

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:

Šuligoj, T., 2014. Obnašanje tlačno obremenjenih vzdolžno ojačenih pločevin. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Sinur, F.): 86 str.

Datum arhiviranja: 03-09-2014

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:

Šuligoj, T., 2014. Obnašanje tlačno obremenjenih vzdolžno ojačenih pločevin. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Sinur, F.): 86 pp.

Archiving Date: 03-09-2014

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 ŠTUDIJSKI
PROGRAM GRADBENIŠTVO
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidatka:

TAMARA ŠULIGOJ

**OBNAŠANJE TLAČNO OBREMENJENIH VZDOLŽNO
OJAČENIH PLOČEVIN**

Diplomska naloga št.: 3401/KS

**BEHAVIOUR OF LONGITUDINALLY STIFFENED
PLATES SUBJECTED TO UNIFORM COMPRESSION**

Graduation thesis No.: 3401/KS

Mentor:
doc. dr. Franc Sinur

Predsednik komisije:
izr. prof. dr. Janko Logar

Član komisije:
izr. prof. dr. Jože Panjan

Ljubljana, 02. 09. 2014

IZJAVE

Podpisana Tamara Šuligoj izjavljam, da sem avtorica diplomskega dela z naslovom
»Obnašanje tlačno obremenjenih vzdolžno ojačenih pločevin«.

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, 26. 8. 2014

Tamara Šuligoj

STRAN ZA POPRAVKE**Stran z napako****Vrstica z napako****Namesto****Naj bo**

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.014.2(043.2)
Avtor:	Tamara Šuligoj
Mentor:	doc. dr. Franc Sinur
Naslov:	Obnašanje tlačno obremenjenih vzdolžno ojačenih pločevin
Tip dokumenta:	Dipl. nal. - UNI
Obseg in oprema:	86 str., 7 pregl., 80 sl., 35 en.
Ključne besede:	jeklene konstrukcije, vzdolžno ojačene pločevine, izbočenje pločevin, torzijska togost

Izveček:

V diplomski nalogi so obravnavane vzdolžno ojačene pločevine obremenjene s čistim tlakom, ki so podvržene pojavu lokalnega in globalnega uklona. Njihova značilnost je, da nosijo tudi v post-kritičnem območju, ko je elastična kritična napetost že prekoračena. Predstavljena so pravila projektiranja po SIST-EN 1993-1-5. Za določitev globalnega redukcijskega faktorja ρ_c , s katerim reduciramo prerez je potrebno poznati elastično kritično napetost izbočenja pločevine in elastično kritično napetost uklona tlačene palice. Danes se zaradi enostavnosti in učinkovitosti v inženirski praksi za ta namen uporabljajo računalniški programi. V računu nosilnosti po standardu smo kritične napetosti izbočenja panela $\sigma_{cr,p}$ nadomestili s kritičnimi napetostmi izračunanimi s pomočjo programa EBPlate. V programu Abaqus smo izvedli nelinearno geometrijsko analizo z začetnimi nepopolnostimi, s katerimi smo določili dejansko mejno nosilnost vzdolžno ojačanih panelov. Pokazali smo, da postopek računa kritičnih napetosti po SIST-EN 1993-1-5 ne upošteva ugodnega vpliva torzijske togosti ojačitev zaprtega prereza in je zato za določitev mejne nosilnosti ojačanega panela preveč konzervativen. Nasprotno pa uporaba elastične kritične napetosti $\sigma_{cr,p}$ izračunane z EBPlate za ojačitve z zaprtim prečnim prerezom v kombinaciji s postopkom določanja nosilnosti po standardu vodi do rezultatov, ki niso na varni strani. Na podlagi vseh dobljenih rezultatov in ugotovitev smo predlagali novo uklonsko krivuljo, kjer je za posamezen panel izpolnjen pogoj nosilnosti v primeru, da v enačbah uporabimo elastično kritično napetost določeno z računalniškim programom EBPlate.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.014.2(043.2)

Author: Tamara Šuligoj

Supervisor: assist. prof. Franc Sinur, Ph.D

Title: Behaviour of longitudinally stiffened plates subjected to uniform compression

Document type: Graduation Thesis - University studies

Notes: 84 p., 7 tab., 80 fig., 35 eq.

Key words: steel structures, longitudinally stiffened plates, plate buckling, torsional stiffness

Abstract:

The diploma thesis addresses longitudinally stiffened steel plates subjected to uniform compression. Ultimate resistance of such plates is characterised with global and local buckling as they possess substantial post-critical resistance after the elastic critical stress has been exceeded. The design rules of SIST-EN 1993-1-5 for the determination of the effective area were discussed. The main focus is set on the computation of the global reduction factor ρ , which is needed to determine the effective area of a plate under compression. For calculation of the global reduction factor ρ , column-like $\sigma_{cr,c}$ and plate-like $\sigma_{cr,p}$ critical buckling stresses need to be determined. As the equations for the computation of the resistance of longitudinally stiffened plates given by the Eurocode are very complex, the implementation of modern computer programs such as *EBPlate* into the given design rules has been studied. With a verified numerical model a parametric geometric and material nonlinear analysis with imperfections was carried out to determine the ultimate resistance. It was concluded that the use of SIST-EN 1993-1-5 expressions for elastic critical stress lead to very conservative results as it does not take into account torsional stiffness of stiffener, which is greater for closed than for open flat stiffeners. However, the use of *EBPlate* in combination with design rules given in SIST-EN 1993-1-5 may lead to unsafe results in the case of closed stiffeners. Therefore, for plates with closed section stiffeners a new buckling curve is introduced in order to obtain numerical observed resistance, if software *EBPlate* is used to determine elastic critical buckling stresses..

ZAHVALA

Zahvaljujem se mentorju doc. dr. Francu Sinurju za nasvete, pomoč in spodbudo v času pisanja diplomske naloge.

Hvala strašem, da so mi omogočili študij in me vedno podpirali.

Hvala tudi vsem prijateljem in sošolcem, ki so popestrili študentska leta.

KAZALO VSEBINE

IZJAVE	I
BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	III
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	IV
ZAHVALA	V
1 UVOD	1
2 IZBOČENJE PLOČEVIN ZARADI DELOVANJA NORMALNIH NAPETOSTI	3
2.1 RAZLIČNI NAČINI IZBOČENJA	4
2.2 DOLOČITEV ELASTIČNE KRITIČNE NAPETOSTI IZBOČENJA	5
2.2.1 <i>SIST EN 1993-1-5</i>	5
2.2.2 <i>Uporaba programske opreme EBPlate</i>	12
2.3 PRIMERJAVA ELASTIČNE KRITIČNE NAPETOSTI IZBOČENJA PLOČEVINE IZRAČUNANE S POENOSTAVLJENIM RAČUNSKIM POSTOPKOM (SIST EN 1993-1-5), TER PROGRAMOM EBPLATE.....	13
2.4 NOSILNOST PLOČEVINE	15
3 NUMERIČNI MODEL	19
3.1 GEOMETRIJA MODELA IN ROBNI POGOJI	19
3.1.1 <i>Eksperimentalni testi- Lutteroth</i>	19
3.2 MREŽA KONČNIH ELEMENTOV	24
3.2.1 <i>Vrsta končnih elementov</i>	24
3.2.2 <i>Gostota mreže končnih elementov</i>	24
3.3 UPOŠTEVANJE ZAČETNIH NEPOPOLNOSTI	26
3.3.1 <i>Globalne nepopolnosti</i>	26
3.3.2 <i>Lokalne nepopolnosti</i>	27
3.3.3 <i>Občutljivostna analiza</i>	28
3.4 MATERIAL	33
3.5 VRSTA ANALIZE	33
4 PARAMETRIČNA ŠTUDIJA	35
5 REZULTATI	37
5.1 PRIMERJAVA ELASTIČNIH KRITIČNIH NAPETOSTI IZBOČENJA PLOČEVINE	37
5.1.1 <i>Vpliv razmerja stranic alfa na elastično kritično napetost</i>	38
5.1.2 <i>Vpliv števila ojačitev na elastično kritično napetost</i>	40
5.1.3 <i>Vpliv relativne upogibne togosti na elastično kritično napetost</i>	42
5.1.4 <i>Vpliv torzijske togosti ojačitev</i>	44
5.2 REZULTATI - PRIMERJAVA NUMERIČNIH TESTOV Z METODO SODELUJOČIH ŠIRIN	47
5.2.1 <i>Primerjava numeričnih rezultatov z EC3</i>	49
5.2.2 <i>Primerjava numeričnih rezultatov z uporabo programa EBPlate</i>	52

5.2.3	<i>Nova uklonska krivulja - predlog</i>	63
5.2.4	<i>Primeri uporabe in kontrola</i>	73
5.3	DOLOČITEV DELNEGA VARNOSTEGA FAKTORJA	80
6	ZAKLJUČEK	83
VIRI	85

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Podatki eksperimentalnih modelov	20
Preglednica 2: Primerjava deleža obtežbe za pozitivno in negativno smer globalne oblike nepopolnosti	29
Preglednica 3: Kombinacije obravnavanih nepopolnosti	30
Preglednica 4: Elastične kritične napetosti [MPa] za primer odprte ojačitve	32
Preglednica 5: Vrednost θ v odvisnosti od γ	44
Preglednica 6: Razmerje α pri katerem nosilnost po EBPlate preseže numerično	59
Preglednica 7: Delni varnostni faktorji γ_M	82

KAZALO SLIK

Slika 1: Post-kritični odziv vitkih pločevin izpostavljenih tlačnim napetostim (Beg idr., 2010: str. 23)	3
Slika 2: Metodi reduciranih napetosti in sodelujočih prerezov (Beg idr., 2010: str. 24)	4
Slika 3: Uklon in izbočenje pločevine zaradi normalnih tlačnih napetosti (Beg idr., 2010: str. 31)	5
Slika 4: Primeri notranjih in zunanjih delov pločevine prečnega prereza (Beg idr., 2010: str. 32)	6
Slika 5: Prikaz vrednosti izbočitvenega koeficienta v odvisnosti od razmerja α	7
Slika 6: Ojačena pločevina v čistem tlaku (Beg idr., 2010: str. 38)	8
Slika 7: Stojina I nosilca z enostransko vzdolžno ojačitvijo v tlaku (Beg idr., 2010: str. 40)	9
Slika 8: Razdalji e_1 in e_2 (Beg idr., 2010: str. 45)	11
Slika 9: Interakcija med uklonom tlačene palice in izbočenjem pločevine po SIST-EN 1993-1-5 (Beg idr., 2010: str. 46)	12
Slika 10: Primerjava poteka vrednosti elastičnih kritičnih napetosti v odvisnosti od razmerja stranic α	14
Slika 11: Primerjava elastičnih kritičnih napetosti EC3 in EBP za vse obravnavane togosti in število ojačitev	15
Slika 12: Polni in sodelujoči prerez v 4. razredu kompaktnosti	16
Slika 13: Določitev sodelujočega prereza z iterativnim postopkom	17
Slika 14: Numerični model in simulacija testa (Lutteroth)	20
Slika 15: Primerjava med eksperimentalno in numerično določeno nosilnostjo	21
Slika 16: Numerični model iz 6 panelov	22
Slika 17: Primerjava nosilnosti med numerično (modela iz 2 in 6 panelov) in eksperimentalno določeno nosilnostjo	22
Slika 18: Shematičen prikaz robnih pogojev na vzdolžnem prerezu z dolžino a	23
Slika 19: Obnašanje modela glede na različne gostote mrež	25
Slika 20: Primer mreže končnih elementov z elementi velikosti $b/40$	26
Slika 21: Obravnavani obliki globalnih nepopolnosti v prečnem prerezu	27

Slika 22: Obravnavane oblike lokalnih nepopolnosti	28
Slika 23: Deformirana oblika pri poružitvi modela glede na smer izbrane globalne nepopolnosti	29
Slika 24: Odstopanje nosilnosti za posamezne oblike nepopolnosti	30
Slika 25: Povečana (za faktor 100) izbrana oblika nepopolnosti – odprti prerez ojačitev	31
Slika 26: Število polvalov pri izbočenju v prvi globalni obliki	32
Slika 27: Vrednosti razmerja stranic, pri katerem pride do izbočenja v 2 polvalih	32
Slika 28: Primer obtežne poti	34
Slika 29: Primerjava poteka elastičnih kritičnih napetosti	38
Slika 30: Vpliv razmerja stranic na elastično kritično napetost izbočenja pločevine za 2 ojačitvi	39
Slika 31: Vpliv razmerja stranic na elastično kritično napetost izbočenja pločevine za 4 ojačitve	39
Slika 32: Vpliv razmerja stranic na elastično kritično napetost izbočenja pločevine za 8 ojačitev	40
Slika 33: Vpliv števila ojačitev na elastično kritično napetost izbočenja pločevine	41
Slika 34: Shematičen prikaz ojačitev s torzijskimi vzmetmi	41
Slika 35: Vpliv relativne upogibne togosti ojačitev na elastično kritično napetost izbočenja pločevine za 2 ojačitvi	42
Slika 36: Vpliv relativne upogibne togosti ojačitev na elastično kritično napetost izbočenja pločevine za 4 ojačitve	42
Slika 37: Vpliv relativne upogibne togosti ojačitev na elastično kritično napetost izbočenja pločevine za 8 ojačitev	43
Slika 38: Trpezne ojačitve v prečnem prerezu	43
Slika 39: Potek $k_{\sigma,p}$ v odvisnosti od θ za $\alpha = 0,75$ in $\gamma = 25$	44
Slika 40: Potek $k_{\sigma,p}$ v odvisnosti od θ za $\alpha = 1,5$ in $\gamma = 25$	45
Slika 41: Potek normiranih vrednosti $k_{\sigma,p}(\theta = 1000)/k_{\sigma,p}(\theta = 0)$ v odvisnosti od α za $\gamma = 25$ in $\gamma = 200$	45
Slika 42: Potek vrednosti elastičnih kritičnih napetosti v odvisnosti od torzijske togosti	46
Slika 43: Vrednosti interakcijskega faktorja v odvisnosti od razmerja stranic α , za 4 ojačitve	48

Slika 44: Primerjava površine sodelujočih prerezov za 4 ojačitve	50
Slika 45 : Primerjava površin sodelujočih prerezov $A_{eff,NUM}$ Z $A_{eff,EC3}$ za 4 ojačitve	51
Slika 46: Primerjava površin sodelujočih prerezov $A_{eff,NUM}$ Z $A_{eff,EC3}$ za 2 ojačitvi	51
Slika 47: Primerjava površin sodelujočih prerezov $A_{eff,NUM}$ Z $A_{eff,EC3}$ za 8 ojačitev	52
Slika 48: Primerjava površine sodelujočih prerezov	54
Slika 49: Primerjava površin sodelujočih prerezov $A_{eff,NUM}$ Z $A_{eff,EBP}$ za 2 ojačitvi	55
Slika 50: Primerjava površin sodelujočih prerezov $A_{eff,NUM}$ Z $A_{eff,EBP}$ za 4 ojačitve	55
Slika 51: Primerjava površin sodelujočih prerezov $A_{eff,NUM}$ Z $A_{eff,EBP}$ za 8 ojačitev	56
Slika 52: Normirani vrednosti $\sigma_{cr,EBP,norm}$ in $A_{eff,EBP,norm}$	57
Slika 53: Normirani vrednosti $\sigma_{cr,EBP,norm}$ in $A_{eff,EBP,norm}$ za 4 ojačitve po vseh vrednostih γ	57
Slika 54: Normirani vrednosti $\sigma_{cr,EBP,norm}$ in $A_{eff,EBP,norm}$ po vseh vrednostih γ	58
Slika 55: Vrednosti končnega redukcijskega faktorja ρ_c za 4 ojačitve	59
Slika 56: Zahtevani ρ_c faktor za primer 4 ojačitev po vseh vrednostih parametra γ	60
Slika 57: Zahtevani ρ_c za primer 2 in 8 ojačitev po vseh vrednostih parametra γ	60
Slika 58: Razmerje $\sigma_{cr,p,EBP}/\sigma_{cr,p,EC3}$ pri katerem se začne prehod v problematično območje v odvisnosti od števila vzdolžnih ojačitev	61
Slika 59: Razmerje $\sigma_{cr,p,EBP}/\sigma_{cr,p,EC3}$ pri katerem se začne prehod v problematično območje v odvisnosti od relativne upogibne togosti vzdolžnih ojačitev	62
Slika 60: Potek redukcijskih koeficientov izbočenja pločevine ρ in ρ_{potr} v odvisnosti od λp za 2 ojačitvi	63
Slika 61: Potek redukcijskih koeficientov izbočenja pločevine ρ in ρ_{potr} v odvisnosti od λp za 4 ojačitve	64
Slika 62: Potek redukcijskih koeficientov izbočenja pločevine ρ in ρ_{potr} v odvisnosti od λp za 8 ojačitev	64
Slika 63 : Predlagana uklonska krivulja	65
Slika 64: Predlagana zveza $\rho - \lambda p$	66
Slika 65: Primerjava površin sodelujočih prerezov $A_{eff,NUM}$ Z $A_{eff,predlog}$	67
Slika 66: Primerjava natančnosti rezultatov za $\gamma = 25$ in $\gamma = 200$	68
Slika 67: Primerjava površin sodelujočih prerezov za 2 ojačitvi	69

Slika 68: Primerjava površin sodelujočih prerezov za 4 ojačitve	69
Slika 69: Primerjava površin sodelujočih prerezov za 8 ojačitev	70
Slika 70: Skupna primerjava površin sodelujočih prerezov za 2, 4 in 8 ojačitev	71
Slika 71: Primerjava površine sodelujočih prerezov	72
Slika 72: Primerjava površin sodelujočih prerezov za 3 ojačitve	73
Slika 73: Primerjava površin sodelujočih prerezov za 5 ojačitev	74
Slika 74: Primerjava površin sodelujočih prerezov za 7 ojačitev	74
Slika 75: Primerjava površine sodelujočih prerezov	76
Slika 76: Primerjava površin sodelujočih prerezov za vse obravnavane panele	77
Slika 77: Deformirana oblika - interakcija med globalnim in lokalnim uklonom	78
Slika 78: Primerjava sodelujočih prerezov z upoštevanjem interakcije globalnega in lokalnega uklona	79
Slika 79: Primerjava sodelujočih prerezov z upoštevanjem interakcije globalnega in lokalnega uklona	79
Slika 80: Statistična analiza in določitev γ_M	81

1 UVOD

Z vstopom konstrukcijskega jekla na trg in razvojem različnih postopkov varjenja, se je inženirjem ponudila možnost za oblikovanje bolj vitkih elementov. Uporaba tankih jeklenih pločevin je močno razširjena v strojništvu, letalstvu in gradbeništvu, kjer pločevine v večini primerov predstavljajo del nosilnega elementa. Njihova največja prednost je, da jih kljub majhni lastni teži odlikuje visoka nosilnost. Običajno so paneli sestavljeni iz tanke osnovne pločevine, ki je ojačena z vzdolžnimi in/ali prečnimi ojačitvami različnih oblik, katerih naloga je, da zagotovijo podporo pločevini. Najbolj pogosto uporabo ojačenih panelov v gradbeništvu srečamo v mostnih konstrukcijah, kjer posamezne panele ojačene v vzdolžni smeri ločujejo tudi prečne ojačitve, ki predstavljajo togo podporo pločevini.

Posebnost tankih pločevin 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 preteklosti so zaradi pomanjkanja znanja in izkušenj take elemente dimenzionirali le kot uklon linijskih elementov, pri katerih do pojava post-kritične nosilnosti ne pride. Z namenom razvoja matematičnega modela za pravilen opis post-kritične nosilnosti je bilo kasneje izvedeno veliko teoretičnih, eksperimentalnih in numeričnih raziskav. Trenutni model je skupaj s pravili za dimenzioniranje ojačenih in neojačenih pločevin zajet v standardu SIST EN 1993-1-5. V primeru, ko obravnavamo pločevino ojačeno z ojačitvami zaprtega tipa se vrednosti po Evrokosu izkažejo za preveč konzervativne. Posebnost ojačitev zaprtega tipa je izkazovanje velike torzijske togosti, s čimer se močno povečata elastična kritična napetost pločevine in nosilnost celotnega nosilca. Teoretična ozadja so predstavljena v prvem delu diplomske naloge.

Da bi bolje razumeli obnašanje vzdolžno ojačenih panelov, obremenjenih s tlačnimi silami, smo opravili obsežno parametrično študijo. Vsebinsko smo jo razdelili na dva dela, kjer prvi del predstavlja določitev elastične kritične napetosti, drugi del pa račun končne nosilnosti.

Pri primerjavi elastičnih kritičnih napetosti izbočenja pločevine, izračunanih s poenostavljenimi izrazi po Evrokodu in z rezultati izračunanimi z računalniškim programom EBPlate se izkaže, da se rezultati ujemajo le v primeru, ko imamo opraviti z ojačitvami odprtega tipa. Ker je dejanska elastična kritična napetost z upoštevanjem torzijske togosti trapeznih ojačitev večja, lahko njena uporaba v obstoječih analitičnih izrazih za določitev nosilnosti vodi do prevelikih vrednosti.

Drugi del parametrične študije zajema razlike v nosilnosti oz. površini sodelujočih prerezov. Ti se določijo s pomočjo redukcijskih faktorjev, ki so odvisni od elastičnih kritičnih napetosti. Da bi preverili ustreznost analitičnih modelov, smo s programom Abaqus izvedli večje število

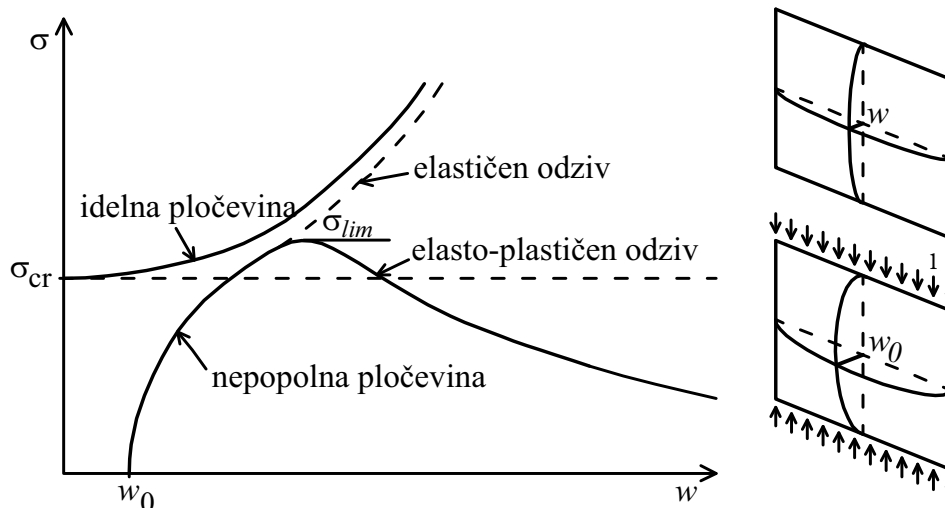
numeričnih analiz, v katerih smo spreminjali bistvene geometrijske parametre. Večina raziskav je bila usmerjenih v določitev nosilnosti elementa ojačenega z ojačitvami zaprtega tipa.

Na podlagi dobljenih rezultatov je bila podana modificirana uklonska krivulja, ki predpisuje vrednosti potrebnega redukcijskega faktorja. Z uporabo te zveze v kombinaciji z elastično kritično napetostjo izbočenja pločevine ob upoštevanju torzijske togosti ojačitev, je analitični model na varni strani.

2 IZBOČENJE PLOČEVIN ZARADI DELOVANJA NORMALNIH NAPETOSTI

Poglavje je delno povzeto po Beg idr., 2010.

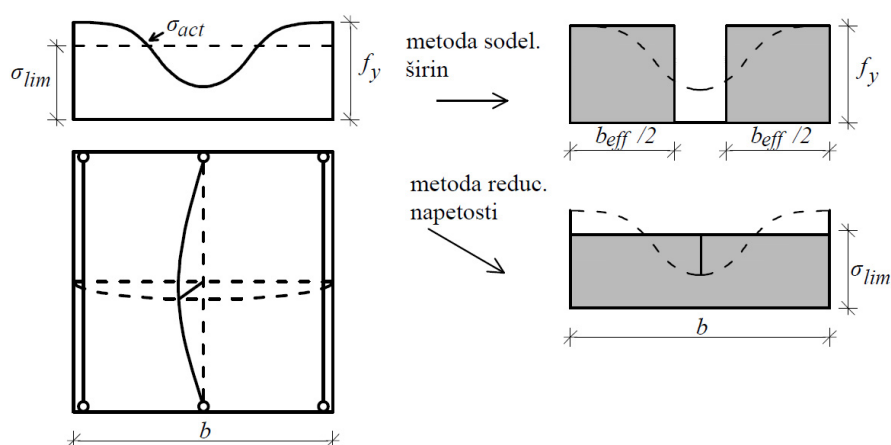
Vitke pločevine zaradi lokalnega izbočenja ne izgubijo nosilnosti, kot se to zgodi pri uklonu palice, ampak nosijo tudi v post-kritičnem območju, ko je elastična kritična napetost σ_{cr} že prekoračena. Ta pojav imenujemo post-kritična nosilnost. Tipičen odziv vitkih pločevin je prikazan na spodnji sliki (Slika 1).



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

Elastična kritična napetost je napetost, pri kateri pride do izbočenja idealno ravne elastične pločevine. Razmejitev med pred-kritičnim in post-kritičnim odzivom je v primeru idealne pločevine jasno vidna iz bifurkacijske točke, medtem ko je pri realnih pločevinah z upoštevanimi začetnimi nepopolnostmi prehod v post-kritično območje postopen in pri velikih nepopolnostih težko opazen. Po prekoračitvi elastične kritične napetosti pride do prerazporeditve napetosti. Zmanjša se osna togost izbočenega dela elementa, hkrati pa se napetosti na robnih delih pločevine povečajo. Mejna nosilnost je dosežena, ko napetosti na robu dosežejo mejo tečenja f_y .

Dejansko napetostno stanje oz. potek napetosti 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 sodelujočih širin in metoda reduciranih napetosti (Slika 2).



Slika 2: Metodi reduciranih napetosti in sodelujočih prerezov (Beg idr., 2010: str. 24)

Metoda sodelujočih širin temelji na redukciji prečnega prereza elementa tako, da upošteva sodelujoče širine b_{eff} dela elementa in jih obravnava kot kompaktne oz. take, da v njih napetosti lahko dosežejo mejo tečenja f_y . Pri pločevinah brez vzdolžnih ojačitev je potrebno določiti redukcijski koeficient izbočenja pločevine ρ , s katerim reduciramo tlačni del prereza in določimo sodelujoči del tega prereza. Pri vzdolžno ojačenih pločevinah pa je določitev sodelujočega dela prereza bolj zahtevna, saj je pri prevzemu obtežbe potrebno upoštevati tudi sodelovanje ojačitev in interakcijo med lokalnim in globalnim uklonom pločevine. Redukcijski koeficient izbočenja pločevine ρ , ki je bil določen s testi (Winter, 1947) je podan z enačbo (1):

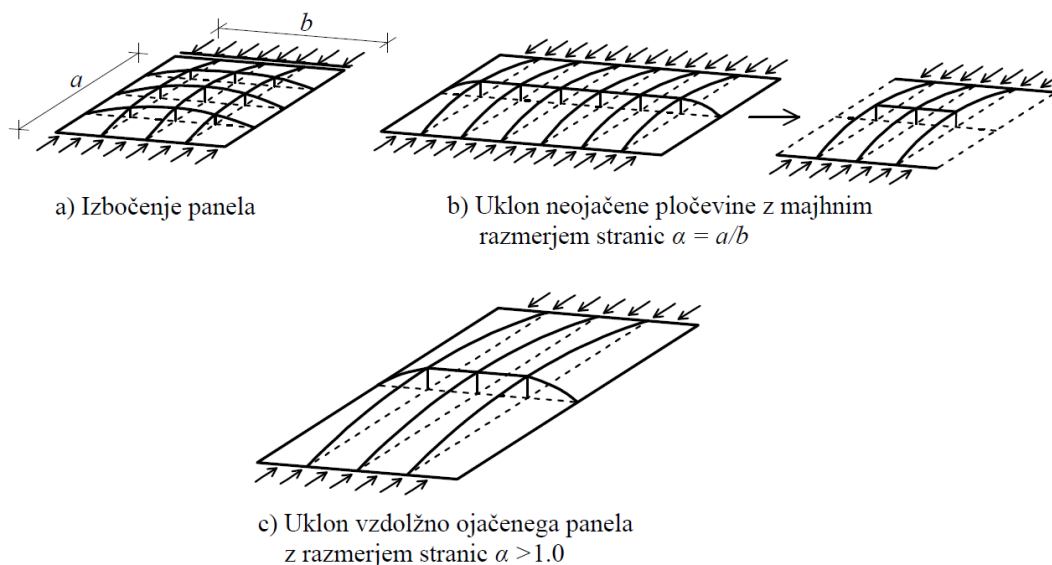
$$\rho = \frac{b_{eff}}{b} = \frac{\sigma_{lim}}{f_y}. \quad (1)$$

Metoda reduciranih napetosti temelji na redukciji največje možne napetosti v prerezu v mejnem stanju. Tako pri metodi reduciranih napetosti, kot tudi pri metodi sodelujočih širin je ustrezna redukcija taka, da je ohranjeno ravnotežje z dejanskim potekom napetosti v prerezu (2).

$$P_{ult} = \int_0^b \sigma_{act} dx = b_{eff} \cdot f_y = b \cdot \sigma_{lim} = \rho b \cdot f_y \quad (2)$$

2.1 Različni načini izbočenja

V splošnem ločimo dve skrajni možnosti načina izbočenja: obnašanje pločevine kot tlačna palica ali obnašanje kot pločevina (Slika 3). Vmes se nahaja prehodno območje, kjer upoštevamo interakcijo med obema oblikama.



Slika 3: Uklon in izbočenje pločevine zaradi normalnih tlačnih napetosti (Beg idr., 2010: str. 31)

Izbočenje »dvodimenzionalnega« modela obravnavamo kot izbočenje ojačene/neojačene pločevine, ki je prostoležeče podprta na vseh robovih. »Enodimenzionalno« izbočenje pločevine pa je enako uklonu tlačne palice, kjer pločevina po vzdolžnih robovih ni podprta. Do omenjenega pojava pride predvsem pri manjšem razmerju med dolžino in širino pločevine ter pri veliki ortotropnosti vzdolžno ojačene pločevine. Taki elementi ob izgubi stabilnosti ne izkazujejo povečanja nosilnosti v post-kritičnem stanju. Kritična napetost izbočenja pločevine je vedno višja od kritične napetosti uklona tlačne palice.

2.2 Določitev elastične kritične napetosti izbočenja

Elastična kritična napetost izbočenja je prva informacija o obnašanju pločevine in bistven podatek za nadaljnjo obravnavo v post-kritičnem območju. Za izračun elastične kritične napetosti σ_{cr} je na voljo več možnosti. Lahko jo določimo s pomočjo obstoječih diagramov (npr. Klöpplovi diagrami), po poenostavljenih analitičnih izrazih, ki so navedeni v Evrokodu ali pa z računalniškimi simulacijami.

V nadaljevanju sta podrobneje opisana zadnje omenjena postopka, na podlagi katerih je bila narejena primerjava dobljenih elastičnih kritičnih napetosti izbočenja pločevine.

2.2.1 SIST EN 1993-1-5

2.2.1.1 Izbočenje pločevine

Izbočenje pločevine standard obravnava kot izbočenje na vseh robovih prostoležeče podprte pločevine.

