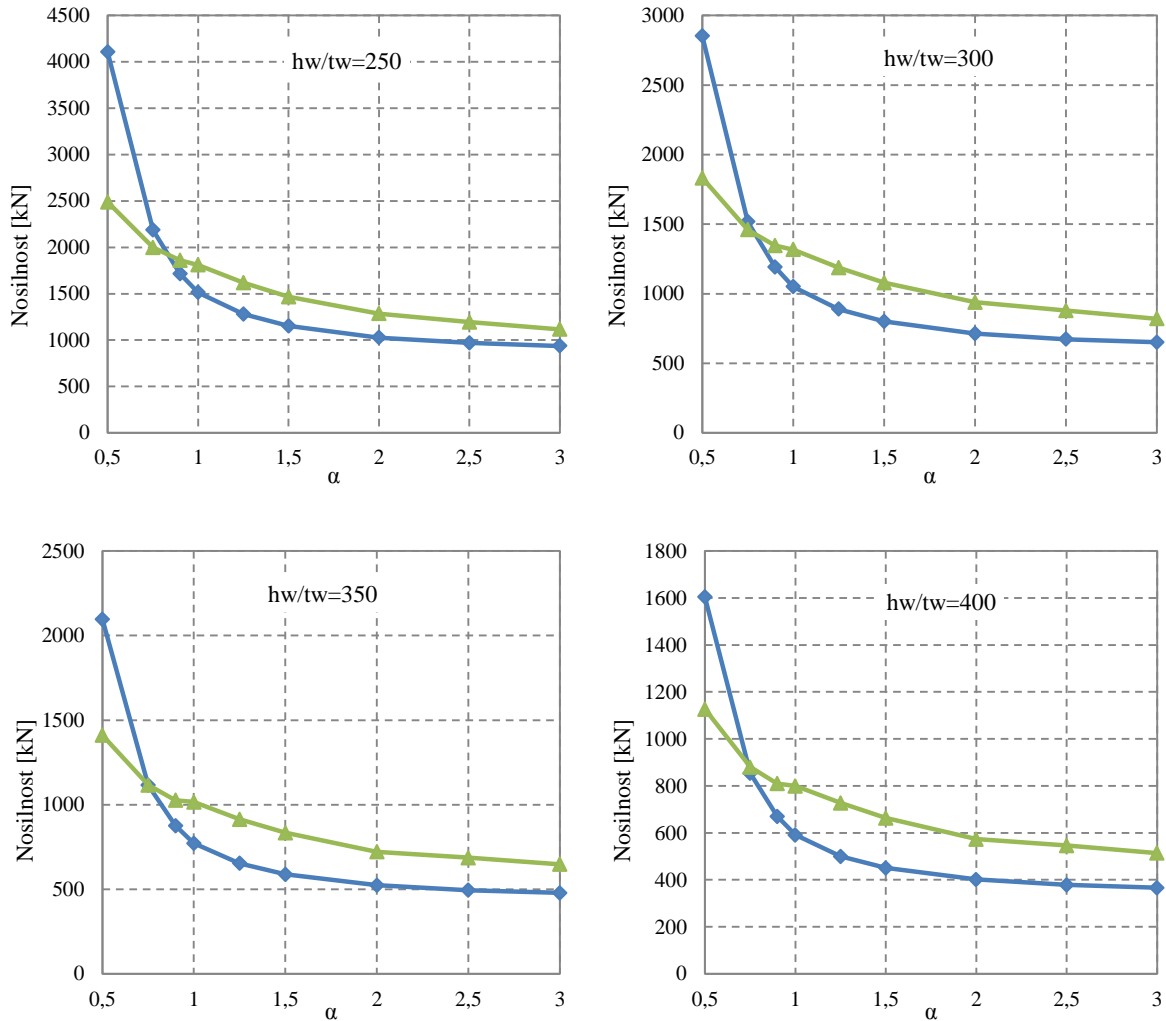
Primerjava poteka elastične in plastične strižne nosilnosti (Slika 63) služi samo za razlago pojava post-kritične nosilnosti. Vrednosti nosilnosti med sabo niso primerljive, saj gre za dva različna primera – elastično konstrukcijo brez začetnih nepopolnosti in realno konstrukcijo z upoštevanjem nepopolnosti. Dejanski prispevek post-kritične nosilnosti k celotni nosilnosti je za realne konstrukcije težko določiti, saj med pred-kritičnim in post-kritičnim odzivom konstrukcije ni jasne meje.

Primerjava pokaže, da z večanjem vitkosti stojine narašča prispevek post-kritične nosilnosti k celotni nosilnosti. To je tudi razlog, zakaj s povečevanjem vitkosti stojine potrebni vztrajnostni moment ojačitve, določen z numeričnimi analizami, manj strmo pada, kot po enačbah za togost za strižno

izbočenje po Evrokodu. Evrokod namreč predpostavlja, da s padanjem strižne nosilnosti pada tudi potrebni vztrajnostni moment prečne ojačitve. Z naraščanjem vitkosti stojine strižna nosilnost res pada, povečuje pa se prispevek post-kritične nosilnosti. Večji post-kritični prispevek pomeni tudi večje pomike pločevine izven ravnine. Poledica večjih pomikov so večje izbočne sile na območju ojačitve in s tem večji potrebni vztrajnostni moment ojačitve.

Pri nosilcih z razmerjem $\alpha < 1,0$ je post-kritični prispevek veliko manjši kot pri večjih α . Iz tega sledi podoben zaključek kot v prejšnjem odstavku. Zaradi manjšega post-kritičnega prispevka je tudi potrebni vztrajnostni moment prečne ojačitve manjši. S tem si lahko razložimo pojav naraščanja potrebnega vztrajnostnega momenta ojačitve z večanjem razmerja stranic panela do vrednosti $\alpha = 1,0$.





Slika 63: Primerjava poteka elastične kritične strižne sile V_{cr} in numerično določene plastične strižne nosilnosti $V_{Rd,num}$ v odvisnosti od α

Podobno razlago lahko poiščemo v enačbah za račun strižne nosilnosti po Evrokodu. Koefficient strižnega izbočenja k_r , ki ga določimo po enačbah (41) in (42), za vrednosti $\alpha \leq 1,0$ strmo pada z naraščanjem razmerja stranic α , manj strmo pada za vrednosti $\alpha > 1,0$ (Slika 62). Enak potek velja za elastično kritično strižno napetost, ki je linearno odvisna od koeficienta strižnega izbočenja (39).

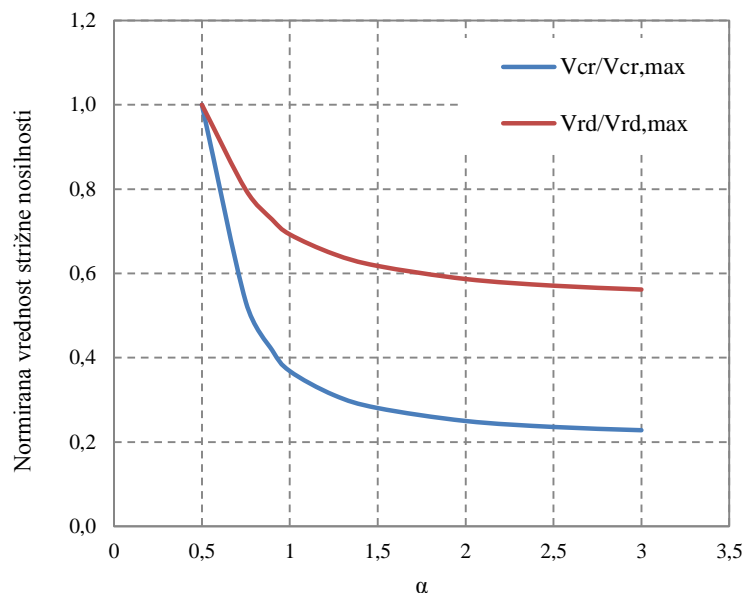
V enačbi za plastično strižno nosilnost iz SIST EN 1993-1-5:

$$V_{b,Rd} = \frac{\chi_w f_y h_w t_w}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}$$

je $\chi_w(\bar{\lambda}_w)$ redukcijski koeficient strižnega izbočenja. Vitkost stojine v strigu $\bar{\lambda}_w$ je odvisna od elastične strižne napetosti τ_{cr} (43).

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_y}{\sqrt{3} \tau_{cr}}} \quad (43)$$

Elastična strižna nosilnost je torej linearno odvisna od koeficienta strižnega izbočenja, plastična strižna nosilnost pa je odvisna od $\sqrt{\tau_{cr}}$. Posledica tega je spreminjanje prispevka postkritične nosilnosti v odvisnosti od parametra α (Slika 64).



Slika 64: Primerjava normirane elastične kritične nosilnosti in normirane plastične strižne nosilnosti

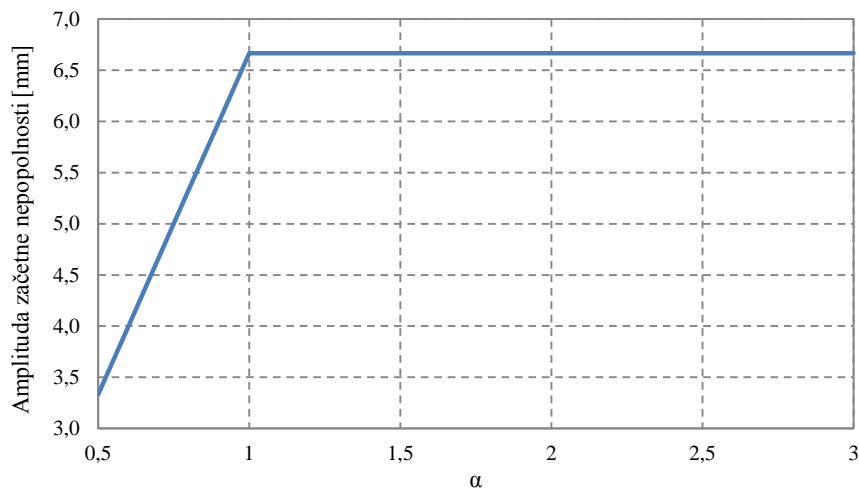
Na podlagi numeričnih računov in računa strižne nosilnosti po Evrokodu smo pokazali, da za parametre $\alpha \leq 1,0$ prispevek post-kritične nosilnosti narašča z naraščanjem razmerja stranic panela α . Za $\alpha > 1,0$ se prispevek post-kritične nosilnosti praktično nič ne spreminja s spreminjanjem razmerja α . Manjša postkritična nosilnost pomeni manjše pomike izven ravnine. Posledica tega so manjše izbočne sile in zato manjše potrebne togosti prečnih ojačitev pri razmerju stranic panela $\alpha \leq 1,0$.

Pri mahjnih vitkosti stojine ($h_w / t_w = 85$) je prispevek post-kritične nosilnosti zelo majhen, majhni so tudi pomiki izven ravnine, zato je potrebna togost ojačitve manjša kot pri nosilcih z bolj vitkimi stojinami (Slika 51).

Vpliv amplitude začetnih nepopolnosti

Še en vzrok, ki vpliva na potek potrebnih vztrajnostnih momentov v odvisnosti od parametra α , so začetne nepopolnosti, ki smo jih pripisali modelu, da bi zajeli vpliv geometrijskih nepopolnosti in zaostalih napetosti. Evrokod podaja priporočila za oblike in amplitude globalnih in lokalnih nadomestnih geometrijskih nepopolnosti. V našem primeru se globalna nepopolnost nanaša na deformirano obliko obravnavane prečne ojačitve, ki ima po višini obliko polovice sinusnega vala. Največji odklon deformirane oblike je $\min(h_w/300, a/300)$ in je dosežen na polovici višine ojačitve. Lokalna nepopolnost panela ima obliko pol sinusnega vala in največji odklon $\min(h_w/200, a/200)$. Iz tega sledi, da se za $\alpha \geq 1,0$ amplitude globalnih in lokalnih začetnih nepopolnosti ne spreminjajo (Slika 65). Za $\alpha < 1,0$ pa so tako amplitude globalnih, kot lokalnih začetnih nepopolnosti odvisne od razdalje med sosednjima ojačitvama a . Manjša kot je ta razdalja, manjši sta amplitudi začetnih

nepopolnosti. Na potrebno togost ojačitve vpliva predvsem globalna nepopolnost, saj so pri manjši amplitudi nepopolnosti ojačitve pomiki izven ravnine manjši in je pogoj pomikov izpolnjen pri manjši togosti ojačitve.



Slika 65: Potek amplitud začetnih globalnih nepopolnosti v odvisnosti od α

Če povzamemo ugotovitve iz tega poglavja lahko zaključimo, da se potrebni vztrajnostni momenti prečnih ojačitev dobljeni z numeričnimi analizami močno razlikujejo od tistih, ki jih določa Evrokod. Poteki teh vztrajnostnih momentov v odvisnosti od parametrov α in h_w / t_w so posledica kombinacije različnih vzrokov. Pokazali smo, da na pomike izven ravnine, ki so tudi glavni pogoj za določitev potrebne togosti ojačitve, vplivajo oblika formacije nateznega polja, delež post-kritične nosilnosti pločevin in amplituda začetnih nepopolnosti.

6.1.4 Osne sile in upogibni momenti v prerezu ojačitve

Standard SIST EN 1993-1-5 predpostavlja, da je prečna ojačitev strižno obremenjenega nosilca obremenjena s tlačno silo $N_{st,ten}$. Ojačitev moramo dimenzionirati na to silo ob upoštevanju, da ima leta prijemališče v težišču stojine nosilca, ki je za e_1 oddaljeno od težišča efektivnega prereza prečne ojačitve. Prerez ojačitve je torej po SIST EN 1993-1-5 obremenjen s tlačno osno silo in upogibnim momentom, ki je posledica ekscentričnosti sidranja osne sile in vpliva teorije drugega reda. Razvit je bil tudi poenostavljen postopek računa pomikov in napetosti na podlagi zgornje predpostavke (Beg, Dujc, 2007), ki smo ga opisali že v poglavju 3.1.3.

Da bi preverili ustreznost osne sile $N_{st,ten}$ po Evrokodu, smo na podlagi napetosti po prerezu ojačitve pri mejni nosilnosti določili osno silo N_{Ed} in upogibni moment M_{Ed} v najbolj obremenjenem prečnem prerezu ojačitve (na sredini višine ojačitve). V spodnjih preglednicah (Preglednica 5, Preglednica 6) so prikazane vrednosti numerično določenih osnih sil v prečni ojačitvi (N_{num}) in osnih sil, izračunanih po enačbi (13) iz Evrokoda ($N_{st,ten}$). Pozitivne vrednosti pomenijo tlačne sile.

Preglednica 5: Osne sile v prečni ojačitvi na sredini višine $h_w/2$ pri mejni nosilnosti določene z numeričnimi izračuni

$N_{num} [kN]$		α								
		0.5	0.75	0.9	1.0	1.25	1.5	2.0	2.5	3.0
hw/tw	85	15.6	57.0	53.2	46.9	49.9	44.4	30.6	76.2	80.3
	100	10.1	14.8	27.3	75.0	150.1	158.5	-82.1	-31.4	33.0
	150	0.0	46.7	157.5	195.2	250.9	243.5	178.6	194.5	196.7
	200	0.0	45.0	114.4	155.0	171.4	159.9	140.7	164.9	165.8
	250	97.8	121.3	71.4	94.0	104.2	97.1	86.9	105.1	112.5
	300	25.9	78.0	86.9	70.6	64.3	58.5	49.7	73.4	70.0
	350	0.0	55.5	76.1	78.9	46.2	40.6	30.4	58.5	33.5
	400	0.0	40.0	56.5	62.0	35.8	28.1	21.9	42.0	23.6

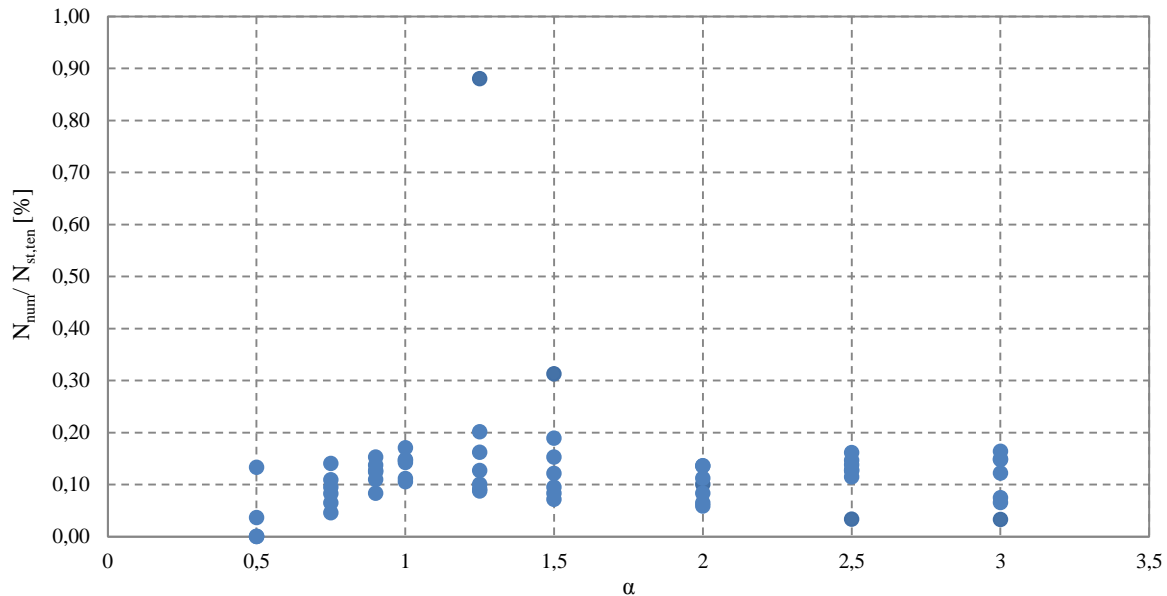
Preglednica 6: Osne sile v prečni ojačitvi določene po enačbi (13) iz SIST EN 1993-1-5

$N_{st,ten} [kN]$		α								
		0.5	0.75	0.9	1	1.25	1.5	2	2.5	3
hw/tw	85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	38.2
	100	0.0	0.0	0.0	0.0	170.5	506.8	816.8	948.8	1016.0
	150	0.0	721.8	1030.5	1143.6	1247.1	1290.1	1320.1	1327.9	1329.7
	200	502.3	982.8	1043.5	1057.2	1056.3	1047.7	1031.3	1019.9	1012.2
	250	734.6	863.4	856.0	844.3	819.5	800.6	776.3	762.5	754.0
	300	711.4	713.6	685.8	667.7	638.6	618.8	595.1	582.3	574.5
	350	631.7	585.8	553.1	534.4	506.5	488.3	467.3	456.1	449.4
	400	548.8	485.2	452.9	435.3	410.0	393.9	375.6	365.9	360.2

Standard SIST EN 1993-1-5 določa, da je v primeru, ko je vrednost $N_{st,ten}$ negativna, vrednost sile kar enaka 0 (Preglednica 6). V numeričnem računu smo prav tako v nekaterih primerih (Preglednica 5) dobili v prečni ojačitvi natezne napetosti. Do tega pride pri majhnih razmerjih stranic panela α , kjer se razvije natezno polje zelo blizu prečne ojačitve in sega na del stojine, ki ga štjemo k efektivnemu prerezu prečne ojačitve, kjer smo v numeričnih analizah tudi merili napetosti. Velike natezne napetosti iz nateznega polja so zato upoštevane k napetostim v efektivnem prečnem prerezu in povzročijo, da je rezultatna napetosti pozitivna (nategi). Dejansko so v notranjem delu ojačitve tlačne napetosti. V takih primerih smo vzeli namesto pozitivne vrednosti kar vrednost 0.

Primerjava vrednosti iz zgornjih diagramov pokaže, da se numerično določene vrednosti osnih sil ne skladajo z vrednostmi določenimi po enačbi iz Evrokoda. Pri majhnih vitkosti ($h_w/t_w \leq 100$) z enačbo po Evrokodu dobimo negativne vrednosti. Numerični rezultati kažejo drugače, saj dobimo tlačno osno silo, ki je po velikosti primerljiva z osnimi silami za primere pri večjih vitkosti stojine. Pri vitkosti $h_w/t_w > 100$ so osne sile določene z numerično analizo zelo majhne v primerjavi s silo $N_{st,ten}$, ki se v teh primerih izkaže za zelo konzervativno. Osna sila N_{num} v večini primerov predstavlja le do 20% $N_{st,ten}$ določene po enačbi iz Evrokoda (Slika 66). V enem primeru predstavlja numerično

določena osna sila skoraj 90% $N_{st,ten}$, to je na območju, ko so vrednosti osne sile po Evrokodu enake nič ali blizu nič. V absolutni vrednosti so to zelo majhne sile, ki predstavljajo majhno obremenitev za prerez nosilca.

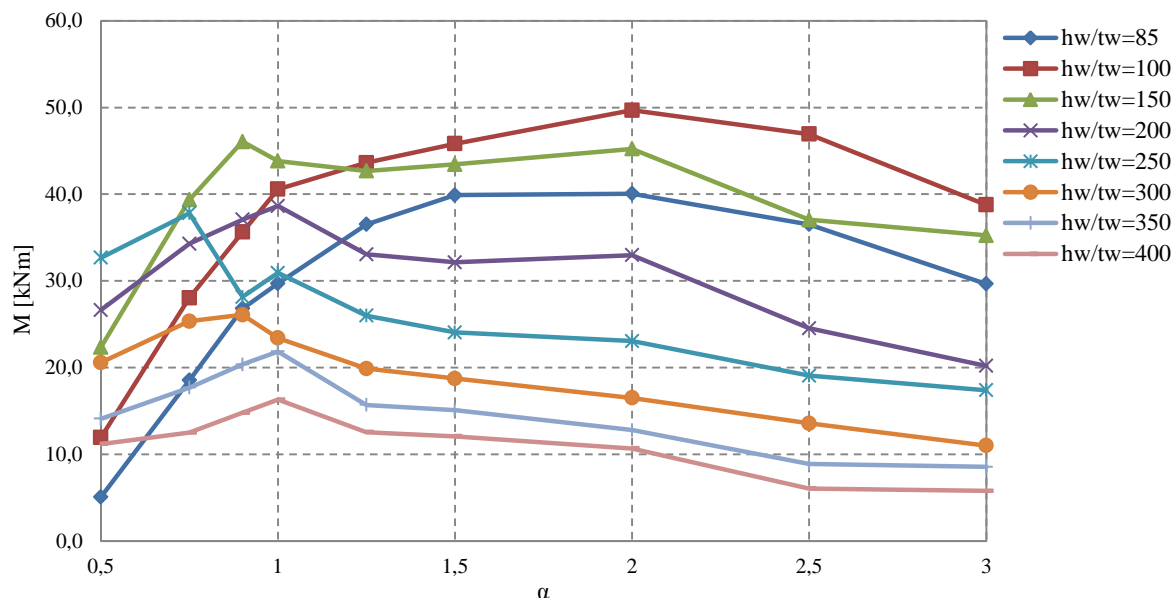


Slika 66: Delež numerično določene osne sile v prečni ojačitvi v primerjavi s silo $N_{st,ten}$ določeno po SIST EN 1993-1-5

Na spodnjem diagramu (Slika 67) so prikazane numerično določene vrednosti upogibnih momentov v prečnem prerezu ojačitve. Da bi ugotovili, če so upogibni momenti v prečni ojačitvi res posledica ekscentričnosti osne sile iz nateznega polja in vplivov teorije drugega reda, smo določili upogibne momente M_{ex} (44), ki so posledica numerično določene osne sile N_{num} . Sila N_{num} ima prijemališče v težišču stojine in je za e_1 oddaljena od težišča efektivnega prečnega prereza ojačitve.

$$M_{ex} = N_{num} (e_1 + w_0 + w_{h_w/2}) \quad (44)$$

V zgornji enačbi so e_1 razdalja med težiščem efektivnega prereza prečne ojačitve in težiščem stojine, w_0 največja amplituda začetne globalne nepopolnosti in $w_{h_w/2}$ pomik izven ravnine na višini $h_w / 2$, odčitani pri mejni nosilnosti panela.



Slika 67: Upogibni momenti v prerezih prečnih ojačitev

Na podlagi rezultatov iz spodnjih preglednic (Preglednica 7, Preglednica 8, Preglednica 9) pridemo do podobnih zaključkov kot s primerjavo osnih sil.

Za majhne vitkosti pločevin so numerično določeni upogibni momenti M_{num} večji od momentov določenih po Evrokodu M_{EC3} . Ti so v nekaterih primerih enaki 0. Za večje vitkosti pločevin so upogibni momenti določeni po Evrokodu večji od numerično določenih.

Primerjave upogibnih momentov pokažejo (Preglednica 8, Preglednica 9), da so upogibni momenti v prečni ojačitvi, ki smo jih dobili iz numeričnih analiz M_{num} , veliko večji od momentov, ki jih povzročata ekscentričnost sidranja osne sile in vpliv teorije drugega reda M_{ex} . Delež momentne obremenitve zaradi ekscentričnosti osne sile (Slika 68) je v večini primerov manjši od 25% in v vseh primerih manjši od 35% celotne momentne obremenitve prereza. Ugotovitve potrjujejo predpostavko iz prejšnjega poglavja, da prečna ojačitev ni obremenjena le z osnimi silami iz nateznega polja in momenti zaradi ekscentričnosti ter teorije drugega reda, ampak imajo izrazitejši vpliv izbočne sile, ki so posledica delovanja tlačnih napetosti v panelu na nepopolni geometriji ojačitve. Osna sila iz nateznega polja in moment do katerega pride zaradi ekscentričnosti sidranje osne sile in zaradi teorije drugega reda sta veliko manjša, kot to določa Evrokod. Dimenzioniranje prečnih ojačitev stiržno obremenjenih panelov na osno silo $N_{st,ten}$ je preveč konzervativno.

Preglednica 7: Upogibni momenti v prečni ojačitvi na sredini višine $h_w/2$ pri mejni nosilnosti, določeni po Evrokodu

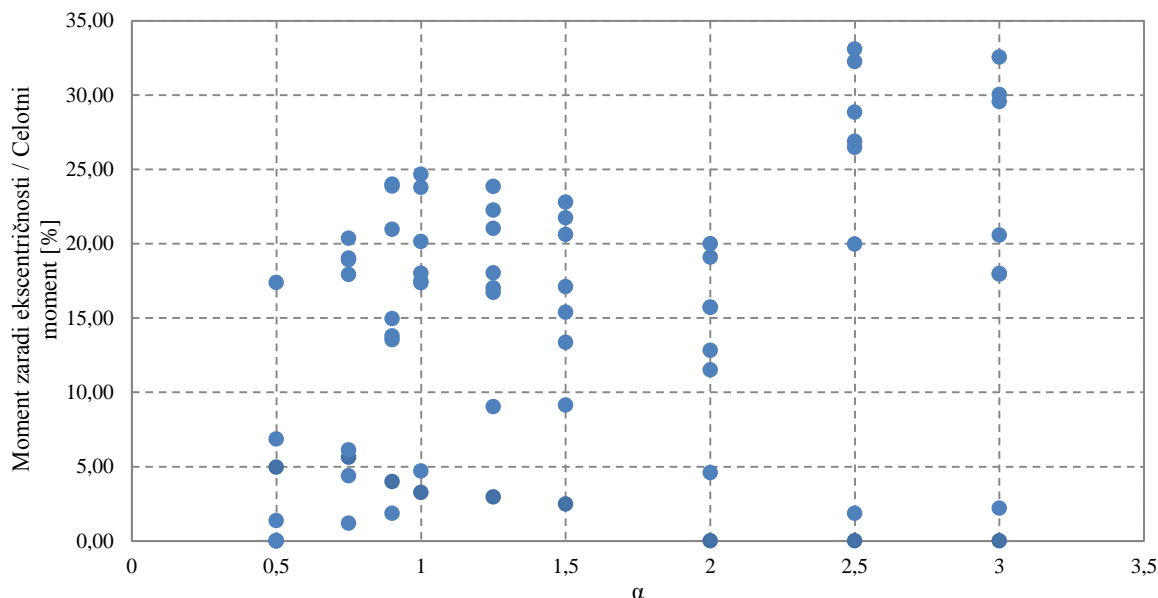
$M_{EC3} [kNm]$		α								
		0.5	0.75	0.9	1.0	1.25	1.5	2.0	2.5	3.0
hw/tw	85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.8
	100	0.0	0.0	0.0	0.0	-4.5	-13.5	-22.9	-26.5	-26.6
	150	0.0	-27.0	-41.5	-45.4	-48.0	-50.8	-53.4	-51.4	-49.9
	200	-20.8	-46.7	-51.6	-54.1	-49.6	-48.9	-49.3	-44.6	-40.9
	250	-44.1	-56.0	-47.7	-49.7	-43.9	-41.8	-40.2	-37.4	-35.8
	300	-39.7	-44.6	-43.5	-40.6	-36.5	-34.7	-31.8	-29.6	-27.0
	350	-34.0	-35.3	-34.8	-34.2	-29.6	-28.4	-25.8	-22.8	-21.0
	400	-29.9	-28.5	-27.5	-26.9	-23.9	-22.7	-21.2	-17.8	-16.1

Preglednica 8: Upogibni momenti v prečni ojačitvi na sredini višine $h_w/2$ pri mejni nosilnosti, določeni z numeričnimi izračuni

$M_{num} [kNm]$		α								
		0.5	0.75	0.9	1.0	1.25	1.5	2.0	2.5	3.0
hw/tw	85	-5.1	-18.5	-26.8	-29.7	-36.5	-39.9	-40.1	-36.5	-29.6
	100	-7.0	-28.1	-35.6	-40.6	-43.6	-45.8	-49.7	-46.9	-38.8
	150	-22.3	-39.4	-46.1	-43.8	-42.7	-43.4	-45.2	-37.1	-35.3
	200	-26.6	-34.3	-37.1	-38.6	-33.1	-32.1	-33.0	-24.5	-20.2
	250	-32.7	-37.8	-28.2	-30.9	-26.0	-24.1	-23.1	-19.1	-17.4
	300	-20.6	-25.3	-26.1	-23.4	-19.9	-18.7	-16.5	-13.6	-11.0
	350	-14.1	-17.7	-20.4	-21.9	-15.7	-15.1	-12.8	-8.9	-8.5
	400	-11.2	-13.0	-14.8	-16.3	-12.6	-12.1	-10.7	-6.1	-5.8

Preglednica 9: Upogibni momenti kot posledica ekscentričnosti sidranja osne sile iz numeričnih izračunov

$M_{ex} [kNm]$		α								
		0.5	0.75	0.9	1	1.25	1.5	2	2.5	3
hw/tw	85	-0.3	-1.0	-1.1	-1.0	-1.1	-1.0	0.0	0.0	0.0
	100	-0.2	-0.3	-0.7	-1.9	-3.9	-4.2	-2.3	-0.9	-0.9
	150	0.0	-1.7	-6.2	-7.6	-9.5	-9.4	-7.1	-7.4	-7.3
	200	0.0	-2.1	-5.5	-7.8	-7.9	-7.3	-6.6	-7.1	-6.6
	250	-5.7	-7.7	-3.9	-5.4	-5.5	-5.0	-4.4	-5.0	-5.2
	300	-1.4	-4.8	-5.5	-4.2	-3.6	-3.2	-2.6	-3.6	-3.3
	350	0.0	-3.3	-4.9	-5.2	-2.7	-2.3	-1.6	-2.9	-1.5
	400	0.0	-2.2	-3.5	-4.0	-2.1	-1.6	-1.2	-2.0	-1.0



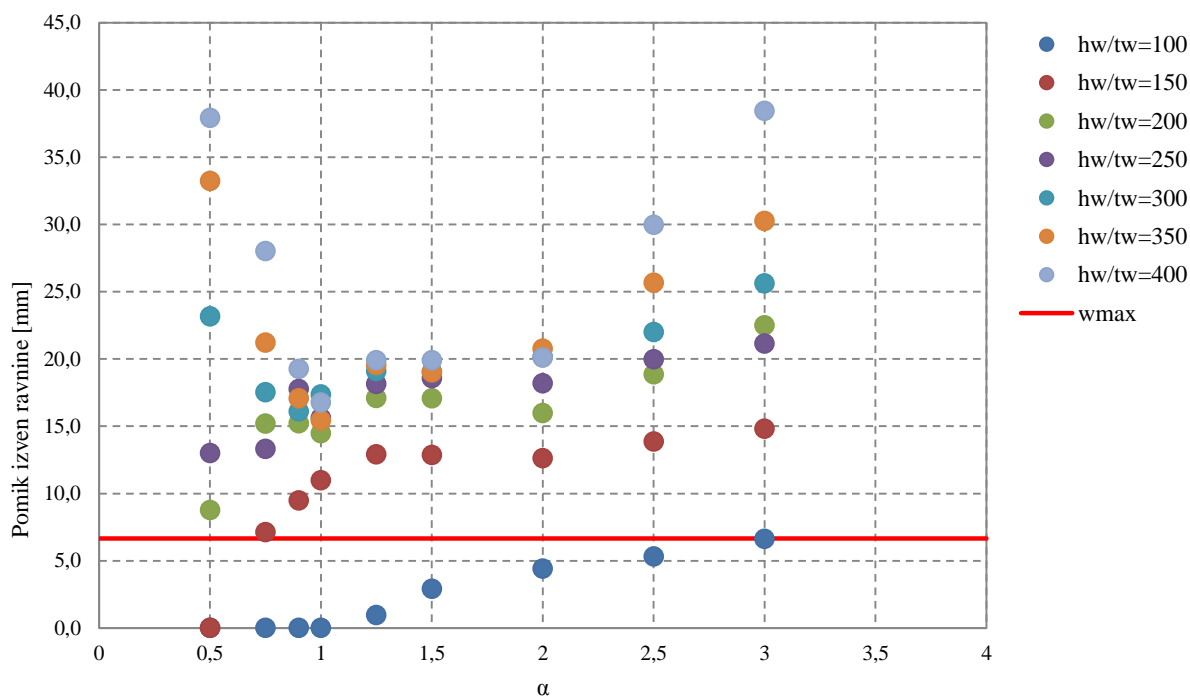
Slika 68: Delež momentne obremenitve zaradi ekscentričnosti osne sile iz nateznega polja od celotne momentne obremenitve prečne ojačitve

V nadaljevanju smo konzervativnost sile $N_{st,ten}$ pokazali še tako, da smo za numerično določene potrebne vztrajnostne momente prečnih ojačitev izračunali največje pomike izven ravnine po poenostavljenih enačbah (Beg, Dujc, 2007) in jih primerjali s pomiki nosilcev z numerično določenimi prečnimi ojačitvami (w_{num}). Za pomike izven ravnine w_{num} vedno velja $w_{num} \leq h_w / 300 = 6,67mm$, saj je bil to pogoj iz katerega smo sploh določili potrebne vztrajnostne momente prečnih ojačitev I_{potr} .

V preglednici (Preglednica 10) vrednosti 0 pomenijo, da je po enačbi iz Evrokoda osna sila enaka 0 in pomika izven ravnine, za nosilce obremenjene samo s čistim strigom, ni. Vrednosti manjše od $w_{max} = 6,67mm$ pomenijo, da bi z upoštevanjem osne sile $N_{st,ten}$ dobili manjše vztrajnostne momente prečnih ojačitev, kot smo jih določili v numerični analizi. V večini primerov (za $h_w / t_w \geq 150$) so pomiki izračunani po poenostavljenem postopku veliko večji od dopustnega pomika (Slika 69). To pomeni, da po zahtevi iz Evrokoda potrebujemo veliko bolj toge prečne ojačitve, kot smo jih določili v numerični analizi. Enačba iz Evrokoda za osno silo $N_{st,ten}$ je preveč konzervativna za pločevine z vitkostjo $h_w / t_w \geq 150$ in premalo stroga za manj vitke pločevine.

Preglednica 10: Pomiki izven ravnine za I_{potr} določeni po poenostavljenih enačbah (Johansson idr., 2007) na podlagi obremenitve z $N_{st,ten}$

$w_{N_{st,ten}}$ [mm]		α								
		0.5	0.75	0.9	1	1.25	1.5	2	2.5	3
hw/tw	85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1
	100	0.0	0.0	0.0	0.0	0.6	1.7	2.7	3.2	3.8
	150	0.0	5.0	6.8	7.8	9.1	9.2	9.1	9.8	10.3
	200	6.3	11.6	11.7	11.3	13.0	12.9	12.2	14.0	16.2
	250	10.6	11.0	14.2	12.7	14.3	14.5	14.2	15.3	16.1
	300	18.5	14.2	13.0	14.1	15.4	15.3	15.9	17.1	19.3
	350	26.2	16.9	13.5	12.1	15.6	15.2	16.5	19.9	22.9
	400	29.9	23.2	15.0	12.8	15.7	15.7	15.9	23.0	28.7



Slika 69: Primerjava pomikov določenih na podlagi obremenitve z osno $N_{st,ten}$ (20) in največjega dopustnega pomika w_{max}

Z razlagami v tem poglavju smo dokazali, da zahteva iz SIST EN 1993-1-5, ki se nanaša na dimenzioniranje prečnih ojačitev strižno obremenjenih panelov na podlagi osne sile $N_{st,ten}$, ni primerna, saj pri majhnih vitkosti stojin daje rezultate, ki niso na varni strani, pri večjih vitkosti pa je preveč konzervativna. V nadaljevanju diplomske naloge bodo predlagane nove enačbe za dimenzioniranje prečnih ojačitev.

6.1.5 Primerjava strižnih nosilnosti določenih z numeričnimi analizami in po EN 1993-1-5

Primerjali smo numerično določeno strižno nosilnost za nosilce, ojačane s prečnimi ojačitvami z vztrajnostnimi momenti I_{potr} , ki so bili določeni v poglavju 6.1.3, s strižnimi nosilnostmi $V_{b,Rd}$, izračunanimi po SIST EN 1993-1-5. Rezultati so prikazani v preglednicah (Preglednica 11, Preglednica 12).

Numerično določena strižna nosilnost je bila v večini primerov večja od strižne nosilnosti, določene po Evrokodu, razen v nekaterih primerih bolj kompaktnih stojin ($h_w/t_w \leq 100$) z majhnimi razmerji stranic panela ($\alpha < 1,0$). Razlog za to so velike začetne nepopolnosti, ki smo jih upoštevali v numeričnem modelu. V realnosti so namreč nepopolnosti funkcije vitkosti, kar Evrokod upošteva v uklonskih krivuljah. Primerjave pokažejo, da sta si poteka numerično in računsko določenih nosilnosti v odvisnosti od razmerja h_w/t_w zelo podobna (Slika 71). Pri primerjavi nosilnosti v odvisnosti od parametra α pride do večjih razlik v poteku, ki so pri manjših razmerjih stranic panela α večje. Z večanjem razmerja α , se razlike manjšajo (Slika 70).

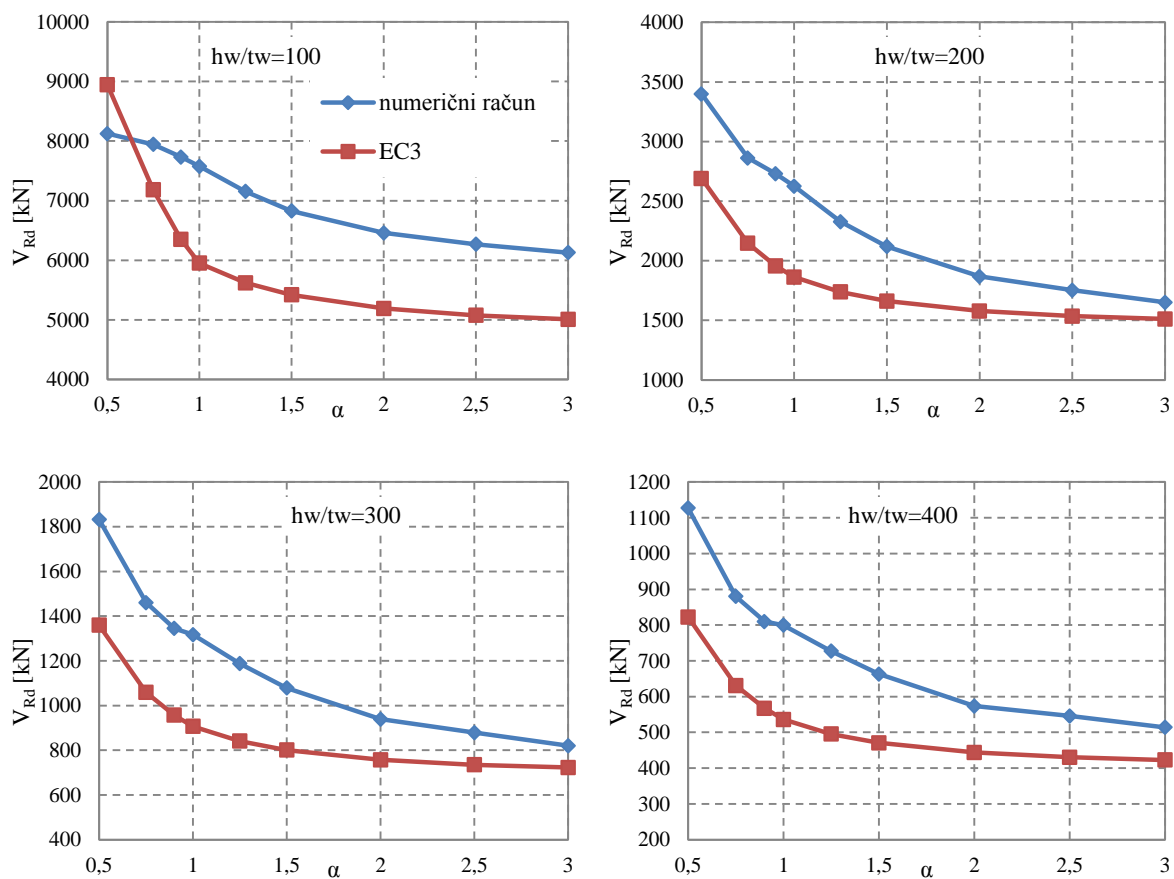
Glavni razlog za te razlike so vpetostni pogoji oziroma vpliv togosti pasnic na nosilnost panela. Ta vpliv je bil razložen že v poglavju 5.1.1. Realni robni pogoj stojine polnostenskega nosilca je nekje vmes med vrtljivo podprtim robom in togo vpetim robom. Bolj kot je dejansko stanje podobno togo vpetemu zgornjemu in spodnjemu robu pločevine, večja je njena nosilnost. Pri daljših panelih (večje razmerje α) in vitkih stojinah je togost pasnic manjša, zato je vpetostni pogoj stojine nosilca bližje vrtljivi podpori. Pri majhnih razmerjih stranic panela je togost pasnic velika, robni pogoj je bolj podoben togo vpetemu robu in zato je strižna nosilnost stojine v takih primerih večja. Račun strižne nosilnosti po Evrokodu temelji na predpostavki, da je pločevina vrtljivo podprta, zato so pri majhnih α razlike med numeričnimi vrednostmi in določili Evrokoda največje.