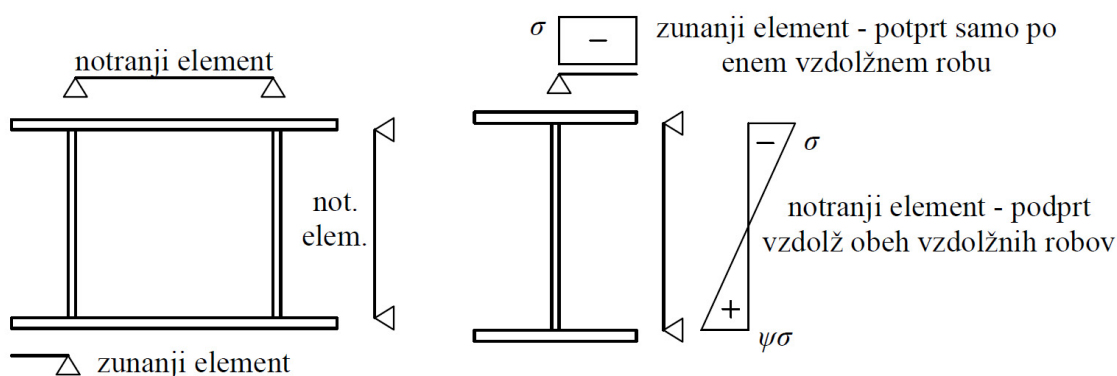
2.2.1.1.1 Neojačene pločevine

Sodelujočo širino b_{eff} oz. sodelujoči prerez $A_{c,eff}$ vitkih elementov v tlaku določimo s pomočjo redukcijskega koeficienta izbočenja $\rho = \rho_{loc}$ (3), (4).

$$b_{eff} = \rho_{loc} \cdot b \quad (3)$$

$$A_{eff} = \rho_{loc} \cdot A \quad (4)$$

Redukcijski koeficient ρ_{loc} se nanaša na redukcijo posameznega podpanela, njegov izračun pa se razlikuje če gre za zunanji ali notranji element prečnega prereza (Slika 4).



Slika 4: Primeri notranjih in zunanjih delov pločevine prečnega prereza (Beg idr., 2010: str. 32)

V EN 1993-1-5 je ρ_{loc} določen z naslednjimi izrazi:

- Za notranji tlačene elemente (podprta sta oba vzdolžna robova):

$$\begin{aligned} \rho_{loc} &= 1,0 & \text{za } \bar{\lambda}_p &\leq 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} \\ \rho_{loc} &= \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} & \text{za } \bar{\lambda}_p &> 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} \end{aligned} \quad (5)$$

Kjer je ψ razmerje napetosti na skrajnih robovih panela $\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$.

- Za zunanji tlačene elemente (podprt je en vzdolžni rob):

$$\begin{aligned} \rho_{loc} &= 1,0 & \text{za } \bar{\lambda}_p &\leq 0,748 \\ \rho_{loc} &= \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} & \text{za } \bar{\lambda}_p &> 0,748 \end{aligned} \quad (6)$$

Kjer je relativna vitkost pločevine določena kot:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,p}}} \quad (7)$$

Relativno vitkost določimo na podlagi izračuna elastične kritične napetosti $\sigma_{cr,p}$:

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma} \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2, \quad (8)$$

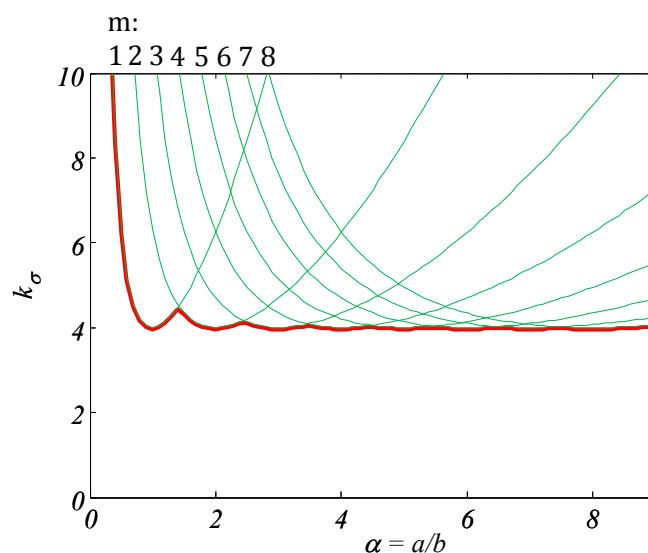
kjer predstavlja E elastični modul, ν Poissonovo število, t debelino pločevine, b višino pločevine, k_{σ} pa koeficient izbočenja, ki je odvisen od razmerja robnih napetosti ψ in robnih pogojev tlačnih napetosti po prerezu. Za prosto podprte neojačane pločevine pod vplivom enakomernega tlaka je koeficient izbočenja podan kot:

$$k_{\sigma} = \left(\frac{m}{\alpha} + n^2 \frac{\alpha}{m}\right)^2, \quad (9)$$

kjer je $\alpha = a/b$ razmerje med dolžino in širino stranic panela. Vrednost m predstavlja število sinusnih polvalov izbočenja v smeri tlaka, medtem ko n označuje število sinusnih polvalov v prečni smeri. V primeru, da se v prečni smeri oblikuje le en polval ($n = 1$), se zgornja enačba (9) poenostavi:

$$k_{\sigma} = \left(\frac{m}{\alpha} + \frac{\alpha}{m}\right)^2. \quad (10)$$

Minimalno vrednost dobimo pri $\alpha = m$ in sicer $k_{\sigma} = 4$. Vse do razmerja $\alpha = \sqrt{2}$ velja, da se idealna pločevina izboči v enem polvalu, s povečanjem razmerja α pa sledi izbočitev v dveh polvalih (Slika 5).



Slika 5: Prikaz vrednosti izbočitvenega koeficienta v odvisnosti od razmerja α

2.2.1.1.2 Vzdolžno ojačene pločevine

Upoštevano je globalno izbočenje celotnega panela sestavljenega iz pločevine in ojačitev. V primeru, da so posamezni podpaneli vitki, je potrebno upoštevati interakcijo med globalnim in lokalnim izbočenjem pločevine.

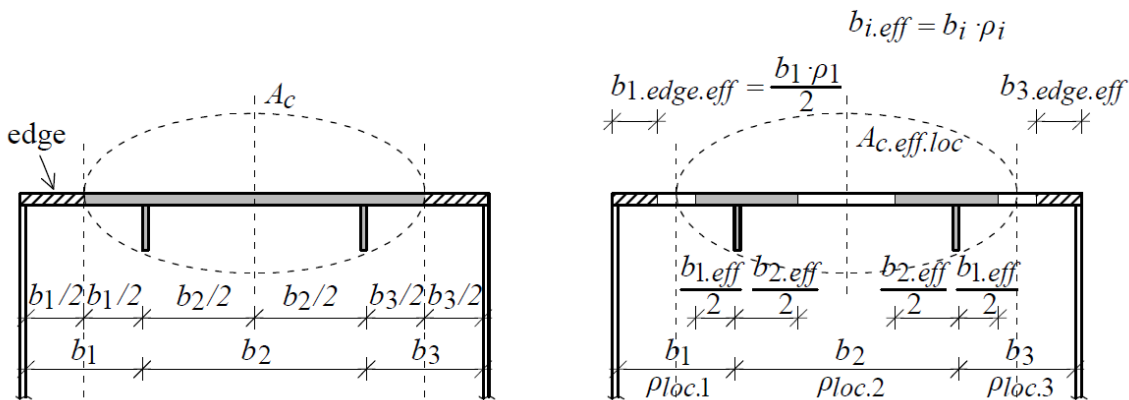
Interakcija med lokalnim in globalnim izbočenjem je zajeta v enačbi računa relativne vitkosti panela:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{N_{y,eff}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{A_{c,eff,loc} f_y}{A_c \sigma_{cr,p}}} = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} f_y}{\sigma_{cr,p}}} \quad (11)$$

Kjer A_c označuje bruto prerez tlačene cone ojačenega panela zmanjšanega za površino robnih delov vzdolž smeri stranice a (Slika 6), $A_{c,eff,loc}$ pa predstavlja vsoto sodelujočih prerezov podpanelov in vzdolžnih ojačitev ter je določen po enačbi (12).

$$A_{c,eff,loc} = A_{sl,eff} + \sum_i \rho_{loc} \cdot b_{loc,i} \cdot t \quad (12)$$

Kjer je $b_{loc,i}$ širina posameznega podpanela v prečnem prerezu.



Slika 6: Ojačena pločevina v čistem tlaku (Beg idr., 2010: str. 38)

Postopek računa globalnega izbočitvenega koeficienta k_σ za določitev elastične kritične napetosti $\sigma_{cr,p}$ je v primeru vzdolžno ojačene pločevine bolj zahteven. V SIST EN-1993-1-5 sta glede na število ojačitev v tlačeni coni pločevine predstavljena dva poenostavljena postopka:

- Primer s tri ali več enakomerno razporejenimi ojačitvami, pri razmerju $\alpha = a/b \geq 0,5$:

Pogoj za uporabo tega postopka je, da je celoten panel v tlaku in velja, da je razmerje napetosti $\psi = \sigma_2/\sigma_1 \geq 0,5$. Če so v tlačeni coni vsaj 3 vzdolžne ojačitve smemo ojačeno pločevino obravnavati kot ortotropno pločevino. To pomeni, da je skupna togost vseh ojačitev enakomerno porazdeljena po širini pločevine. Skladno s tem se izračuna elastična kritična napetost vzdolžno ojačene pločevine:

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p} \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (13)$$

Koeficient izbočenja $\sigma_{cr,p}$ je tu odvisen od številnih parametrov:

$$k_{\sigma,p} = \frac{2((1+\alpha^2)^2 + \gamma - 1)}{\alpha^2(\psi + 1)(1 + \vartheta)} \quad \text{za } \alpha \leq \sqrt[4]{\gamma}$$

$$k_{\sigma,p} = \frac{4(1 + \sqrt{\gamma})}{(\psi + 1)(1 + \vartheta)} \quad \text{za } \alpha > \sqrt[4]{\gamma} \quad (14)$$

Kjer je:

$$\gamma = \frac{I_{sl}}{I_p}; \quad \delta = \frac{A_{sl}}{A_p}; \quad \alpha = \frac{a}{b} \geq 0,5,$$

I_{sl} vztrajnostni moment ojačene pločevine, I_p vztrajnostni moment osnovne pločevine, A_{sl} vsota bruto prerezov vzdolžnih ojačitev in A_p bruto prerez pločevine.

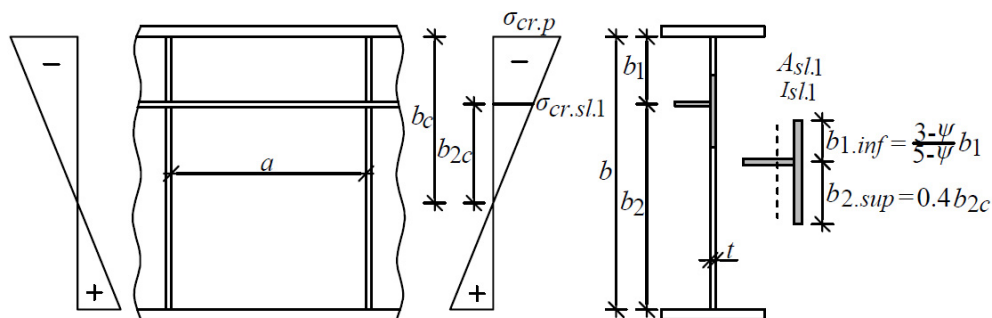
- Ena ali dve ojačitvi v tlačeni coni:

Če je pločevina vzdolžno ojačena z eno ali dvema ojačitvama, se elastična kritična napetost izbočenja pločevine $\sigma_{cr,p}$ določi s pomočjo uklonske elastične kritične napetosti $\sigma_{cr,sl}$ osno obremenjene ojačitve s pripadajočim delom pločevine na elastični podlagi.

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{1,05E}{A_{sl,1}} \frac{\sqrt{I_{sl,1} t^3 b}}{b_1 b_2} \quad \text{za } a \geq a_c$$

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 E I_{sl,1}}{A_{sl,1} a^2} + \frac{E t^3 b a^3}{4\pi^2 (1-\nu^2) A_{sl,1} b_1^2 b_2^2} \quad \text{za } a < a_c \quad (15)$$

Kjer sta $A_{sl,1}$ in $I_{sl,1}$ bruto prečni prerez ter bruto vztrajnostni moment ojačitve s pripadajočim delom pločevine (Slika 7), a_c pa predstavlja dolžino na kateri se ojačitev ukloni v enem polvalu. Če velja $a_c > a$, se ojačitev ukloni v enem ($m = 1$), sicer pa v več polvalih ($m > 1$).



Slika 7: Stojina I nosilca z enostransko vzdolžno ojačitvijo v tlaku (Beg idr., 2010: str. 40)

2.2.1.2 Izbočenje podobno uklonu tlačene palice

V primeru majhnega razmerja med dolžino in širino pločevine a/b ali pri veliki ortotropnosti vzdolžno ojačene pločevine lahko pride do nestabilnosti pri kateri ni postkritične rezerve nosilnosti. Prevladuje uklon tlačene palice, kjer vpliv »dvodimenzionalnega« izbočenja ni prisoten.

2.2.1.2.1 Neojačene pločevine

Pločevino obravnavamo kot nepodprto na vzdolžnih robovih in elastično kritično napetost uklona tlačene palice $\sigma_{cr,c}$ določimo po enačbi:

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 Et^2}{12(1-\nu^2)a^2}, \quad (16)$$

relativno uklonsko vitkost pa po enačbi:

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,c}}}. \quad (17)$$

Ustrezen redukcijski faktor χ_c določimo po zahtevah v EN 1993-1-1 z izbiro uklonske krivulje a .

2.2.1.2.2 Vzdolžno ojačene pločevine

Elastična kritična napetost uklona tlačene palice $\sigma_{cr,c}$ je definirana kot elastična kritična uklonska napetost $\sigma_{cr,c}$ pri kateri se izboči najbolj obremenjena vzdolžna ojačitev:

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 EI_{sl,1}}{A_{sl,1}a^2}, \quad (18)$$

kjer $I_{sl,1}$ predstavlja bruto vztrajnostni moment ojačitve (okrog osi izven ravnine izbočenja pločevine) s pripadajočim delom pločevine določenim s pomočjo preglednic v Evrokodu, $A_{sl,1}$ pa bruto prerez ojačitve in pripadajočega dela pločevine, ter a uklonsko dolžino ojačitve. Relativna vitkost ojačene pločevine je določena kot:

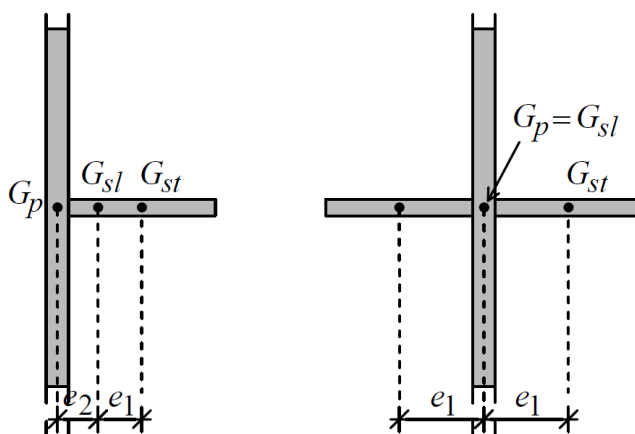
$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{A_{sl,1,eff} f_y}{A_{sl,1} \sigma_{cr,c}}} = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} f_y}{\sigma_{cr,c}}}, \quad (19)$$

kjer je $A_{sl,1,eff}$ efektivni prerez ojačitve in pripadajočega dela pločevine z upoštevanjem lokalnega izbočenja podpanelov.

Ustrezen redukcijski koeficient se določi z upoštevanjem koeficienta nepopolnosti:

$$\alpha_e = \alpha + \frac{0,09}{i/e} \quad (20)$$

Za α veljata vrednosti 0,34 za zaprte ojačitve (uklonska krivulja *b*) in 0,49 za odprte ojačitve (uklonska krivulja *c*). Parameter *e* je določen kot minimalna vrednost med e_1 , ki predstavlja razdaljo med težiščem same ojačitve G_{st} ter težiščem ojačitve s pripadajočim delom pločevine G_{sl} (Slika 8a) in koeficientom e_2 , ki se nanaša na razdaljo med težiščem pločevine brez ojačitve G_p ter težiščem ojačitve s pripadajočim delom pločevine G_{sl} . V primeru dvostranskih simetričnih ojačitev sta vrednosti e_1 in e_2 enaki (Slika 8b).



Slika 8: Razdalji e_1 in e_2 (Beg idr., 2010: str. 45)

2.2.1.3 Interpolacija med uklonom tlačene palice in izbočenjem pločevine

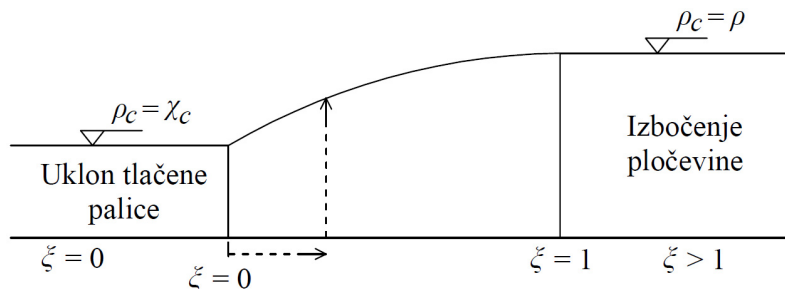
Ojačena pločevina se lahko izboči na način, ki je vmes med obema skrajnima primeroma izbočenja. Pri določanju mejne nosilnosti zato upoštevamo interakcijo med izbočenjem panela in uklonom ojačitev. Redukcijski koeficient ρ_c določimo z interakcijsko enačbo:

$$\rho_c = (\rho - \chi_c) \xi (2 - \xi) + \chi_c \quad (21)$$

kjer

$$\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 \text{ in } 0 \leq \xi \leq 1. \quad (22)$$

Vemo da je $\sigma_{cr,p}$ vedno večja kot $\sigma_{cr,c}$, ki je določena ob predpostavki, da so vzdolžni robovi pločevine nepodprti. Pri kratkih pločevinah, kjer prevladuje uklon tlačene palice je razmerje napetosti $\sigma_{cr,p}/\sigma_{cr,c} = 1$, velja $\xi = 0$. V primeru dolgih pločevin pa to razmerje znaša 2 ali več, kar pomeni da prevlada izbočenje pločevine in je koeficient $\xi = 1$.



Slika 9: Interakcija med uklonom tlačene palice in izbočenjem pločevine po SIST-EN 1993-1-5 (Beg idr., 2010: str. 46)

Na zgornji sliki (Slika 9) je prikazan potek interpolacije. Ker elastični kritični napetosti $\sigma_{cr,p}$ in $\sigma_{cr,c}$ vplivata na zgornjo in spodnjo mejo redukcije in na sam interakcijski koeficient, je njuna pravilna določitev bistvenega pomena.

2.2.2 Uporaba programske opreme EBPlate.

Elastične kritične napetosti $\sigma_{cr,p}$ smo v drugem delu določili s pomočjo računalniškega programa EBPlate (Elastic Buckling of Plates). Program deluje tako, da izračuna minimalni kritični faktor ϕ_{cr} , ki v povezavi z delujočimi napetostmi v pločevini (σ_x , σ_y , τ) določa elastično kritično napetost izbočenja:

$$\begin{aligned}\sigma_{x,cr} &= \phi_{cr} \cdot \sigma_x \\ \sigma_{y,cr} &= \phi_{cr} \cdot \sigma_y \\ \tau_{cr} &= \phi_{cr} \cdot \tau\end{aligned}\tag{23}$$

Kritični faktor se določi s pomočjo Rayleigh-Ritzove energijske metode. Obliko izbočenja pločevine lahko opišemo s Fourierjevo vrsto:

$$w(x, y) = \sum_m \sum_n \left(a_{mn} \sin\left(\frac{m\pi x}{a}\right) \sin\left(\frac{n\pi y}{a}\right) \right),\tag{24}$$

Kjer je m število polvalov v x smeri, n število pol valov v y smeri in a_{mn} utež posameznega nastavka vrste.

S tem lahko določimo spremembo energije, ob pojavu nestabilnosti pa velja:

$$\Delta U - \Delta W_{int}(S_{cr}) = 0 = \text{minimum},\tag{25}$$

Kjer je ΔU sprememba deformacijske energije, ΔW_{int} sprememba notranjega dela kritičnih napetosti in S_{cr} kritična napetost.

Sledi reševanje problema lastnih vrednosti:

$$\det [R_0 - \phi_{cr} \cdot R_G(S)] = 0,$$

kar je ekvivalentno: (26)

$$R_0 \cdot X = \phi_{cr} \cdot R_G(S) \cdot X$$

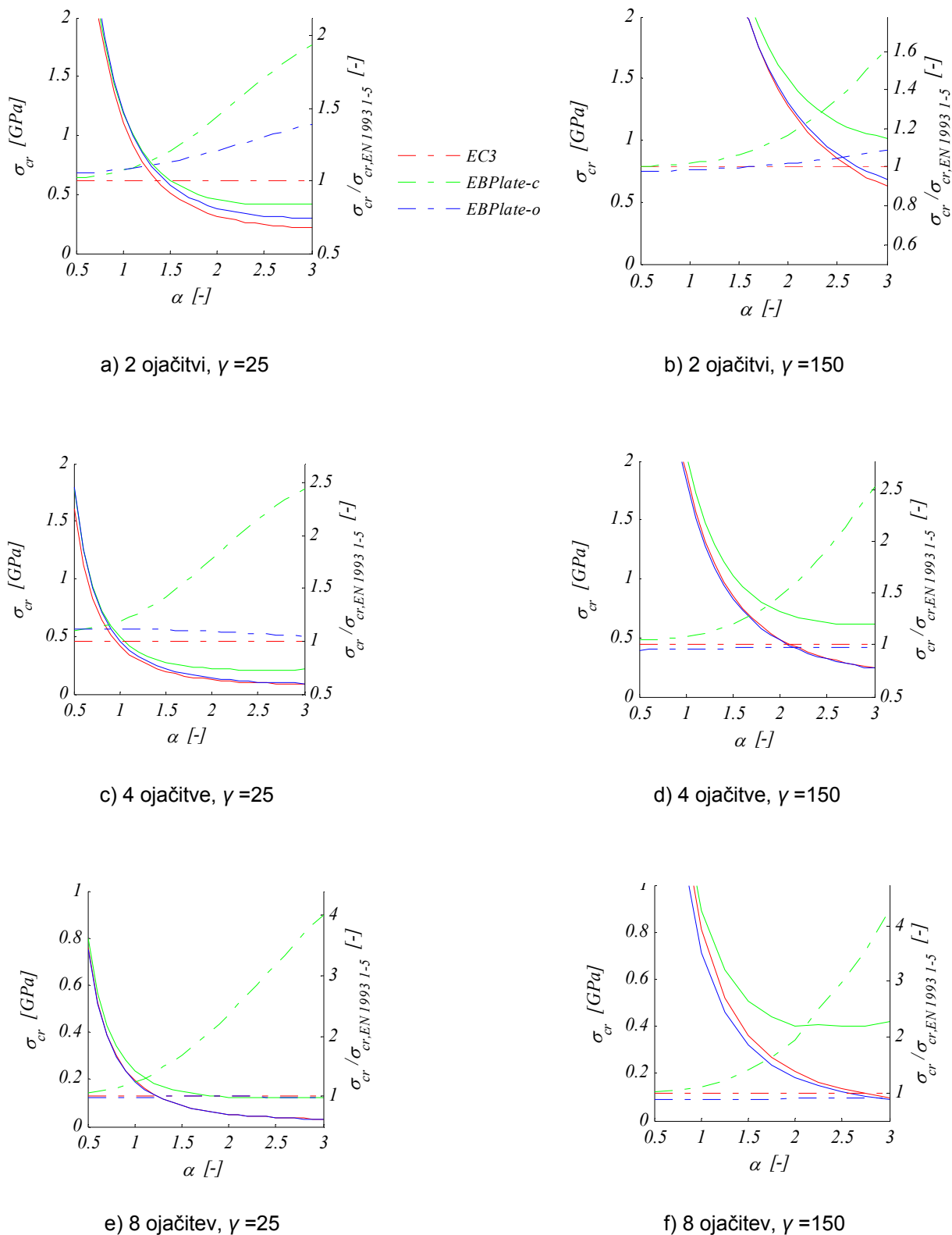
V enačbi (26) nastopajoče količine predstavljajo začetno togostno matriko (R_0), geometrijsko togostno matriko (R_G) in parametre pomika izven ravnine (X), do katerih pride pri izbočenju pločevine. Parameter X je lastni vektor (določa izbočitveno obliko) za R_0 pri lastni vrednosti ϕ_{cr} .

Poleg enostavnosti uporabe in zanesljivosti rezultatov je prednost programa tudi v tem, da se kritični faktor, ki ga dobimo z zgornjim postopkom nanaša na globalni odziv panela. Z uporabo programske opreme, ki deluje na principu končnih elementov ne moremo zagotoviti v celoti globalnega obnašanja, saj ne moremo izključiti lokalnih vplivov.

2.3 Primerjava elastične kritične napetosti izbočenja pločevine izračunane s poenostavljenim računskim postopkom (SIST EN 1993-1-5), ter programom EBPLate

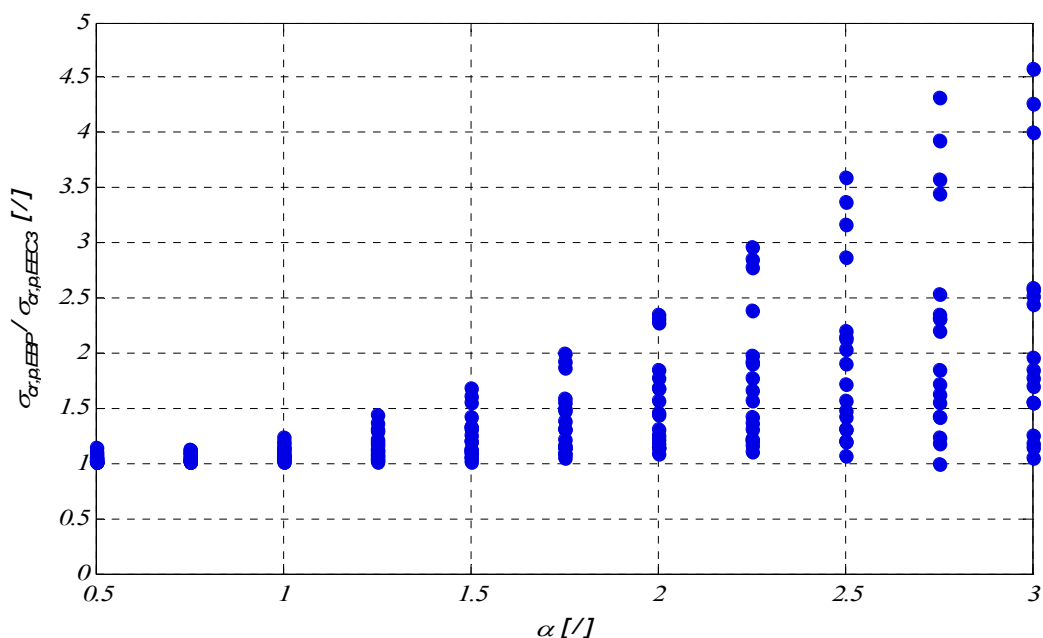
Na spodnjih diagramih (Slika 10) so za vsako obravnavano število ojačitev prikazane vrednosti elastičnih kritičnih napetosti v odvisnosti od razmerja stranic α . Obravnavali smo izrazito podajne ($\gamma = 25$) in izrazito toge ($\gamma = 150$) ojačitve. Na desni ordinatni osi smo vrednosti normirali z rezultati izračunanimi po Evrokodu. Iz te koordinatne osi izhajajo črtkane črte, ki predstavljajo normirane vrednosti. Uporabljene oznake se nanašajo na metodo po kateri so bile vrednosti izračunane (EC3, EBPlate) oz. na tip prereza ojačitve (c...zaprti; angl: closed; o...odprti; angl:open). Ojačitve s prerezom zaprtega tipa so trapezne oblike in imajo enako relativno osno oz. upogibno togost, kot ojačitve z odprtim prečnim prerezom.

Kritične napetosti dobljene po metodi iz standarda se skoraj popolnoma ujemajo z rezultati EBP-o. Očitno je, da so bili analitični izrazi v SIST EN 1993-1-5, kalibrirani na geometrijo ojačitev odprtega tipa, kjer v enačbah nastopata le relativna osna in upogibna togost. Zato smo v nadaljnjih analizah večjo pozornost posvetili preučevanju ojačitev z zaprtim prečnim prerezom.



Slika 10: Primerjava poteka vrednosti elastičnih kritičnih napetosti v odvisnosti od razmerja stranic α

Na spodnji sliki (Slika 11) primerjamo elastično kritično napetost pločevine, ojačene s trapeznimi vzdolžnimi ojačitvami, izračunano s poenostavljenimi izrazi določenimi v SIST EN 1993-1-5 in s programom EBPlate pri vseh parametrih. Numerična analiza da v vseh primerih višje vrednosti kritičnih napetosti.



Slika 11: Primerjava elastičnih kritičnih napetosti EC3 in EBP za vse obravnavane togosti in število ojačitev

V primeru majhnega koeficienta α , ko so paneli približno kvadratni, so razlike med izračunanimi elastičnimi kritičnimi napetostmi minimalne. Z večanjem razmerja med dolžino in širino panela pa opazimo, da je kritična napetost pločevin ojačenih z ojačitvami zaprtega prereza, ki smo jo izračunali s programom EBPlate tudi več kot petkrat večja od izračunane vrednosti po standardu (Slika 11).

Do razlike med vrednostmi EC3 in EBP-c pride, ker program upošteva tudi torzijsko togost, ki je izrazito večja za ojačitve zaprtega prereza. Poenostavljeni izrazi v standardu upoštevajo le relativno osno (δ) in upogibno togost (γ), s čimer ne zajamejo ugodnega vpliva torzijske togosti.

Vplivi posameznih parametrov (γ , α , število ojačitev) na elastično kritično napetost je podrobneje preučen v poglavju 5.1.

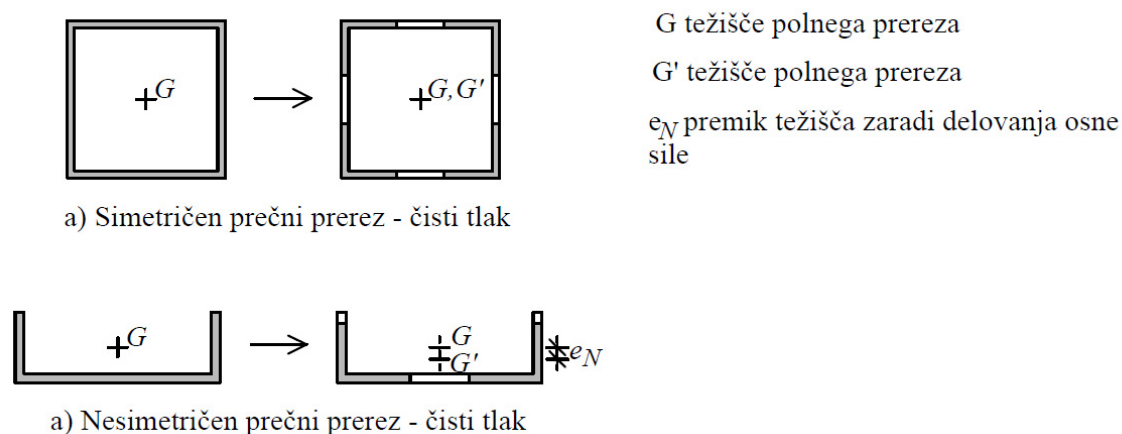
2.4 Nosilnost pločevine

Metoda sodelujočega prereza temelji na redukciji prečnega prereza elementa. Učinek izbočenja se pri računu togosti in nosilnosti pločevine upošteva s sodelujočo širino.

Neizbočeni deli elementa so obravnavni kot kompaktni oziroma taki, da v njih napetosti lahko dosežejo mejo tečenja f_y .