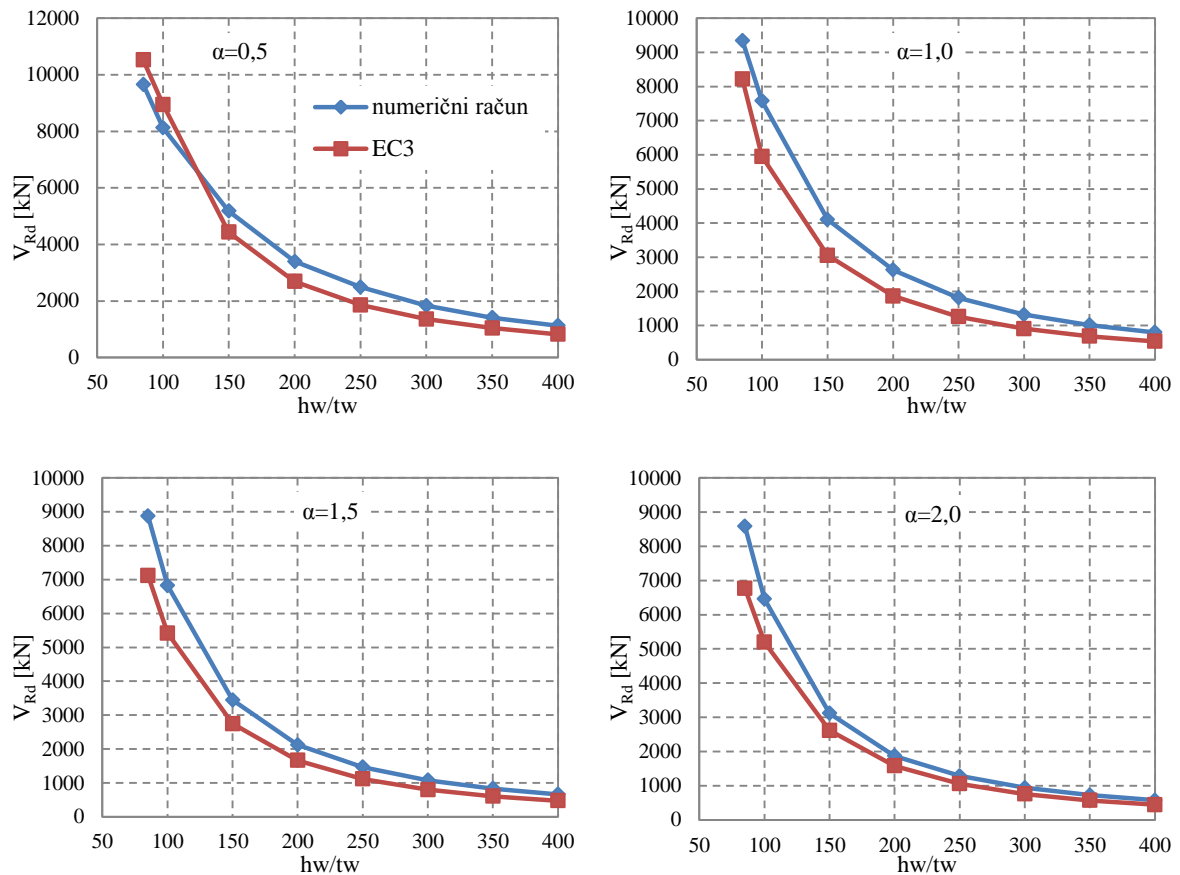
Preglednica 11: Strižna nosilnost določena iz numeričnih analiz

$V_{Rd,num} [kN]$		α								
		0.5	0.75	0.9	1	1.25	1.5	2	2.5	3
h_w/t_w	85	9657.3	9531.0	9438.3	9346.7	9125.9	8878.0	8581.1	8482.5	8453.1
	100	8125.2	7942.7	7732.4	7575.1	7153.6	6825.7	6459.7	6268.8	6128.6
	150	5176.8	4525.5	4308.0	4105.1	3716.3	3443.6	3114.5	2944.2	2834.1
	200	3398.4	2861.7	2730.4	2625.7	2328.0	2119.9	1868.7	1752.9	1651.1
	250	2487.6	1997.5	1859.2	1809.7	1619.1	1466.8	1284.8	1194.5	1115.5
	300	1831.7	1460.2	1345.2	1316.8	1187.5	1078.6	938.6	878.5	820.0
	350	1410.5	1116.1	1026.6	1015.3	913.6	834.0	721.6	686.5	647.2
	400	1127.0	880.0	809.8	799.7	727.0	662.9	573.4	546.0	514.0

Preglednica 12: Strižna nosilnost izračunana po SIST EN 1993-1-5

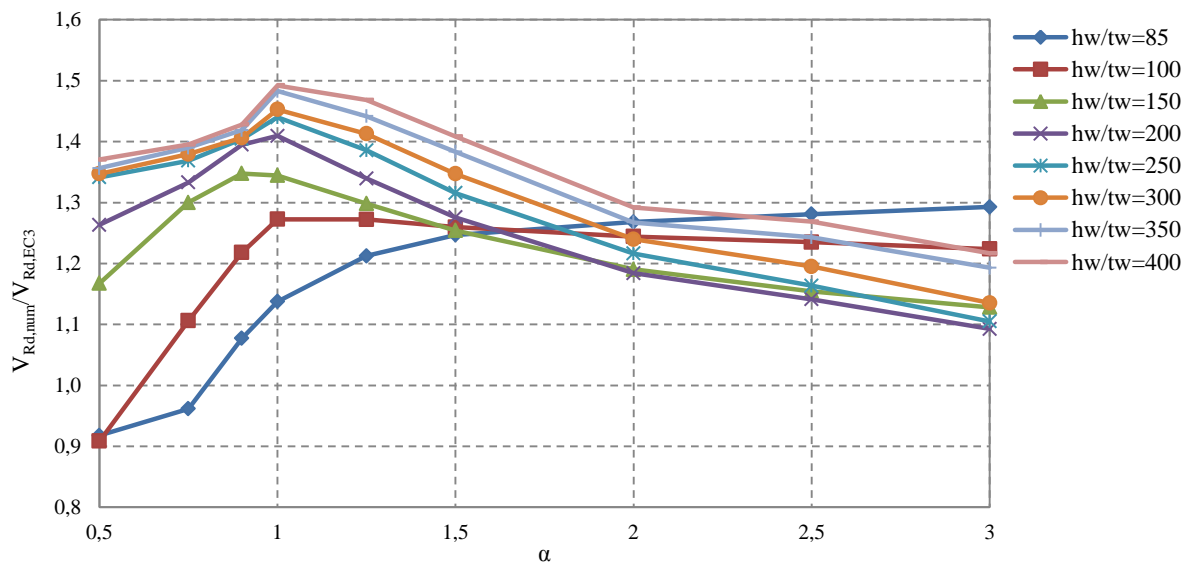
$V_{Rd,EC3}$ [kN]		α								
		0.5	0.75	0.9	1	1.25	1.5	2	2.5	3
hw/tw	85	10522.0	9910.1	8762.6	8217.2	7526.7	7120.8	6766.5	6622.4	6538.3
	100	8943.7	7181.0	6348.4	5952.6	5622.4	5418.8	5192.1	5075.7	5007.9
	150	4433.9	3480.8	3196.4	3053.4	2862.4	2745.5	2616.5	2550.7	2512.5
	200	2689.9	2146.8	1957.2	1862.9	1737.8	1661.7	1578.2	1535.8	1511.2
	250	1854.7	1459.4	1323.8	1256.8	1168.5	1114.9	1056.3	1026.6	1009.4
	300	1359.6	1058.5	956.6	906.4	840.5	800.7	757.2	735.1	722.4
	350	1039.9	803.0	723.6	684.7	633.7	602.9	569.3	552.3	542.5
	400	822.3	630.7	567.1	536.0	495.2	470.7	443.9	430.4	422.5

Slika 70: Primerjave strižnih nosilnosti določenih z numeričnimi analizami in po EN 1993-1-5 v odvisnosti od α



Slika 71: Primerjave strižnih nosilnosti, določenih z numeričnimi analizami in po EN 1993-1-5 v odvisnosti od h_w/t_w

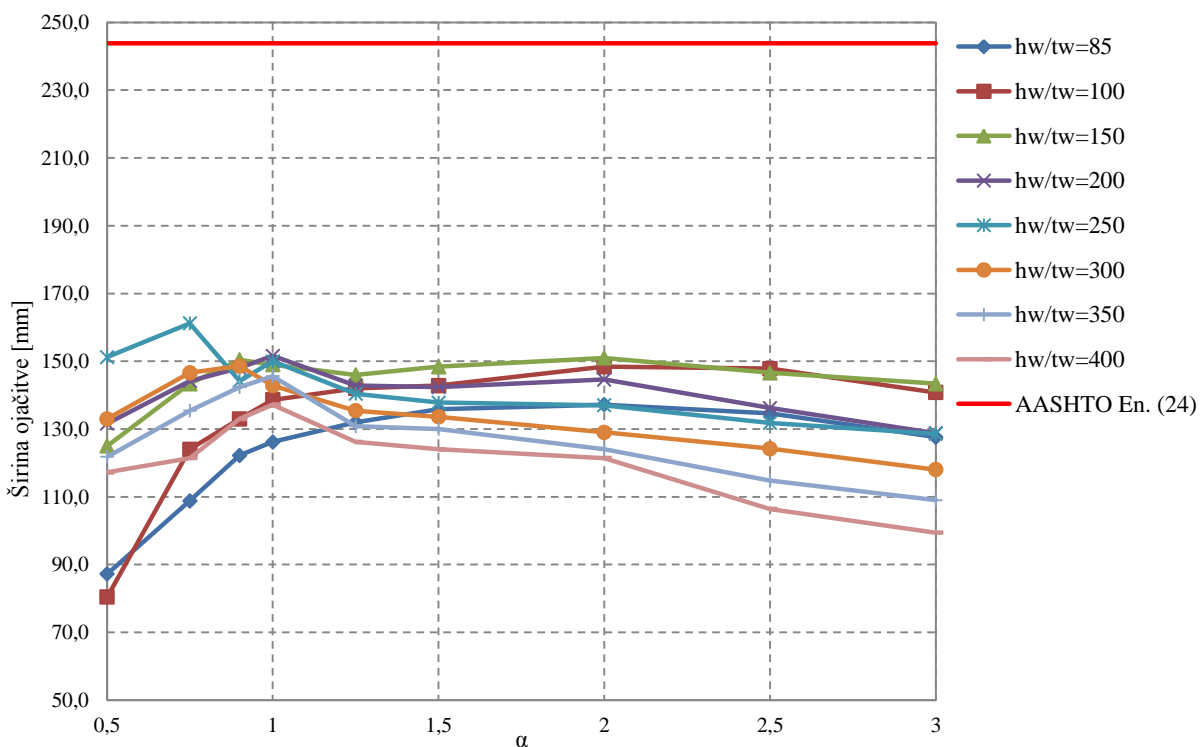
Če primerjamo posamezne vrednosti nosilnosti (Slika 72) vidimo, da so največja odstopanja od računskih vrednosti določenih po Evrokodu pri vrednostih $\alpha = 1,0$. Največja razlika je pri največji obravnavni vitkosti ($h_w/t_w = 400$), kjer je numerično določena strižna nosilnost za skoraj 50% večja od strižne nosilnosti določene po Evrokodu.



Slika 72: Razmerje med numerično določeno strižno nosilnostjo in računsko nosilnostjo po Evrokodu

6.1.6 Primerjava potrebne togosti prečne ojačitve s priporočili iz AASHTO

Računske vrednosti vztrajnostnih momentov iz numeričnih analiz in standarda AASHTO niso primerljive med seboj, saj smo v vztrajnostnih momentih vključenih v analizo upoštevali tudi prispevek stojine. Zato smo primerjali računsko potrebni širini prečne ojačitve b_{sr} . Širino ojačitve smo določili ob predpostavki, da je razmerje širine in debeline ojačitve enako 10,6, s čimer je preprečen torzijski uklon ojačitve (7).



Slika 73: Primerjava numerično določenih vztrajnostnih momentov ojačitev z zahtevami iz AASHTO

Zahteva iz ameriškega standarda AASHTO (Enačba (24)) se za vse primere, obravnavane v numerični analizi, izkaže za preveč konzervativno (Slika 73). Že v poglavju 3.3 smo ugotovili, da je kriterij po AASHTO veliko strožji od kriterija po Evrokodu. AASHTO predvideva uporabo te enačbe vedno, ko upoštevam post-kritično nosilnost pločevine.

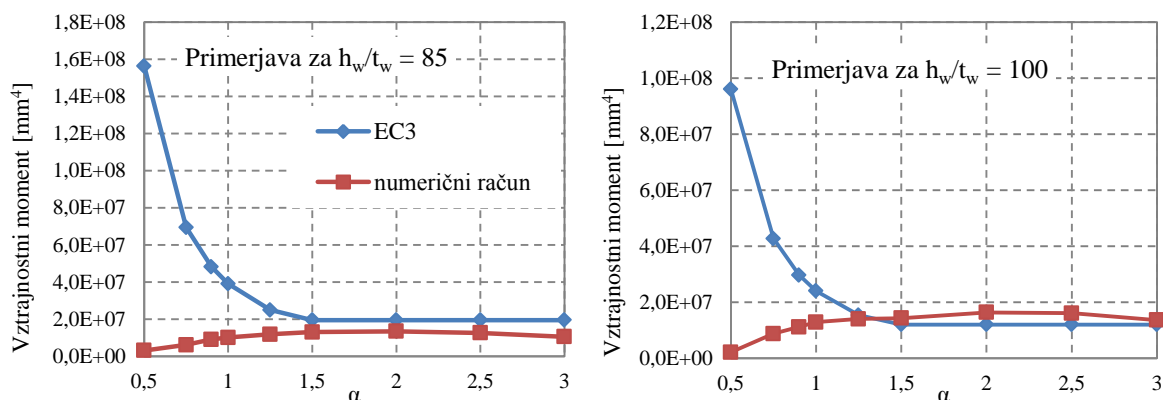
6.1.7 Primerjava potrebne togosti prečne ojačitve s priporočili iz EN 1993-1-5

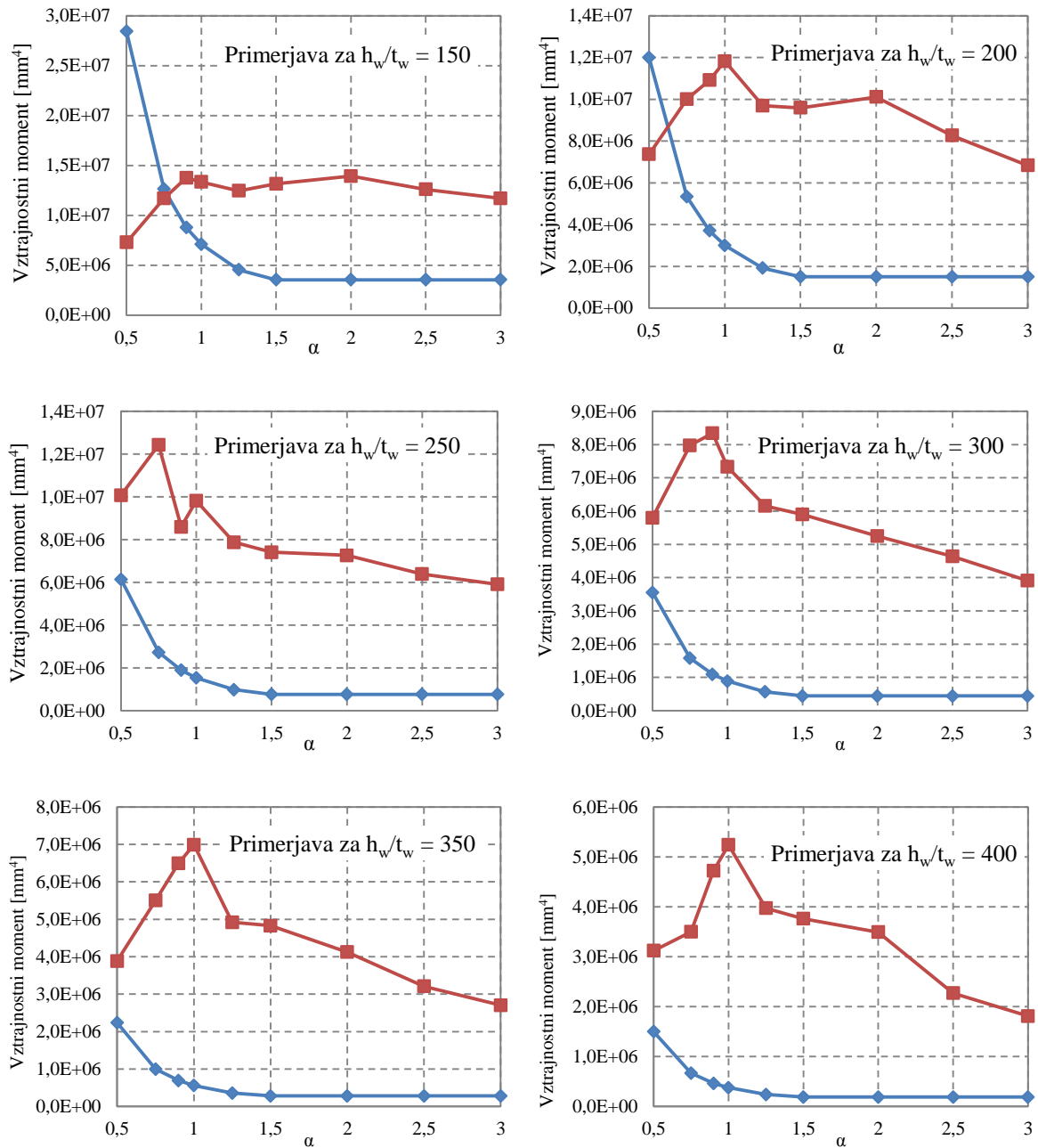
Vztrajnostne momente prečnih ojačitev, ki smo jih določili na podlagi numeričnih analiz v prejšnjem poglavju (Poglavje 6.1.3), smo primerjali z vztrajnostnimi momenti za strižno izbočenje, ki jih določa Evrokod (11), (12). Na spodnjih slikah (Slika 74) so prikazane te primerjave v odvisnosti od parametra α za vse obravnavane vitkosti stojin. Zaradi boljše preglednosti, bomo enačbi ponovno zapisali:

$$I_{st} \geq 1,5 \frac{h_w^3 t^3}{a^2} \text{ za } \frac{a}{h_w} < \sqrt{2},$$

$$I_{st} \geq 0,75 h_w t^3 \text{ za } \frac{a}{h_w} \geq \sqrt{2}.$$

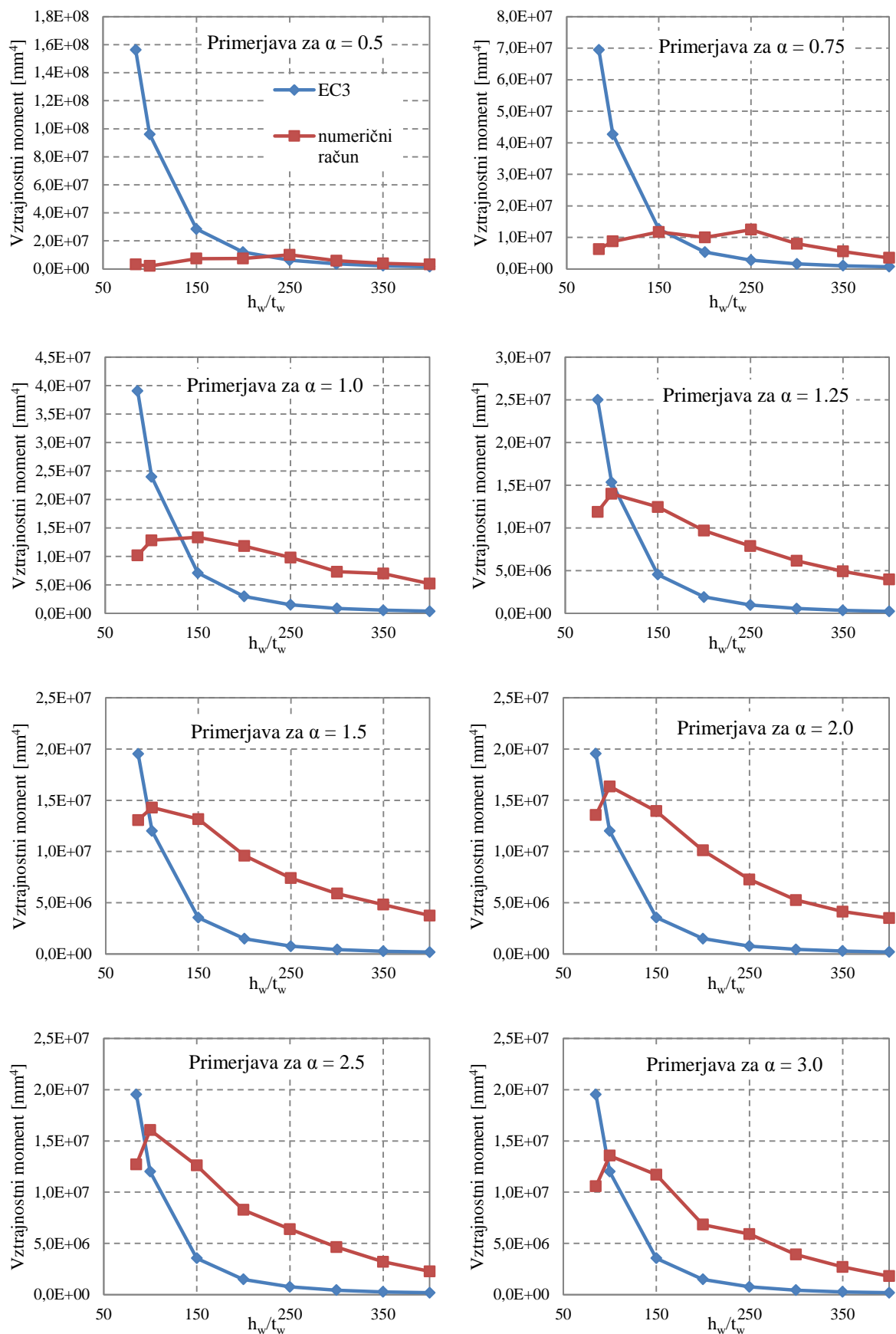
Že iz poteka normiranih togosti γ (Slika 47) je bilo razvidno, da so vztrajnostni momenti prečnih ojačitev, ki jih določimo z numerično analizo, v večini primerov veliko večji od tistih, ki jih predlaga standard SIST EN 1993-1-5. S primerjavo dejanskih vrednosti vztrajnostnih momentov (Slika 74) ugotovimo, da se računске vrednosti ujemajo z vrednostmi iz predpisov le pri zelo majhnih vitkosti stojin ($h_w/t_w \leq 100$). Za primere z večjimi vitkosti stojin, pa so razlike zelo velike. Vztrajnostni moment ojačitve po Evrokodu, za nosilce z razmerjem $\alpha \leq \sqrt{2}$ (11), pada s kvadratom razmerja stranic panela α . Rezultati numeričnih računov dajo ravno nasprotno rezultate. Za $\alpha \leq 1$ se pri vseh vitkosti pokaže, da se z naraščanjem razmerja stranic panela povečuje tudi numerično določeni potrebni vztrajnostni moment prečne ojačitve. Razlogi za to so bili razloženi že v prejšnjem poglavju.





Slika 74: Primerjava vztrajnostnih momentov prečnih ojačitev po Evrokodu z numeričnimi rezultati v odvisnosti od α

Vztrajnostni moment po Evrokodu pada s tretjo potenco debeline stojine, numerična analiza pa pokaže, da je vpliv spremembe debeline stojine manjši, kot to predvideva Evrokod. Za majhna razmerja α je vpliv spremembe vitkosti stojine na potrebni vztrajnostni moment majhen (Slika 75). Večja kot je razdalja med sosednjima prečnima ojačitva, večji je vpliv spremembe vitkosti na potrebni vztrajnostni moment ojačitve. Niti pri največjih α pa potrebni vztrajnostni moment z večanjem vitkosti ne pada tako strmo kot v enačbi iz Evrokoda.



Slika 75: Primerjava vztrajnostnih momentov prečnih ojačitev po Evrokodu z numeričnimi rezultati v odvisnosti od vitkosti stojine

Z natančno primerjavo potrebnih togosti prečnih ojačitev, pridobljenih iz numeričnih analiz s togostjo za strižno izbočenje po SIST EN 1993-1-5 smo ugotovili, da v večini primerov za majhna razmerja stranic panela dobimo preveč konzervativne rezultate, za razmerja stranic panela $\alpha > 1,0$ pa veliko premajhne vrednosti vztrajnostnih momentov. Prečne ojačitve, ki jih določimo z enačbo po Evrokodu, v večini primerov ne zadostijo pogojem nosilnosti in pomikov, kar pomeni da ne zagotavljajo toge podpore pločevini. Smiselno bi bilo predlagati novo enačbo, ki bi zajela vse ugotovitve iz prejšnjih poglavij.

Preden bi predlagali novo enačbo za dimenzioniranje prečnih ojačitev, smo želeli preveriti, če ugotovitve iz prvega sklopa numeričnih analiz za obtežni primer čistega striga veljajo za splošen primer. Zato smo v nadaljevanju izvedli še analizi, v katerih spreminjamo višino nosilca h_w (drugi sklop) in obliko prečne ojačitve (tretji sklop). V naslednjih poglavjih sledijo rezultati in komentarji za drugi in tretji sklop analiz.

6.2 Drugi sklop numerične študije

Na podlagi rezultatov in ugotovitev iz prvega sklopa numeričnih analiz smo izvedli še drugi sklop analiz, v katerem smo spreminjali višino stojine h_w , da bi ugotovili, če so vplivi h_w/t_w in α na togost ojačitve enaki tudi pri različnih višinah nosilca.

6.2.1 Potrebna togost prečne ojačitve

V preglednicah (Preglednica 13 do Preglednica 16) so prikazane normirane togosti prečnih ojačitev γ , dobljene na podlagi numeričnih analiz, pri katerih so izpolnjene zahteve nosilnosti in togosti po Evrokodu.

Normirani vztrajnostni momenti ostanejo tudi pri primerih z večjimi oziroma manjšimi višinami stojin praktično enaki. Med normiranimi togostmi za različne višine prihaja do manjših odstopanj, ki v večini primerov niso večja od 5%. V enem primeru ($\alpha = 1,5$ in $h_w/t_w = 100$) se vrednosti normirane togosti pri višinah 1500mm, 3000mm in 4000mm razlikujejo od normirane togosti pri višini 2000mm za največ 20%. Odstopanje normirane togosti pri 2000mm od ostalih rezultatov je posledica preveč redkega nabora normiranih togosti v numerični analizi. Če v parametrično študijo ni vključen dovolj gost nabor togosti, pride do odstopanj zaradi linearne interpolacije med vrednostmi. V večini primerov so razlike med rezultati zanemarljive.

Preglednica 13: Normirane togosti prečnih ojačitev nosilcev višine $h_w = 1500mm$

$h_w = 1500mm$		α			
		0.5	1	1.5	2
h_w/t_w	100	0.102	0.609	1.432	1.534
	200	0.579	3.943	6.322	6.724
	300	1.693	8.908	13.400	11.981

Preglednica 14: Normirane togosti prečnih ojačitev nosilcev višine $h_w = 2000mm$

$h_w = 2000mm$		α			
		0.5	1	1.5	2
h_w/t_w	100	0.102	0.535	1.191	1.362
	200	0.614	3.941	6.396	6.741
	300	1.632	8.246	13.274	11.813

Preglednica 15: Normirane togosti prečnih ojačitev nosilcev višine $h_w = 3000mm$

$h_w = 3000mm$		α			
		0.5	1	1.5	2
h_w/t_w	100	0.100	0.565	1.351	1.562
	200	0.579	3.803	6.372	6.759
	300	1.691	8.511	13.312	11.811

Preglednica 16: Normirane togosti prečnih ojačitev nosilcev višine $h_w = 4000mm$

$h_w = 4000mm$		α			
		0.5	1	1.5	2
h_w/t_w	100	0.101	0.565	1.414	1.562
	200	0.590	3.895	6.376	6.758
	300	1.719	8.625	13.305	11.808

Na podlagi rezultatov drugega sklopa numerične študije lahko zaključimo, da vsi rezultati in ugotovitve iz prvega sklopa analiz veljajo za poljubno višino nosilca. V naslednjem poglavju (Poglavje 6.2.2) bo predstavljen predlog enačb za dimenzioniranje prečnih ojačitev. Enačbe so bile določene na podlagi obsežne parametrične študije iz prvega sklopa.

6.2.2 Dimenzioniranje prečnih ojačitev na osnovi vztrajnostnega momenta - predlog

V prejšnjem poglavju (Poglavje 6.2.1) smo pokazali, da ostanejo normirani vztrajnostni momenti tudi v primeru večjih oziroma manjših višin stojin enaki. Če obravnavamo dva poljubna nosilca, ki imata različni višini stojin (h_{w1} , h_{w2}) in vse ostale geometrijske parametre, ki smo jih obravnavali v analizi (h_w/t_w , α), enake:

$$(h_w/t_w)_1 = (h_w/t_w)_2 \quad \text{in} \quad (45)$$

$$\alpha_1 = \alpha_2 \quad (46)$$

ter upoštevamo zgornjo ugotovitev, da sta normirana vztrajnostna momenta za nosilca z različnima višinama stojin enaka:

$$I_{potr1} / I_{st1} = I_{potr2} / I_{st2}, \quad (47)$$

dobimo:

$$I_{potr1} / I_{potr2} = I_{st1} / I_{st2} \quad (48)$$

$$I_{potr1} / I_{potr2} = \frac{1,5h_{w1}^3 t_{w1}^3 / a_1^2}{1,5h_{w2}^3 t_{w2}^3 / a_2^2} = \frac{h_{w1}^3 \left(\frac{h_{w1}}{h_{w2}} \right)^3 / (h_{w1} \alpha_1)^2}{h_{w2}^3 \left(\frac{h_{w2}}{h_{w1}} \right)^3 / (h_{w2} \alpha_2)^2} = \frac{h_{w1}^4}{h_{w2}^4} \text{ za } \alpha < \sqrt{2} \quad (49)$$

$$I_{potr1} / I_{potr2} = \frac{0,75h_{w1} t_{w1}^3}{0,75h_{w2} t_{w2}^3} = \frac{h_{w1} \left(\frac{h_{w1}}{h_{w2}} \right)^3}{h_{w2} \left(\frac{h_{w2}}{h_{w1}} \right)^3} = \frac{h_{w1}^4}{h_{w2}^4} \text{ za } \alpha \geq \sqrt{2} \quad (50)$$

Iz zgornjih enačb sledi, da za vse primere velja:

$$I_{potr1} = \frac{h_{w1}^4}{h_{w2}^4} \cdot I_{potr2} \quad (51)$$

Iz enačbe (51) je razvidno, da lahko na podlagi rezultatov analiz izhodiščne študije ($h_w = 2000 \text{ mm}$) predlagamo nove pogoje za določitev potrebnega vztrajnostnega momenta prečne ojačitve, ki bodo veljali za polnostenske nosilce vseh višin tako, da bodo pomnoženi s faktorjem h_{w1}^4 / h_{w2}^4 .

Na podlagi numeričnih izračunov in ugotovitev iz prejšnjih poglavij predlagamo pogoje za določitev potrebnega vztrajnostnega momenta prečnih ojačitev polnostenskega nosilca višine 2000 mm. V spodnjih enačbah so vse dimenzije v milimetrih.

Za $\alpha \leq 1,0$:

$$I_{st} = \frac{h_w^{5/3} \cdot \sqrt{a} \cdot \sqrt[3]{t_w}}{2} \cdot \text{mm}^{1/3} \text{ za } h_w / t_w \leq 250 \quad (52)$$

$$I_{st} = h_w^{2/3} \cdot \sqrt{a} \cdot t_w^{4/3} \cdot 100 \cdot \text{mm}^{3/2} \text{ za } h_w / t_w > 250 \quad (53)$$

Za $\alpha > 1,0$:

$$I_{st} = \frac{h_w^2 \cdot t_w}{4} \cdot \text{mm} \text{ za } h_w / t_w \leq 250 \quad (54)$$

$$I_{st} = \frac{5 \cdot h_w^2 \cdot t_w^{3/2}}{\sqrt{a}} \cdot \text{mm} \text{ za } h_w / t_w > 250 \quad (55)$$

Želimo, da bodo zgornje enačbe veljale za splošen primer nosilca. Vrednosti α in t_w izrazimo z brezdimenzijskimi koeficienti α in h_w ter enačbe pomnožimo s faktorjem h_{w1}^4 / h_{w2}^4 , kot smo izpeljali v enačbi (51) v kateri so: I_{potr2} vztrajnostni moment iz enačb (52) do (55) in $h_{w2} = 2000\text{mm}$.

Dobimo sledeče enačbe, ki veljajo za splošen primer nosilca ojačanega z enostransko ploščato prečno ojačitvijo:

Za $\alpha \leq 1,0$:

$$I_{st} = \frac{2\left(\frac{h_w}{20}\right)^4 \sqrt{\alpha}}{\left(h_w / t_w\right)^{1/3}} \text{ za } h_w / t_w \leq 250 \quad (56)$$

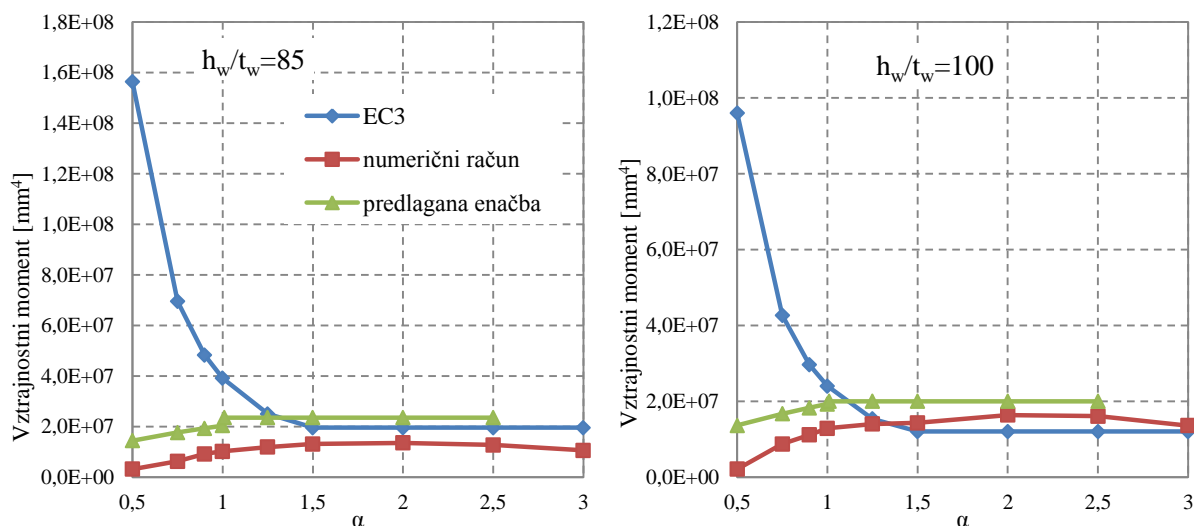
$$I_{st} = \frac{25\left(\frac{h_w}{10}\right)^4 \sqrt{\alpha}}{\left(h_w / t_w\right)^{4/3}} \text{ za } h_w / t_w > 250 \quad (57)$$

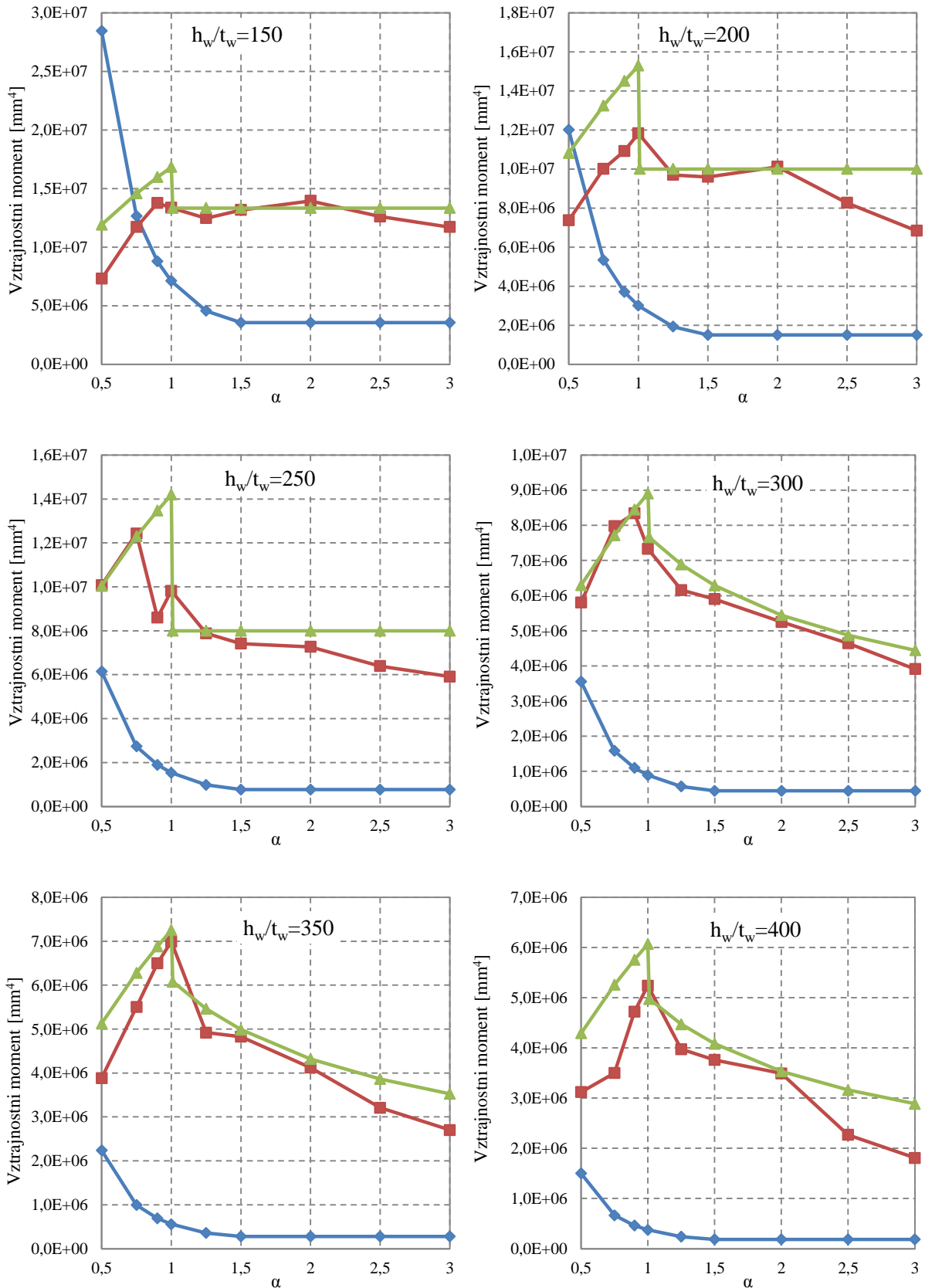
Za $\alpha > 1,0$:

$$I_{st} = \frac{h_w^4}{20^3 (h_w / t_w)} \text{ za } h_w / t_w \leq 250 \quad (58)$$

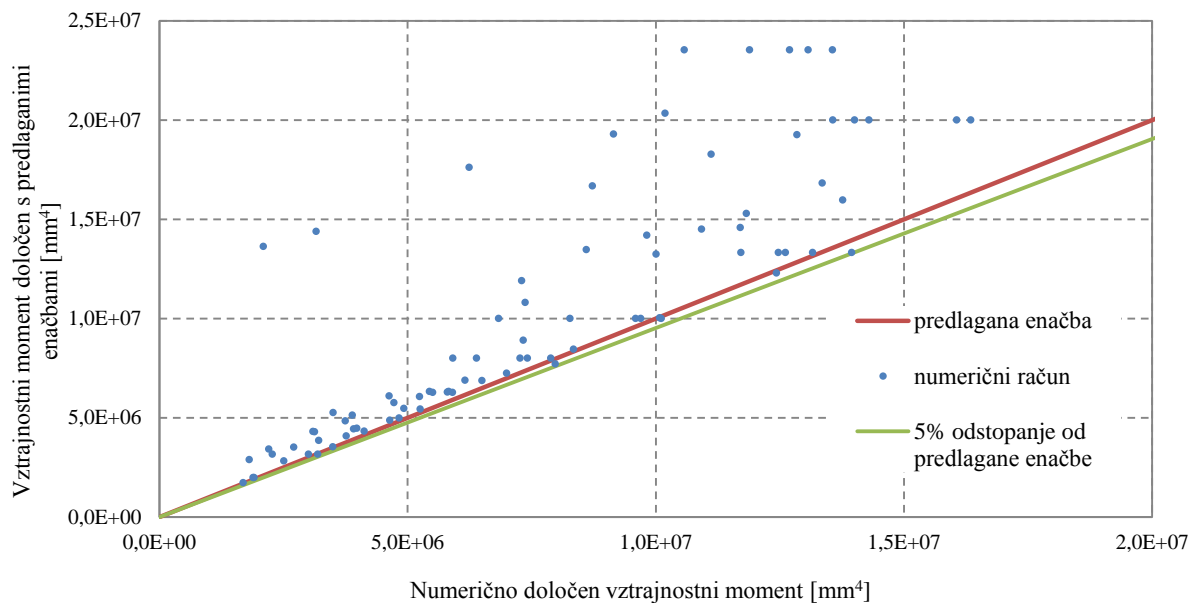
$$I_{st} = \frac{h_w^4}{400\sqrt{\alpha} (h_w / t_w)^{3/2}} \text{ za } h_w / t_w > 250 \quad (59)$$

Na spodnjih diagramih so prikazani zgornji predlogi skupaj z obstoječimi priporočili po Evrokodu (enačbi (11) in (12)) in numeričnimi izračuni (Slika 76). Predlagane enačbe dobro zajamejo numerične rezultate, ki niso v nobenem primeru za več kot 5% večji od vrednosti določenih z zgornjimi enačbami (Slika 77).