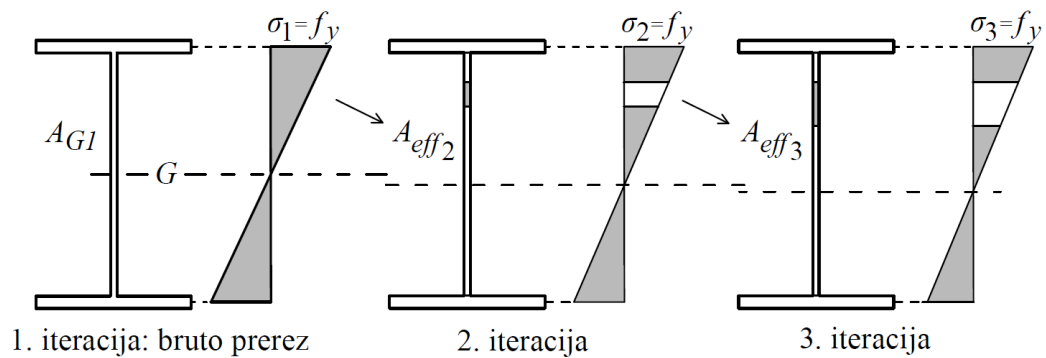
Pri tem je potrebno ločeno obravnavati lokalno izbočenje posameznih podpanelov ter globalno izbočenje enakovredne ortotropne pločevine.

Pri določitvi odpornosti vitkih prerezov v 4. razredu kompaktnosti, obremenjenih z normalnimi napetostmi postopamo tako, da najprej določimo sodelujoči prerez posameznih elementov sestavljenega prečnega prereza. Dobljeni sodelujoči prerez lahko nato obravnavamo kot prerez v 3. razredu kompaktnosti, s predpostavko linearne poteka napetosti po prerezu. Pri nesimetričnih prerezih, na katerih deluje osna sila N_{Ed} , pride do premika težišča sodelujočega prereza za e_N glede na težišče polnega oz. bruto prereza (Slika 12). Zaradi tega premika, dobimo dodaten moment $\Delta M = e_N N_{Ed}$, katerega moramo upoštevati pri kontrolah nosilnosti. Mejna nosilnost prereza je dosežena z začetkom plastifikacije v središču najbolj oddaljenega tlačnega elementa glede na težišče celotnega prečnega prereza.



Slika 12: Polni in sodelujoči prerez v 4. razredu kompaktnosti

V splošnem je določitev sodelujočih širin iterativni postopek (Slika 13), ki se konča, ko se rezultati med zaporednima korakoma ne razlikujejo več. V prvi iteraciji določimo potek napetosti glede na bruto prerez, v drugi iteraciji pa sodelujoči prerez z novimi karakteristikami ($A_{eff,2}$, $I_{eff,2}$, $W_{eff,2}$), ter nov potek napetosti. S tem potekom napetosti nadaljujemo v naslednjo iteracijo, kjer ponovimo postopek iz prejšnje iteracije. To ponavljamo do zadovoljive natančnosti.



Slika 13: Določitev sodelujočega prereza z iterativnim postopkom

3 NUMERIČNI MODEL

Nelinearno analizo po metodi končnih elementov smo izvedli s programskim paketom Abaqus, ki omogoča simulacijo analitično težko opisljivih fizikalnih problemov.

Računski model in osnovne predpostavke za izračun morajo s primerno natančnostjo odražati realno obnašanje konstrukcije in zajeti vse mehanizme, ki lahko vodijo do porušitve. Posebno pozornost smo posvetili modeliranju ustreznih robnih pogojev in prenosu obtežbe na obravnavani panel.

Za model pločevine s štirimi vzdolžnimi ojačitvami smo velikost končnih elementov, ki smo jih uporabili v numerični analizi določili s konvergenčno študijo. Prav tako smo izvedli študijo vpliva oblike nadomestnih nepopolnosti in ugotovitve smiselno prenesli na model z dvema in osmimi vzdolžnimi ojačitvami. Posebej smo analizirali obnašanje za zaprti in odprti tip ojačitve.

3.1 Geometrija modela in robni pogoji

Obravnavali smo pločevine z dvema, štirimi in osmimi ojačitvami. Vsak model je sestavljen iz sedmih enakih panelov. S takim modeliranjem doseženo napetostno stanje v obravnavanem panelu najbolj ustreza realnemu. Izbiro smo utemeljili s kontrolo podobnih numeričnih modelov, za katere so rešitve podkrepjene s testi.

3.1.1 Eksperimentalni testi- Lutteroth

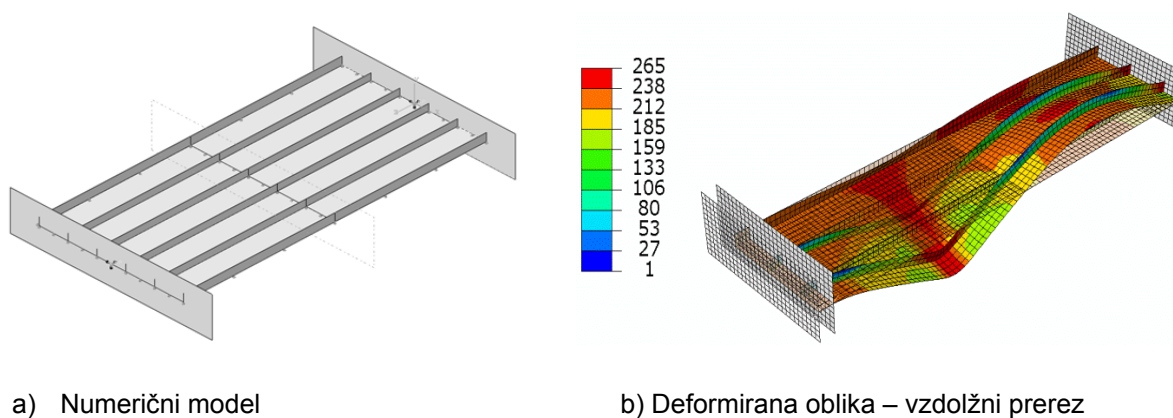
Preizkušanece je sestavljen iz dveh enakih panelov, ojačenih s šestimi vzdolžnimi ojačitvami odprtega prereza, ki so ena od druge enako oddaljene. Ojačitvi, ki potekata po vzdolžnem robu sta večjih dimenzij od ostalih. Panela loči toga prečna ojačitev, ki na tem mestu preprečuje pomik izven ravnine osnovne pločevine. Na enem koncu je ojačena pločevina nepremično podprta, z nasprotne strani pa je bil preko togo vpete podpore vsiljen pomik v vzdolžni smeri. Obremenjevanje je potekalo do porušitve. Narejenih je bilo 12 preiskav z osnovnimi geometrijskimi parametri, ki so zbrani v preglednici (Preglednica 1: Podatki eksperimentalnih modelov Preglednica 1). Podatki so privzeti iz literature (Balaz, 1987).

Preglednica 1: Podatki eksperimentalnih modelov

Model	a	b	t	f_y	$t_{st,w}$	$t_{st,f}$	h_{st}	b_{st}	$w_{0,test}$
	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	1050	1000	3,74	261	6/5	/	60/50	/	2,1
2	1050	1000	3,87	248	6/5	/	60/50	/	2,1
3	1050	1000	3,89	257	6/5	/	60/50	/	2,1
4	900	1000	3,85	250	6/5	/	60/50	/	1,8
5	900	1000	3,7	260	6/5	/	60/50	/	1,8
6	900	1000	3,72	256	6/5	/	60/50	/	1,8
7	750	1000	3,79	265	6/5	/	60/50	/	1,5
8	750	1000	3,84	263	6/5	/	60/50	/	1,5
9	750	1000	3,88	251	6/5	/	60/50	/	1,5
10	750	1000	3,9	256	6/5	5	60	40	1,5
11	750	1000	3,9	257	6/5	5	60	40	1,5
12	750	1000	3,89	265	6/5	5	60	40	1,5

Modeli od 1 do 9 so ojačeni z ravnimi enostranskimi vzdolžnimi ojačitvami, medtem ko so modeli od 10 do 12 ojačani z ojačitvami L prereza. Količina w_0 označuje velikost dejanskih izmerjenih nepopolnosti.

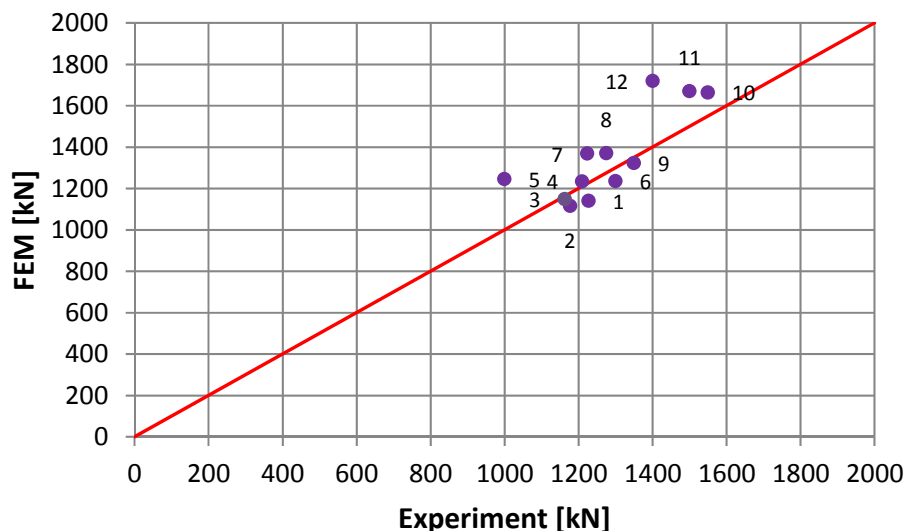
Na podlagi podatkov iz tabele je bil narejen numerični model (Slika 14), sestavljen iz dveh panelov in podprt izven ravnine po obeh vzdolžnih robovih ter na mestu prečne ojačitve. Na mestu desne podpore so preprečeni vsi pomiki in zasuki. Enako velja za levo podporo, pri kateri je izjema le sproščen pomik v vzdolžni smeri. Na tem robu je bil preko toge plošče vsiljen pomik. V numeričnih simulacijah testov so bile upoštevane nepopolnosti, določene kot prve izbočne oblike z amplitudo enako izmerjenim vrednostim. Narejena je bila primerjava numerično izračunane nosilnosti z rezultati testov.



Slika 14: Numerični model in simulacija testa (Lutteroth)

Na sliki (Slika 15) vidimo, da lahko s predstavljenim numeričnim modelom zadovoljivo simuliramo realno obnašanje vzdolžno ojačene pločevine, saj je razlika med numerično in eksperimentalno dobljeno nosilnostjo primerljiva.

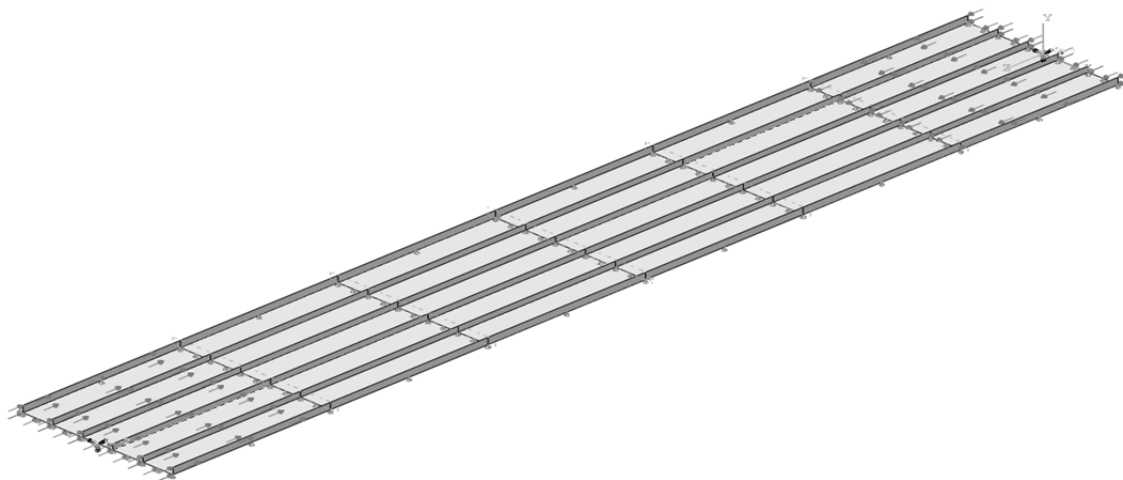
A. Lutteroth - I. Kretschmar



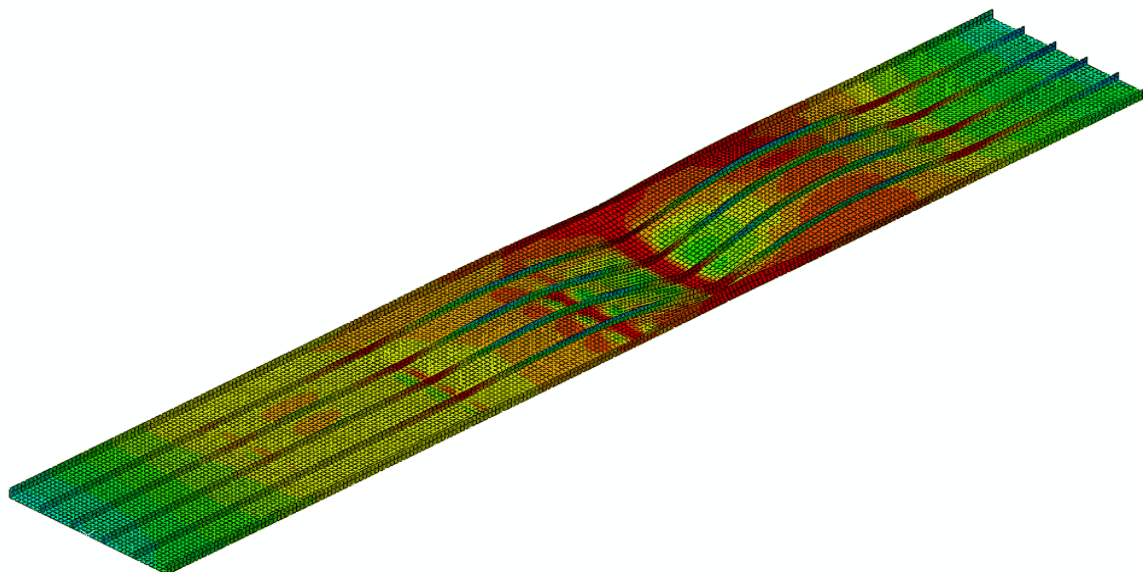
Slika 15: Primerjava med eksperimentalno in numerično določeno nosilnostjo

Prehod na večje število (6) panelov:

Izbrali smo 3 modele, pri katerih so se numerični rezultati najbolj ujemali z eksperimentalnimi (Model 3, 4 in 9) in jih podaljšali tako, da so bili sestavljeni iz šestih enakih panelov. Na mestu podpor smo sprostili pomike v vzdolžni smeri in v isti smeri obtežili konstrukcijo, kot prikazuje slika (Slika 16a). Obtežbo smo razdelili na linijsko obtežbo vrednosti $0,5f_y t$ kjer je t debelina osnovne pločevine oz. ojačitve in površinsko porazdeljeno obtežbo velikosti $0,5f_y t/a$. S takim podajanjem obtežbe smo zagotovili ustrezen prenos obtežbe na obravnavana panela in preprečili porušitev v robnih panelih. Nepopolnosti smo modelirali kot prvo izbočno obliko z amplitudo izmerjeno pri testu (Lutteroth).



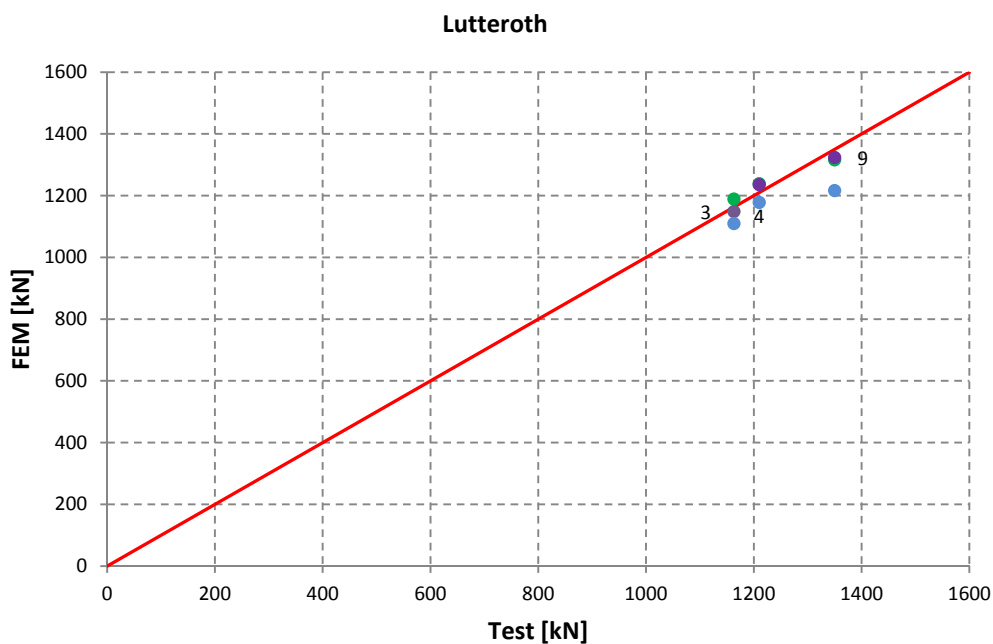
a) Numerični model - 6 panelov



b) Deformirana oblika - 6panelov

Slika 16: Numerični model iz 6 panelov

Iz primerjave nosilnosti na sliki (Slika 17) vidimo, da je dosežena nosilnost v vseh primerih manjša, zato smo z rezultati na varni strani. Rezultati, ki ležijo na isti vertikali pripadajo istemu referenčnemu modelu.



Slika 17: Primerjava nosilnosti med numerično (modela iz 2 in 6 panelov) in eksperimentalno določeno nosilnostjo

To lahko pojasnimo z vpetostjo obravnavanih panelov v podporo oz. sosednje panele, kot je poenostavljeno prikazano na spodnji sliki (**Error! Reference source not found.**). V izhodiščnem primeru so bile na mestu podpore preprečene vse rotacije (**Error! Reference source not found.b**), medtem ko je v primeru podaljšanega modela možen zasuk v tolikšni meri, kot ga dopušča sosednji panel (**Error! Reference source not found.c**). S tem zagotovimo potrebno kontinuirno obnašanje, ki je bližje dejanskemu stanju v naravi. Vzdolžno ojačene pločevine so namreč običajno del daljših konstrukcij (mostovi, ladijski trupi,...), kjer so posamezni paneli ločeni s prečnimi ojačitvami.



a) Sproščen zasuk: $\varphi \neq 0$

b) Togo vpetje: $\varphi = 0$

c) Vzmet s konstanto c_θ

Slika 18: Shematičen prikaz robnih pogojev na vzdolžnem prerezu z dolžino a

Zgornje ugotovitve lahko z gotovostjo prenesemo na model, ki ga bomo uporabili v nadaljnjih analizah. Model je torej sestavljen iz sedmih panelov, ki so med sabo ločeni s togimi enostranskimi prečnimi ojačitvami. To simuliramo tako, da na teh mestih preprečimo pomik v smeri pravokotno na ravnino pločevine in podpremo vzdolžne ojačitve odprtega tipa na mestu predvidenih prečnih ojačitvah. Vertikalni pomik je preprečen tudi po vseh zunanjih robovih. Poleg tega smo model na sredini podprli v vzdolžni smeri, ker tam poteka simetrijska os. Obtežbo smo vsiljevali na enak način kot v »poskusu« in sicer v obliki linijske obtežbe vrednosti $0,5f_y t$, kjer je t debelina osnovne pločevine oz. ojačitve in površinske porazdeljene obtežbe velikosti $0,5f_y t/a$, pri čemer a predstavlja razdaljo med prečnimi ojačitvami.

Izhajamo iz vrtljivo podprtega panela, zato je nosilnost podaljšanega modela v tem primeru večja. S tem, ko dodajamo panele spreminjamo togost vpetja obravnavanega panela. Če imamo samo en panel, je zasuk v celoti sproščen, medtem ko dodajanje panelov predstavlja določeno rotacijsko vzmet, ki preprečuje zasuk na mestu prečne podpore.

3.2 Mreža končnih elementov

Pri izbiri končnih elementov se moramo zavedati da vrsta, gostota in velikost končnih elementov bistveno vplivajo na natančnost računa. Standard SIST EN 1993-1-5 navaja določena priporočila, vendar mora pri modeliranju primernost zgoraj naštetih lastnosti presoditi uporabnik sam.

3.2.1 Vrsta končnih elementov

Končni elementi se med seboj razlikujejo po obliki, številu vozlišč in številu integracijskih točk. Nelinearna analiza po metodi končnih elementov je bila izvedena s programskim orodjem Abaqus. Pomiki posameznega končnega elementa so izračunani v njegovih integracijskih točkah, v vseh ostalih točkah pa dobimo pomike z interpolacijo vrednosti iz vozlišč. Pri modeliranju so bili uporabljeni štirivozliščni (S4R) lupinasti končni elementi, s katerimi lahko dovolj natančno simuliramo tudi upogibe izven ravnine, ki so posledica izbočenja pločevine obremenjene z obtežbo v svoji ravnini. Končni element tega tipa ima v vsakem vozlišču 6 prostostnih stopenj. Integracija se reducira pri izračunu togosti elementa, medtem ko se pri določitvi masne matrike in razporeditvi obtežbe uporabi točna integracija.

Po debelini, ki je bila definirana kot lastnost elementa, je bila po Simpsonovem pravilu uporabljena integracija v petih integracijskih točkah. Tretja integracijska točka ustreza srednji ravnini pločevine.

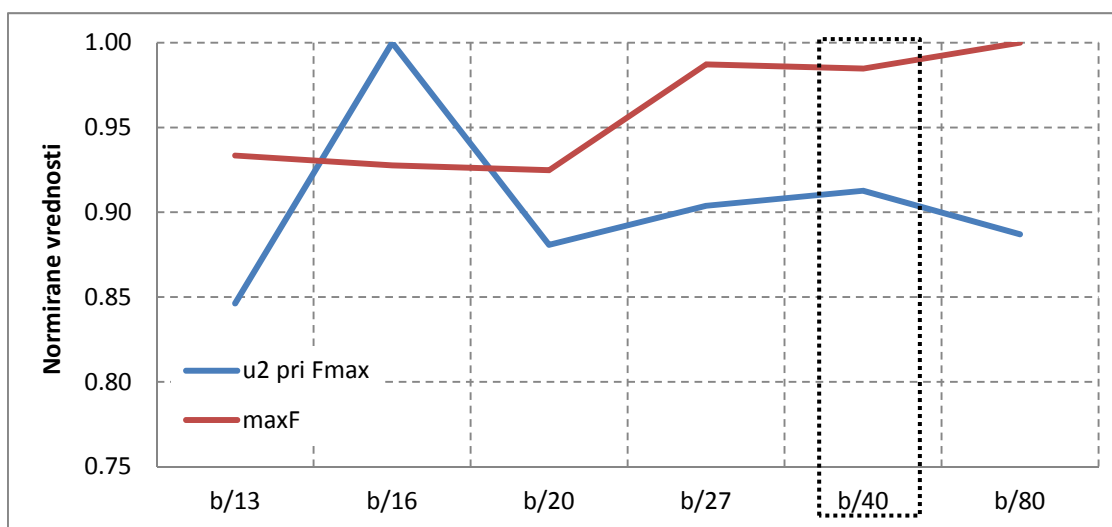
3.2.2 Gostota mreže končnih elementov

Gostota mreže je odvisna od velikosti končnih elementov. Bolj gosta mreža pomeni natančnejše rezultate, hkrati pa podaljšuje čas računa. Za šest različnih velikosti končnih elementov smo izvedli konvergenčno analizo in ugotavljali pri kateri velikosti dobimo dovolj natančne rezultate. Zaradi težav s konvergenco smo v analizi upoštevali tudi globalno nepopolnost.

Določitev mreže končnih elementov smo izvedli na panelu z razmerjem stranic $\alpha = 1$. V tem primeru je število končnih elementov v prečni in vzdolžni smeri enako. Sorazmerno s spreminjanjem razmerja stranic α se spremeni tudi število končnih elementov v vzdolžni smeri tako, da so končni elementi vedno približno kvadratne oblike. Analizirali smo končne elemente velikosti $b/13$ (150 mm), $b/16$ (125 mm), $b/20$ (100 mm), $b/27$ (75 mm), $b/40$ (50 mm) in $b/80$ (25 mm).

Za vsak tip mreže smo spremljali vrednost nosilnosti F_{max} in pomika izven ravnine na sredini obravnavanega panela u_2 pri največji doseženi sili. Na podlagi rezultatov prikazanih na sliki (Slika 19), kjer smo opazovali normirani vrednosti u_2 in F_{max} v odvisnosti od velikosti končnih elementov, smo izbrali najbolj primerno mrežo. Mreža konvergira takrat, ko vsaka naslednja

sprememba ne povzroči več bistvene spremembe v rezultatih. Izhajali smo iz redkejše mreže, ki smo jo po korakih gostili, dokler rezultati niso konvergirali k določenim vrednostim.

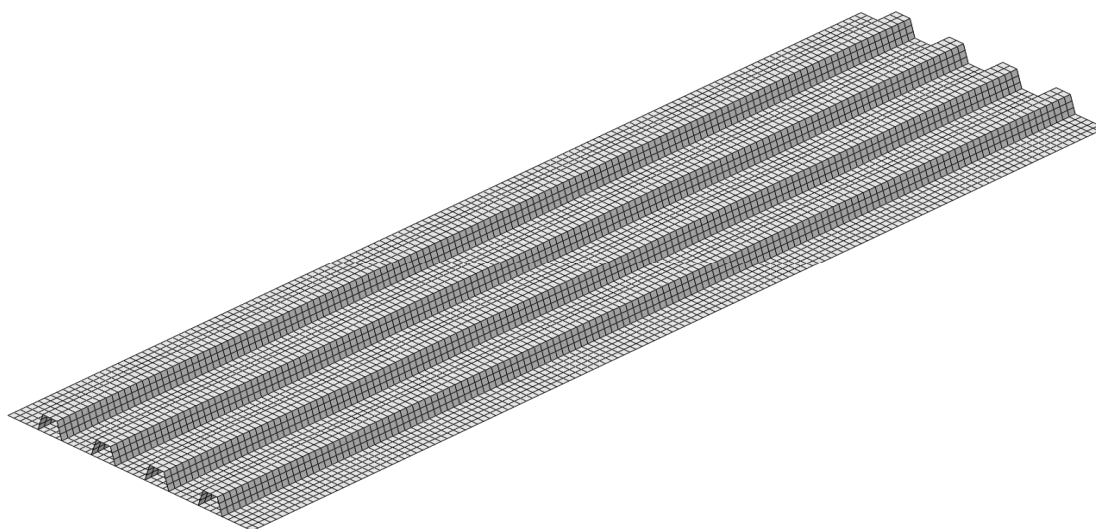


Slika 19: Obnašanje modela glede na različne gostote mrež

Naraščanje nosilnosti se pri velikosti končnih elementov $b/27$ umiri in z nadaljnjim zgoščanjem mreže ni zaznati večjih odstopanj. Ocenili smo, da dovolj dobro natančnost dobimo z uporabo končnih elementov velikosti $b/40$. Pomik izven ravnine se pri omenjeni velikosti končnih elementov od najmanjših obravnavanih elementov $b/80$ razlikuje za manj kot 3 %, kar velja tudi za nosilnost.

Splošno velja, da je manj gosta mreža bolj toga in težko opiše realno deformacijsko obliko. Istočasno se pomiki izven ravnine večajo z zgoščevanjem mreže. Iz zgornjega grafa (Slika 19) to ni razvidno, razlog za to pa lahko pripišemo numeričnemu računanju, pri katerem so vedno določene anomalije. Za natančnejši potek vrednosti, bi morali preučiti več vmesnih velikosti končnih elementov, vendar ocenimo da to ni potrebno, ker se rezultati z zgoščevanjem mreže približujejo isti vrednosti, kar kaže na konvergenco.

Na spodnji sliki (Slika 20) je prikazana mreža končnih elementov z izbrano velikostjo končnih elementov $b/40$.



Slika 20: Primer mreže končnih elementov z elementi velikosti $b/40$

V nadaljevanju so analizirani tudi ožji ($b = 1000$ mm) in širši ($b = 4000$ mm) paneli, končni elementi so v teh primerih sorazmerno manjši oz. večji.

3.3 Upoštevanje začetnih nepopolnosti

V analizi so bile upoštevane nadomestne geometrijske nepopolnosti, definirane kot kombinacija:

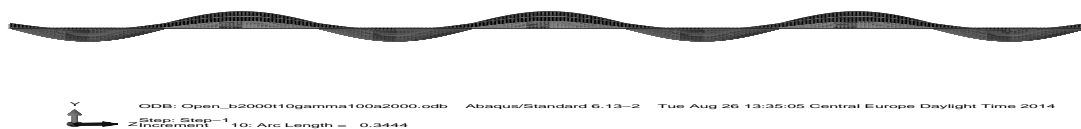
- **Geometrijskih nepopolnosti**, ki so posledica izdelave konstrukcije in so omejene z zahtevami iz standarda. Modeliramo jih kot deformirano obliko idealne konstrukcije z določeno velikostjo amplitude.
- **Zaostalih napetosti**, ki so posledica izdelave oz. obdelave konstrukcij (vroče valjanje, plamensko rezanje, varjenje,...). Ker je začetno napetostno stanje, ki bi ustrezalo zaostalim napetostim težje upoštevati v analizi z metodo končnih elementov, elementom podamo dodatne geometrijske nepopolnosti.

Nadomestne geometrijske nepopolnosti so torej enake geometrijskim nepopolnostim s povečano amplitudo. Priporočila za oblike in amplitude globalnih in lokalnih nadomestnih geometrijskih nepopolnosti podaja SIST EN 1993-1-5.

3.3.1 Globalne nepopolnosti

Globalna nepopolnost ima v vzdolžni in prečni smeri obliko pol sinusnega vala. Periodi sinusne funkcije, s katero definiramo začetno deformirano obliko panela sta tako $2a$ v vzdolžni oz. $2b$ v prečni smeri. Amplituda je enaka $\min(a/400, b/400)$.

Na sliki (Slika 21) so prikazane obravnavani globalni nepopolnosti z amplitudo w_0 . Za pozitivno smer je privzeta stran pločevine kjer so ojačitve.



a) Pozitivna globalna oblika



b) Negativna globalna oblika

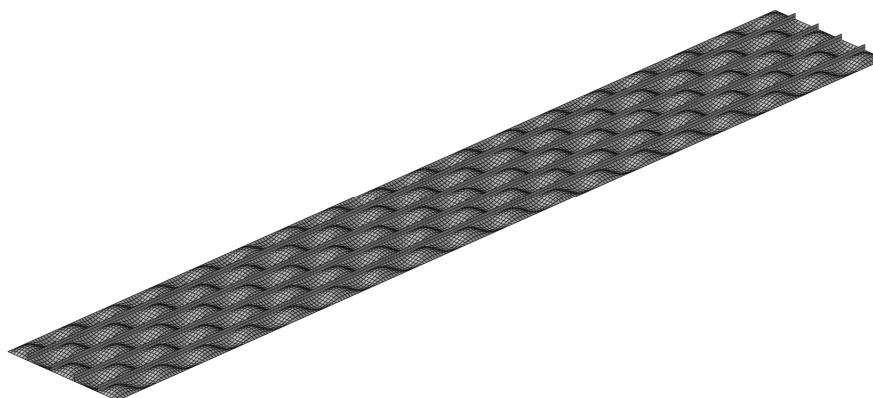
Slika 21: Obravnavani obliki globalnih nepopolnosti v prečnem prerezu

3.3.2 Lokalne nepopolnosti

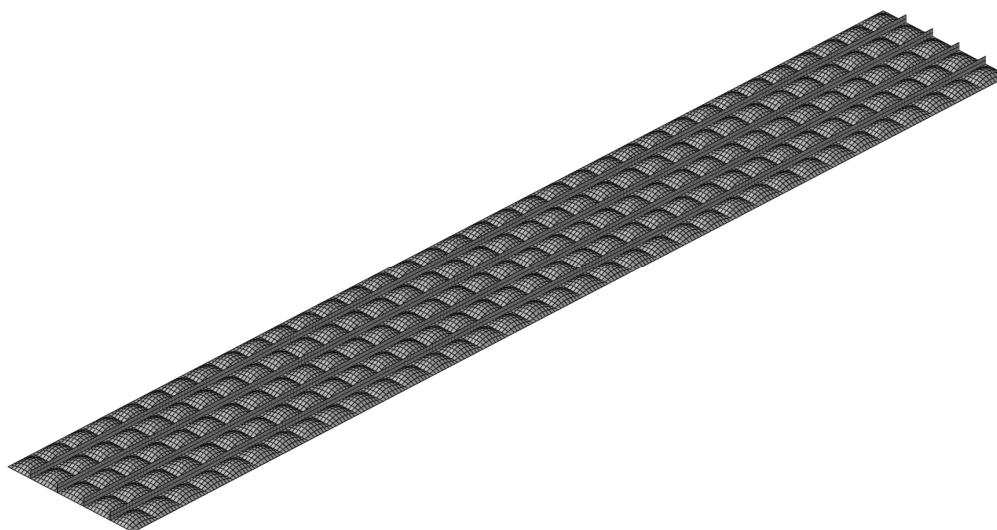
Tudi lokalna nepopolnost ima obliko sinusnega polvala z amplitudo $\min(a/200, b/400)$, kjer je b_i širina posameznega podpanela.