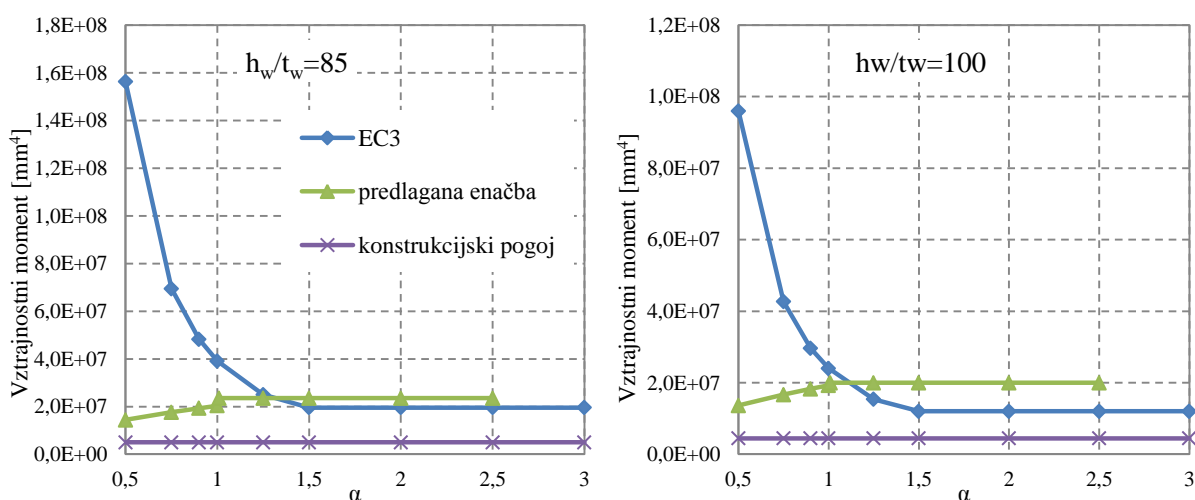
Slika 76: Predlagane enačbe za dimenzioniranje prečnih ojačitev v primerjavi z numeričnimi izračuni in določili iz Evrokoda

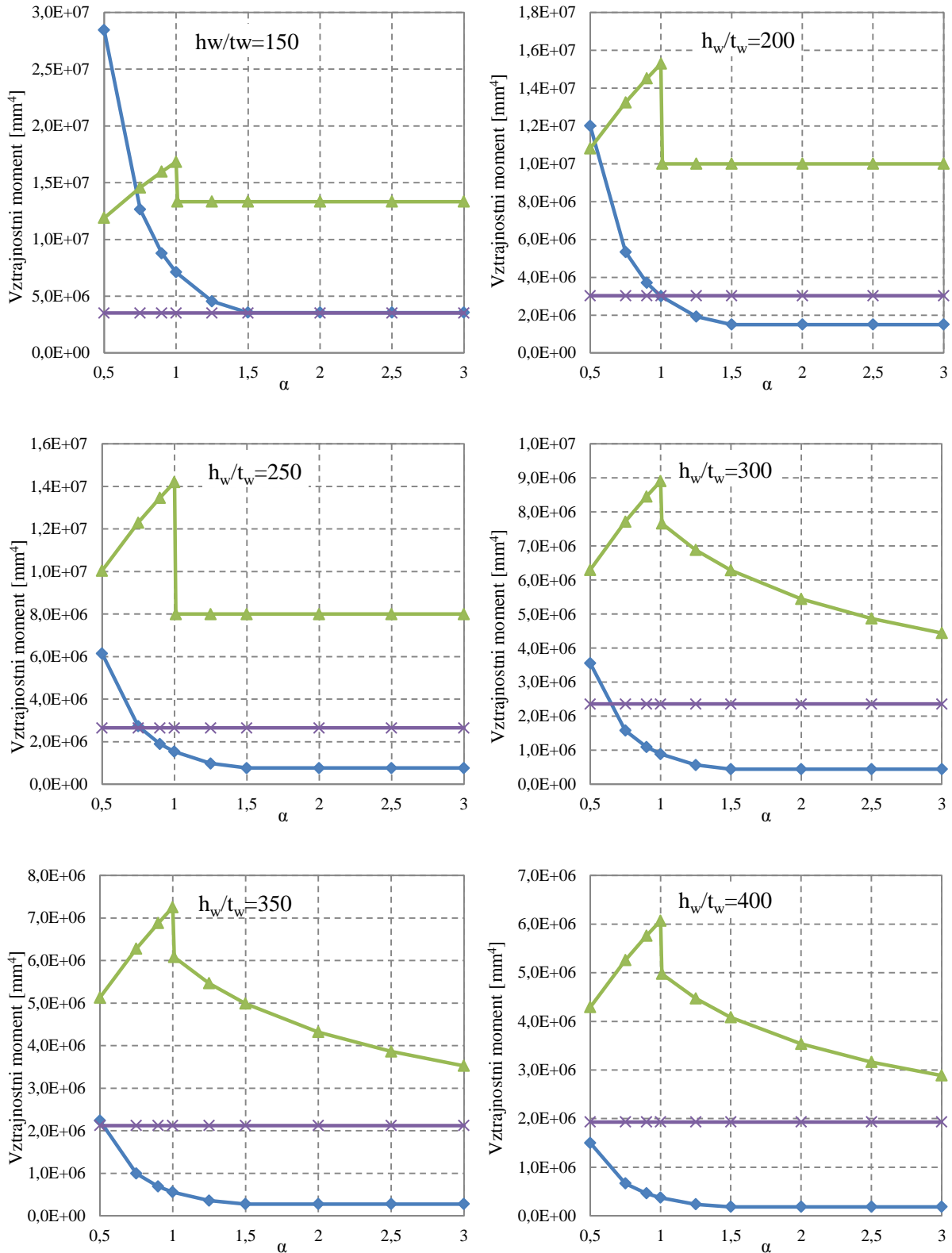


Slika 77: Primerjava predlaganih enačb z vsemi numeričnimi rezultati (prvi in drugi sklop)

Predlagane enačbe smo primerjali tudi z minimalnimi konstrukcijskimi omejitvami za prečne ojačitve ($b_{st} \geq h_w / 20$) in ugotovili, da so vrednosti, izračunane s predlagano enačbo, v vseh primerih večje od konstrukcijskih zahtev (Slika 78). Enačba daje torej smiselne dimenzije prečnih ojačitev pri vseh geometrijskih parametrih.

V večini primerov so vrednosti določene po enačbi za vztrajnostni moment iz Evrokoda manjše od minimalnih geometrijskih zahtev, kar potrjuje ugotovitve iz prejšnjih poglavij, da je enačba neprimerna za določanje vztrajnostnega momenta prečne ojačitve. Pri majhnih α in h_w / t_w je enačba preveč konzervativna, pri večini parametrov pa daje veliko premajhne vrednosti.





Slika 78: Primerjava predlaganih enačb s konstrukcijskimi zahtevami

Za vse izračunane primere smo primerjali širine prečnih ojačitev b_{st} določene na podlagi predlaganih enačb in obeh predlaganih postopkov po Evrokodu (Preglednica 17, Preglednica 18, Preglednica 19). Grafična primerjava rezultatov sledi v preglednici (Slika 79). Pri tem je v vseh primerih upoštevano razmerje:

$$b_{st} / t_{st} = 10,6.$$

Preglednica 17: Širine prečnih ojačitev določene s predlaganimi enačbami

$b_{st, pred} [mm]$		α								
		0.5	0.75	0.9	1.0	1.25	1.5	2.0	2.5	3.0
hw/tw	85	140	148	152	154	161	161	161	161	161
	100	141	149	153	156	157	157	157	157	157
	150	144	153	157	159	149	149	149	149	149
	200	148	157	161	164	144	144	144	144	144
	250	151	161	165	168	141	141	141	141	141
	300	136	145	149	152	140	136	130	126	123
	350	132	141	145	147	135	131	126	122	118
	400	129	137	141	143	131	127	122	118	114

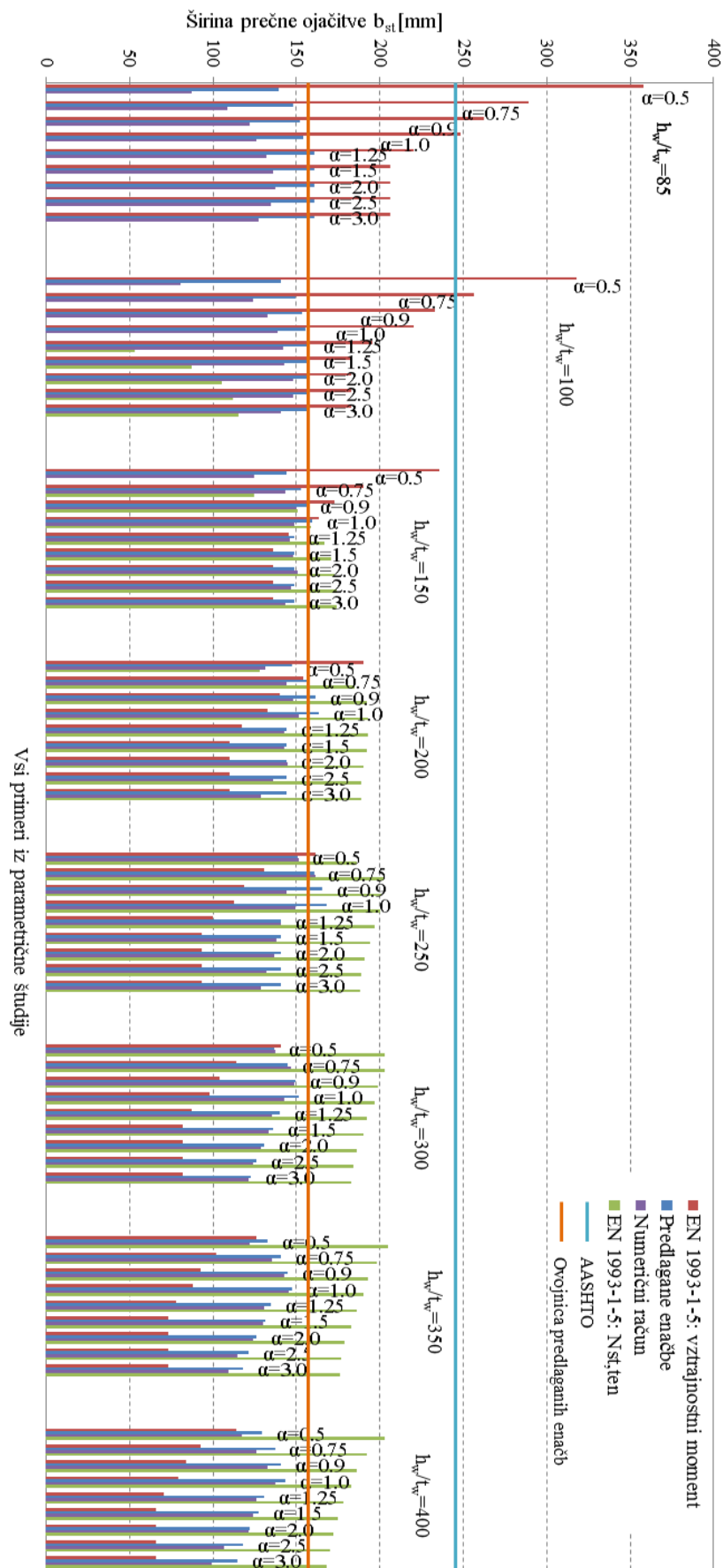
Preglednica 18: Širine prečnih ojačitev določene z enačbo za vztrajnostni moment po Evrokodu

$b_{st, EC3} [mm]$		α								
		0.5	0.75	0.9	1	1.25	1.5	2	2.5	3
hw/tw	85	278	220	198	186	164	153	153	153	153
	100	248	196	176	166	146	136	136	136	136
	150	186	147	132	124	109	102	102	102	102
	200	152	120	108	101	89	83	83	83	83
	250	130	102	92	86	76	71	71	71	71
	300	115	90	81	76	67	62	62	62	62
	350	103	81	72	68	60	56	56	56	56
	400	94	74	66	62	54	51	51	51	51

Preglednica 19: Širine prečnih ojačitev določene na podlagi osne sile $N_{st, ten}$ po Evrokodu

$b_{st, N_{st, ten}} [mm]$		α								
		0.5	0.75	0.9	1	1.25	1.5	2	2.5	3
hw/tw	85	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	100	0	0	0	0	53	87	105	112	115
	150	0	125	151	159	167	171	173	174	174
	200	128	185	192	193	193	192	190	189	189
	250	186	202	201	200	197	194	191	189	188
	300	203	203	199	197	192	190	186	184	183
	350	205	198	193	190	186	183	179	177	176
	400	203	192	186	183	178	175	172	170	168

Pri majhnih vitkosti stojin so zahteve za vztrajnostni moment po Evrokodu veliko strožje od predlaganih enačb (Slika 79). Pri večjih vitkosti so dimenzije ojačitev določene po poenostavljenem postopku (Beg, Dujc, 2007), ki temelji na osni sili $N_{st,ten}$, veliko večje od dimenzij, ki jih dobimo po predlaganih enačbah. Za vse parametre obravnavane v numeričnih analizah so dimenzije ojačitev, ki smo jih določili po predlaganih enačbah, manjše od dimenzij, ki jih dolča AASHTO ($b_{st} = 244mm$). Večino dimenzij, dobljenih po predlaganih enačbah, lahko pokrijemo s konstantno vrednostjo širine prečne ojačitve ($b_{st} = h_w / 12,5 = 160mm$), ki je na sliki (Slika 79) prikazana z oranžno črto.



Slika 79: Primerjava širin ojačitev b_{st} določenih s predlaganimi enačbami in po SIST EN 1993-1-5

Za prečne ojačitve z dimenzijami določenimi po predlaganih enačbah, smo preverili največje tlačne in natezne napetosti v sodelujočem prečnem prerezu ojačitve (Preglednica 20, Preglednica 21). Pogoj največjih dopustnih napetosti je za tlačne napetosti vedno izpolnjen. Pri nateznih napetostih pogoj v nekaterih primerih ni izpolnjen. V teh primerih se robni del prereza (do največ 20% nateznega dela prereza) plastificira, kar ne vpliva na odziv sosednjih pločevin in nosilnost nosilca.

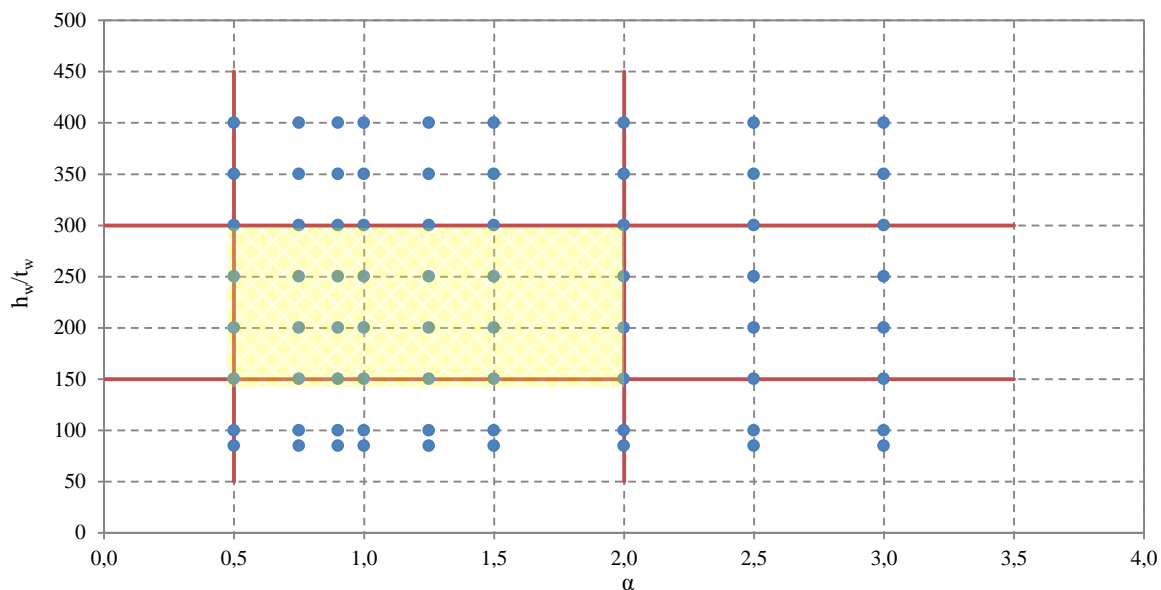
Preglednica 20: Kontrola največjih tlačnih napetosti v prerezu prečne ojačitve

$\sigma_{tlačna} / (f_y * \gamma_{M1})$		α								
		0.5	0.75	0.9	1	1.25	1.5	2	2.5	3
hw/tw	85	0.07	0.16	0.18	0.18	0.20	0.20	0.19	0.17	0.16
	100	0.23	0.19	0.21	0.23	0.25	0.26	0.25	0.23	0.21
	150	0.23	0.33	0.40	0.40	0.42	0.42	0.41	0.36	0.35
	200	0.36	0.43	0.48	0.50	0.49	0.47	0.46	0.41	0.38
	250	0.55	0.58	0.50	0.52	0.51	0.49	0.47	0.43	0.42
	300	0.51	0.57	0.58	0.54	0.51	0.49	0.46	0.43	0.38
	350	0.48	0.54	0.59	0.60	0.51	0.49	0.45	0.39	0.38
	400	0.48	0.56	0.56	0.58	0.51	0.50	0.45	0.36	0.36

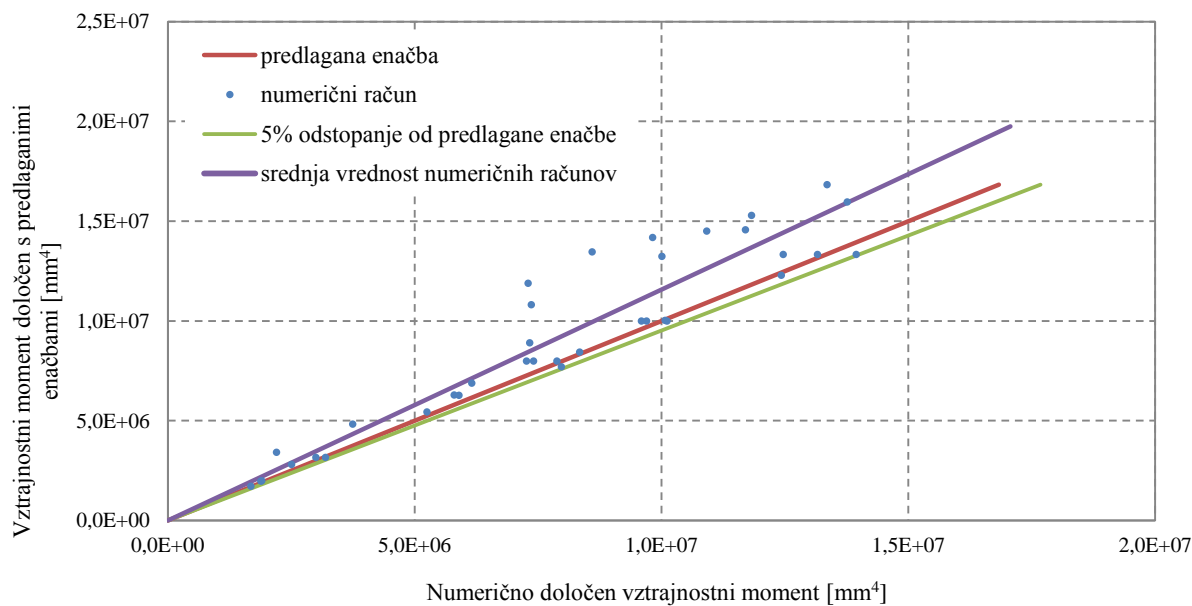
Preglednica 21: Kontrola največjih nateznih napetosti v prerezu prečne ojačitve

$\sigma_{natezna} / (f_y * \gamma_{M1})$		α								
		0.5	0.75	0.9	1	1.25	1.5	2	2.5	3
hw/tw	85	-0.15	-0.47	-0.64	-0.69	-0.75	-0.83	-0.84	-0.78	-0.64
	100	-0.37	-0.75	-0.89	-0.96	-0.98	-1.03	-1.14	-1.09	-0.90
	150	-0.74	-1.09	-1.13	-1.01	-1.17	-1.20	-1.27	-1.03	-0.97
	200	-0.90	-0.95	-0.92	-0.89	-1.07	-1.04	-1.09	-0.77	-0.61
	250	-1.03	-1.00	-0.71	-0.73	-0.97	-0.90	-0.87	-0.69	-0.61
	300	-0.95	-0.95	-0.90	-0.78	-0.82	-0.83	-0.83	-0.71	-0.61
	350	-0.77	-0.76	-0.79	-0.82	-0.76	-0.79	-0.76	-0.53	-0.58
	400	-0.68	-0.63	-0.65	-0.68	-0.69	-0.73	-0.73	-0.41	-0.45

Na spodnji sliki (Slika 80) so z modrimi pikami prikazani vsi izračunani primeri. Rdeče črte predstavljajo meje praktične uporabe dimenzij polnostenskih nosilcev. Primeri na rdečih črtah in v območju med črtami predstavljajo najbolj pogoste primere uporabe v praksi. Za te primere smo določili srednjo vrednost (Slika 81), ki odstopa od priporočenih enačb za 16%.