Vzdolžnim ojačitvam odprtega prereza smo pripisali lokalno nepopolnost z amplitudo $1/50$ v manj ugodno smer.

Na sliki (Slika 22) so prikazane obravnavane lokalne nepopolnosti. Za pozitivno smer je privzeta stran pločevine kjer so ojačitve.



a) Lokalna nepopolnost



b) Absolutna vrednost lokalne nepopolnosti

Slika 22: Obravnavane oblike lokalnih nepopolnosti

3.3.3 Občutljivostna analiza

Občutljivostno analizo smo izvedli na primeru pločevine s štirimi ojačitvami, za togosti vzdolžnih ojačitev $\gamma = 25$ in razmerja stranic $\alpha = 1$, saj bi bila izvedba občutljivostne analize za vse primere ojačenih pločevin preveč zamudna.

Najbolj neugodne kombinacije nepopolnosti smo določili tako, da smo izvedli analizo za posamezne primere in izbrali tiste začetne nepopolnosti, ki najbolj kritično vplivajo na nosilnost konstrukcije. Standard določa, da se pri kombiniranju nepopolnosti izbere vodilna nepopolnost, kateri pripadajo še ostale nepopolnosti v zmanjšani vrednosti amplitude na 70% (SIST EN 1993-1-5, Dodatek C).

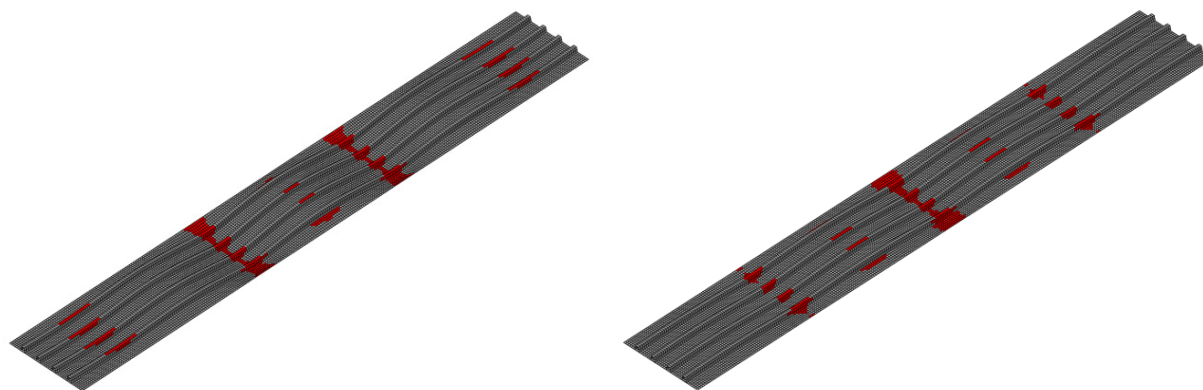
Smer modelirane nepopolnosti mora biti taka, da bo dosežena najmanjša nosilnost (SIST EN 1993-1-5, Dodatek C).

Na tipičnem modelu s štirimi vzdolžnimi ojačitvami in parametri: $b/t = 2000 \text{ mm}/10 \text{ mm}$, $a/b = 2000 \text{ mm}/2000 \text{ mm}$, $\gamma = 25$ in za ojačitve zaprtega in odprtega tipa smo za vse oblike nepopolnosti izvedli analizo in obravnavali dobljene rezultate. Faktor LPF (ang. Load Proportional Factor) oz. delež obtežbe je glede na izbiro smeri glavne oblike nepopolnosti v obravnavanem panelu prikazan v preglednici (Preglednica 2).

Preglednica 2: Primerjava deleža obtežbe za pozitivno in negativno smer globalne oblike nepopolnosti

Prerez	LPF(glob+)	LPF(glob-)
Odprti	0.643	0.637
Zaprta	0.668	0.659

Razlike med rezultati ojačitev istega tipa so minimalne, saj odstopanja med njimi znašajo manj kot 1 %. Smer oz. predznak globalne nepopolnosti bolj kot na nosilnost vpliva na mesto, kjer pride do porušitve. Če na primer v prvi robni panel vsilimo pozitivno globalno nepopolnost se naslednji panel izboči v nasprotni smeri in obratno. Končne razlike v nosilnosti modela pa so, kot smo že omenili vseeno zanemarljive, saj je prenos obtežbe na tretji ali četrti oz. sredinski panel v obeh primerih ustrezen. Vrednosti faktorja LPF so v splošnem večje za primere z ojačitvami zaprtega tipa, kar pomeni da za te primere pričakujemo večjo nosilnost.



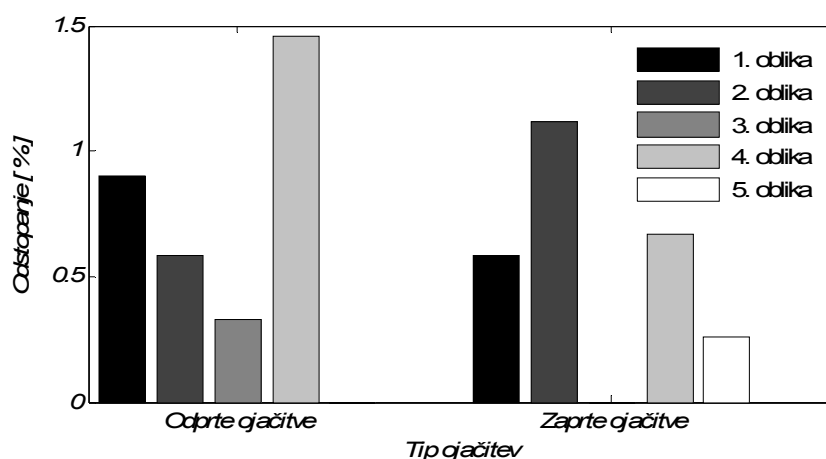
a) Pozitivna smer globalne nepopolnosti v obravnavanem panelu b) Negativna smer globalne nepopolnosti v obravnavanem panelu

Slika 23: Deformirana oblika pri porušitvi modela glede na smer izbrane globalne nepopolnosti
Izbrana je bila tista smer globalne nepopolnosti, da je do porušitve prišlo v obravnavanem panelu (Slika 23b). Vse lokalne nepopolnosti smo kombinirali z izbrano globalno nepopolnostjo, kot je prikazano v tabeli (Preglednica 3). Globalna nepopolnost je označena z *imp_gm*, lokalna pa z *loc_imp*.

Preglednica 3: Kombinacije obravnavanih nepopolnosti

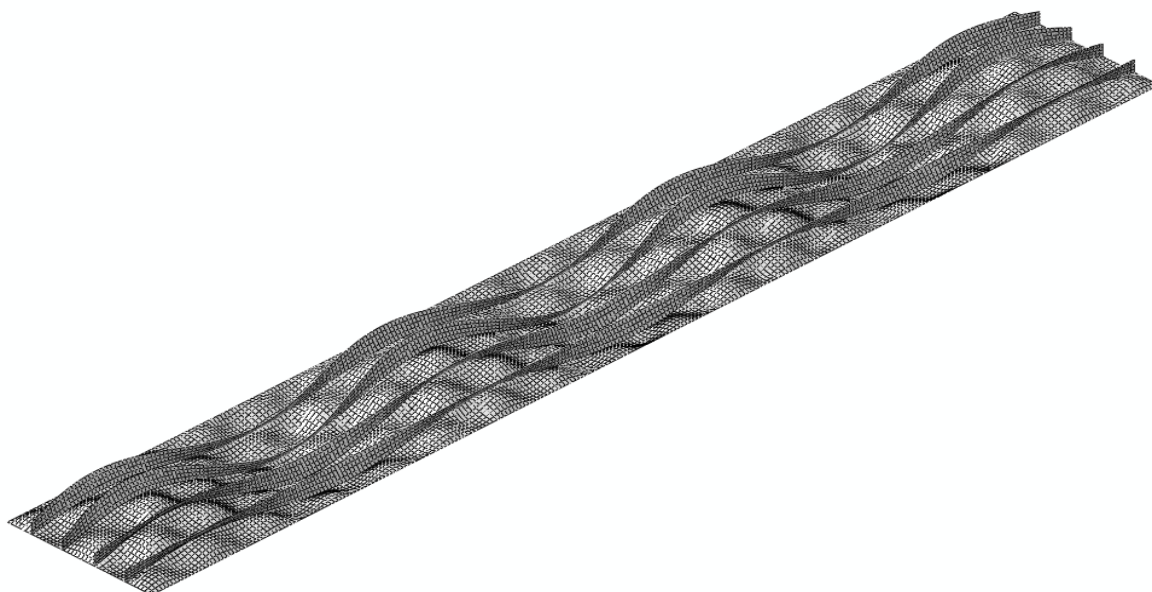
1. oblika	$glob_imp$
2. oblika	$glob_imp + 0.7 * loc_imp$
3. oblika	$glob_imp - 0.7 * loc_imp$
4. oblika	$glob_imp - 0.7 * abs(loc_imp)$
5. oblika	$glob_imp + 0.7 * abs(loc_imp)$

Za vsako od zgoraj navedenih kombinacij smo za odprti in zaprti tip prereza izračunali nosilnost. Nato smo za vsak tip ojačitve posebej vrednosti normirali z najnižjo izračunano nosilnostjo in primerjali odstopanja (Slika 24).



Slika 24: Odstopanje nosilnosti za posamezne oblike nepopolnosti

Razvidno je, da ima največji vpliv na nosilnost globalna nepopolnost. Odstopanja med posameznimi rezultati so minimalna (manj kot 2 %) iz česar lahko sklepamo, da lokalne nepopolnosti nimajo bistvenega vpliva na končno nosilnost. Razlog je majhna vitkost podpanela, zato lahko zaključimo, da je oblika lokalnih nepopolnosti lahko poljubna. Pokazali smo, da je raztros rezultatov majhen, zato lahko izberemo katero koli izmed navedenih kombinacij, saj pri tem ne naredimo omembe vredne napake. V nadaljevanju smo za parametrično študijo izbrali 3. obliko nepopolnosti.

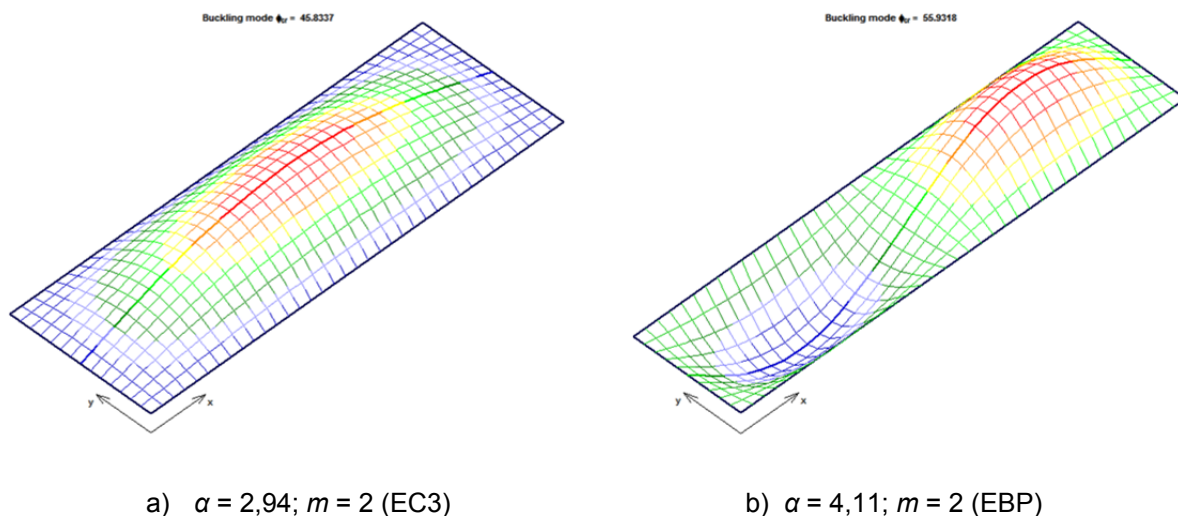


Slika 25: Povečana (za faktor 100) izbrana oblika nepopolnosti – odprti prerez ojačitev

Pri večjem razmerju stranic α smo preverili ali je bolj neugodno, če se panel globalno izboči v dveh polvalih. Predpostavljena globalna nepopolnost mora namreč ustrezati globalnemu obnašanju. Če se poveča število polvalov moramo ustrezno zmanjšati amplitudo nepopolnosti. Standard podaja priporočilo za dolžino na kateri se ojačena pločevina izboči v enem polvalu samo v primeru, ko imamo eno ali dve ojačitvi. Pri obravnavanju pločevine s tremi ali več ojačitvami pa si moramo pri podrobnejši raziskavi globalnega obnašanja pomagati z računalniškimi simulacijami, v našem primeru s programom EBPlate.

Za preprost primer pločevine ojačene z eno ojačitvijo odprtega tipa smo najprej naredili primerjavo med dolžinama, na kateri se pločevina izboči v enem polvalu po standardu in s programom EBPlate. S tem smo preverili ujemanje med rezultati dobljenimi na oba načina. To je bilo potrebno, ker je bil EBPlate edino orodje za določitev periode sinusnega vala, ki smo ga uporabili za obravnavo panelov s štirimi in osmimi vzdolžnimi ojačitvami. Prva globalna oblika izbočenja je tista, ki ustreza najmanjši kritični obtežbi oz. kritičnemu faktorju Φ_{cr} .

Če postopamo po enačbah v Evrokodu (15), pride do izbočenja v dveh polvalih ($m = 2$) pri razmerju stranic $\alpha = 2,94$, medtem ko se isti primer z uporabo računalniških simulacij izboči le v enem polvalu ($m = 1$).



Slika 26: Število polvalov pri izbočenju v prvi globalni obliki

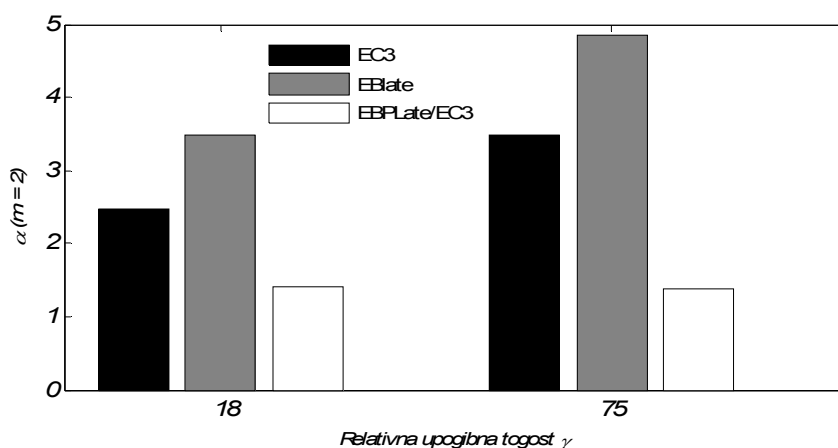
Pripadajoče kritične napetosti za izračunani vrednosti α , pri kateri pride do izbočenja, ter za kvadraten panel ($\alpha = 1$), so prikazane v tabeli (Preglednica 4).

Preglednica 4: Elastične kritične napetosti [MPa] za primer odprte ojačitve

Metoda računa	$\alpha = 1$	$\alpha = 2,49$	$\alpha = 4,11$
EC3	182	42	42
EBPlate	180	46	56

Vrednosti elastične kritične napetosti od $\alpha = 2,49$ do $\alpha = 4,11$ naraste, kar se ujema z območjem povečevanja koeficienta izbočenja k_σ , preden pride do izbočenja v dveh polvalih. Potek k_σ je za neojačene pločevine predstavljen na Slika 5.

Enak poskus smo za vsako metodo računa naredili še za bolj podajni ojačitvi, saj so slednje bolj občutljive. Grafično smo prikazali (Slika 27) pri kateri vrednosti razmerja stranic α , pride do preskoka globalnega izbočenja iz enega v dva polvala.



Slika 27: Vrednosti razmerja stranic, pri katerem pride do izbočenja v 2 polvalih

Opazimo, da se vrednosti EC3 in EBP v obeh primerih razlikujeta za približno 40 % v prid rezultatom EBPlate. Glede na dane ugotovitve lahko zaključimo, da je tudi v primeru daljših panelov potrebno globalno nepopolnost definirati z enim sinusnim polvalom.

3.4 Material

Za opis nelinearnega obnašanja materiala je potrebno podati relacijo med pravimi napetostmi in logaritmičnimi deformacijami.

V vseh numeričnih analizah smo material modelirali kot izotropen elasto-plastičen z majhno utrditvijo. Uporabili smo jeklo kvalitete S355 s karakteristikami:

- elastični modul $E = 210000$ MPa ,
- Poissonov količnik $\nu = 0,3$,
- napetost na meji tečenja $f_y = 355$ MPa

Da bi se izognili numerični nestabilnosti, smo upoštevali rahlo utrditev materiala (naklon $E/10000$).

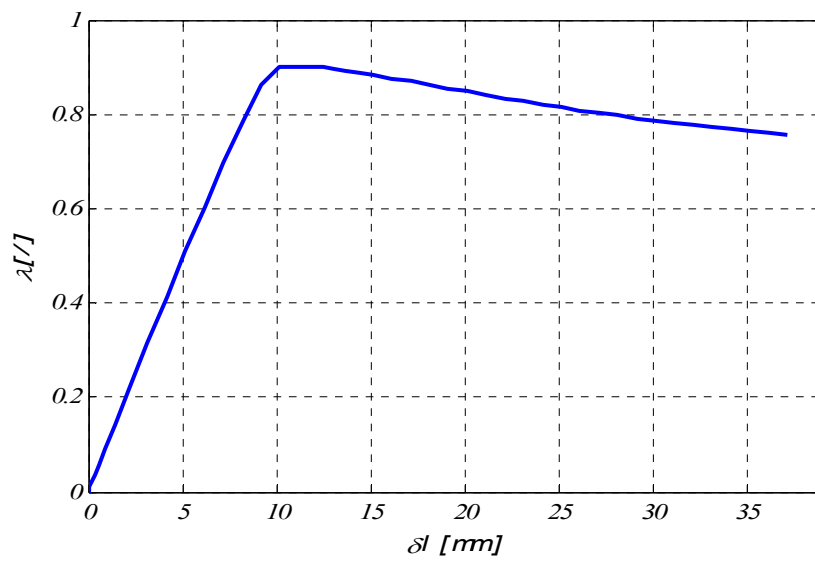
Prave napetosti (27) in logaritmične deformacije (28), določimo z naslednjima izrazoma:

$$\sigma_{act} = \sigma_{nom} (1 + \varepsilon_{nom}) \quad (27)$$

$$\varepsilon_{ln}^{pl} = \ln(1 + \varepsilon_{nom}) - \sigma_{act} / E \quad (28)$$

3.5 Vrsta analize

Program Abaqus omogoča uporabo različnih postopkov analize reševanja sistema enačb. V našem primeru lahko pride do vmesne lokalne nestabilnosti, zato ni nujno da sila ves čas narašča s pomikom. Taka ravnotežna pot je nestabilna, zato mora računska metoda omogočati sledenje ravnotežne poti tudi med nestabilnim odzivom konstrukcije. Poleg tega želimo opazovati odziv tudi v območju po doseženi mejni nosilnosti. Nestabilna lega se na krivulji odziva pokaže tako, da pomik naraste obtežni faktor pa pade. V takih primerih reševanje z Newtonovo metodo ni primerno. Kot ustrezno za našo analizo smo uporabili metodo ločne dolžine oz. metodo »Static Riks«. Za opis problema sta potrebni dve količini – velikost pomika (u) in obtežbe (q). V ravnotežni enačbi je zunanja obtežba (q) pomnožena z obtežnim faktorjem, ki se spreminja z vsakim korakom. Metoda išče rešitve vzdolž ravnotežne krivulje, ki jo tvorijo točke (u, λ) s pomočjo prirastka, ki je v našem primeru dolžina loka Δl . Pri iskanju vsakega naslednjega ravnotežnega stanja na obtežno deformacijski poti izhajamo iz trenutnega ravnotežnega stanja pri nekem nivoju obtežbe. Končni rezultat je obtežna pot, kjer obtežbo predstavlja obtežni faktor λ (Slika 28).



Slika 28: Primer obtežne poti

4 PARAMETRIČNA ŠTUDIJA

Obsežna parametrična študija je bila izvedena na numeričnih modelih, ki so opisani v prejšnjem poglavju. V študiji smo analizirali vpliv vzdolžnih ojačitev zaprtega prereza na končno nosilnost tlačno obremenjenega panela. Rezultate numerične študije smo primerjali z zahtevami iz standarda in rezultati pri katerih smo v postopku uporabili elastično kritično napetost, ki smo jo izračunali s programom EBPlate. Da bi lahko s čim večjo natančnostjo primerjali rezultate z zahtevami, je pomembno, da je v študijo vključen čim večji nabor različnih parametrov. Vnos vhodnih podatkov v program Abaqus smo avtomatizirali s pomočjo programa, napisanega v programskem jeziku MATLAB. Program za vsak posamezen primer požene analizo v programu Abaqus in odčita obtežni faktor λ , pri katerem konstrukcija doseže mejno nosilnost. Podatek shrani v matriko rezultatov in rezultate grafično prikaže.

V numeričnih simulacijah smo spreminjali naslednje parametre:

- število vzdolžnih ojačitev ($n = 2, 4, 8$),
- geometrijo vzdolžnih ojačitev (trapezne),
- razmerje med stranicami panela (a/b ; od 0,5 do 3 s korakom 0,25),
- relativno togost vzdolžnih ojačitev ,
- vitkost panela (b/t),

ki smo jo omejili tako, da ni bila potrebna lokalna redukcija posameznih podpanelov ($\rho_{loc} = 1$).

5 REZULTATI

5.1 Primerjava elastičnih kritičnih napetosti izbočenja pločevine

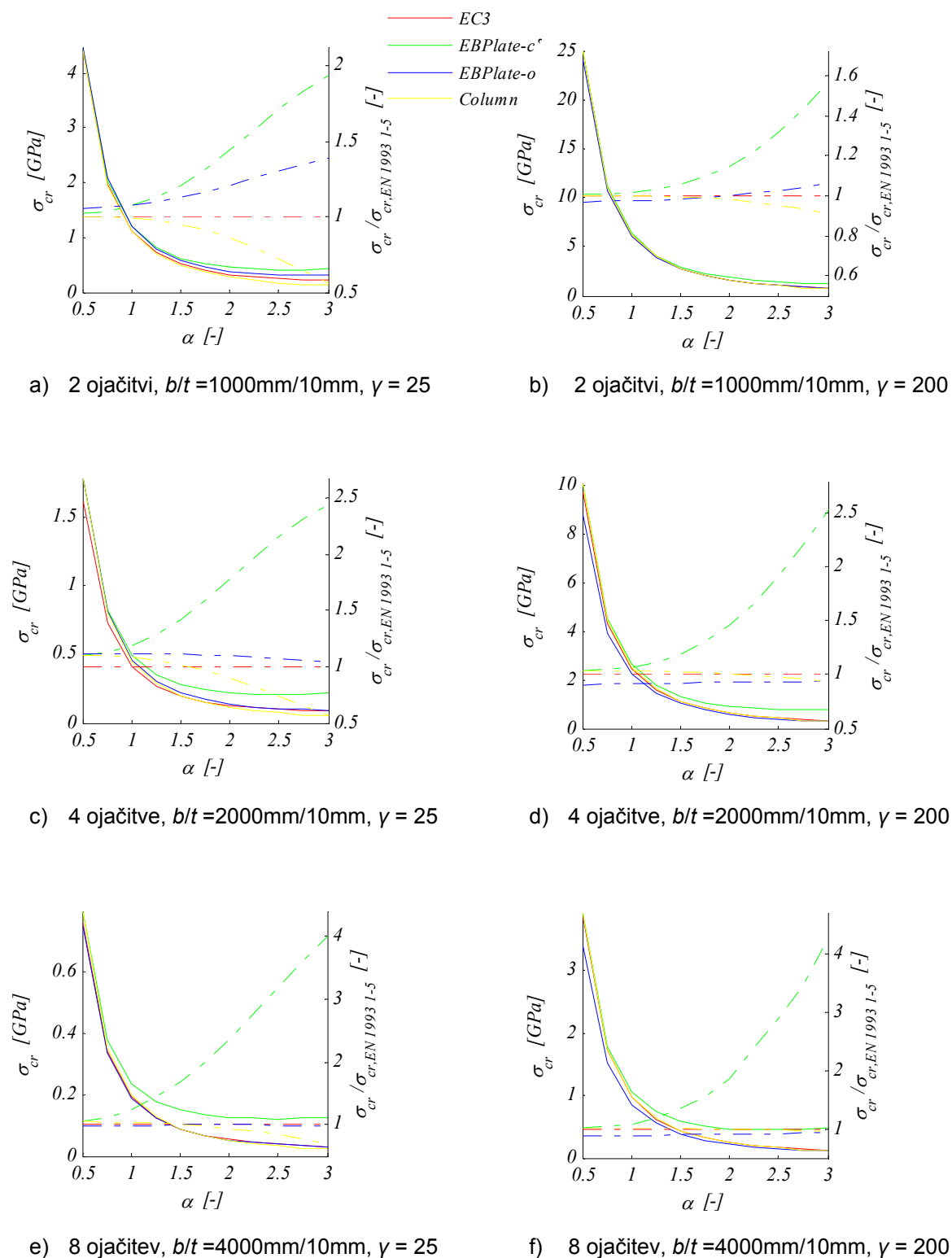
Med izbočenjem celotnega panela so ojačitve izpostavljene upogibu in »zvijanju«, pri čemer sta oba pojava odvisna primarno od oblik in dimenzij prečnih prerezov ojačitev. V primeru ojačitev odprtega tipa je torzijska togost zanemarljiva, k nosilnosti pa največ prispeva upogibna togost, ki v analitičnih izrazih predstavlja glavni vpliv na velikost kritične napetosti. Torzijska togost v poenostavljenih izrazih ne nastopa, zato je spregledan njen prispevek k povečanju elastične kritične napetosti.

V standardu velja predpostavka, da je pločevina na robovih vrtljivo podprta zato smo pri računu elastičnih kritičnih napetosti izbočenja pločevine s programom EBPlate upoštevali enake robne pogoje.

Na spodnjih diagramih (Slika 29) so za vsako analizirano število in za skrajni obravnavani togosti ojačitev prikazane vrednosti elastičnih kritičnih napetosti v odvisnosti od razmerja stranic. Na desni ordinatni osi so vrednosti normirane z rezultati po Evrokodu. Vnosi v legendi označujejo postopek s katerim je bila izračunana elastična kritična napetost $\sigma_{cr,p}$.

Takoj lahko opazimo, da se z večanjem togosti ojačitev večajo elastične kritične napetosti $\sigma_{cr,p}$ in da s povečevanjem števila ojačitev naraščajo normirane vrednosti. Razlike med EC3 in EBP-c so zanemarljive za majhne vrednosti α .

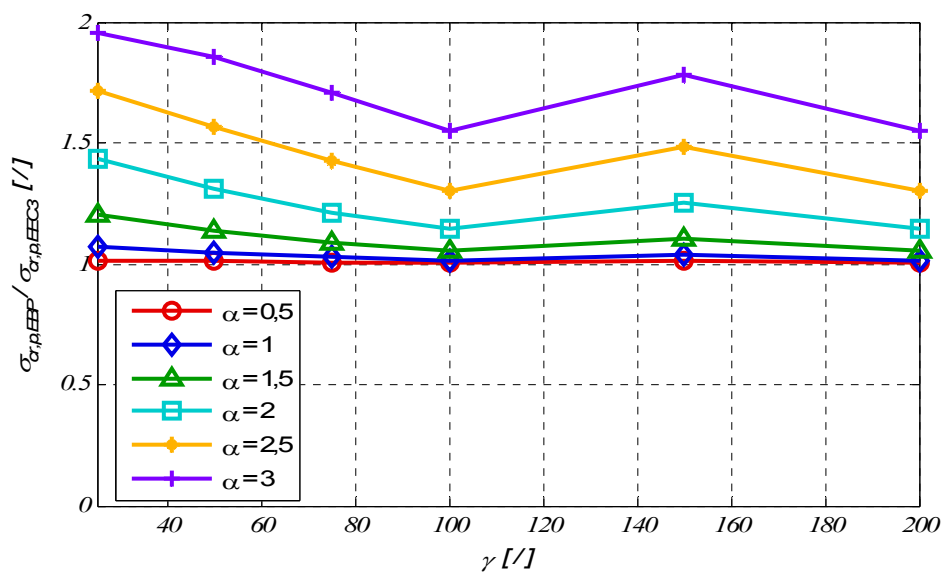
Ker smo želeli podrobneje preučiti vpliv posameznega parametra, smo v nadaljevanju naredili študijo vpliva relativne upogibne togosti ojačitev pri enakem številu ojačitev, vpliv števila ojačitev pri enaki relativni togosti γ in vpliv razmerja stranic α pri določenem številu vzdolžnih ojačitev.



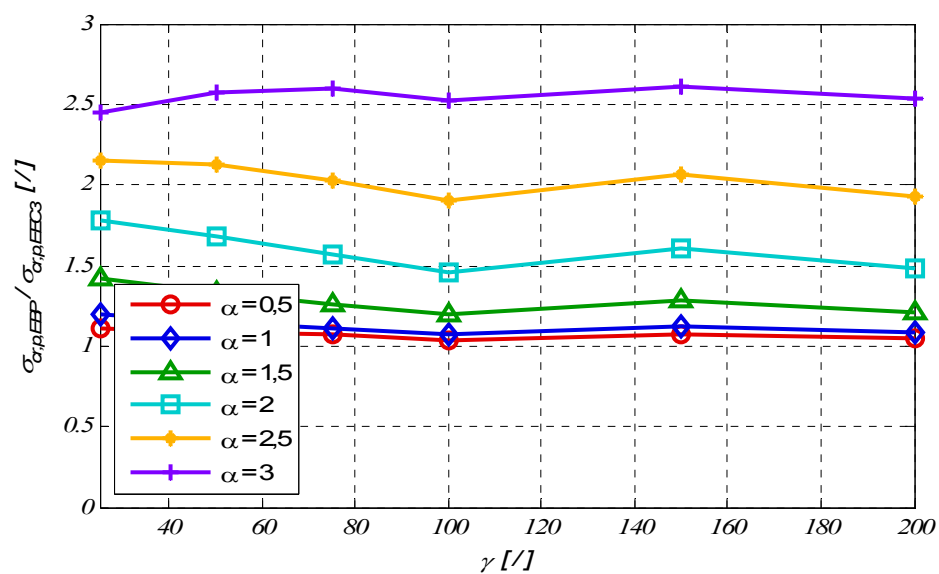
Slika 29: Primerjava poteka elastičnih kritičnih napetosti

5.1.1 Vpliv razmerja stranic alfa na elastično kritično napetost

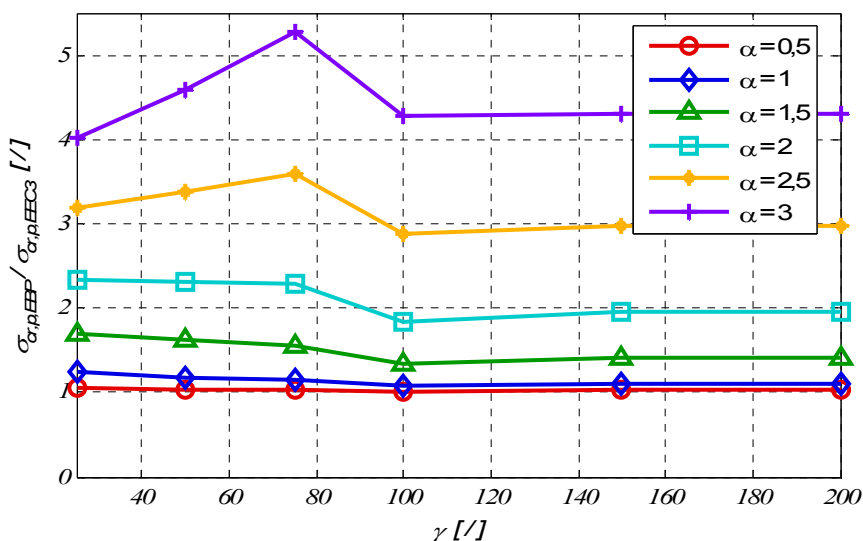
Analizirali smo panele z razmerjem stranic od vrednosti $\alpha = 0,5$ do vrednosti $\alpha = 3$, z vmesnim korakom 0,25 in rezultate grafično prikazali (Slika 30, Slika 31, Slika 32).