Slika 80: Vsi obravnavani primeri in meje praktične uporabe

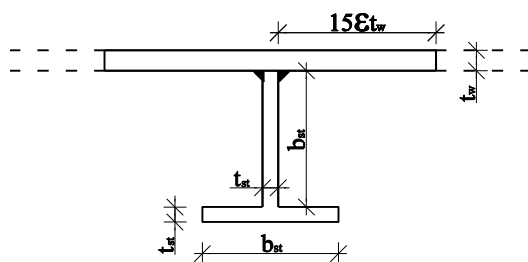


Slika 81: Primerjava predlaganih enačb z vsemi numeričnimi rezultati znotraj mej praktične uporabe

Standard SIST EN 1993-1-5 določa, da moramo pri dimenzioniranju prečnih ojačitev zadostiti trem pogojem in sicer pogoju nosilnosti, upogibne togosti in minimalne togosti za strižno izbočenje. S predlaganimi enačbami (enačbe (56) do (59)) poenostavimo postopek kontrole prečnih ojačitev, saj z minimalnim potrebnim vztrajnostnim momentom I_{st} zadostimo tudi pogoj največje dopustne tlačne napetosti in pogoj pomikov izven ravnine. V nadaljevanju diplomske naloge (Poglavje 7, Poglavje 8) smo pokazali, da z enačbami zadostimo vsem pogojem tudi v primeru upogibne obremenitve in interakcije upogibne ter strižne obremenitve.

6.3 Tretji sklop numerične študije

Želeli smo preveriti, če pogoji za določitev vztrajnostnega momenta prečnega prereza ojačitve, ki smo jih predlagali v prejšnjem poglavju, veljajo tudi v primeru T-ojačitev. Za manjše število geometrijskih parametrov smo izvedli numerične analize tako, da smo določili dimenzije prečnih ojačitev na podlagi enačb za vztrajnostni moment, predlaganih v prejšnjem poglavju. Predpisali smo razmerja stranic ojačitve, kot je prikazano na spodnji sliki.



Slika 82: Prečni prerez T ojačitve

Za vsak obravnavan primer smo z numeričnimi analizami določili največji pomik izven ravnine na mestu ojačitve (Preglednica 22) in ga primerjali z največjim dopustnim pomikom.

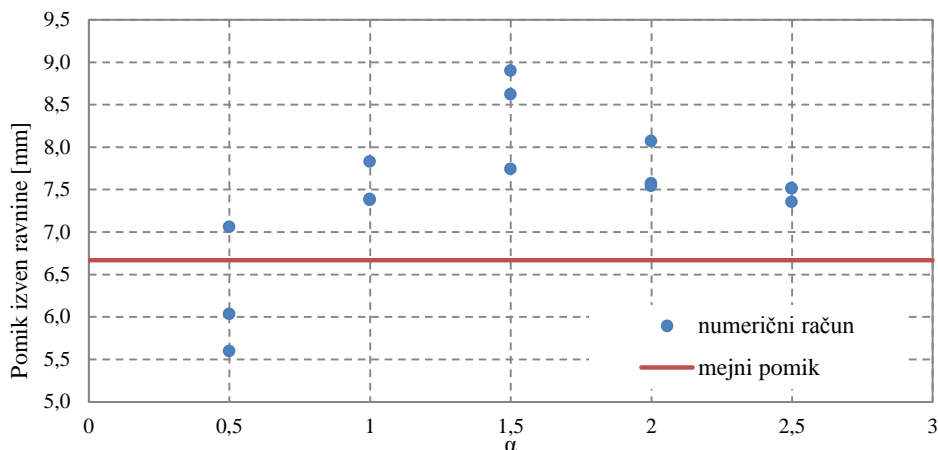
V nekaterih primerih je pomik manjši od mejnega pomika $w_{\max} = 6,67\text{mm}$, kar pomeni, da je ojačitev z vztrajnostnim momentom, določenim po predlaganih enačbah, za te primere dovolj toga. V večini primerov pa so pomiki večji od mejnega pomika (Slika 83).

Kljub temu, da je vztrajnostni moment efektivnega prereza T ojačitve enak vztrajnostnemu momentu ploščate ojačitve, se pomiki izven ravnine med seboj razlikujejo. Numerični izračuni so pokazali, da ima oblika prereza vpliv na odziv ojačitve. V primeru T ojačitev je težišče prereza bolj oddaljeno od težišča stojine, kar pomeni, da imata ekscentričnost sidranja osne sile iz nateznega polja in teorija drugega reda večji vpliv na obremenitev prereza in posledično na pomike izven ravnine, kot pri ploščatih ojačitvah.

Največji pomik izven ravnine dobimo v primeru nosilca s parameri $h_w / t_w = 100$, $\alpha = 1,5$, najmanjše pomike pa pri paramtru $\alpha = 0,5$, kjer so tudi dimenzije prečnih ojačitev najmanjše. Manjše dimenzije ojačitve pomenijo manjšo oddaljenost težišča prereza od težišča stojine nosilca. Z večanjem vitkosti stojine se ta razdalja povečuje, s tem se povečujejo vplivi ekscentričnosti delovanja osne sile.

Preglednica 22: Normirane togosti prečnih ojačitev T prereza

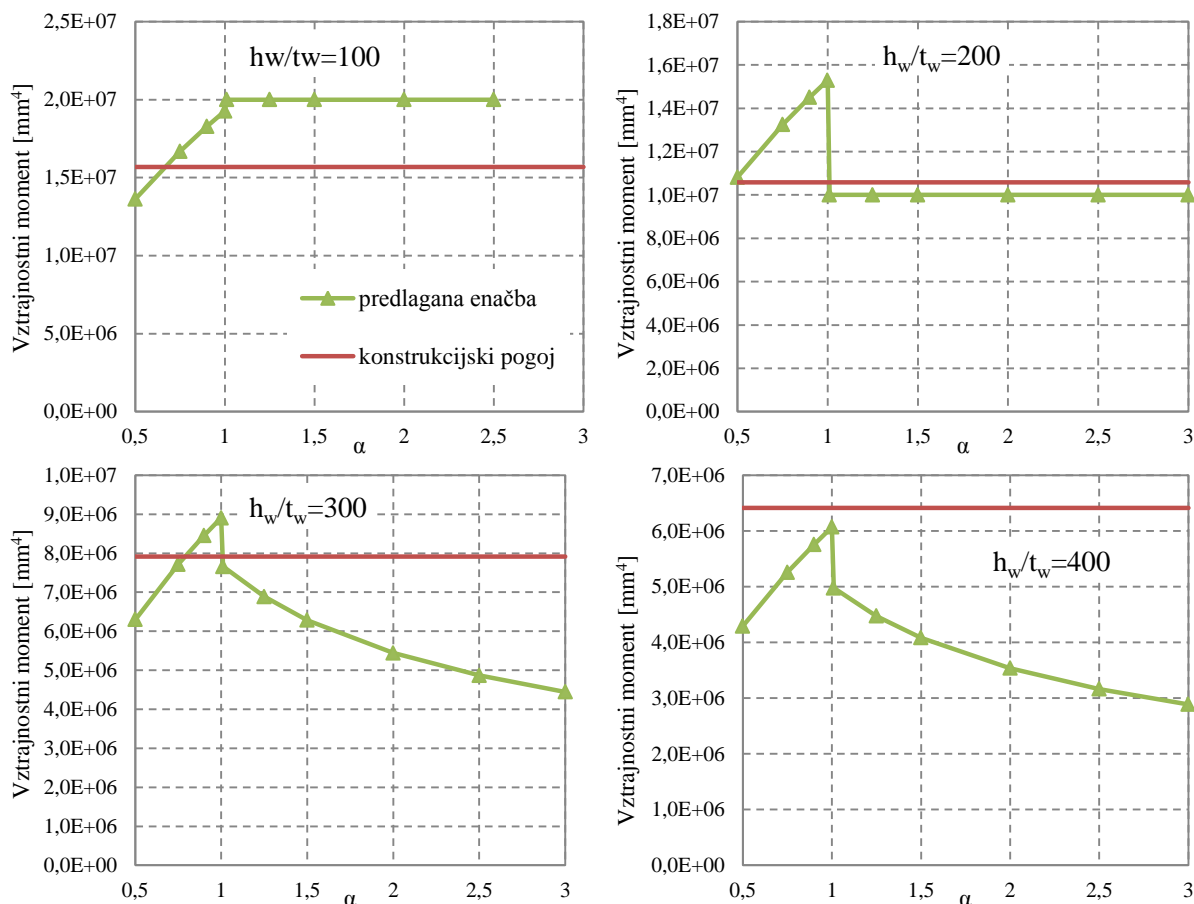
$w[\text{mm}]$		α				
		0.5	1	1.5	2	2.5
h_w/t_w	100	5.59	7.37	8.90	7.57	7.51
	150	6.03	7.83	7.74	7.54	7.51
	200	7.06	7.39	8.62	8.07	7.35



Slika 83: Primerjava numerično določenih pomikov izven ravnine z mejnim pomikom po Evrokodu

Izkaže se, da so vrednosti vztrajnostnih momentov, določene s predlaganimi enačbami, v nekaterih primerih manjše od minimalnih konstrukcijskih pogojev za T ojačitve (60). Upoštevali smo dimenzijsko omejitvev:

$$b_{st} \geq h_w / 20 \text{ in } t_{st} = b_{st} / 10. \quad (60)$$



Slika 84: Vztrajnostni momenti določeni po predlagani enačbi v primerjavi s konstrukcijskimi omejitvami za prerez T ojačitve

Dejanske potrebne togosti prečne T ojačitve, pri kateri bi zadostili pogoju pomikov, ne poznamo, saj smo z numerično analizo preverili le, ali predlagane enačbe veljajo tudi za to obliko ojačitve. Da bi lahko podrobneje razložili obnašanje T ojačitev in določili potrebne vztrajnostne momente, bi bilo smiselno izvesti obsežno parametrično študijo na podoben način, kot smo to storili za ploščate ojačitve.

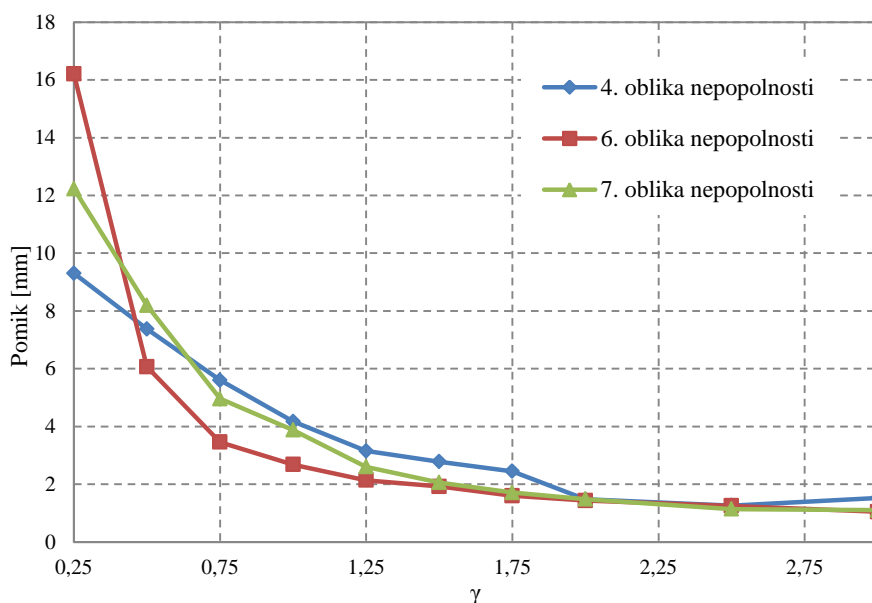
Na podlagi dobljenih rezultatov lahko zaključimo, da predlagane enačbe iz prejšnjega poglavja niso primerne za dimenzioniranje T ojačitev. Enačbe bi bilo za primer T ojačitev smiselno povečati za nek koeficient, ki ga zaradi majhnega obsega analiz v tej diplomski nalogi, ne moremo določiti.

7 REZULTATI ZA OBTEŽNI PRIMER ČISTEGA UPOGIBA

Da bi preverili, če s prečnimi ojačitvami, ki jih dobimo z uporabo enačb predlaganih v prejšnjem poglavju (enačbe (56) do (59)), zadostimo pogojem pomikov in napetosti tudi v primeru upogibne obremenitve nosilca, smo izvedli podobno parametrično študijo kot za strižno obremenjen nosilec.

7.1 Izbira ustrezne začetne nepopolnosti

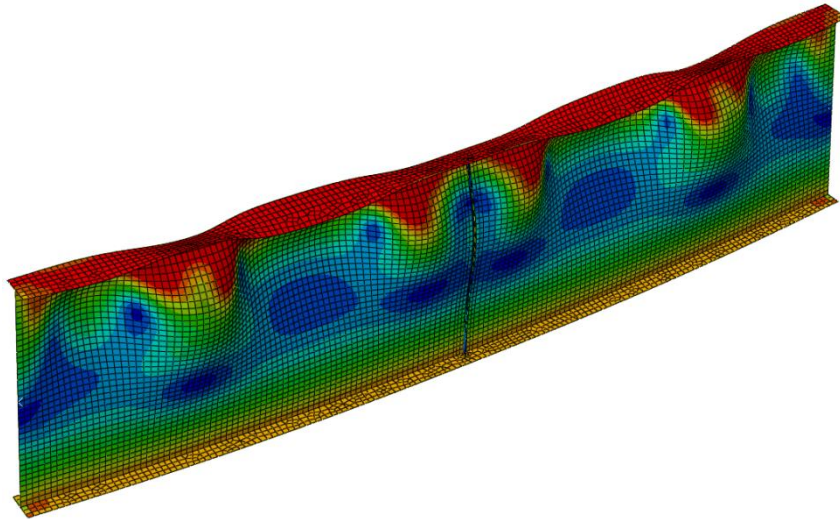
V analizi nadomestnih nepopolnosti za obtežni primer čistega upogiba (Poglavje 4.3.2) smo izbrali tri oblike nepopolnosti, s katerimi smo za splošen primer nosilca dobili največje pomike in napetosti v prečni ojačitvi. Da bi v parametrični študiji upoštevali najbolj neugodno obliko nadomestnih nepopolnosti, smo primerjali numerično določene pomike izven ravnine na mestu ojačitve v odvisnosti od togosti prečne ojačitve. Na spodnji sliki (Slika 85) so prikazane ovojnice absolutnih vrednosti pomikov za posamezne oblike nepopolnosti. Ovojnica predstavlja najbolj neugoden primer, kjer so pomiki izven ravnine največji.



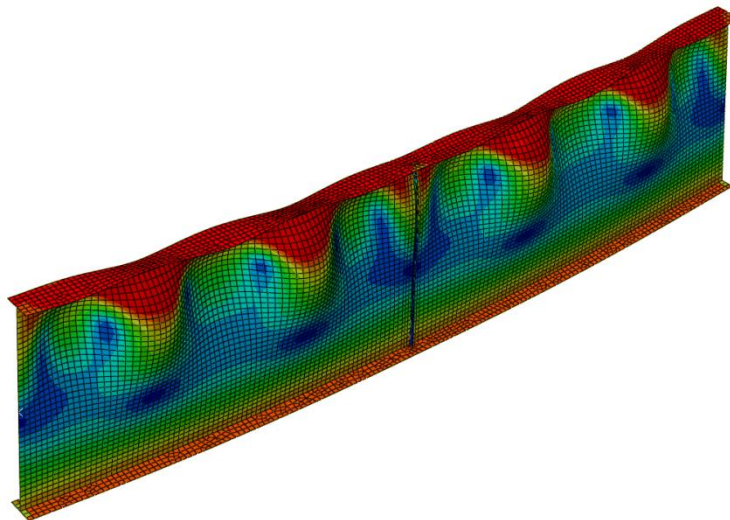
Slika 85: Ovojnica pomikov v odvisnosti od togosti ojačitve za izbrane oblike nepopolnosti

Vse tri oblike nepopolnosti nam dajo zelo podobne rezultate. Ker je mejni pomik, pri katerem določimo potrebno togost prečne ojačitve $w_{\max} = 6,67\text{mm}$, nas najbolj zanima območje na diagramu, kjer so doseženi pomiki blizu mejnega pomika. Na tem območju dobimo največjo normirano togost ojačitve za 4. in 7. obliko nepopolnosti. V nadaljevanju parametrične študije bomo obravnavali obe obliki nepopolnosti.

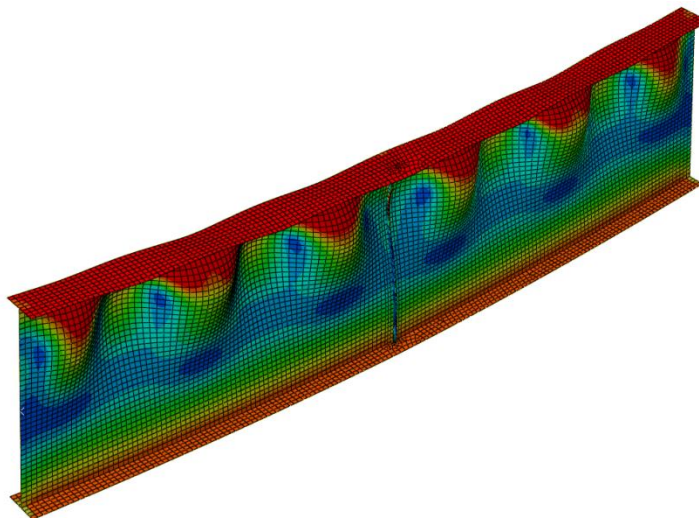
Na spodnjih slikah so prikazane deformacijske oblike pri doseženi največji nosilnosti nosilca dimenzij $h_w / t_w = 250$, $\alpha = 2,0$ za tri različne začetne nepopolnosti (Slika 86, Slika 87, Slika 88).