Slika 30: Vpliv razmerja stranic na elastično kritično napetost izbočenja pločevine za 2 ojačitvi



Slika 31: Vpliv razmerja stranic na elastično kritično napetost izbočenja pločevine za 4 ojačitve

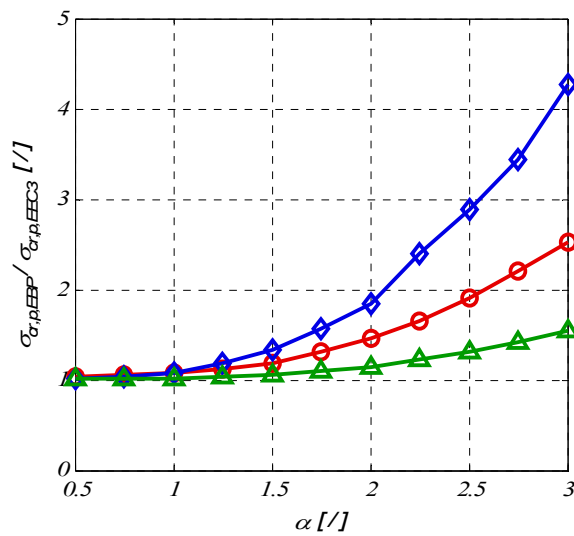


Slika 32: Vpliv razmerja stranic na elastično kritično napetost izbočenja pločevine za 8 ojačitev

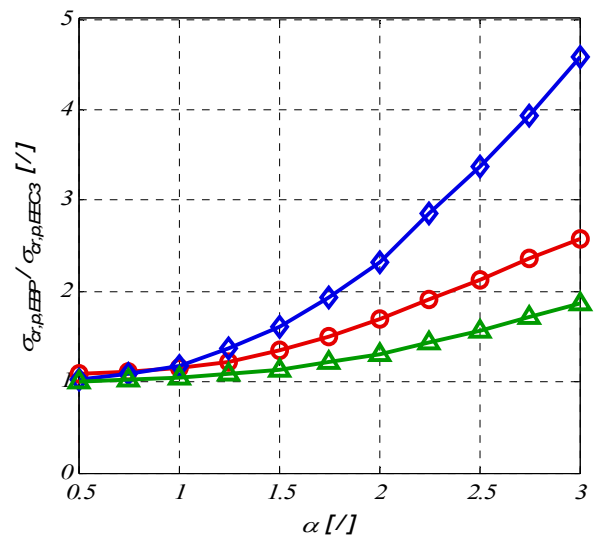
V primeru majhnega razmerja α , so razlike med izračunanimi elastičnimi kritičnimi napetostmi minimalne. Z večanjem razmerja med dolžino in širino stranic panela pa se povečuje tudi odstopanje rezultatov. O ujemanju še lahko govorimo pri vrednosti $\alpha = 1,5$, za vsa večja razmerja pa so razlike prevelike. Največje odstopanje tako opazimo za razmerje $\alpha = 3$, kjer so rezultati izračunani s programom EBPlate v primeru osmih vzdolžnih ojačitev tudi do petkrat večji v primerjavi s standardom. Za večje število ojačitev so tudi sicer odstopanja večja, kar je prikazano na zgornjih slikah.

5.1.2 Vpliv števila ojačitev na elastično kritično napetost

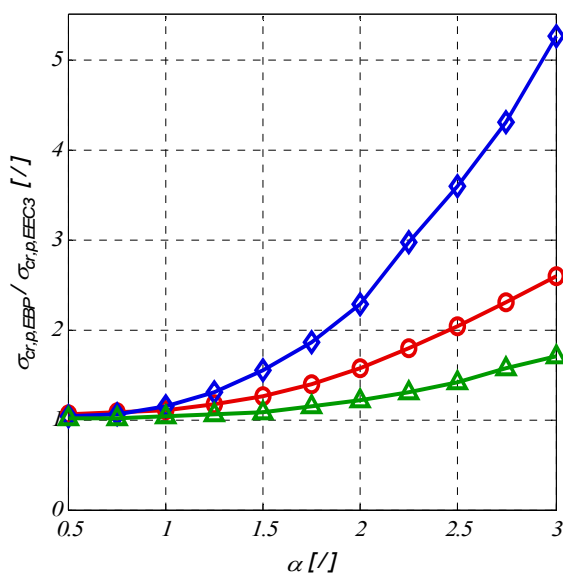
Vpliv števila ojačitev pri enaki relativni togosti smo opazovali tako, da smo pri posamezni izbrani relativni upogibni togosti ojačitev spreminjali njihovo število, kot kažejo diagrami (Slika 33).



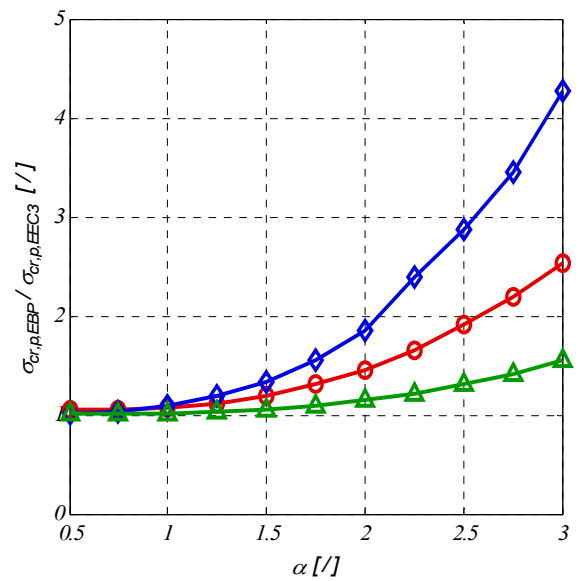
a) $\gamma = 25$



b) $\gamma = 50$



b) $\gamma = 100$



c) $\gamma = 200$

Slika 33: Vpliv števila ojačitev na na elastično kritično napetost izbočenja pločevine

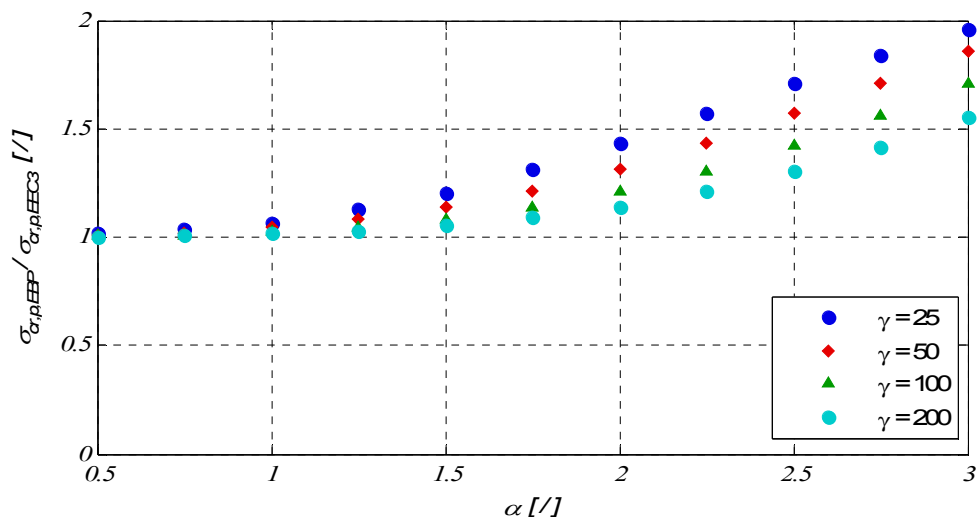
Odstopanje je večje v primeru večjega števila ojačitev. Vsaka trapezna ojačitev se s svojo torzijsko togostjo upira zasuku, kar je poenostavljeno prikazano na spodnji skici (Slika 34).



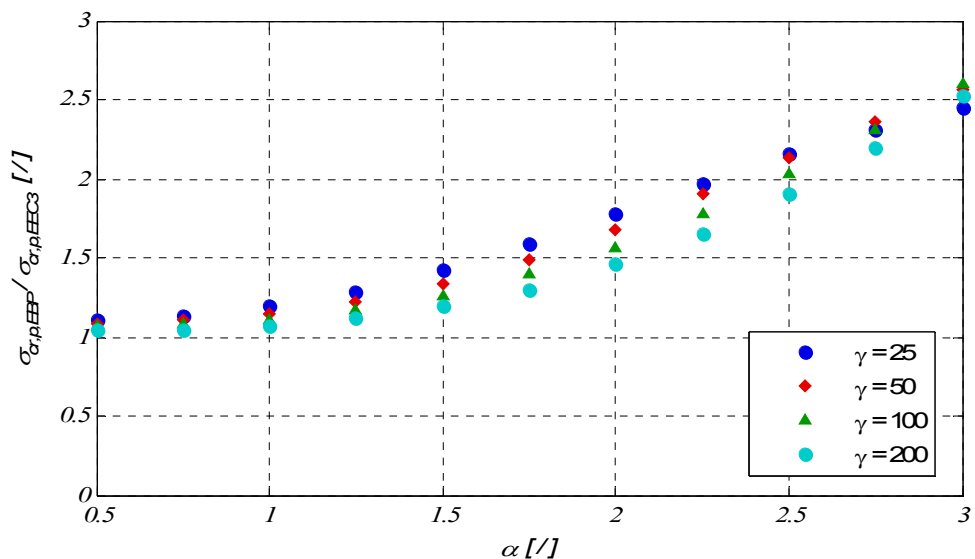
Slika 34: Shematičnem prikaz ojačitev s torzijskimi vzmetmi

5.1.3 Vpliv relativne upogibne togosti na elastično kritično napetost

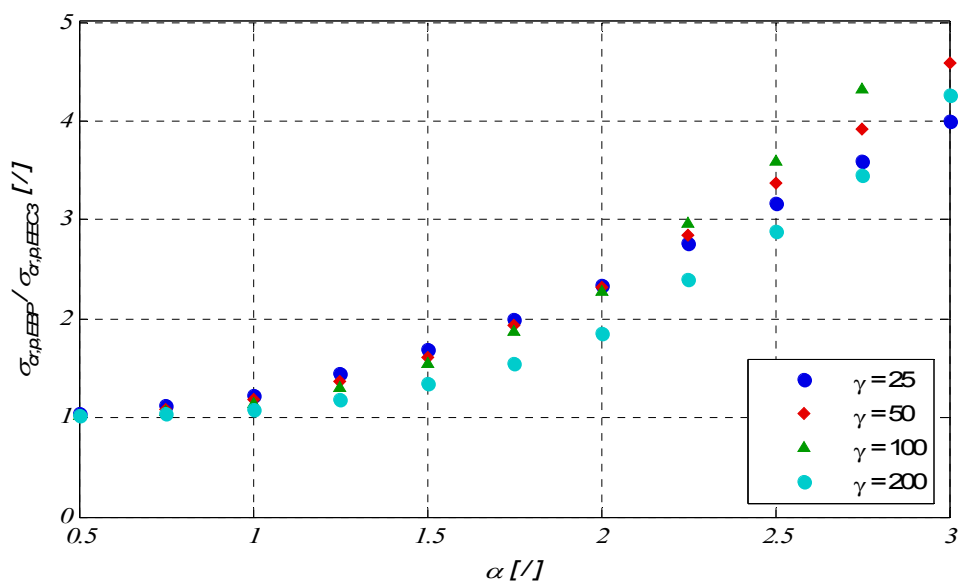
Kot eden od parametrov, s katerimi po postopku v Evrokodu določimo elastično kritično napetost izbočenja pločevine nastopa tudi relativna upogibna togost. Njen vpliv smo preučili za posamezno število ojačitev v odvisnosti od razmerja stranic α .



Slika 35: Vpliv relativne upogibne togosti ojačitev na elastično kritično napetost izbočenja pločevine za 2 ojačitvi



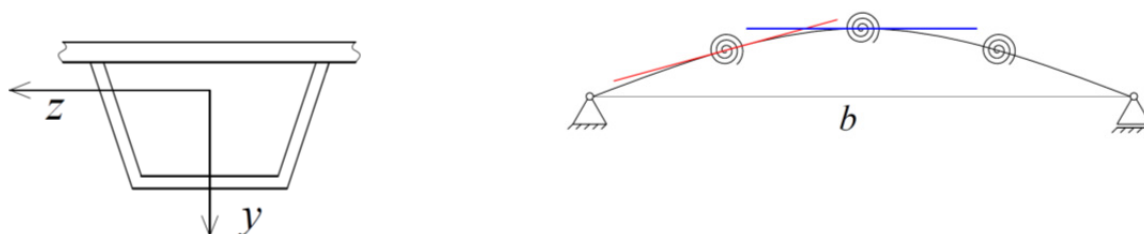
Slika 36: Vpliv relativne upogibne togosti ojačitev na elastično kritično napetost izbočenja pločevine za 4 ojačitve



Slika 37: Vpliv relativne upogibne togosti ojačitev na elastično kritično napetost izbočenja pločevine za 8 ojačitev

Na prvi sliki (Slika 35) se razlika vrednosti elastičnih kritičnih napetosti z večanjem upogibne togosti zmanjšuje. Z večanjem števila ojačitev pa tega trenda ne opazimo več. Raztros rezultatov je majhen. Normirane vrednosti pa so zopet večje v primeru večjega števila ojačitev. Relativna upogibna togost se nanaša na upogib okoli z osi ojačitve (Slika 38a), zato se njen glavni prispevek k nosilnosti odraža pri izbočenju v vzdolžni smeri (sinusni polval *a*). K »dvodimenzionalnem« izbočenju, kjer se pločevina izboči tudi v prečni smeri (sinusni polval *b*) upogibna togost ne prispeva toliko, je pa tu prisoten vpliv torzijske togosti.

Iz vseh ugotovitev lahko zaključimo, da na razlike, ki se pojavijo pri računu s programom EBPlate, najbolj vplivata prva dva obravnavana parametra: razmerje stranic α in število ojačitev. Oboje je neposredno povezano s torzijo oz. torzijsko togostjo ojačitev. Z naraščanjem α , narašča dolžina, s številom ojačitev pa število torzijskih vzmeti. Ugoden vpliv je večji, kjer je tangenta na obliko izbočitve bolj strma (Slika 38b).



a) Koordinatni sistem prečnega prereza

b) Tangenta na obliko izbočitve za prvo in drugo ojačitev

Slika 38: Trpezne ojačitve v prečnem prerezu

V primeru da je tagenta vodoravna, kar se zgodi na sredini prečnega prereza pri neparnem številu ojačitev ta ojačitev v primerjavi z ostalimi le malo prispeva k povečanju elastične kritične napetosti. Zato dobimo za 2 in 3 ter 4 in 5 ojačitev zelo podoben potek rezultatov, kar bomo prikazali tekom študije.

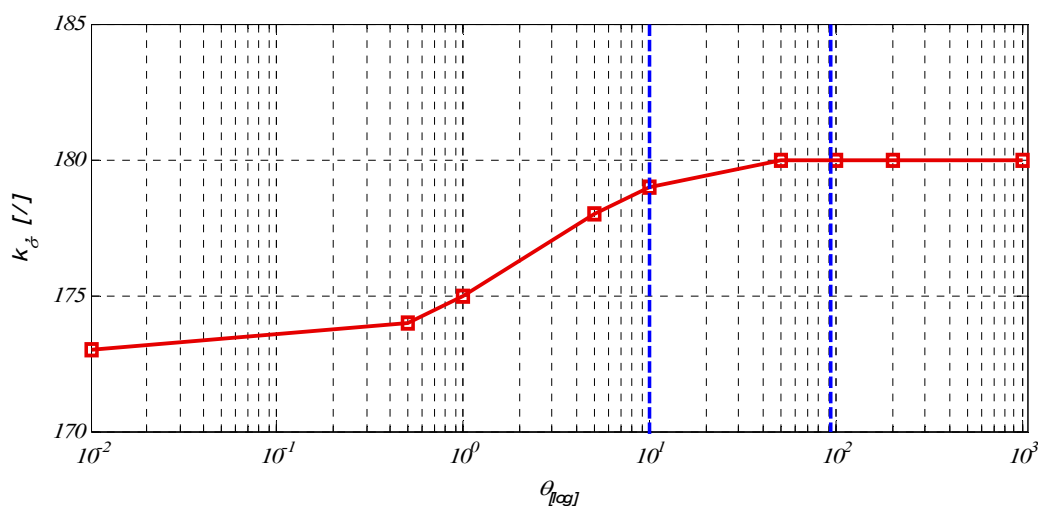
5.1.4 Vpliv torzijske togosti ojačitev

Vrednost elastične kritične napetosti izbočenja pločevine je večja, saj EBPlate upošteva tudi torzijsko togost prereza ojačitve. Vpliv smo preučili na primeru štirih ojačitev z relativno upogibno togostjo $\gamma = 25$ za razmerji $\alpha = 0,75$ in $\alpha = 1,5$. Primerjali smo koeficient izbočenja pločevine $k_{\sigma,p}$ v odvisnosti od torzijske togosti θ . Vrednosti θ se v naših analizah gibljejo znotraj območja označenega s prekinjenima črtama (Slika 39, Slika 40). Točne vrednosti torzijskih togosti θ pri obravnavanih vrednostih γ so zapisane v preglednici (Preglednica 5).

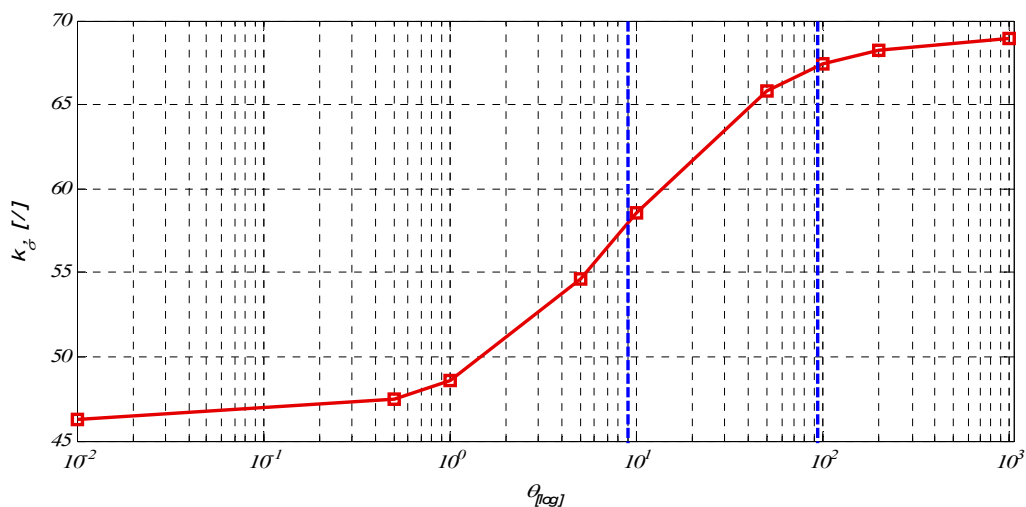
Preglednica 5: Vrednost θ v odvisnosti od γ .

γ	25	50	75	100	150	200
θ	9,913	21,24	32,7	43,73	69,76	93,24

Pri izbranih parametrih α , γ in številu ojačitev smo spreminjali vrednosti θ in opazovali potek koeficienta izbočenja $k_{\sigma,p}$, določenega s programom EBPlate od katerega je sorazmerno odvisna elastična kritična napetost.



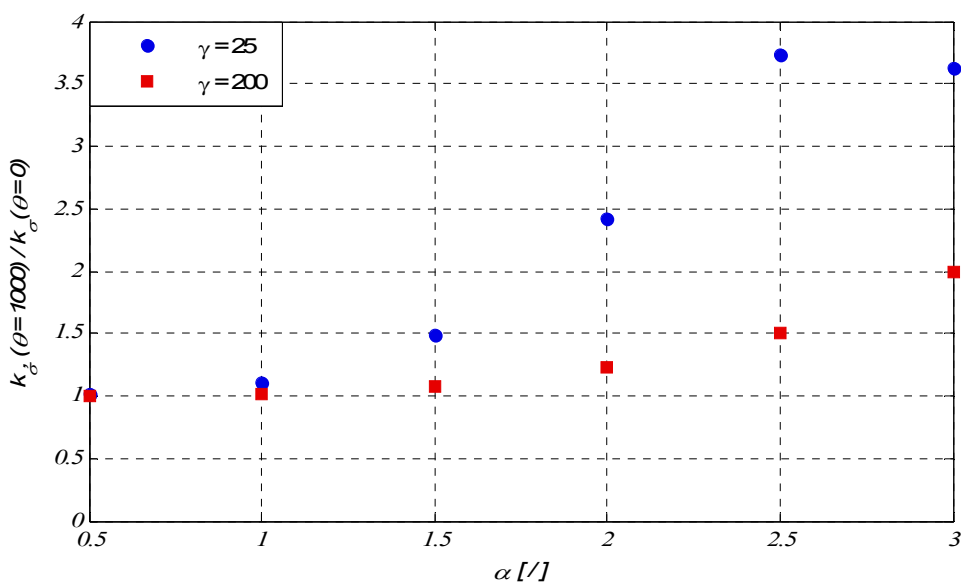
Slika 39: Potek $k_{\sigma,p}$ v odvisnosti od θ za $\alpha = 0,75$ in $\gamma = 25$



Slika 40: Potek $k_{\sigma,p}$ v odvisnosti od θ za $\alpha = 1,5$ in $\gamma = 25$

Iz slik (Slika 39, Slika 40) je razvidno, da lahko torzijsko togost zanemarimo le pri zelo majhnih vrednostih θ . Že od $\theta = 1$ dalje začnejo vrednosti koeficienta izbočenja $k_{\sigma,p}$ strmo naraščati, pri θ večjih od 100 pa se $k_{\sigma,p}$ ustali. Nadaljnje povečevanje torzijske togosti tako nima več bistvenega vpliva.

Opazimo tudi, da se z večanjem razmerja α , prispevek torzijske togosti povečuje. Za bolj jasno primerjavo smo za razmerja stranic od $\alpha = 0,5$ do $\alpha = 3$ s korakom 0,5 vrednosti koeficienta $k_{\sigma,p}$ torzijsko togih ojačitev ($\theta = 1000$) normirali s $k_{\sigma,p}$ pločevine ojačene z ojačitvami brez vsakršne torzijske togosti ($\theta = 0$). Primerjava je bila narejena za panel ojačen s 4 vzdolžnimi ojačitvami.

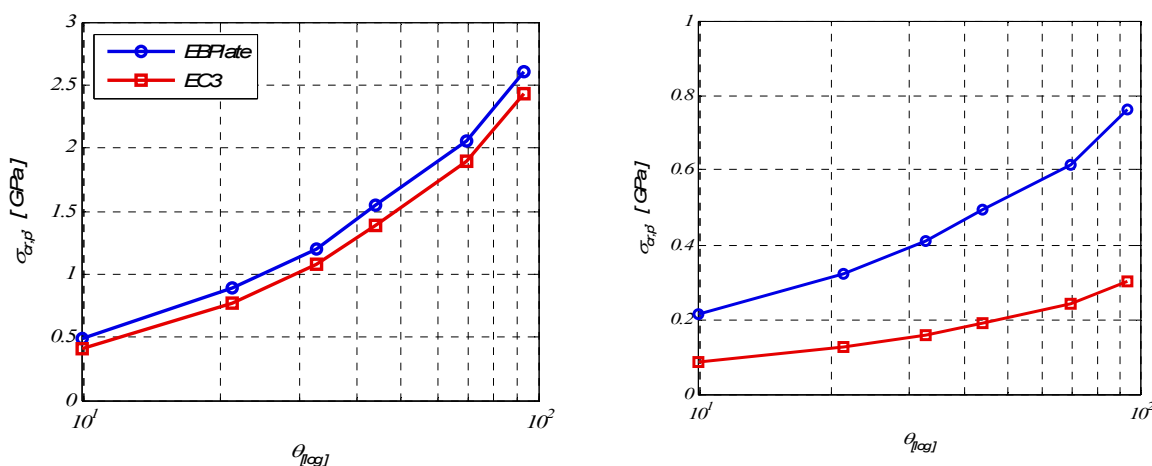


Slika 41: Potek normiranih vrednosti $k_{\sigma,p}(\theta = 1000)/k_{\sigma,p}(\theta = 0)$ v odvisnosti od α za $\gamma = 25$ in $\gamma = 200$

Iz slike (Slika 41) lahko razberemo, da so ojačitve z manjšo upogibno togostjo bolj dovzetne za ugoden vpliv, ki ga povzroča velika torzijska togost ojačitev. Potek normiranih vrednosti koeficienta izbočenja $k_{\sigma,p}$ je za primer $\gamma = 200$ vseskozi naraščajoč, kar pa ne velja za $\gamma = 25$, kjer je pri največjem obravnavanem razmerju stranic $\alpha = 3$ razmerje manjše kot pri $\alpha = 2,5$.

Večja torzijska togost torej ugodno vpliva na koeficient izbočenja in s tem tudi na elastično kritično napetost $\sigma_{cr,p}$ kar je smiselno vključiti v nadaljnje račune. Že v primeru najbolj torzijsko podajnih ojačitev, ki smo jih obravnavali ($\theta = 9,913$) prispevek ni bil zanemarljiv. Zaključimo lahko, da je torzijsko togost smiselno upoštevati vedno, ko imamo opraviti z ojačitvami zaprtega tipa.

V našem primeru, je potek elastičnih kritičnih napetosti v odvisnosti od pripadajoče torzijske togosti θ (glej Preglednica 5) sledeč (Slika 42).

a) Razmerje stranic $\alpha = 1$ b) Razmerje stranic $\alpha = 3$

Slika 42: Potek vrednosti elastičnih kritičnih napetosti v odvisnosti od torzijske togosti

Ko so paneli približno kvadratni, med elastičnima kritičnima napetostma še ni bistvene razlike. Razmerje med njima je kljub povečevanju torzijske togosti θ vseskozi enako. Za večja razmera stranic ($\alpha = 3$) pa je elastična kritična napetost, ki upošteva torzijsko togost zaprtih ojačitev večja za 100 % v primeru $\theta = 9,913$ in za 200%, ko je $\theta = 93,24$.

Težava se pojavi, ko rezultate iz EBPlate uporabimo v kombinaciji s postopki projektiranja v SIST-EN 1993-1-5. Za pločevine ojačene z ojačitvami zaprtega tipa so tako dobljene končne vrednosti redukcijskega faktorja izbočenja pločevine ρ prevelike. To vpliva na končno nosilnost konstrukcije, ki je v večini primerov prekoračena.

V naslednjem sklopu je s pomočjo numerične študije dokazano, da je potrebno obstoječo zvezo $\rho - \bar{\lambda}_p$ spremeniti tako, da bo ustrezala novo določeni uklonski krivulji.

5.2 Rezultati - primerjava numeričnih testov z metodo sodelujočih širin

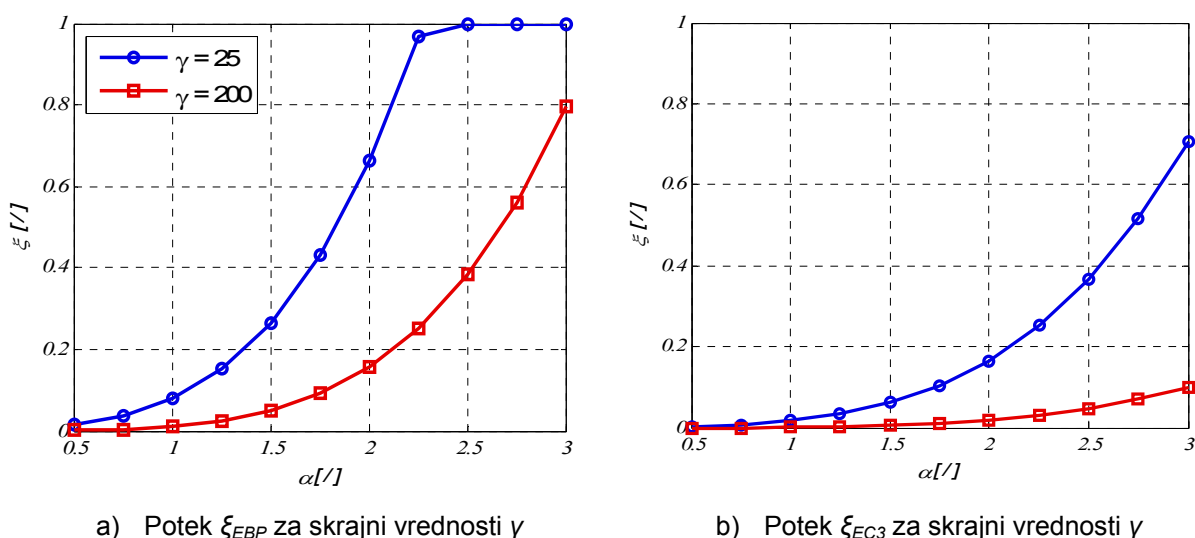
Analizirali smo razlike v površini sodelujočega prereza, s čimer je neposredno povezana končna nosilnost. Sodelujoči prerez in interpolacijsko funkcijo med dvema skrajnima možnostima (izbočenje pločevine in uklon tlačene palice) smo določili po postopku navedenem v SIST EN 1993-1-5.

Celoten nabor numeričnih rezultatov smo primerjali z rezultati analitičnih postopkov z namenom, da bi ugotovili pri katerih parametrih so rezultati le-teh preveč konzervativni ali pa na nevarni strani.

Podani so predlogi, ki so na koncu potrjeni s pomočjo numeričnih rezultatov. Poudarjen je ugoden učinek zaprtih vzdolžnih ojačitev. Izkazalo se je, da se lahko zaradi upoštevanja visoke stopnje torzijske togosti, ki jo zagotavljajo trapezne ojačitve, znatno poveča odpornost panela.

Za določitev nosilnosti ojačenih panelov po standardu SIST EN 1993-1-5 moramo najprej določiti elastično kritično napetost izbočenja pločevine $\sigma_{cr,p}$ in elastično kritično napetost uklona tlačene palice $\sigma_{cr,c}$. Na podlagi teh vrednosti lahko izračunamo redukcijska faktorja χ_c , kjer prevlada uklon tlačene palice in ρ , ki se nanaša na dvodimenzionalno izbočenje. Ker sta v večini primerov prisotna oba vpliva, se končni redukcijski faktor ρ_c nahaja med tema vrednostima, določen pa je z interakcijsko enačbo.

Pri neojačenih pločevinah po enačbi za upoštevanje interakcije velja, da se pločevina pri nizkih vrednostih α izboči kot tlačena palica, pri višjih pa kot pločevina. Pri ojačenih pločevinah to ni trivialno določeno, saj na način izbočenja bolj kot razmerje α , vpliva relativna upogibna togost ojačitev γ . Bolj kot so vzdolžne ojačitve podajne, bolj enakomerno se obtežba razporedi po panelu, medtem ko zelo toge ojačitve večino obtežbe vežejo nase, zato ne pride do prerazporeditve togosti v osnovni pločevini. To ima enak učinek kot majhno razmerje α , kar privede do pojava uklona. Te ugotovitve potrjuje tudi spodnja slika (Slika 43), kjer je razviden vpliv relativne upogibne togosti γ na obnašanje ojačene pločevine. Koeficient ξ , ki je bil določen s pomočjo elastičnih kritičnih napetosti določenih s programom EBPlate bomo v nadaljevanju označevali z ξ_{EBP} .

a) Potek ξ_{EBP} za skrajni vrednosti γ b) Potek ξ_{EC3} za skrajni vrednosti γ Slika 43: Vrednosti interakcijskega faktorja v odvisnosti od razmerja stranic α , za 4 ojačitve

V primeru bolj upogibno podajnih ojačitev ($\gamma = 25$), doseže koeficient ξ_{EBP} končno vrednost 1 pri razmerju $\alpha = 2$. To pomeni, da za vsa razmerja stranic, ki so večja od 2 ni več prisotne interakcije, ker prevlada izbočenje pločevine kot dvodimenzionalnega telesa. Do enakega pojava pride v primeru izrazito togih ojačitev pri vrednosti razmerja stranic $\alpha = 2,5$, kar kaže na to, da je vpliv uklona tlačene palice prisoten dlje časa.

Na desni sliki (Slika 43b) je faktor ξ_{EC3} , določen s pomočjo elastičnih kritičnih napetosti izračunanih po standardu. Ker Evrokod ne upošteva prispevka torzijske togosti trapeznih ojačitev, so elastične kritične napetosti manjše od tistih določenih s programom EBPlate. Zato je ξ_{EC3} določen s pomočjo teh napetosti manjši. Do vrednosti $\alpha = 1,5$ prevladuje uklon v vzdolžni smeri, pri večjih α se ξ_{EC3} sicer nahaja v območju interakcije, končne vrednosti 1 pa v obravnavanem območju ne doseže. Tudi iz tega diagrama lahko vidimo trend vpliva relativne upogibne togosti ojačitev na interakcijski faktor ξ .

Iz medsebojne primerjave obeh diagramov (Slika 43) je jasno viden vpliv torzijske togosti. Ob upoštevanju le te interakcijski faktor ξ_{EBP} po strmem naraščanju kmalu doseže vrednost 1. Razmerje $\sigma_{cr,p,EBP}/\sigma_{cr,c}$, na podlagi katerega je interakcijski faktor določen je zaradi upoštevanja torzijske togosti ojačitev v računu elastične kritične napetosti večje od razmerja $\sigma_{cr,p,EC3}/\sigma_{cr,c}$. V slednjem primeru, sta za zelo upogibno toge ojačitve napetosti $\sigma_{cr,p,EC3}$ in $\sigma_{cr,c}$ približno enaki ne glede na razmerje stranic α , kar nakazuje na obnašanje pločevine podobno uklonu tlačene palice. Nasprotno pa je za enake lastnosti ojačitev ob upoštevanju torzijske togosti ojačitev; pri razmerju stranic $\alpha > 2$ kritična napetost $\sigma_{cr,p,EBP}$ najmanj 2 krat večja od uklonske kritične napetosti $\sigma_{cr,c}$, kar pomeni izbočenje panela kot dvodimenzionalnega telesa. Takrat je končni globalni redukcijski faktor ρ_c enak redukcijskemu faktorju izbočenja pločevine ρ , ki je vedno večji od χ_c oz. njune interakcije. Da

je ξ_{EBP} večji od ξ_{EC3} velja za vse vrednosti razmerja stranic α , posledica tega pa je večji končni redukcijski koeficient ρ_c in večja nosilnost ob upoštevanju torzijske togosti ojačitev.

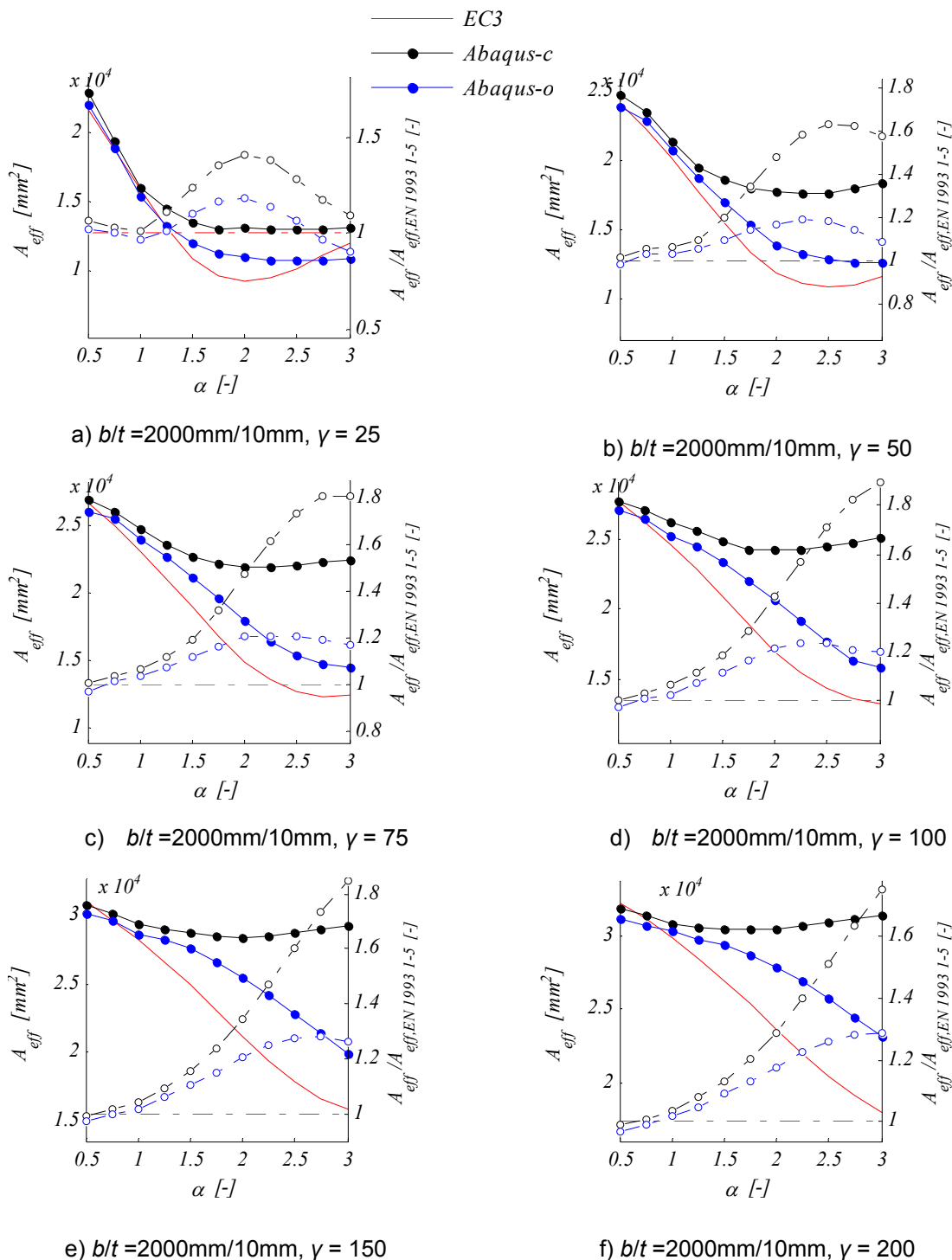
5.2.1 Primerjava numeričnih rezultatov z EC3

Numerične rezultate smo najprej primerjali z nosilnostjo določeno v skladu s SIST EN 1993-1-5. Parametrična študija kaže, da je mogoče poenostavljene izraze izboljšati iz več vidikov. Enačbo za izračun elastične kritične napetosti $\sigma_{cr,p}$ bi lahko izboljšali tako, da bi dodali nek člen, ki bi predstavljal prispevek torzijske togosti v primeru ojačitev zaprtega tipa. Že iz poteka elastičnih kritičnih napetosti izbočenja pločevine, je bilo v prejšnjem poglavju razvidno, da so vrednosti, ki jih določimo po Evrokodu v primeru trapeznih ojačitev veliko manjše od tistih, ki jih izračunamo z EBPlate. S primerjavo dejanskih vrednosti sodelujočih prerezov lahko potrdimo, da je računski model iz predpisov kalibriran na ojačitve odprtega tipa.

Sodelujoče prereze vzdolžnih ojačitev odprtega in zaprtega tipa, ki smo jih določili na podlagi numeričnih analiz, smo primerjali s sodelujočimi prerezi dobljenimi po enačbah, ki jih določa Evrokod.

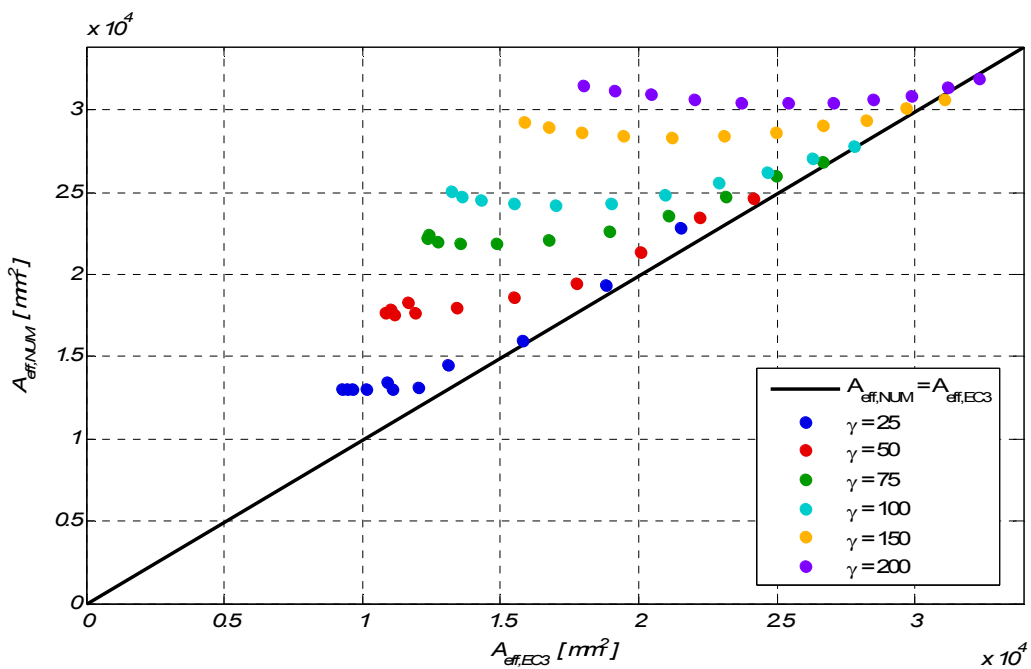
Na naslednjih diagramih (Slika 44) so za primer 4 ojačitev in vse obravnavane upogibne togosti ojačitev prikazane primerjave porvšin sodelujočih prerezov v odvisnosti od razmerja stranic α . Na desni ordinatni osi so vrednosti normirane z rezultati po Evrokodu. Vnosi v legendi označujejo tip prereza ojačitev uporabljenih v numerični analizi (Abaqus-c: zaprte ojačitve in Abaqus-o: odprte ojačitve) in. postopek s katerim je bila izračunana elastična kritična napetost (EC3).

Ujemanje je prisotno le pri zelo majhnih vrednostih α , za primere z večjim razmerjem stranic, pa so razlike zelo velike. Faktor razlike med dejansko nosilnostjo v primerjavi s standardom znaša do 1,7 v primeru ojačitev zaprtega tipa in le okoli 1,2 za ojačitve odprtega tipa. Z vrednostmi pridobljenimi po SIST EN 1993-1-5 dobimo v primeru ojačenja s trapeznimi ojačitvami preveč konzervativne rezultate. V nadaljevanju se bomo osredotočili na ojačitve zaprtega tipa, zato se bodo vse količine, v kolikor ne bo izrecno navedeno drugače, nanašale na tak tip ojačitev.



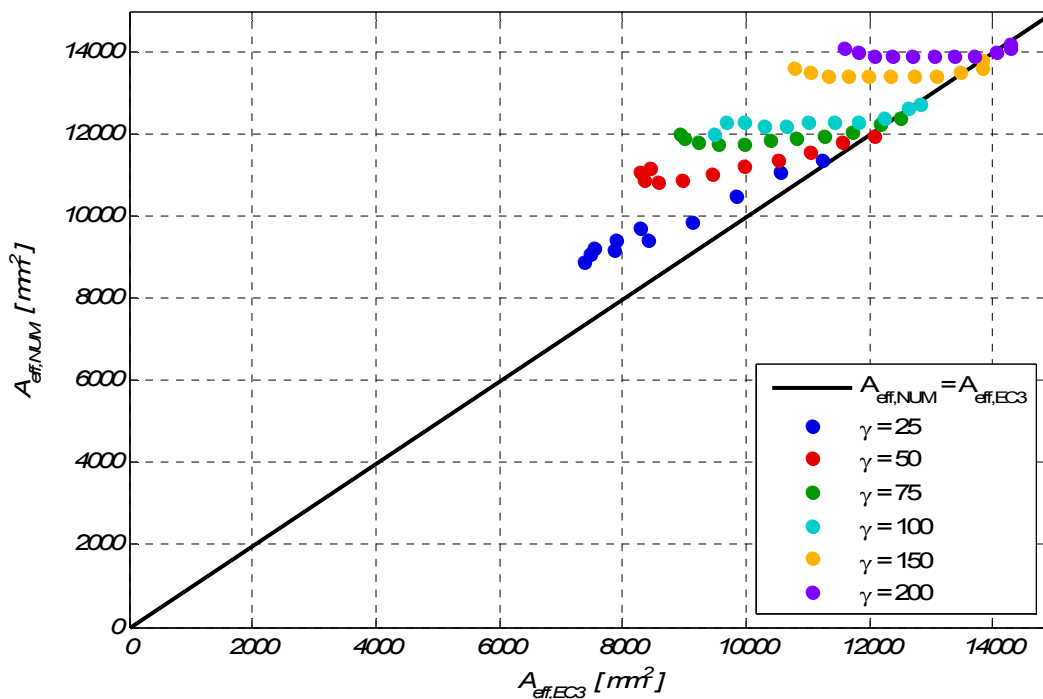
Slika 44: Primerjava površine sodelujočih prevezov za 4 ojačitve

Narejena je bila grafična primerjava (Slika 45), kjer so numerični rezultati prikazani na ordinatni, rezultati metode EC3 pa na abscisni osi. Vrednosti nad diagonalno črto kažejo, da je nosilnost, ki je bila določena numerično večja od nosilnosti dobljene po postopku v standardu. Nasprotno pa vrednosti pod diagonalno črto pomenijo manjšo numerično nosilnost v primerjavi z Evrokodom. Rezultati so pri določeni upogibni togosti γ iz vrednotenih za vsako obravnavano razmerje stranic α .

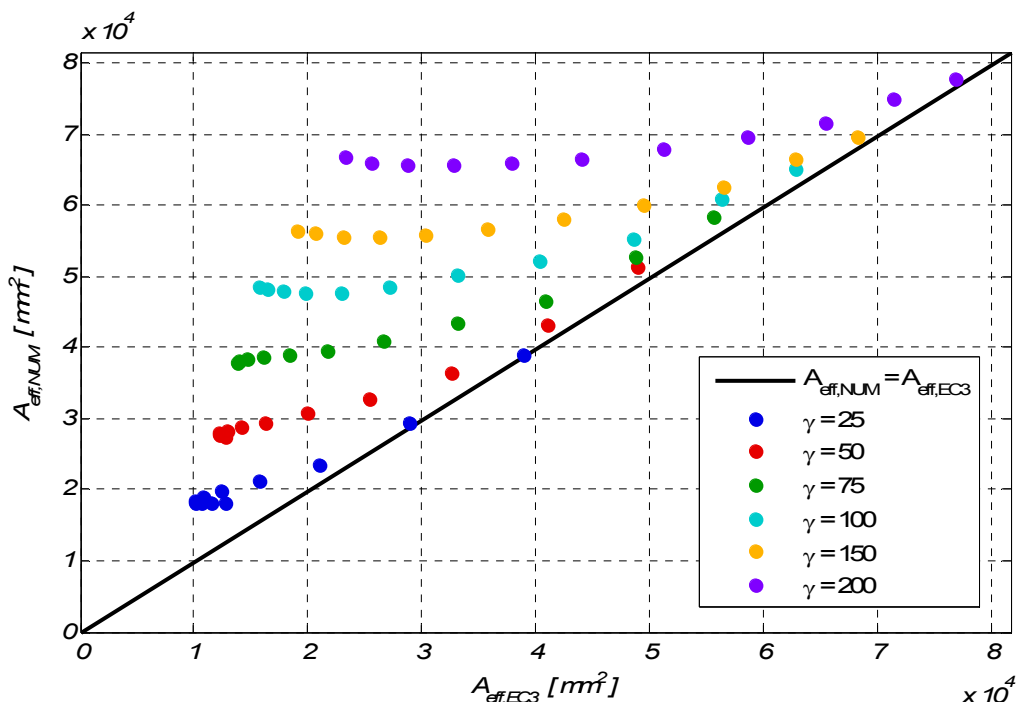


Slika 45 : Primerjava površin sodelujočih prerezov $A_{eff,NUM}$ z $A_{eff,EC3}$ za 4 ojačitve

Enako smo naredili tudi za primer pločevine ojačene z dvema ali osmimi vzdolžnimi ojačitvami (Slika 46, Slika 47).



Slika 46: Primerjava površin sodelujočih prerezov $A_{eff,NUM}$ z $A_{eff,EC3}$ za 2 ojačitvi



Slika 47: Primerjava površin sodelujočih prerezov $A_{\text{eff,NUM}}$ z $A_{\text{eff,EC3}}$ za 8 ojačitev

Razvidno je, da so rezultati po Evrokodu večji od numeričnih le v izjemnih primerih, na primer pri zelo kratkih in zelo togih vzdolžnih ojačitvah

Med seboj primerjamo rezultate analitičnega postopka in realno konstrukcijo z upoštevanjem prispevka geometrijskih in materialnih nelinearnih nepopolnosti. Nepopolnosti smo določili po priporočilih iz SIST EN 1993-1-5 Aneks C. Zavedati se moramo, da je tudi ta postopek zelo konzervativen, kar se lahko odraža v preveč konzervativni numerični nosilnosti, še posebej v prej omenjenih primerih.

Ker imajo v današnjem času pri projektiranju vedno večjo vlogo računalniške simulacije, smo ocenili, da je bolj smiselno kot s popraviljem ročnih računov, vpliv torzijske togosti ojačitev zajeti z novo uklonsko krivuljo. Na ta način lahko uporabimo $\sigma_{cr,p}$, določeno s programom EBPlate.

5.2.2 Primerjava numeričnih rezultatov z uporabo programa EBPlate

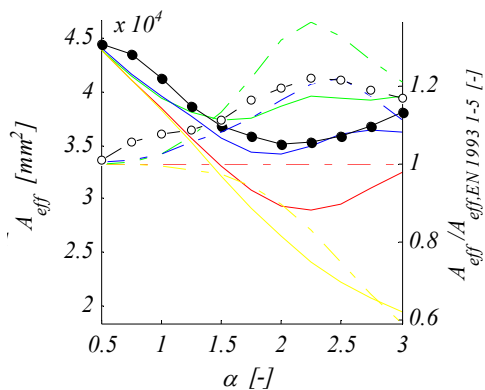
Zaradi enostavnosti uporabe in zanesljivosti rezultatov projektanti pri svojem delu množično uporabljajo računalniški program EBPlate. Rezultati iz EBPlate se nato uporabijo v kombinaciji s postopki projektiranja v SIST EN 1993-1-5. Za pločevine ojačene z ojačitvami zaprtega tipa, so tako dobljene vrednosti redukcijskega faktorja izbočenja pločevine ρ in s tem tudi končnega redukcijskega faktorja ρ_c prevelike. To se odraža v velikosti sodelujočega prereza, ki je neposredno povezan z nosilnostjo konstrukcije.

Na spodnjih diagramih (Slika 48) so za vsako analizirano število in za skrajni obravnavani togosti ojačitev prikazane površine sodelujočih prerezov v odvisnosti od razmerja stranic α . Na desni ordinatni osi so vrednosti normirane z rezultati po Evrokodu. Vnosi v legendi označujejo postopek s katerim je bila izračunana elastična kritična napetost $\sigma_{cr,p}$, in numerično nosilnost, ki je bila določena s programom Abaqus. S programom EBPlate smo elastično kritično napetost izračunali na 2 načina, in sicer z (EBPlate-c) in brez (EBPlate-o) upoštevanja torzijske togosti. Oznaka »Column« se nanaša na uklonsko elastično kritično napetost.

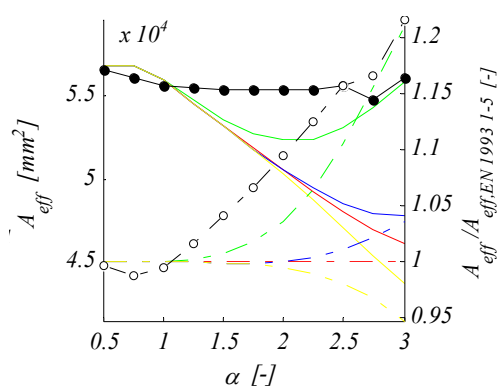
V primeru, ko je pločevina ojačena z dvema vzdolžnima ojačitvama in sta ti zelo togi ($\gamma = 200$) je nosilnost, pri kateri smo v postopku uporabili elastično kritično napetost trapeznih ojačitev izračunano z EBPlate $\sigma_{cr,p,EBP}$ na varni strani. Z večanjem števila ojačitev pri enaki upogibni togosti pa so rezultati, ko gre za daljše panele ($\alpha \geq 2,25$ v primeru 4 in $\alpha \geq 1,75$ v primeru 8 ojačitev) približno 10 % večji od numeričnih. Pri bolj podajnih ojačitvah ($\gamma = 25$) je problematično območje bolj izrazito, saj je nosilnost določena z upoštevanjem torzijske togosti pri računu elastične kritične napetosti tudi do 50% večja od numerične. Rezultati so v primeru manj togih ojačitev na nevarni strani že pri zelo kratkih panelih (približno $\alpha = 1,5$ v primeru 2 in $\alpha = 1$ v primeru 4 in 8 ojačitev). V območju od $\alpha = 1,5$ do $\alpha = 3$ se za primera 4 in 8 vzdolžnih ojačitev razmerje med nosilnostima (NUM, EBPlate) bistveno ne spreminja.

Razvidno je da so problematični rezultati prisotni v območju kjer prevladuje vpliv izbočenja pločevine kot dvodimenzionalnega telesa. Ta pojav je bolj prisoten pri manj togih ojačitvah in daljših panelih.

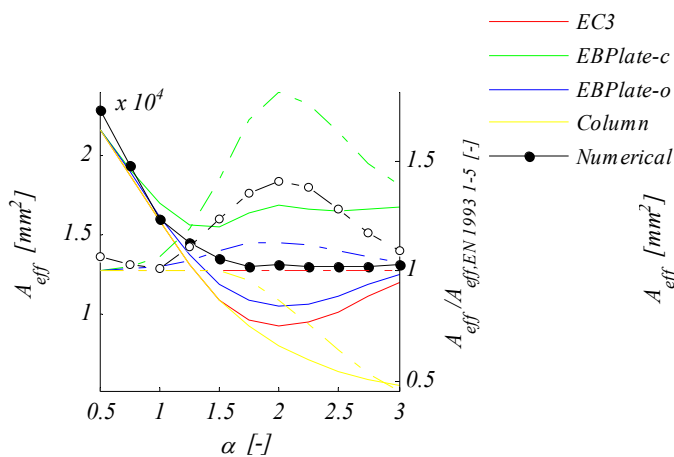
Rezultate, dobljene z uporabo $\sigma_{cr,p,EBP}$ primerjamo z numeričnimi vrednostmi, na enak način kot smo to storili v prejšnjem sklopu za količine izrednotene po Evrokodu. Numerični rezultati so na grafični primerjavi prikazani na ordinatni, rezultati EBPlate pa na abscisni osi.



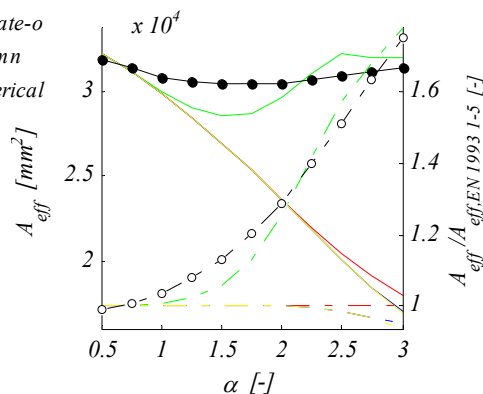
a) 2 ojačitvi, $b/t = 1000\text{mm}/10\text{mm}$, $\gamma = 25$



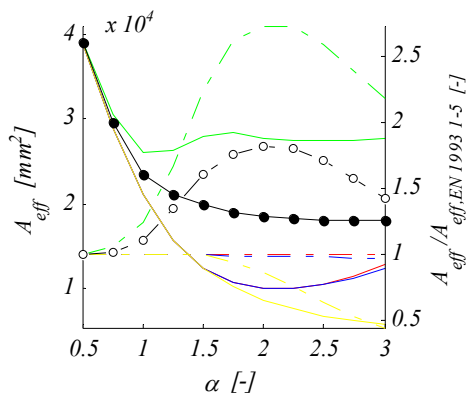
b) 2 ojačitvi, $b/t = 1000\text{mm}/10\text{mm}$, $\gamma = 200$



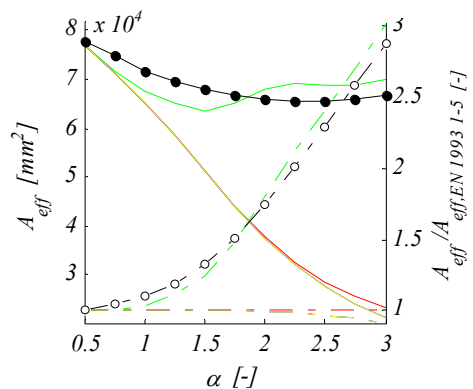
c) 4 ojačitve, $b/t = 2000\text{mm}/10\text{mm}$, $\gamma = 25$



d) 4 ojačitve, $b/t = 2000\text{mm}/10\text{mm}$, $\gamma = 200$

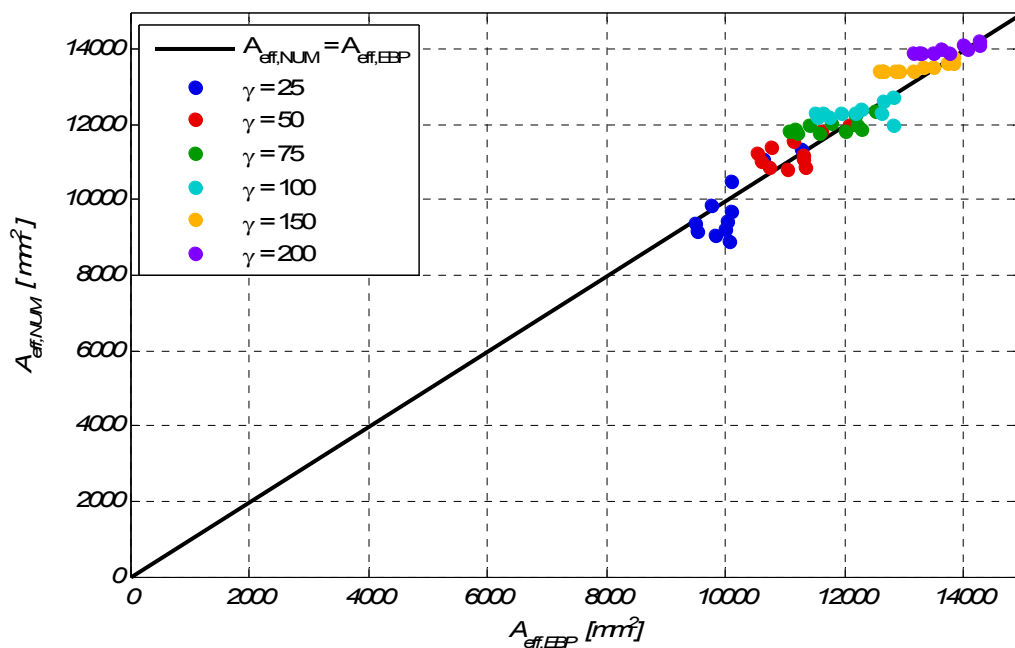


e) 8 ojačitev, $b/t = 4000\text{mm}/10\text{mm}$, $\gamma = 25$

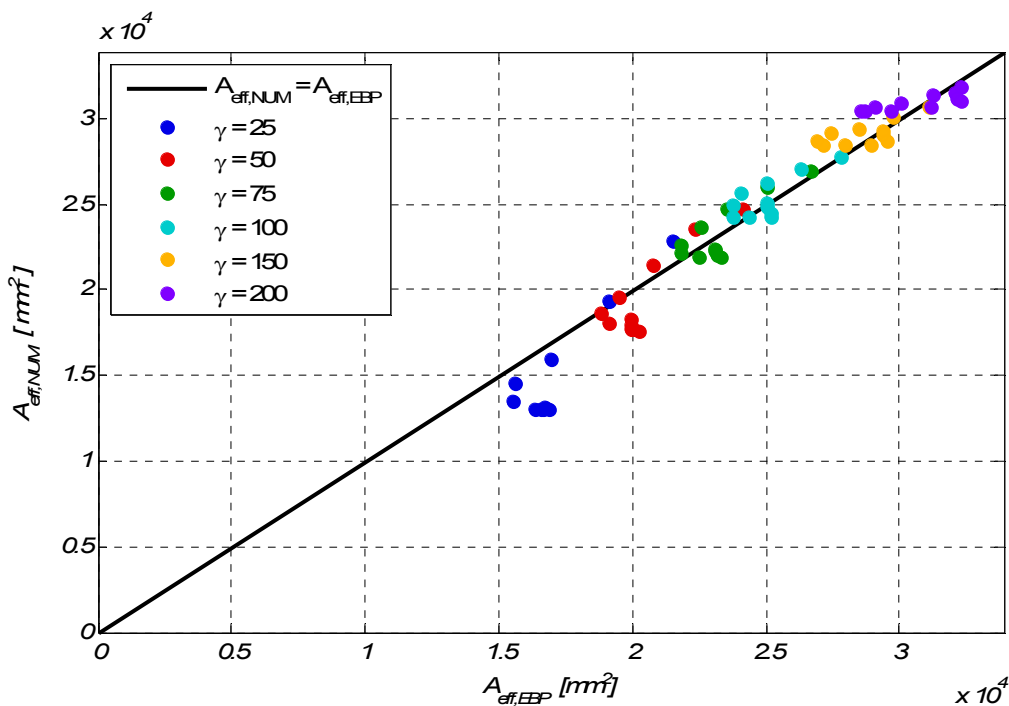


f) 8 ojačitev, $b/t = 4000\text{mm}/10\text{mm}$, $\gamma = 200$

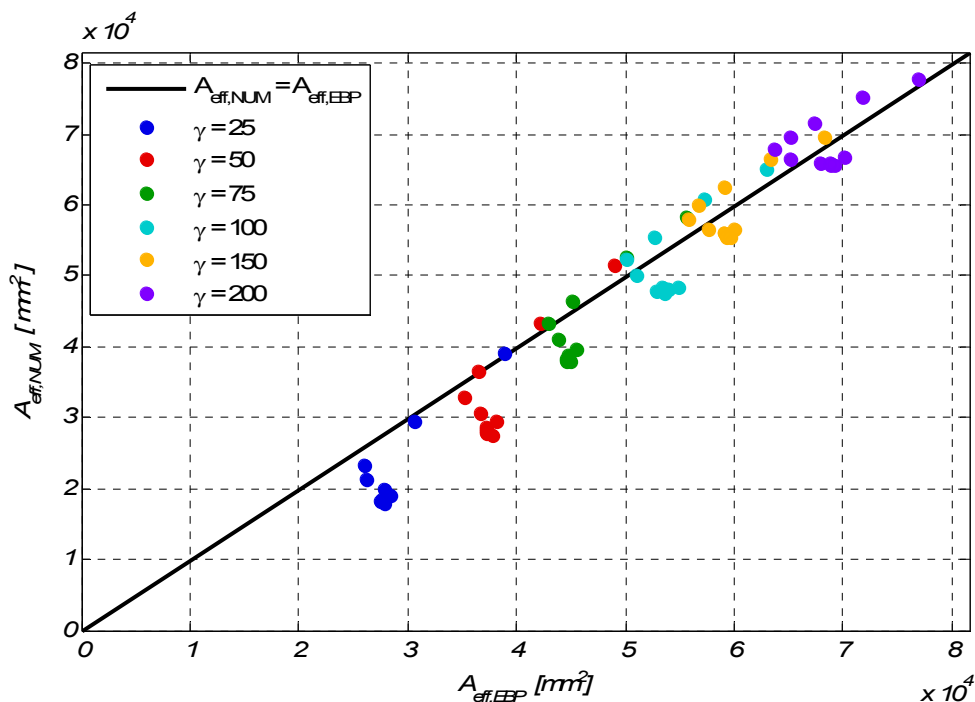
Slika 48: Primerjava površine sodelujočih prerezov



Slika 49: Primerjava površin sodelujočih prerezov $A_{eff,NUM}$ z $A_{eff,EBP}$ za 2 ojačitvi



Slika 50: Primerjava površin sodelujočih prerezov $A_{eff,NUM}$ z $A_{eff,EBP}$ za 4 ojačitve



Slika 51: Primerjava površin sodelujočih prerezov $A_{eff,NUM}$ z $A_{eff,EBP}$ za 8 ojačitev

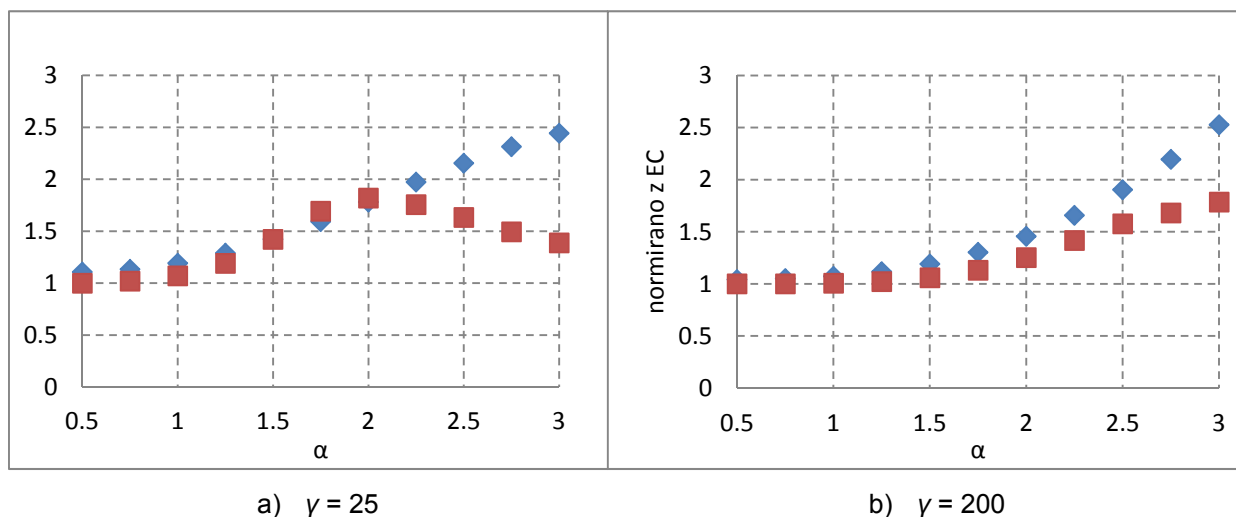
Nasprotno kot v primerjavi EC3-NUM se rezultati dobljeni z uporabo $\sigma_{cr,p,EBP}$ nahajajo pod diagonalno premico, kar pomeni da je izračunana nosilnost večja od numerične. Ker predpostavimo, da smo z numeričnimi simulacijami opisali dejansko obnašanje realnih primerov vidimo, da je dejanska nosilnost presežena, če v računu upoštevam $\sigma_{cr,p,EBP}$.