Slika 86: Deformirana oblika nosilca in napetosti v mejnem stanju nosilnosti (4. oblika nepopolnosti)



Slika 87: Deformirana oblika nosilca in napetosti v mejnem stanju nosilnosti (6. oblika nepopolnosti)

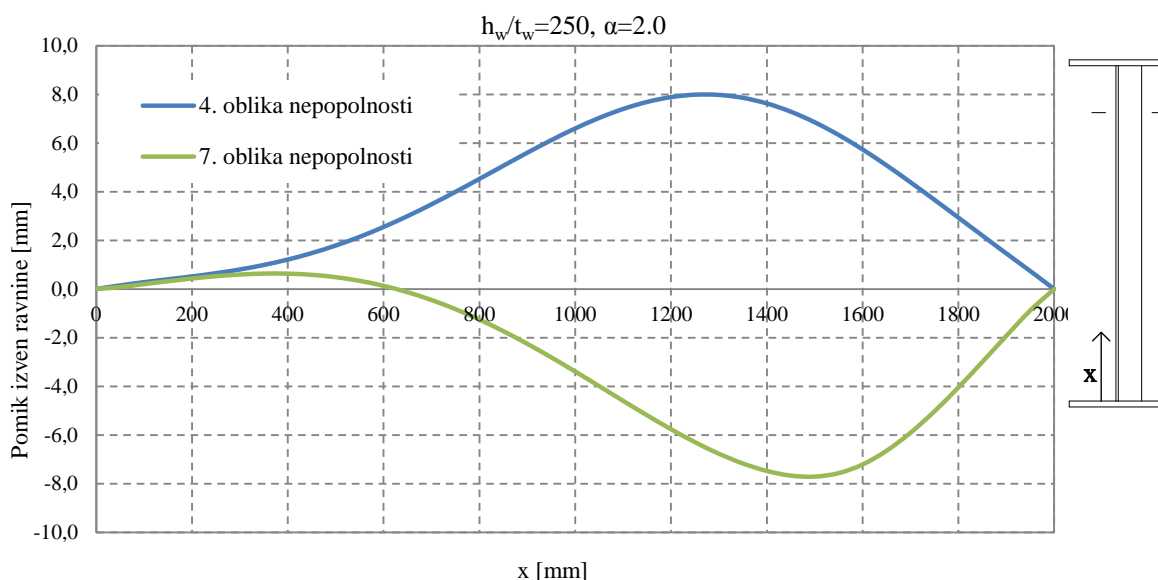


Slika 88: Deformirana oblika nosilca in napetosti v mejnem stanju nosilnosti (7. oblika nepopolnosti)

7.2 Pomiki in napetosti v prečni ojačitvi

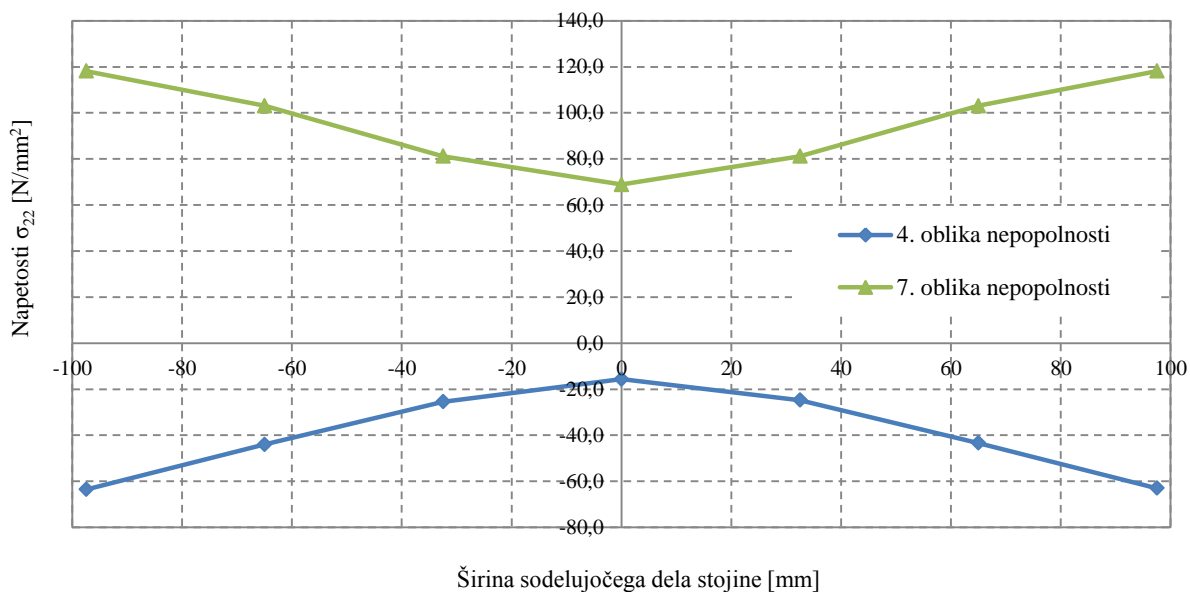
Da bi ugotovili, na katerem delu prečne ojačitve je potrebno kontrolirati vrednosti pomikov in napetosti v parametrični študiji, smo preverili, na katerem delu ojačitve so pomiki izven ravnine in napetosti po prerezu največji. Na spodnji sliki sta prikazana poteka pomikov po višini nosilca (Slika 89) za obe obliki nepopolnosti. Pozitivna smer pomikov pomeni pomike v smeri ojačitve, pozitivne napetosti pa predstavljajo natezne napetosti.

Za 7. obliko nepopolnosti je največji pomik izven ravnine na višini $3 \cdot h_w / 4$, za 4. obliko nepopolnosti pa na višini $5 \cdot h_w / 8$. V parametrični študiji smo pomike merili na $1/4$, $1/2$ in $3/4$ višine ojačitve. S tem naredimo manjšo napako, saj lahko na tak način izmerimo vrednost, ki ni dejansko največja. Ker so rezultati študije pokazali, da upogibna obremenitev v nobenem primeru ni merodajen pogoj za dimenzioniranje prečnih ojačitev, je napaka, ki jo naredimo z merjenjem pomikov, zanemarljiva.

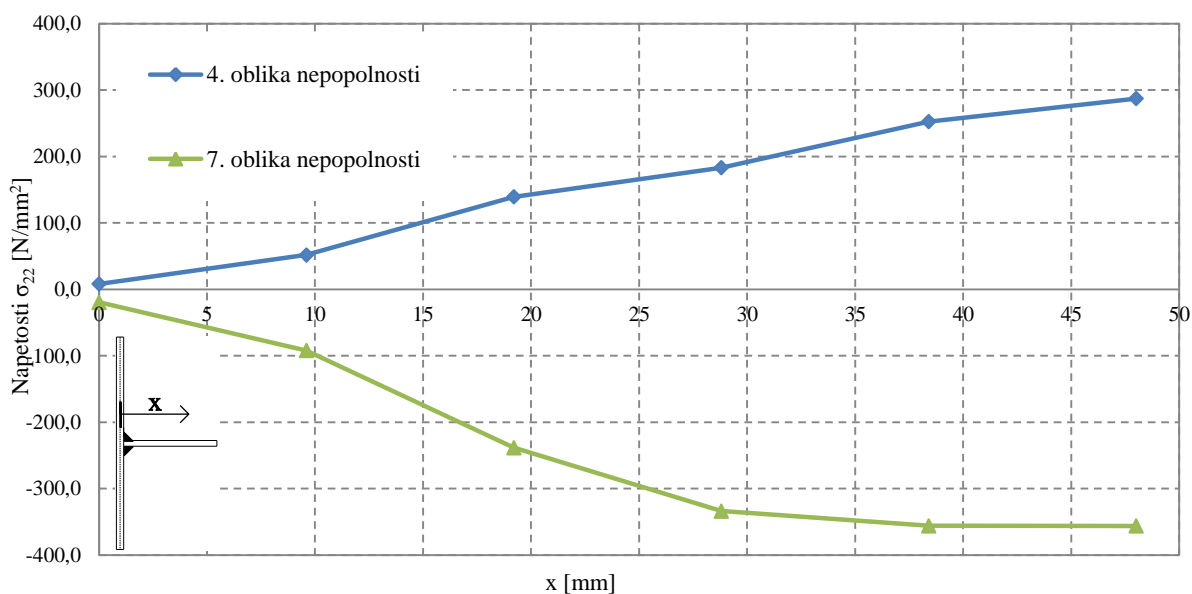


Slika 89: Potek pomikov ojačitve izven ravnine po višini nosilca

Pri 4. obliki nepopolnosti pride zaradi izbočitev levo in desno od ojačitve (Slika 86) do velikih izbočnih sil, ki delujejo na ojačitev. To je razvidno tudi iz slike (Slika 90), kjer so prikazane tlačne napetosti v sodelujočem delu stojine. Posledica izbočnih sil je izbočitev ojačitve in pojav nateznih napetosti po prerezu (Slika 91). Pri 7. obliki nepopolnosti se pločevina izboči na mestu ojačitve (Slika 88) v nasprotni smeri ojačitve. Posledica tega so natezne napetosti v sodelujočem delu stojine in tlačne napetosti v prerezu ojačitve.



Slika 90: Potek normalnih napetosti po sodelujočem delu stojine



Slika 91: Potek normalnih napetosti po širini ojačitve

7.3 Potrebna togost prečne ojačitve

Parametrična študija za obtežni primer čistega upogiba je bila zasnovana tako, da za vsak primer nosilca s parametri iz preglednice 2 določimo normirano togost prečne ojačitve γ , pri kateri je izpolnjen pogoj dopustnih pomikov izven ravnine (10). Za vsak primer nosilca smo izračunali največji pomik izven ravnine na mestu ojačitve za primere z normiranimi togostmi $\gamma = 0,25$ do $1,0$.

V parametrični študiji za obtežni primer čistega striga smo pokazali, da je pri dimenzioniranju prečne ojačitve vedno kritičen pogoj pomikov izven ravnine. Zato smo pri čistem upogibu kontrolirali samo pomike, za napetosti pa smo predpostavili, da v nobenem primeru ne prekoračijo mejne vrednosti.

Vrednosti potrebnih vztrajnostnih momentov ojačitev smo, tako kot za obtežni primer čistega striga, normirali z vztrajnostnim momentom določenim v Evrokodu. Rezultat posamezne analize je torej koeficient normirane togosti γ , ki ga lahko razumemo tudi kot faktor, s katerim moramo pomnožiti vztrajnostni moment ojačitve iz Evrokoda, da bi dobili potrebni vztrajnostni moment, ki zadosti pogoju pomikov in napetosti.

$$I_{potr} = \gamma \cdot I_{EC3}$$

Za obe obliki nepopolnosti numerični rezultati pokažejo (Preglednica 23 in Preglednica 24), da so vrednosti normiranih togosti v vseh primerih manjše od 1, kar pomeni, da z enačbo za vztrajnostni moment za strižno izbočenje iz SIST EN 1993-1-5 v vseh primerih zadostimo pogoju pomikov in napetosti.

Za nekater primere je največji pomik izven ravnine na mestu ojačitve pri normirani togosti ojačitve $\gamma = 0,25$ manjši od največjega dopustnega pomika. Če bi v analizi upoštevali tudi manjše vrednosti normiranih togosti bi se izkazalo, da bi bila za nekatere primere mejna togost, pri kateri je zadoščeno pogoju pomikov, veliko manjša od vrednosti v preglednicah. Če upoštevamo konstrukcijske omejitve za prečne ojačitve (Poglavje 7.4), je uporaba manjših dimenzij nesmiselna, zato ojačitev s togostjo manjšo od $\gamma = 0,25$ nismo obravnavli.

Preglednica 23: Normirane togosti prečnih ojačitev za primere s 4. obliko nepopolnosti

γ		α			
		0.5	1.0	1.5	2.0
h_w/t_w	150	0.25	0.25	0.33	0.25
	200	0.25	0.25	0.25	0.32
	250	0.25	0.34	0.26	0.27
	300	0.25	0.34	0.25	0.38
	350	0.26	0.27	0.27	0.27

Preglednica 24: Normirane togosti prečnih ojačitev za primere s 7. obliko nepopolnosti

γ		α			
		0.5	1.0	1.5	2.0
h_w/t_w	150	0.25	0.25	0.43	0.25
	200	0.25	0.37	0.25	0.25
	250	0.25	0.47	0.52	0.26
	300	0.25	0.25	0.38	0.32
	350	0.26	0.25	0.58	0.27

7.4 Primerjava potrebne togosti prečne ojačitve s priporočili iz EN 1993-1-5 in konstrukcijskimi pogoji

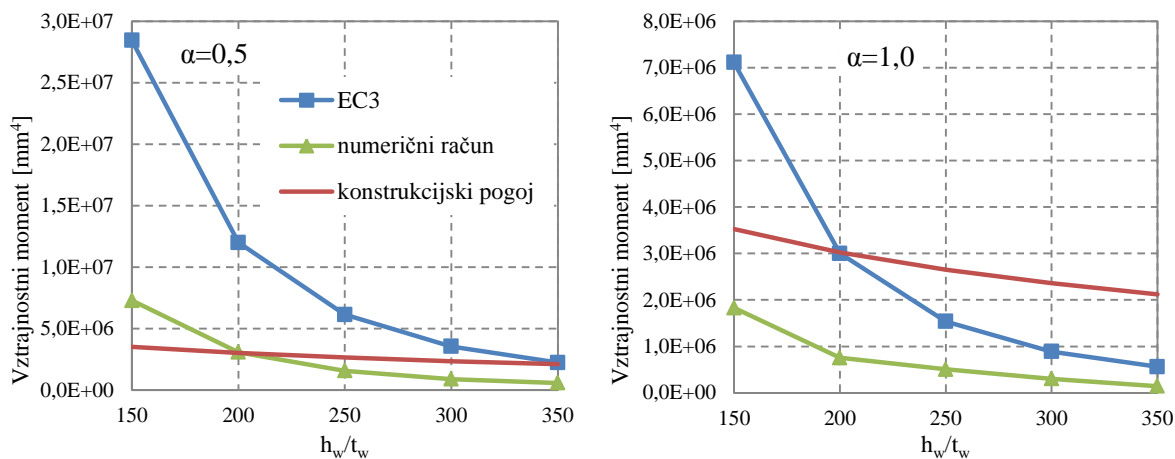
Vztrajnostne momente prečnih ojačitev, ki smo jih določili na podlagi numeričnih analiz v prejšnjem poglavju (Poglavje 7.3), smo primerjali z vztrajnostnimi momenti za razvoj strižne nosilnosti, ki jih določa Evrokod (11) in (12). Na spodnjih slikah (Slika 92) so prikazane te primerjave v odvisnosti od parametra h_w/t_w za različna razmerja α . Na slikah so prikazane tudi konstrukcijske zahteve za prečne ojačitve.

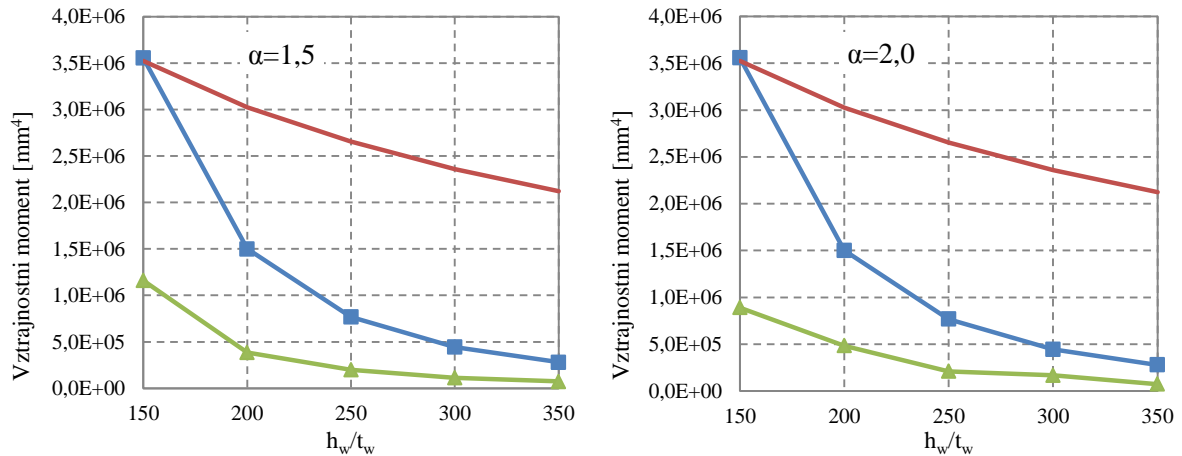
Upoštevali smo geometrijsko omejitev:

$$b_{st} \geq h_w / 20, \quad (61)$$

kar v našem primeru pomeni, da je najmanjša smiselna širina prečne ojačitve 100mm .

Numerično določene vrednosti vztrajnostnih momentov prečnih ojačitev, pri katerih sta izpolnjena pogoja pomikov in napetosti, so pri vseh parametrih manjše od vztrajnostnih momentov, ki jih določimo z enačbo za potrebno togost po Evrokodu (Slika 92). Prav tako so numerično določene vrednosti v večini primerov manjše od minimalnih konstrukcijskih omejitev. Primerjava z vztrajnostnimi momenti, izračunanimi po enačbi, predlagani v prejšnjem poglavju, je nesmiselna, saj je očitno, da so vrednosti v primeru obtežbe s čistim strigom veliko manjše.





Slika 92: Primerjava vztrajnostnih momentov prečnih ojačitev po Evrokodu z numeričnimi rezultati in konstrukcijskimi pogoji v odvisnosti od vitkosti stojine

Na podlagi ugotovitev v tem poglavju lahko zaključimo, da upogibna obremenitev nosilca ni merodajna za dimenzioniranje prečnih ojačitev. Z enačbo predlagano v prejšnjem poglavju sta izpolnjena tudi pogoja pomikov in napetosti ojačitve za primer upogibne obremenitve nosilca.

8 REZULTATI ZA OBTEŽNI PRIMER INTERAKCIJE STRIGA IN UPOGIBA

Želeli smo preveriti, če s prečnimi ojačitvami, ki jih dobimo z uporabo enačb, predlaganih v poglavju 6 (enačbe (56) do (59)), zadostimo pogojem pomikov in napetosti tudi v primeru interakcije strižnih in upogibnih obremenitev. Izvedli smo podobno parametrično študijo kot v prejšnjih dveh poglavjih (Poglavje 6, Poglavje 7). Vztrajnostne momente prečnih ojačitev smo normirali kar z vrednostmi vztrajnostnih momentov, ki jih dobimo s predlaganimi enačbami iz poglavja 6.

V tem primeru ni bilo potrebno izbirati ustrezne oblike začetne nepopolnosti, saj smo že v analizi nadomestnih nepopolnosti za interakcijo upogiba in striga (Poglavje 4.3.3). Izbrali samo eno varianto (5. oblika nepopolnosti), ki zajema dve obliki nepopolnosti, eno na delu nosilca levo od vmesne podpore, drugo obliko pa desno od podpore. Na tak način smo hkrati obravnavli dve najbolj neugodni obliki začetnih nepopolnosti.

Pomike izven ravnine smo merili na obeh prečnih ojačitvah v treh točkah ($h_w/4$, $h_w/2$ in $3h_w/4$). Potrebna togost za posamezni primer nosilca je določena glede na največjega izmed šestih merjenih pomikov izven ravnine.

8.1 Potrebna togost prečne ojačitve

V spodnji preglednici (Preglednica 25) so prikazani koeficienti potrebnih normiranih togosti γ . Koeficient normirane togosti je faktor, s katerim moramo pomnožiti vztrajnostni moment ojačitve, določen po predlaganih enačbah, da bi dobili potrebni vztrajnostni moment, ki zadosti pogojema pomikov in napetosti v primeru interakcije strižnih in upogibnih obremenitev.

Numerični rezultati pokažejo, da so vrednosti normiranih togosti v vseh primerih manjše od 1, kar pomeni, da s predlaganimi enačbami iz prejšnjih poglavij v vseh primerih zadostimo pogojema pomikov in napetosti.