Iz grafov je razvidno, da je odstopanje najmanjše v primeru panela ojačenega z 2 ojačitvama (Slika 49). Le v tem primeru bi lahko za $\gamma = 200$ uporabili obstoječe rezultate $A_{eff,EBP}$ za vsa obravnavana razmerja stranic, to je $0,5 \leq \alpha \leq 3$. Da v tem primeru numerična nosilnost ni prekoračena, nazorno prikazuje tudi Slika 48b. Ko število ojačitev povečamo na 4 (Slika 50), nosilnost po EBPlate za majhne vrednosti parametra γ v celoti preseže numerično. V primeru bolj upogibno togih ojačitev pa do tega pojava pride le pri večjem razmerju stranic α (Slika 48d). Za največje obravnavano število ojačitev (Slika 51) je večina rezultatov pod diagonalo, kar pomeni da je računsko določena nosilnost v kombinaciji z EBPlate v večini primerov presežena glede na numerično določeno nosilnost.

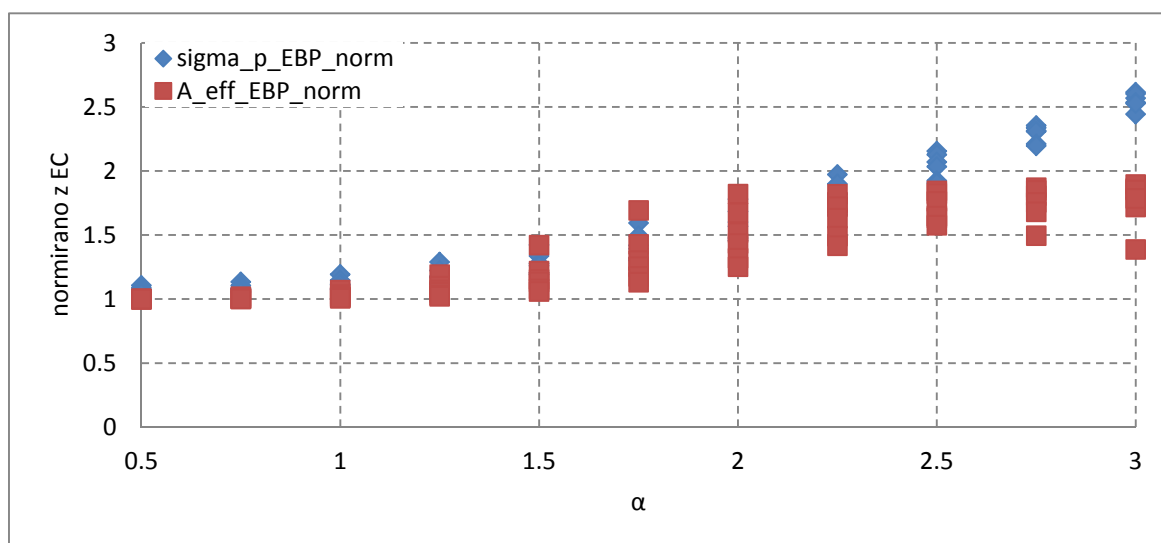
V primerjavi z normiranimi vrednostmi elastičnih kritičnih napetosti, iz grafa normiranih vrednosti sodelujočih prerezov opazimo, da so odstopanja v slednjem primeru manjša. Prispevek torzijske togosti ojačitev zaprtega tipa k končni nosilnosti v večini primerov ni tolikšen, kot je njen prispevek k $\sigma_{cr,p}$. V postopku za določitev nosilnosti namreč nastopata še dve nelinearni zvezi, in sicer nelinearen potek redukcijskega faktorja ter enačba za določitev interakcijskega faktorja ξ .

Sprememba površine je večja ali enaka sprememi $\sigma_{cr,p}$ v območju razmerja stranic $\alpha = 1,5$ do $\alpha = 2$ za primer podajnih ojačitev. Na teh mestih velja, da se ρ ne spreminja več veliko, hkrati pa interakcijski faktor ξ strmo narašča.

Na spodnji sliki (Slika 52) sta prikazani obe zgoraj navedeni vrednosti za primer 4 vzdolžnih trapeznih ojačitev in dva skrajna primera obravnavanih vrednosti γ v odvisnosti od razmerja stranic α normirani s pripadajočimi rezultati po Evrokodu.

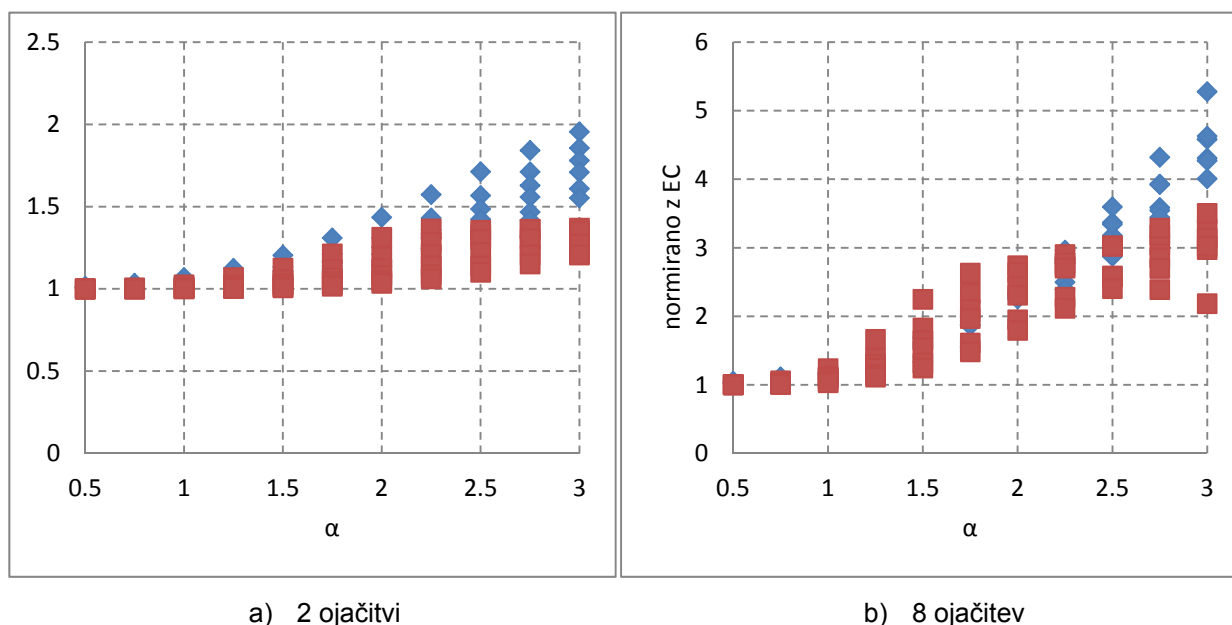


Slika 52: Normirani vrednosti $\sigma_{cr,EBP,norm}$ in $A_{eff,EBP,norm}$



Slika 53: Normirani vrednosti $\sigma_{cr,EBP,norm}$ in $A_{eff,EBP,norm}$ za 4 ojačitve po vseh vrednostih γ

V primeru dveh ojačitev (Slika 54a) normirane vrednosti sodelujočega prereza dosežejo faktor 1,4 medtem ko so vrednosti $\sigma_{cr,p,EBP}$ do 2 krat večje od $\sigma_{cr,p,EC3}$. Podoben trend je prisoten tudi pri pločevini ojačenimi z osmimi vzdolžnimi ojačitvami (Slika 54b), kjer največje razmerje elastičnih kritičnih napetosti izbočenja pločevine znaša več kot 5, največji koeficient med sodelujočima prerezoma pa le okoli 3,5. Razlike naraščajo z večanjem razmerja stranic α .

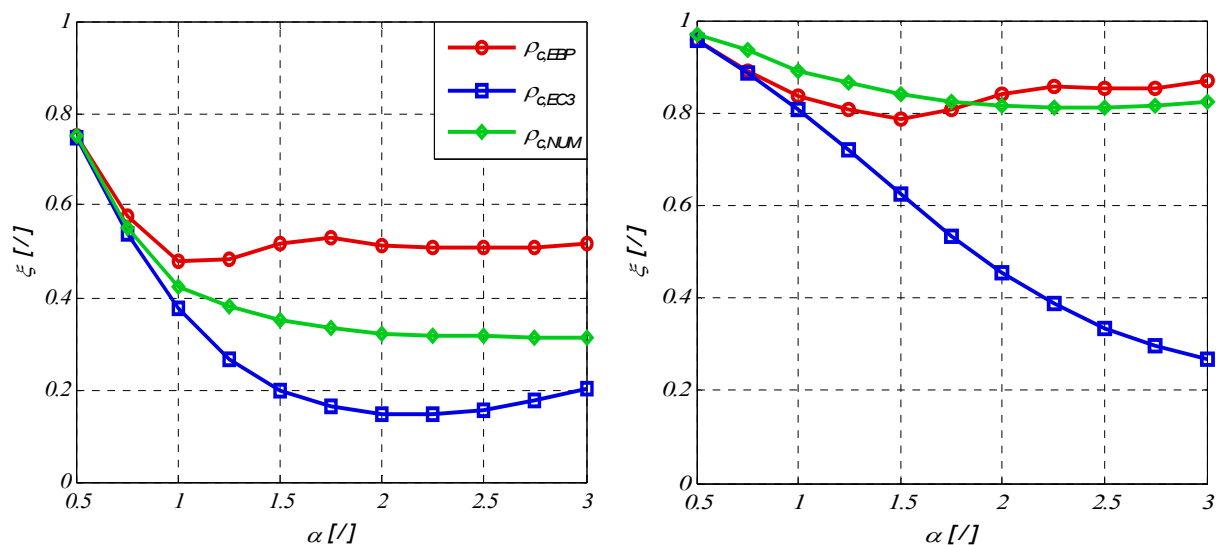


Slika 54: Normirani vrednosti $\sigma_{cr,EBP,norm}$ in $A_{eff,EBP,norm}$ po vseh vrednostih γ

Elastično kritično napetost izbočenja pločevine $\sigma_{cr,p}$ smo določili z uporabo programa EBPlate, posebej za odprti in zaprti tip prereza. V primeru numeričnih računov pa smo sodelujoči prerez iz vrednotili preko faktorja LPF-deleža obtežbe, ki ga ne moremo neposredno primerjati z ρ_c . Z redukcijskim faktorjem ρ_c namreč reduciramo le $A_{c,eff,loc}$ in ne celotnega prereza, zato smo ustrezno popravili faktor LPF, ki se nanaša na celoten- bruto prerez. Dobljeni redukcijski faktor, ki ga lahko primerjamo z ρ_c , smo označili z $\rho_{c,NUM}$. Določili smo ga z enačbo:

$$\rho_{c,NUM} = \frac{LPF \cdot A_c - \sum_i b_{i,edge,eff} t}{A_{c,eff,loc}} \quad (29)$$

Končni redukcijski faktor ρ_c , določen glede na kritične napetosti izračunane s programom EBPlate je večji od redukcijskega faktorja določenega glede na kritične napetosti izračunane s pomočjo poenostavljenega postopka iz Evrokoda. S tem dobimo večjo sodelujočo površino in tudi večjo nosilnost panela.



a) ρ_c za 8 ojačitev, $\gamma = 25$

b) ρ_c za 8 ojačitev, $\gamma = 200$

Slika 55: Vrednosti končnega redukcijskega faktorja ρ_c za 4 ojačitve

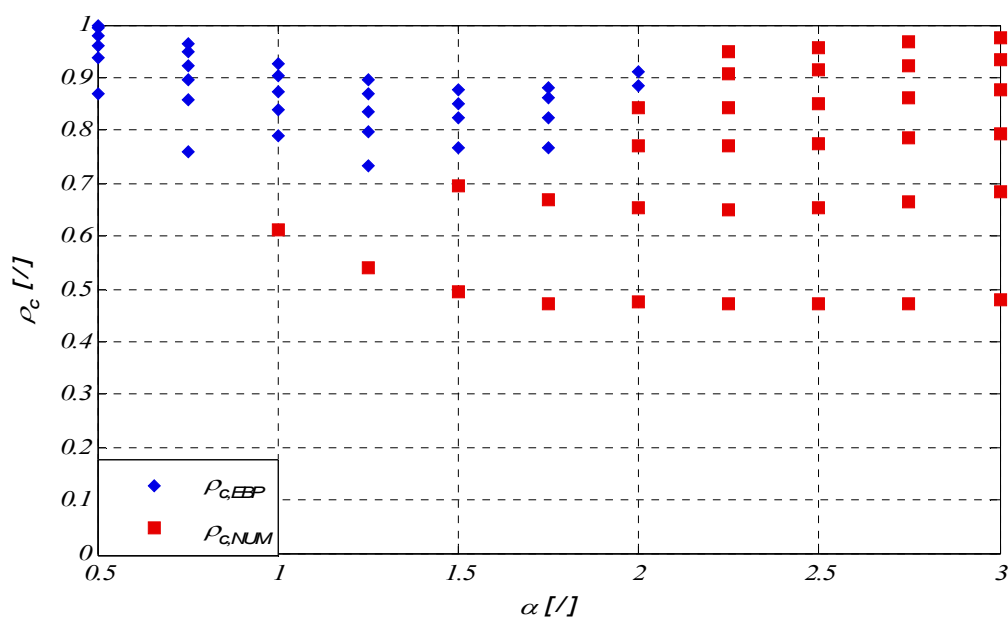
Če želimo uporabiti elastično kritično napetost določeno s programom EBPlate, moramo biti pozorni pri izbiri končnega redukcijskega faktorja ρ_c v območju kjer je numerično določena nosilnost manjša od nosilnosti določene z uporabo $\sigma_{cr,p,EBP}$. V primeru vzdolžnih ojačitev z manjšo relativno upogibno togostjo ($\gamma = 25$) pride do tega pojava že pri majhnem razmerju stranic α . Z naraščanjem upogibne togosti γ pa se meja pomika proti večjim vrednostim α . V spodnji preglednici (Preglednica 6) so za posamezna obravnavana števila ojačitev prikazane vrednosti parametra α , od katerega naprej velja, da je nosilnost izračunana ob upoštevanju $\sigma_{cr,p,EBP}$ večja od numerično določene.

Preglednica 6: Razmerje α pri katerem nosilnost po EBPlate preseže numerično

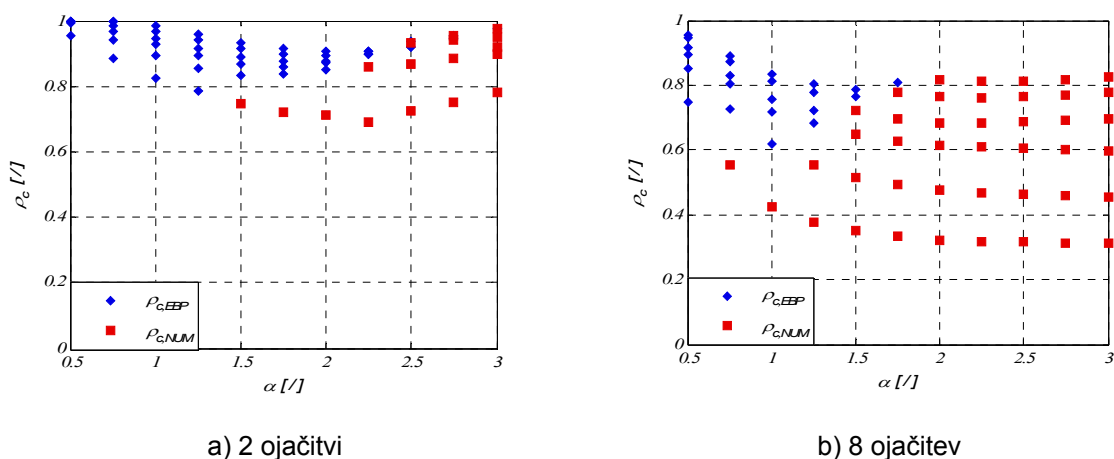
	α ($A_{eff,EBP} > A_{eff,NUM}$)		
γ / št.ojačitev	2	4	8
25	1,5	1	0,75
50	2,25	1,5	1,25
75	2,5	2	1,5
100	2,75	2	1,5
150	3	2,25	1,75
200	/	2,25	2

Končni redukcijski koeficient ρ_c s katerim reduciramo prevez v območju, kjer velja $A_{eff,EBP} > A_{eff,NUM}$ ne sme biti večji od numeričnega redukcijskega faktorja $\rho_{c,NUM}$, saj bi sicer prekoračili

nosilnost. Na spodnjih slikah (Slika 56, Slika 57) sta za posamezno število ojačitev in vse obravnavane velikost upogibne togosti γ prikazani območji, kjer so rezultati trenutnega postopka na varni in na nevarni strani. Z modro barvo so označene vrednosti $\rho_{c,EBP}$ za katere velja $A_{eff,EBP} < A_{eff,NUM}$ in jih lahko uporabimo v obstoječem potopku računa nosilnosti. Rdeče pa so obarvani rezultati $\rho_{c,NUM}$, kjer velja $A_{eff,EBP} > A_{eff,NUM}$. Te vrednosti predstavljajo problematično območje, kjer je nosilnost prekoračena v primeru, da v analitičnih izrazih iz standarda uporabimo elastično kritično napetost $\sigma_{cr,p,EBP}$. Če želimo zadostiti numerični nosilnosti mora v rdeče obarvanem območju veljati $A_{eff} \leq A_{eff,NUM}$ oz. $\rho_c \leq \rho_{c,NUM}$.



Slika 56: Zahtevani ρ_c faktor za primer 4 ojačitev po vseh vrednostih parametra γ



a) 2 ojačitvi

b) 8 ojačitev

Slika 57: Zahtevani ρ_c za primer 2 in 8 ojačitev po vseh vrednostih parametra γ

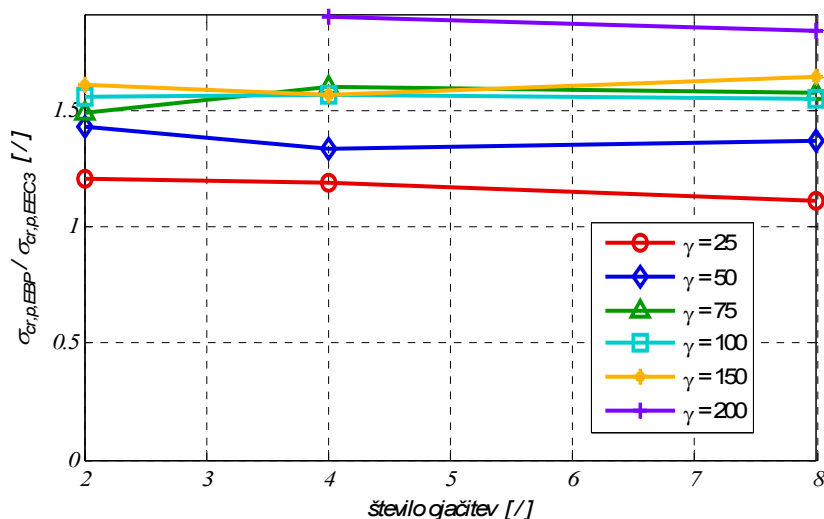
Iz primerjav opazimo, da so v splošnem redukcijski koeficienti ρ_c večji, če je pločevina ojačena z manjšim številom ojačitev. V primeru 2 ojačitev je tudi razpršenost rezultatov majhna. Vrednosti ρ_c se gibljejo od 0,65 do 1, medtem ko so rezultati za 8 ojačitev bistveno

manj zgoščeni in zasedajo vrednosti med 0,3 in 1. Iz razpršenosti rezultatov lahko sklepamo, da s številom ojačitev raste vpliv relativne upogibne togosti na končni redukcijski faktor ρ_c in s tem na nosilnost.

Razvidno je, da se obseg problematičnega območja, v katerem so rezultati označeni rdeče, s številom ojačitev povečuje in hkrati pomika proti manjšim vrednostim α . Zato lahko na podlagi tega na podoben način zaključimo, da tudi vpliv torzijske togosti ojačitev na končno nosilnost raste z večanjem števila ojačitev.

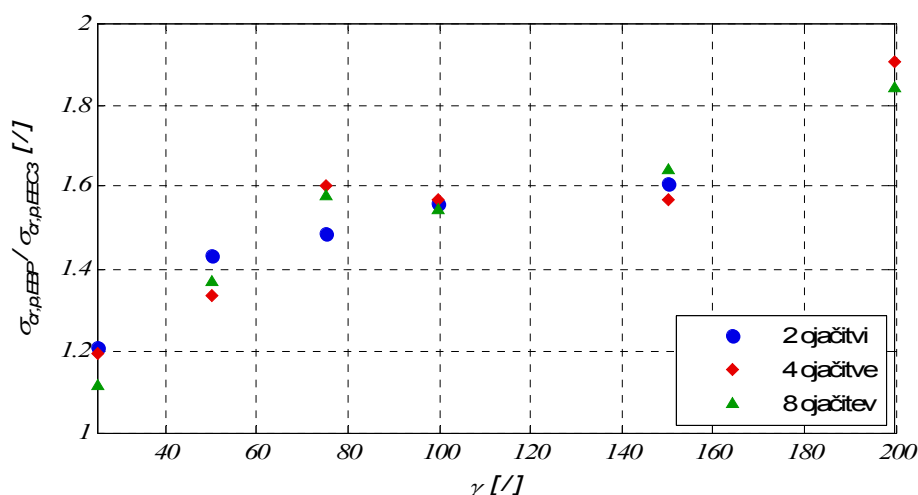
Zanimalo nas je, ali za zgornje ugotovitve velja neka splošna zakonitost, zato smo podrobneje preučili razmerje med $\sigma_{cr,p,EBP}$ in $\sigma_{cr,p,EC3}$ pri katerem je prvič presežena numerična nosilnost. Ko je razmerje manjše, so rezultati ustrezni, kar se odraža tudi v ujemanju redukcijskega faktorja $\rho_{c,EBP}$ z obstoječo Winterjevo krivuljo. V kolikor to ne drži, pa količine $\sigma_{cr,p,EBP}$ ne smemo uporabiti, saj bi bila izračunana nosilnost večja od dejanske.

Primerjali smo vrednosti $\sigma_{cr,p,EBP}/\sigma_{cr,p,EC3}$ v odvisnosti od števila ojačitev (Slika 58).



Slika 58: Razmerje $\sigma_{cr,p,EBP}/\sigma_{cr,p,EC3}$ pri katerem se začne prehod v problematično območje v odvisnosti od števila vzdolžnih ojačitev

Opazimo, da so razmerja, ki pripadajo enaki upogibni togosti približno enaka ne glede na število ojačitev. Pri bolj podajnih ojačitvah ($\gamma = 25$) nastopi problematično območje že pri zelo majhnem razmerju $\sigma_{cr,p,EBP}/\sigma_{cr,p,EC3}$, medtem ko ojačitve z večjo upogibno togostjo ($\gamma = 200$) dopuščajo večje razmerje med napetostma. Vpliv torzijske togosti je torej hitreje opazen v primeru manj togih ojačitev, saj se takrat panel obnaša izrazito kot pločevina. Na spodnjem diagramu (Slika 59) so prikazane vrednosti $\sigma_{cr,p,EBP}/\sigma_{cr,p,EC3}$ v odvisnosti od relativne upogibne togosti γ .



Slika 59: Razmerje $\sigma_{cr,p,EBP}/\sigma_{cr,p,EC3}$ pri katerem se začne prehod v problematično območje v odvisnosti od relativne upogibne togosti vzdolžnih ojačitev

Elastično kritično napetost $\sigma_{cr,p,EBP}$ v kombinaciji z obstoječim postopkom iz standarda lahko uporabimo, če so za določene vrednosti parametra γ izpolnjene zahteve glede razmerja med elastičnima kritičnima napetostma izbočenja pločevine, prikazane na sliki (Slika 59). Opazen je trend, ki ga lahko zajamemo s polinomom oz. linearno funkcijo razdeljeno na 3 odseke, vendar bi bile take omejitve zamudne in neuporabne v inženirski praksi. Ocenili smo, da je najbolj praktična rešitev zapis nove uklonske krivulje za določitev redukcijskega faktorja, ki velja za vse primere. V območju, kjer so rezultati z upoštevanjem $\sigma_{cr,p,EBP}$ ustrezni že po obstoječem analitičnem postopku bomo s takim pristopom sicer dobili nekoliko bolj konzervativne rezultate.

Ob upoštevanju vseh dozdajšnjih ugotovitev, ki se nanašajo na ojačitve zaprtega tipa lahko podamo sledeče zaključke:

- torzijsko togost ojačitev je smiselno upoštevati, saj ugodno vpliva na končno nosilnost konstrukcije,
- elastična kritična napetost izbočenja pločevine $\sigma_{cr,p,EBP}$ je do 6 krat večja od elastične kritične napetosti pločevine ojačene z ojačitvami odprtega tipa,
- $\sigma_{cr,p,EBP}$ je točna vrednost (EBPlate Validation Manual), težava se pojavi, ko jo želimo uporabiti v nadaljnjih postopkih za izračun nosilnosti, podanih v standardu,
- analitični izrazi v Evrokodu so kalibrirani na ojačitve odprtega tipa, zveza $\rho - \bar{\lambda}_p$ je določena na podlagi $\sigma_{cr,p,EC3}$,

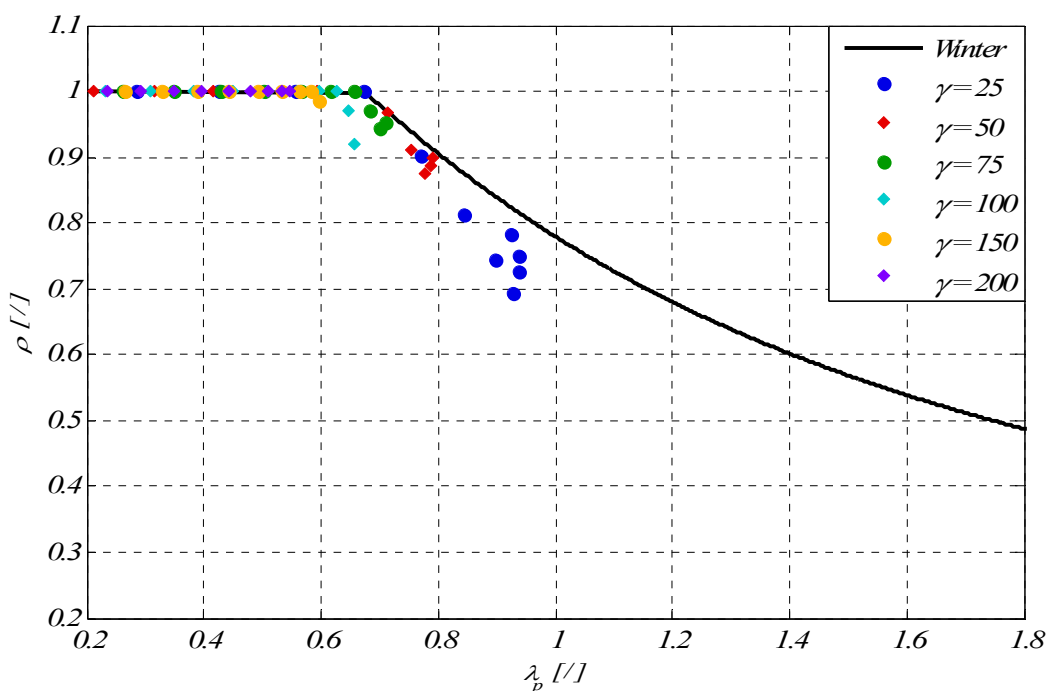
- za razmerje $\sigma_{cr,p,EBP}/\sigma_{cr,p,EC3}$ večje od določene vrednosti pri dani relativni upogibni togosti ojačitev γ dobimo, v primerjavi z numerično analizo, preveliko nosilnost.

Smiselno bi bilo predlagati novo enačbo, ki bi zajela vse ugotovitve iz tega poglavja.