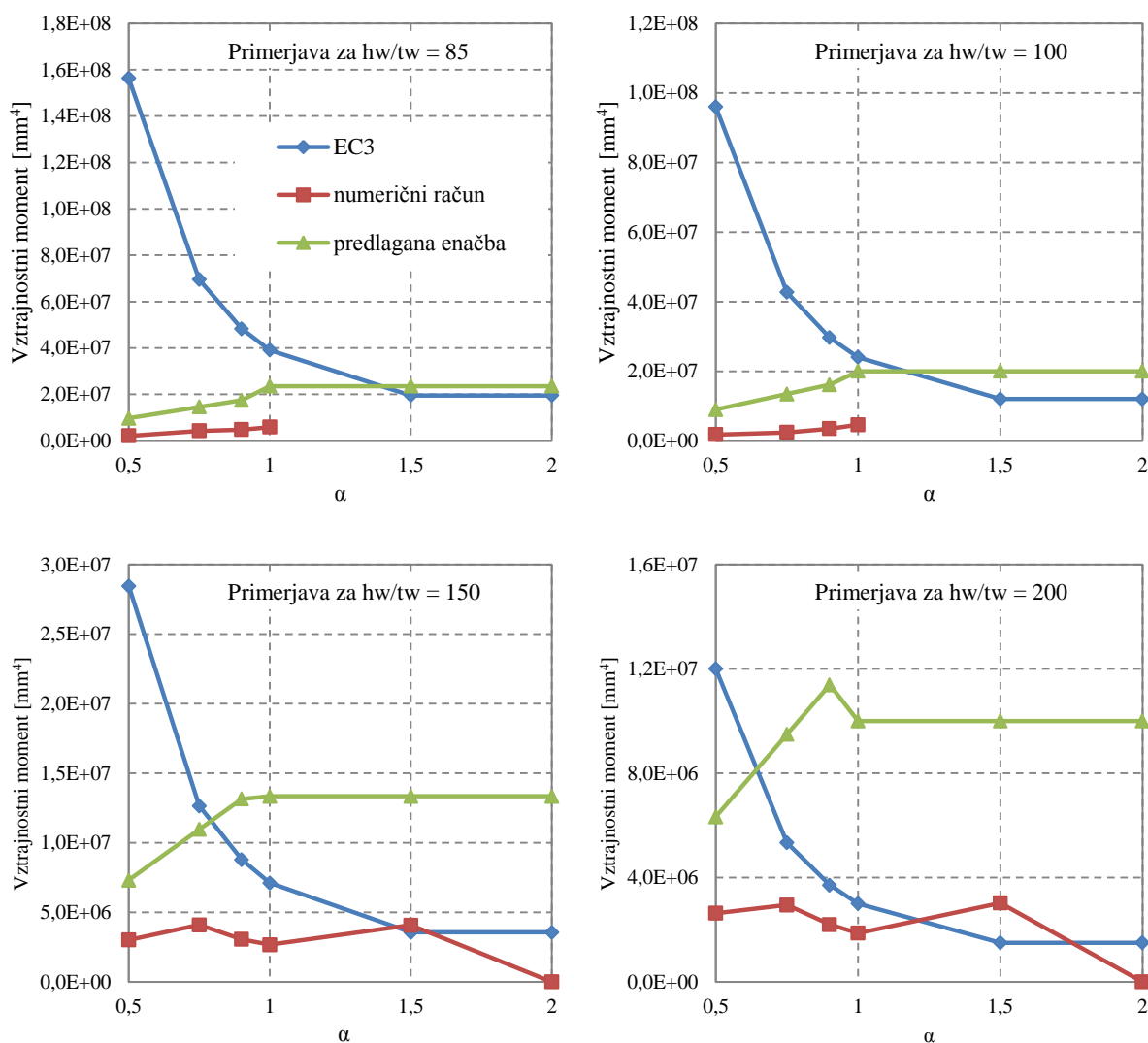
Preglednica 25: Normirane togosti prečnih ojačitev

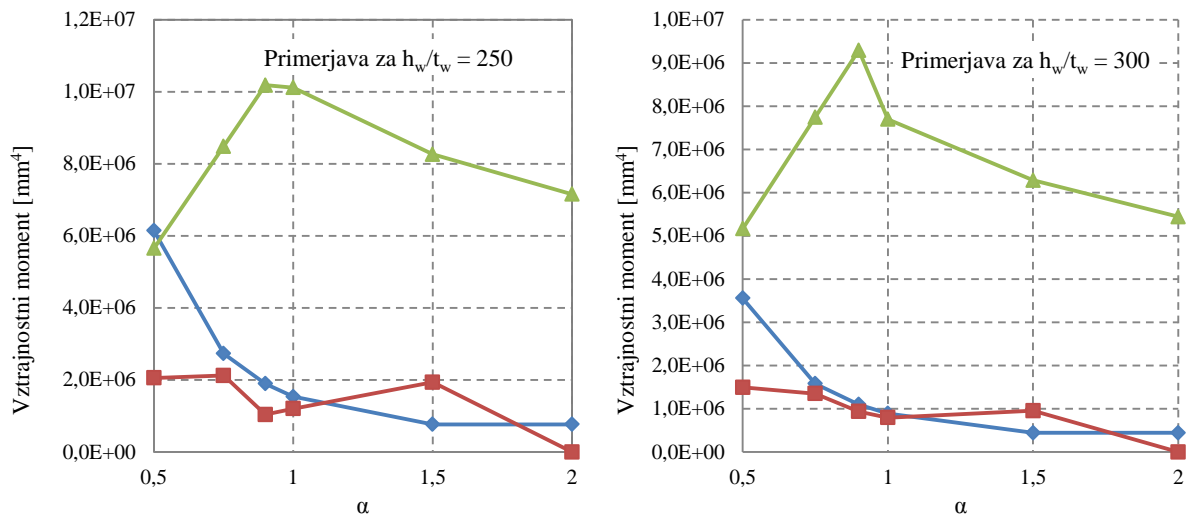
γ		α				
		0.5	0.75	0.9	1	1.5
h_w/t_w	85	0.15	0.24	0.25	0.24	
	100	0.13	0.14	0.19	0.21	
	150	0.25	0.28	0.19	0.17	0.31
	200	0.24	0.22	0.15	0.15	0.30
	250	0.20	0.17	0.08	0.09	0.24
	300	0.24	0.18	0.11	0.12	0.18

Numerična analiza za primer interakcije upogiba in striga je bila izvedena samo za razmerje stranic panela $\alpha \leq 1,5$. Za večja razmerja se je model izkazal za neprimerne, saj ima upogibni moment za te primere po enačbi (32) pozitivno vrednost, kar pomeni, da deluje v nasprotni smeri kot prečna sila. V takem primeru je gradient momenta tako velik, da pride do plastifikacije v sosednjem panelu. Podobno se zgodi tudi v dveh primerih za $\alpha = 1,5$ (pri $h_w/t_w = 85$ in $h_w/t_w = 100$), v teh dveh primerih sta vrednosti potrebnih normiranih togosti v preglednici (Preglednica 25) izpuščeni.

8.2 Primerjava potrebne togosti prečne ojačitve s predlaganimi enačbami in priporočili iz EN 1993-1-5

Primerjava pokaže (Slika 93), da so numeirčno določene vrednosti potrebnih vztrajnostnih momentov ojačitev v vseh primerih manjše od vrednosti, določenih s predlagano enačbo in v večini primerov manjše od vztrajnostnega momenta določenega po enačbah togosti za strižno izbočenje iz Evrokoda





Slika 93: Primerjava vztrajnostnih momentov prečnih ojačitev po predlagani enačbi z numeričnimi rezultati in enačbo po Evrokodu

Na podlagi ugotovitev v tem poglavju lahko zaključimo, da sta z enačbo, predlagano v 6. poglavju te diplomske naloge, izpolnjena tudi pogoja pomikov in napetosti ojačitve za primer interakcije upogibnih in strižnih obremenitev. Enačbe torej ustrezajo za splošen primer enostranske ploščate prečne ojačitve.

9 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi smo želeli z numeričnimi testi za splošen primer nosilca ugotoviti, pri kakšni vrednosti vztrajnostnega momenta prečne ojačitve sta izpolnjena pogoja nosilnosti in togosti ojačitve. Izvedli smo obsežno parametrično študijo za obtežni primer čistega striga, v kateri smo spreminjali različne geometrijske parametre (vitkost stojine, razdalja med sosednjima ojačitvama, višina nosilca in oblika prečne ojačitve). Na tem numeričnem modelu smo podrobneje raziskali in razložili vplive parametrov na dimenzioniranje prečnih ojačitev. Rezultate numeričnih analiz smo primerjali s priporočili iz predpisov in podali vzroke za razlike med njimi.

Za večino primerov, obravnavanih v parametrični študiji, smo pokazali, da za razmerja stranic panela $\alpha \leq 1$ vztrajnostni moment ojačitve narašča z naraščanjem razdalje med prečnima ojačitvama, z razliko od vztrajnostnega momenta ojačitve po Evrokodu, ki na tem območju strmo pada z naraščanjem razmerja stranic panela. Prav tako vztrajnostni moment ojačitve pada z naraščanjem vitkosti panela, kar velja za večino primerov, izračunanih v numerični analizi. Pri vitkosti $h_w / t_w = 85$ pa se izkaže, da je potrební vztrajnostni moment manjši kot pri vitkosti $h_w / t_w = 100$, saj je pri majhnih razmerjih $h_w / t_w < 100$ stojina že toliko bolj kompaktna, da so vplivi post-kritične nosilnosti manjši, kot pri bolj vitkih stojinah in s tem tudi sekundarne obremenitve, ki delujejo na ojačitev.

Pokazali smo, da je velikost potrebnih vztrajnostnih momentov prečne ojačitve in njihov potek v odvisnosti od geometrijskih parametrov posledica kombinacije različnih vplivov:

- vpliva razvoja nateznega polja,
- vpliva prispevka post-kritične nosilnosti k celotni nosilnosti in
- vpliva amplitude začetnih nepopolnosti.

Pri razmerjih stranic panelov $\alpha < 1$ smo ugotovili, da do rotacije napetostnega polja ne pride. Na enem panelu se razvijeta dve ločeni izbočitvi ena nad drugo. Prijemališče tlačnih napetosti je blizu sredine višine ojačitve, kar pomeni da je ročica, s katero tlačne napetosti prijemljejo na prečno ojačitev, veliko manjša kot pri $\alpha > 1,0$. Pri $\alpha \leq 0,5$ se natezno polje preko vmesne ojačitve direktno sidra v sosednji panel. Tako je tudi osna sila iz nateznega polja zanemarljiva. Pri $\alpha \geq 1,0$ pa se natezni pas sidra na obeh koncih ojačitve.

Delovanje tlačnih napetosti na nepopolni geometriji povzroča izbočenje pločevine. Manjša kot je amplituda nepopolnosti, manjši je vpliv izbočnih sil na prečno ojačitev. Pokazali smo, da je pri majhnih razmerjih α prijemališče tlačnih napetosti blizu sredine višine ojačitve, zato je tam vpliv izbočnih sil manjši in potrebna togost prečne ojačitve, za zagotovitev formacije dveh neodvisnih nateznih polj, manjša. Za $\alpha \geq 1,0$ se natezno polje vedno tvori pod kotom $\phi \leq 45^\circ$, kar pomeni, da ima največji del tlačnih napetosti prijemališče na dnu in na vrhu ojačitve, kjer je ročica največja, ne glede na kot med glavno natezno napetostjo in vzdolžno osjo nosilca. Ročica, na kateri delujejo tlačne napetosti, torej za $\alpha > 1,0$ ne vpliva na obremenitve prečnih ojačitev, spreminja pa se velikost tlačnih

napetosti. Za glavno tlačno napetost velja $\sigma_2 \leq \tau_{cr}$. Elastična kritična napetost se z večanjem razmerja α zmanjšuje, ročica na kateri delujejo tlačne napetosti, pa ostaja enaka. Iz tega lahko sklepamo, da velikost izbočnih sil pada z večanjem razmerja α . To smo pokazali tudi z rezultati numeričnih študij, kjer vztrajnostni moment ojačitev za $\alpha > 1,0$ pada z večanjem razmerja stranic panela α .

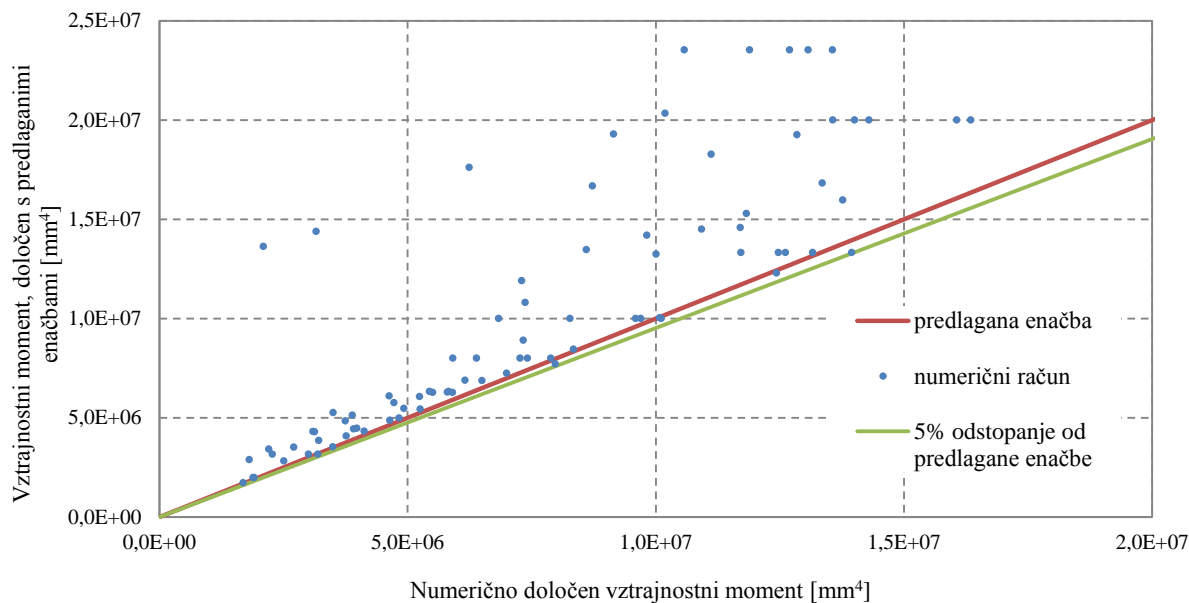
Evrokod predpostavlja, da s padanjem strižne nosilnosti pločevine pada tudi potrebni vztrajnostni moment prečne ojačitve. V študiji smo pokazali, da z naraščanjem vitkosti stojine strižna nosilnost res pada, povečuje pa se prispevek post-kritične nosilnosti. Poledica tega so večje izbočne sile na območju ojačitve in s tem večji potrebni vztrajnostni moment ojačitve. Post-kritični prispevek za razmerja stranic $\alpha < 1,0$ je veliko manjši kot pri večjih α , zato je tudi potrebni vztrajnostni moment prečne ojačitve manjši.

Za $\alpha < 1,0$ so amplitude globalnih in lokalnih začetnih nepopolnosti odvisne od razdalje med sosednjima ojačitvama a . Manjša kot je ta razdalja, manjši sta amplitudi začetnih nepopolnosti. Zaradi manjše amplitude nepopolnosti so izbočne sile, ki delujejo na prečno ojačitev, manjše.

Dokazali smo, da se numerično določene osne sile v prečnih ojačitvah pri vseh parametrih razlikujejo od osne sile $N_{st,ten}$, ki jo določa Evrokod. Pri majhnih vitkostih stojin je osna sila po Evrokodu manjša od numerično določene. V večini primerov ($h_w / t_w > 100$) se $N_{st,ten}$ izkaže kot preveč konzervativna, saj je kar 5-krat večja od numerično določene sile. Podobne ugotovitve veljajo tudi za upogibne momente. Momenti, določeni z numerično analizo, so v večini primerov manjši od upogibnih momentov, ki so posledica ekscentričnosti delovanja osne sile $N_{st,ten}$ in nepravilne geometrije.

Upogibni moment na deformirani ojačitvi, izračunan z numerično določeno osno silo, predstavlja le 25% celotnega numerično določenega upogibnega momenta pri doseženi mejni nosilnosti. S tem smo dokazali, da prečna ojačitev ni obremenjena le z osnimi silami iz nateznega polja in momenti zaradi ekscentričnosti ter teorije drugega reda. Izrazitejši vpliv imajo izbočne sile, ki so posledica delovanja tlačnih napetosti v panelu na nepopolni geometriji ojačitve. Dimenzioniranje prečnih ojačitev strižno obremenjenih panelov na osno silo $N_{st,ten}$ se izkaže za konzervativno.

Ob upoštevanju vseh ugotovitev smo predlagali nove enačbe za dimenzioniranje prečnih ojačitev, ki temeljijo na določitvi potrebnega vztrajnostnega momenta ojačitve, pri katerem ojačitev zadosti pogojem največjih dopustnih pomikov in napetosti. Na ta način bistveno poenostavimo postopek dimenzioniranja prečne ojačitve in se izognemo kontroli pomikov in napetosti.



Slika 94: Primerjava predlaganih enačb z vsemi numeričnimi rezultati

Pokazali smo, da s predlaganimi enačbami zadostimo pogojema nosilnosti in togosti prečne ojačitve tudi v primeru prečno ojačane pločevine obremenjene z upogibom oziroma z interakcijo upogiba in striga.

Nadaljne raziskave

Predlagane enačbe veljajo le za primer enostranskih ploščatih prečnih ojačitev. Izkaže se, da na odziv prečne ojačitve vpliv tudi oblika prereza prečne ojačitve. Predlagamo, da se izvede numerična študija tudi za primer T ojačitev.

Ugotovili smo, da se pri razmerju stranic panela $\alpha = 0,5$ osne sile iz enega nateznega polja sidrajo v naslednje polje v sosednjem panelu, iz modela z dvema poljema je težko ugotoviti, kaj se dogaja z osnimi silami na zunanjih robovih. Smiselna bi bilo raziskati obnašanje nosilcev z majhnimi razdaljami med ojačitvami, kjer bi obravnavali vsaj tri polja.

Predlagamo tudi raziskave prečnih ojačitev na nosilcih, ojačanih z vzdolžnimi ojačitvami.

Vztrajnostne momente prečnih ojačitev smo na podlagi rezultatov numeričnih analiz določili iz pogoja največjih dopustnih pomikov po Evrokodu. Napetosti v prerezu smo kontrolirali le v primerih, kjer smo razsikovali vpliv začetnih nepopolnosti. Na tem mestu se je izkazalo, da so napetosti manjše od napetosti na meji tečenja. Kljub temu bi bilo smiselno za vse analize preveriti nivo napetosti v sodelujočem prerezu prečne ojačitve.

V študiji smo obravnavali kvaliteto materiala S355. Smiselno bi bilo preveriti obnašanje nosilcev z upoštevanjem nižje kvalitete materiala (S235).

VIRI

Aleksić, N. 2007. Tlačna in upogibna nosilnost polnostenskih nosilcev, ojačanih z vzdolžnimi ojačitvami. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba N. Aleksić): 109 str.

Beg, D., Dujc, J., 2007. On stability of transverse stiffeners. V: Structural Stability Research Council: proceedings of Annual Stability Conference, New Orleans, Louisiana, University of Missouri-Rolla, April 18-21, 2007, str. 375-389

Beg, D., Kuhlmann, U., Davaine, L., Braun, B. 2010. Design of Plated Structures. Eurocode 3: Design of Steel Structures Part 1-5 – Design of Plated Structures, 1st edition. Brussels, ECCS – European Convention for Constructional Steelwork, Berlin, Ernst & Sohn: 271 str.

Brecelj, M. 2012. Analiza upogibno obremenjenih vzdolžno ojačanih polnostenskih nosilcev. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Brecelj): 106 str.

Dujc, J. 2005. Prečne ojačitve v stojinah polnostenskih nosilcev. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba J. Dujc): 75 str.

Höglund, T. 1997. Shear Buckling Resistance of Steel and Aluminium Plate Girdes. Thin-Walled Structures, 29: 13-30.

Johansson, B., Maquoi, R., Sedlacek, G., Müller, C., Beg, D. 2007. Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 »Plated structural elements«, 1st edition, Luxembourg, Office for Official Publications of the European Communities, Joint Research Centre European Commission: 226 str.

Kim, J. D. 2004. Transverse Stiffener Requirements in Straight and Horizontally Curved Steel I-Girders. Master Degree. Atlanta, Georgia Institute of Technology, School of Civil and Environmental Engineering: 161 str.

https://smartech.gatech.edu/jspui/bitstream/1853/4802/1/kim_yoonduk_200412_mast.pdf

(Pridobljeno 21. 12. 2012.)

Lee, S.C., Yoo, C.H., Yoon, D.Y. 2002. Behaviour of Intermediate Transverse Stiffeners Attached on Web Panels. Journal of Structural Engineering, 128, 3: 337-345.

Lee, S.C., Yoo, C.H., Yoon, D.Y. 2003. New Design Rule for Intermediate Transverse Stiffeners Attached on Web Panels. Journal of Structural Engineering, 129, 12: 1607-1614.

Sinur, F. 2006. Torzijska odpornost vzdolžnih in prečnih ojačitev polnostenskih nosilcev. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba F. Sinur): 94 str.

Sinur, F. 2011. Vzdolžno ojačani polnostenski nosilci pri interakciji velikih upogibnih in strižnih obremenitev. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba F. Sinur): 205 str.

Xie, M., Chapman, J.C. 2003. Design of web stiffeners: axial forces. *Journal of Constructional Steel Research*, 59, 8: 1035-1056.

Xie, M., Chapman, J.C. 2004. Design of web stiffeners: local panel bending effects. *Journal of Constructional Steel Research*, 60, 10: 1425-1452.

Xie, M., Chapman, J.C., Hobbs, R.E. 2008. A rational design model for transverse web stiffeners. *Journal of Constructional Steel Research*, 64, 9: 928-946.

Standardi:

AASHTO: 2004. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 3rd Edition. Washington, D.C., American Association of State Highway and Transportation Officials

AASHTO: 2007. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 4th Edition. Washington, D.C., American Association of State Highway and Transportation Officials

SIST EN 1993-1-5: 2007. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij - 1-5. Del: Elementi pločevinaste konstrukcije. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.