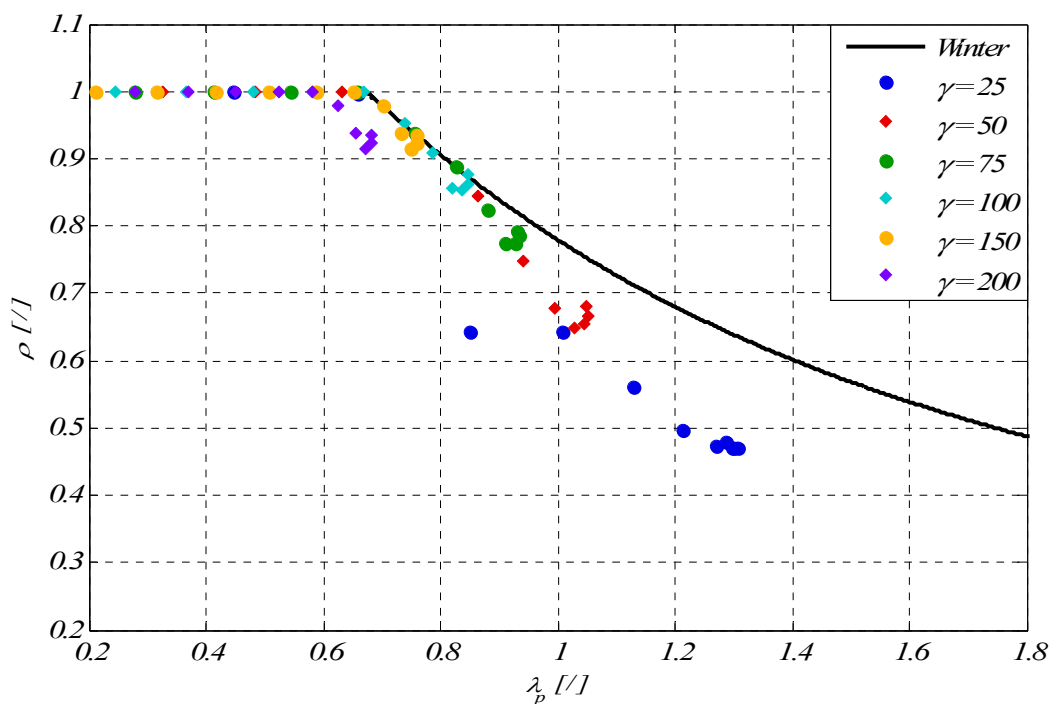
5.2.3 Nova uklonska krivulja - predlog

Glede na zahtevan končni redukcijski faktor ρ_c , ki je v kritičnem območju enak $\rho_{c,NUM}$ in parametre uklona tlačene palice, smo s pomočjo interakcijske enačbe določili vrednost potrebnega redukcijskega faktorja izbočenja pločevine ρ_{potr} .

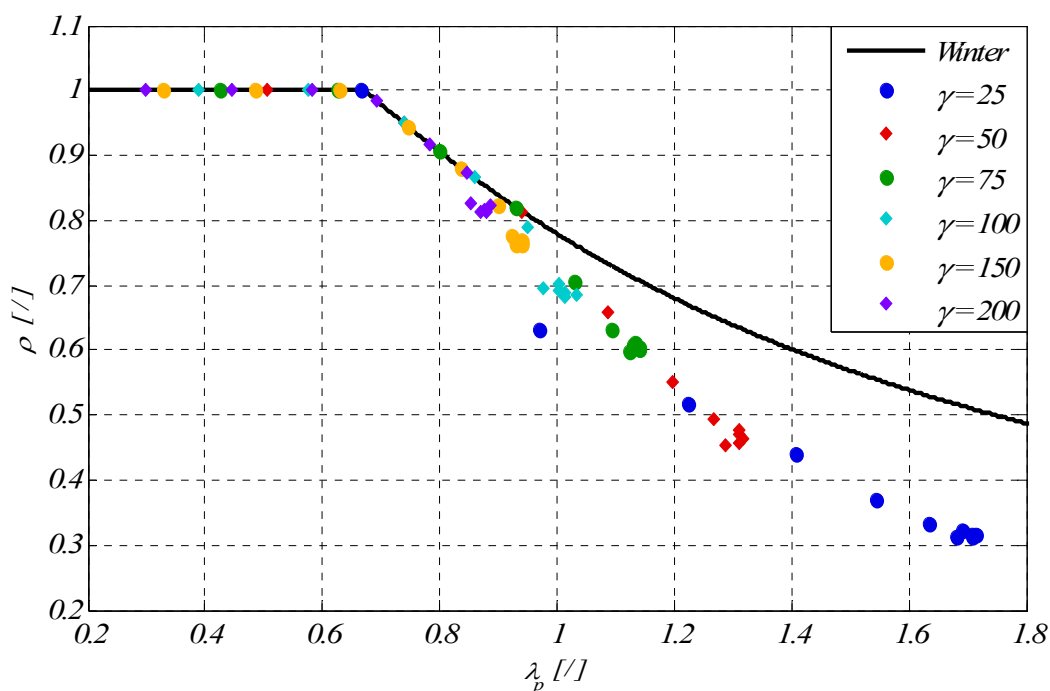
Obstoječa zveza med ρ in vitkostjo pločevine $\bar{\lambda}_p$ je bila določena eksperimentalno. Rezultati po Winterju, ki so privzeti v Evrokodu, so skupaj s potrebnimi vrednostmi redukcijskega faktorja prikazani na spodnjih diagramih (Slika 60, Slika 61, Slika 62). V skladu z našimi ugotovitvami pa moramo zvezo med ρ_{potr} in vitkostjo $\bar{\lambda}_p$ ustrezno popraviti.



Slika 60: Potek redukcijskih koeficientov izbočenja pločevine ρ in ρ_{potr} v odvisnosti od $\bar{\lambda}_p$ za 2 ojačitvi



Slika 61: Potek redukcijskih koeficientov izbočenja pločevine ρ in ρ_{potr} v odvisnosti od $\bar{\lambda}_p$ za 4 ojačitve

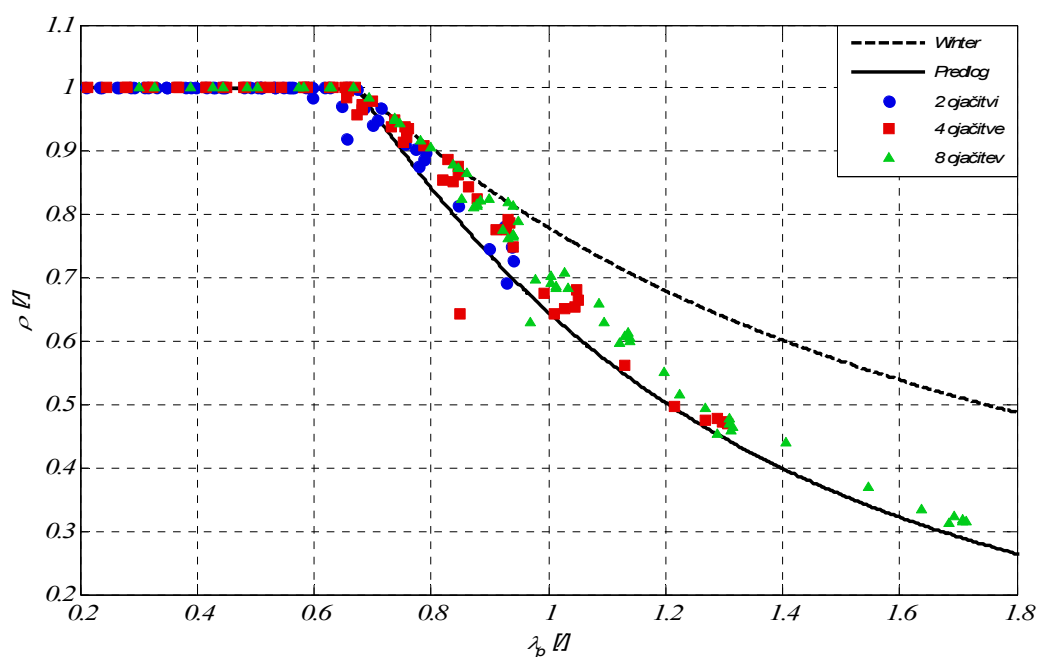


Slika 62: Potek redukcijskih koeficientov izbočenja pločevine ρ in ρ_{potr} v odvisnosti od $\bar{\lambda}_p$ za 8 ojačitev

Razvidno je, da v primeru 2 vzdolžnih ojačitev rezultati pričnejo odstopati od obstoječe zveze $\rho - \bar{\lambda}_p$, že pri vrednosti relativne vitkosti $\bar{\lambda}_p = 0,6$. Če pa je pločevina ojačena z večjim številom ojačitev, se rezultati funkciji prilagajajo vse do $\bar{\lambda}_p = 0,8$ za 8 ojačitev.

Pri določevanju nove uklonske krivulje smo izločili po en nemerodajen rezultat v primeru 4 in 8 ojačitev. Razlog za tako odstopanje najdemo v koeficient interakcije ξ med izbočenjem pločevine ter uklonom tlačene palice. Ko preidemo iz $\rho_{c,EBP}$ na $\rho_{c,EC3}$ je nosilnost panela dobljena z numeričnimi simulacijami že manjša od nosilnosti dobljene z EBPlate, faktor interakcije ξ pa je še vedno zelo majhen zato tudi redukcijski faktor na tem mestu strmo pade. Rezultata smo v nadaljnjih analizah in primerjavah upoštevali, izvezli smo ju le pri določanju nove funkcije.

Na spodnjem grafu (Slika 63) so združeni vsi parametri. Glede na rezultate smo določili kvadratno funkcijo, ki sledi trendu rezultatov iz študije. Tako smo dobili novo zvezo med relativno vitkostjo pločevine $\bar{\lambda}_p$ in redukcijskim koeficientom izbočenja pločevine ρ , ki je uporabna za nadaljnjo določitev sodelujočega prereza oziroma nosilnosti pločevine ojačene z ojačitvami zaprtega tipa, v primeru da smo elastično kritično napetost določili s programom EBPlate. Ne glede na računski postopek pa so rezultati pri majhni globalni vitkosti na varni strani.



Slika 63 : Predlagana uklonska krivulja

S predlagano funkcijo smo želeli zajeti vse rezultate hkrati, saj bi bilo določanje posamezne uklonske krivulje za vsako število ojačitev posebej nepraktično za dejansko uporabo. Slaba stran takega pristopa pa je večja nenatančnost oz. konzervativnost rezultatov v nekaterh primerih.

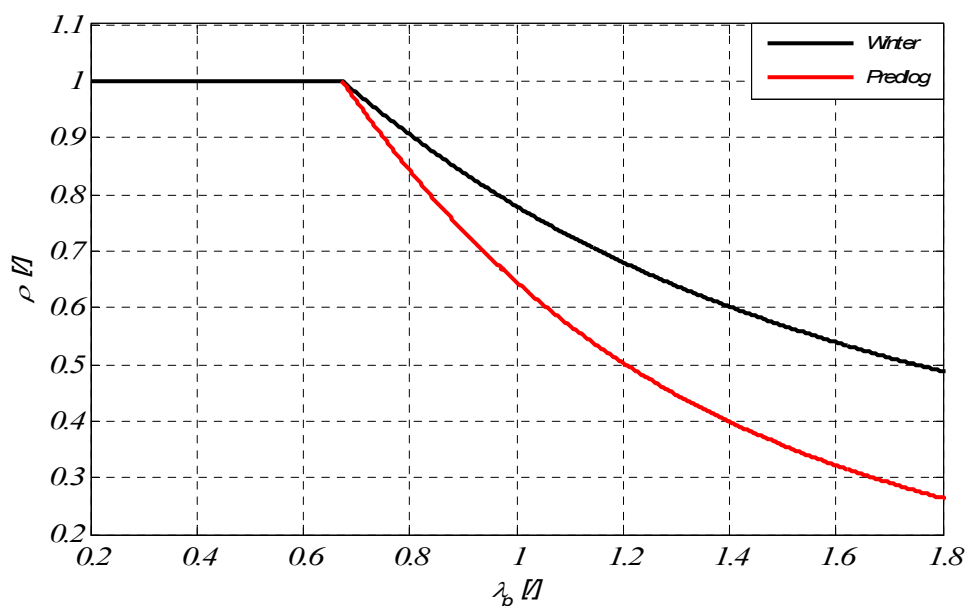
Upoštevali smo obstoječo velikost platoja, kjer je vrednost redukcijskega faktorja izbočenja pločevine $\rho_p = 1$ do vitkosti $\bar{\lambda}_p = 0,673$. Po koncu platoja smo glede na rezultate za približen

potek redukcijskega koeficienta $\rho_{predlagani}$ določili zvezo, ki velja v območju do $\bar{\lambda}_p = 1,7$ in zajame rezultate vseh numeričnih analiz:

$$\rho_{predlagani} = \frac{1}{\bar{\lambda}_p^2 + (1 - 0.673^2)}, \quad (30)$$

kjer je $\bar{\lambda}_p$ relativna vitkost izračunana po enačbi (7).

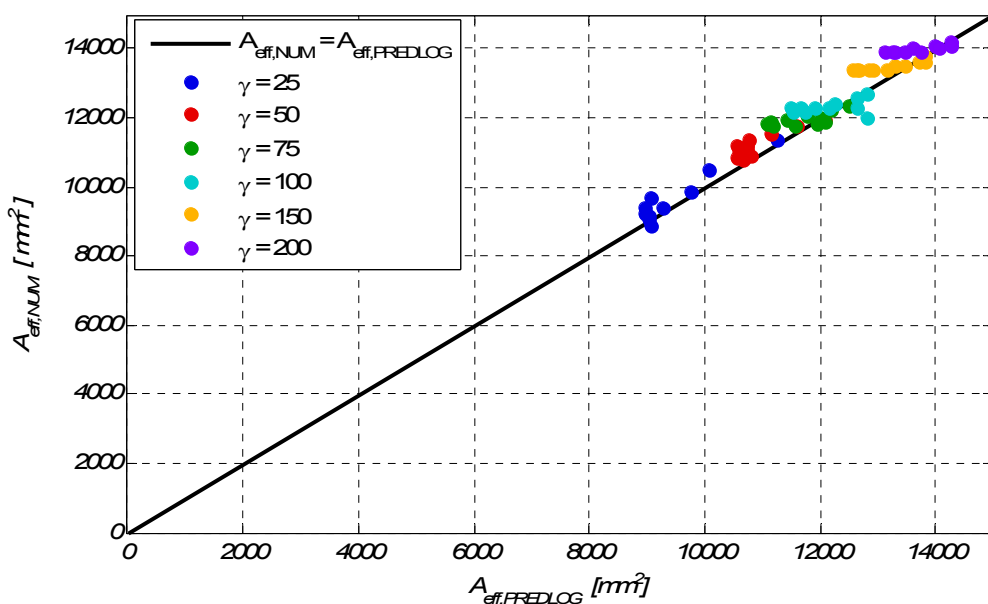
Na sledeči sliki (Slika 64) so še enkrat samostojno podane vrednosti ρ in $\rho_{predlagani}$ v odvisnosti od relativne vitkosti pločevine.



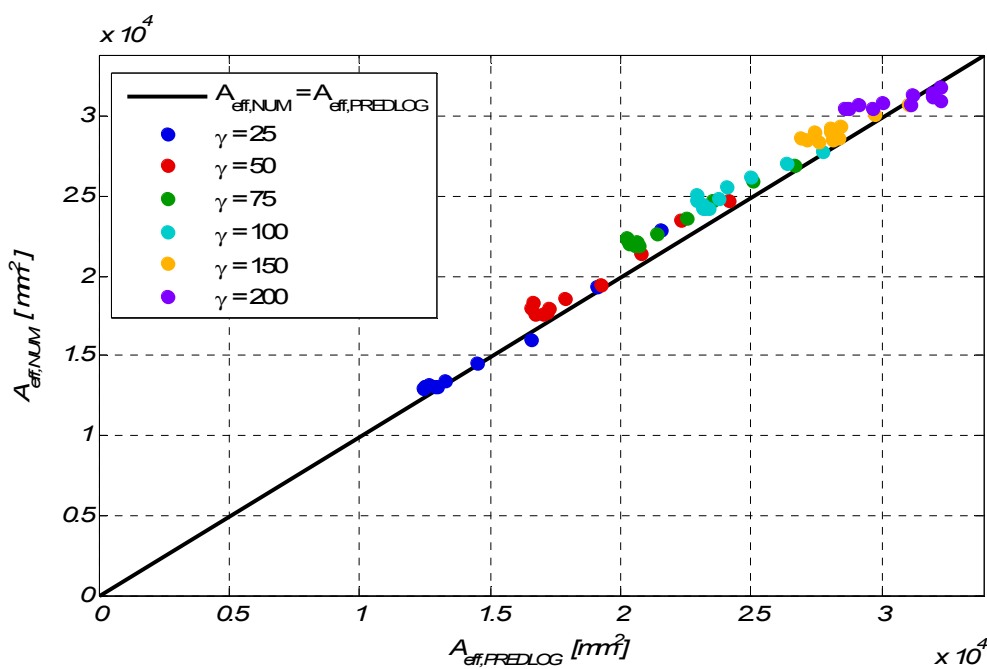
Slika 64: Predlagana zveza $\rho - \bar{\lambda}_p$

Iz poteka predlagane kvadratne funkcije za določitev novega redukcijskega faktorja $\rho_{predlagani}$ takoj opazimo, da bodo rezultati za določene primere v območju vitkosti $\bar{\lambda}_p = 0,6$ do $\bar{\lambda}_p = 0,7$ (okoli konca platoja) na nevarni strani. Do tega pride v primeru 2 in 4 ojačitev, saj se točkovne vrednosti ρ_{potr} nahajajo pod platojem, kjer velja $\rho = \rho_{predlagani} = 1$. To so rezultati, ki se na naslednji sliki (Slika 65) nahajajo pod diagonalno črto.

Numerični rezultati, ki so v območju platoja, kjer velja $\rho = 1$, manjši od teoretičnih so posledica zelo konzervativnega definiranja nepopolnosti. Pri določanju nove uklonske krivulje smo se odločili, da dolžine platoja ne bomo spreminjali, saj gre le za majhen delež rezultatov, tudi ti pa se nahajajo v območju zadovoljive natančnosti.



a) 2 ojačitvi

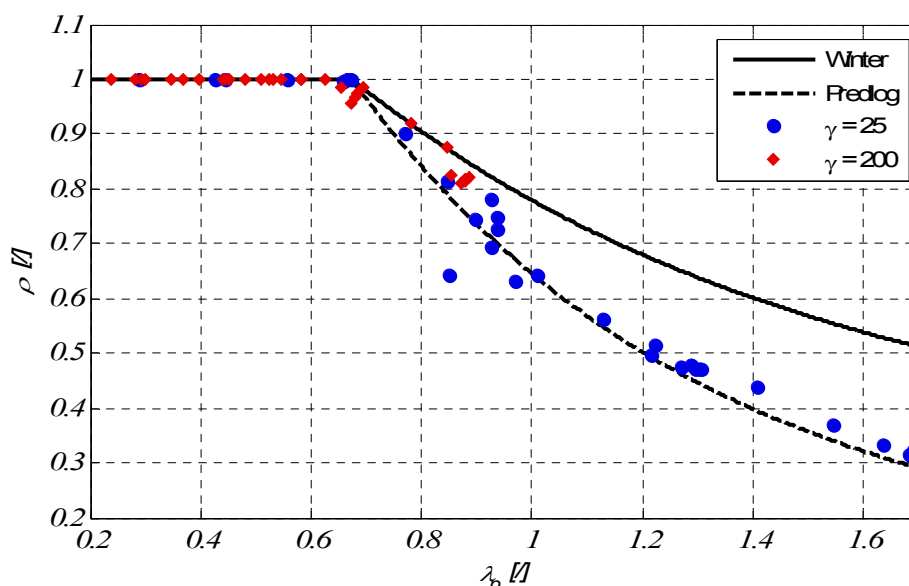


b) 4 ojačitve

Slika 65: Primerjava površin sodelujočih prerezov $A_{eff,NUM}$ z $A_{eff,predlog}$

Največja konzervativnost se v primeru 4 ojačitev pojavi v območju od $\bar{\lambda}_p = 0,7$ do $\bar{\lambda}_p = 0,9$. Rezultati za 4 ojačitve so v večini na varni strani, izjema so le najbolj toge ojačitve, pri katerih se relativna vitkost panela nahaja v prej opisanem območju v okolici konca platoja. Poleg teh vrednosti, se pod diagonalo nahaja še točka, ki ustreza najbolj podajnim ojačitvam, pri čemer gre za primer, ki ga izvzamemo iz analize (Slika 61).

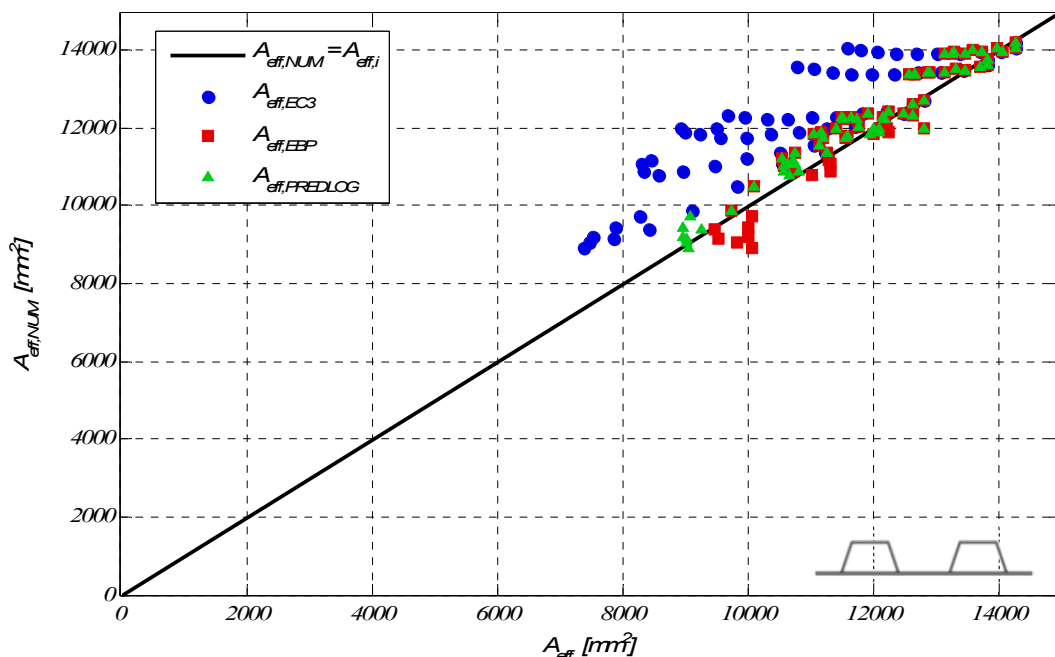
Ko imamo opraviti z večjimi upogibnimi togostmi ($\gamma = 200$), so relativne vitkosti $\bar{\lambda}_p$ manjše, vrednosti redukcijskega faktorja ρ pa se gibljejo okoli vrednosti 1, ki predstavlja plato kjer redukcije ni, oziroma je zelo majhna. Z večanjem relativne vitkosti $\bar{\lambda}_p$ od 0,673 do približno 1, redukcijski koeficient pada, vendar se še vedno sorazmerno dobro ujema z Winterjevo funkcijo, kt je razvidno iz spodnje slike (Slika 66). Za bolj upogibno toge ojačitve bi lahko bila uklonska krivulja bližje obstoječi zvezi $\rho - \bar{\lambda}_p$, vendar v takem primeru ne bi zajeli bolj podajnih ojačitev, za katere bi zaradi tega spet izračunali preveliko nosilnost. Predlagano uklonsko krivuljo ocenimo kot primerno, saj zajame večino parametrov. Hkrati pa se zavedamo, da bodo rezultati pri obravnavi pločevin ojačenih z ojačitvami z večjo upogibno togostjo manj točni, in sicer v nekaterih primerih na nevarni strani za relativne vitkosti v območju $\bar{\lambda}_p = 0,6$ do $\bar{\lambda}_p = 0,7$ ter nasprotno nekoliko bolj konzervativni za $0,7 \leq \bar{\lambda}_p \leq 0,9$.



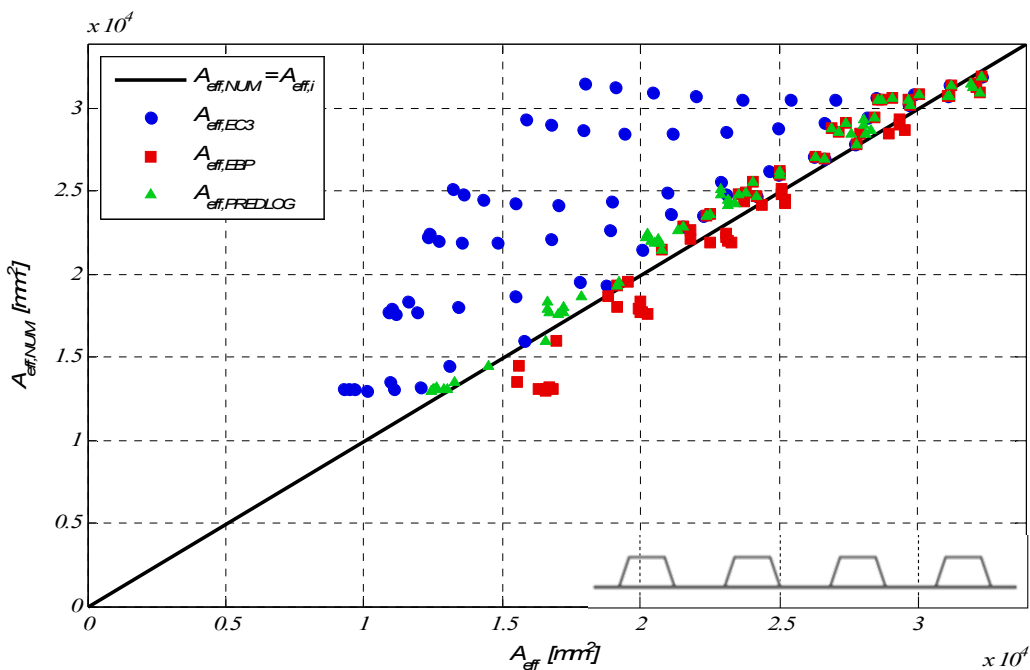
Slika 66: Primerjava natančnosti rezultatov za $\gamma=25$ in $\gamma=200$

Glede na diagrame smo razložili prednosti in slabosti hkratnega obravnavanja rezultatov. Večina vrednosti $A_{eff,predlog}$ je na varni strani, s tem da so nekatere vrednosti bolj konzervativne. V splošnem torej predlagana uklonska krivulja z ustrezno natančnostjo zajame numerične rezultate .

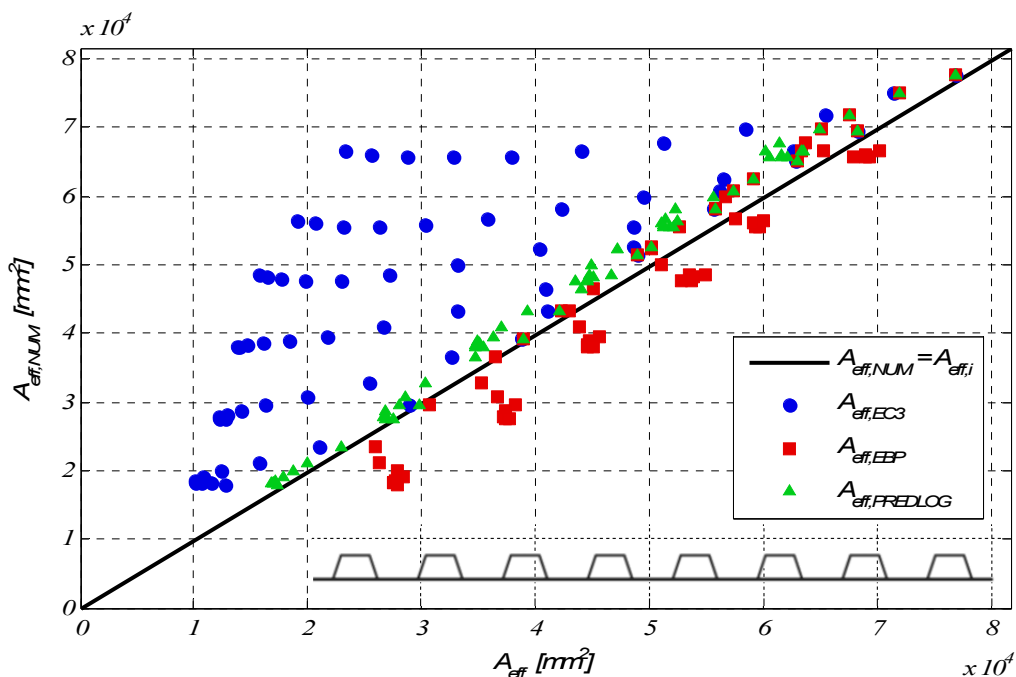
V nadaljevanju smo za vsako obravnavano število ojačitev posebej na enem grafu združili vrednosti vseh nosilnosti izračunanih z uporabo postopkov v Evrokodu, z upoštevanjem $\sigma_{cr,p}$ izračunane s programom EBPlate in z upoštevanjem modificirane uklonske krivulje (Slika 67, Slika 69).



Slika 67: Primerjava površin sodelujočih prerezov za 2 ojačitvi



Slika 68: Primerjava površin sodelujočih prerezov za 4 ojačitve

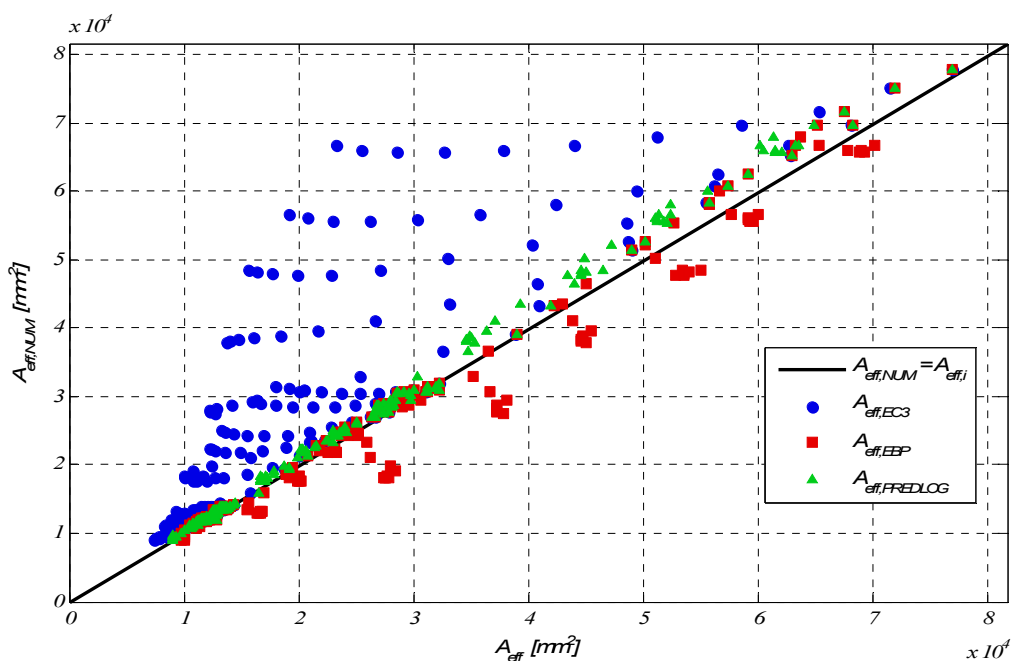


Slika 69:Primerjava površin sodelujočih prevezov za 8 ojačitev

Za pločevino ojačeno z osmimi vzdolžnimi ojačitvami se rezultati predlaganega postopka najbolje ujemajo z numeričnimi in so v celoti na varni strani, razen v primeru ene »nizke« vrednosti (Slika 62), ki jo lahko izvzamemo iz analize.

Ujemanje je zadovoljivo tudi v primeru 2 in 4 ojačitev, s tem da so rezultati, ki se nanašajo na redukcijske faktorje v območju vitkosti $\bar{\lambda}_p = 0,6$ do $\bar{\lambda}_p = 0,7$ nekoliko na nevarni strani. Vzroke za to smo razložili v sklopu besedila, kjer smo definirali novo uklonsko krivuljo.

Vse zgornje analize smo prikazali na združenem grafu (Slika 70). V večini primerov so rezultati predlaganega postopka na varni strani. V primerjavi z rezultati iz Evrokoda jih lahko označimo tudi za veliko bolj ekonomične.



Slika 70: Skupna primerjava površin sodelujočih prerezov za 2, 4 in 8 ojačitev

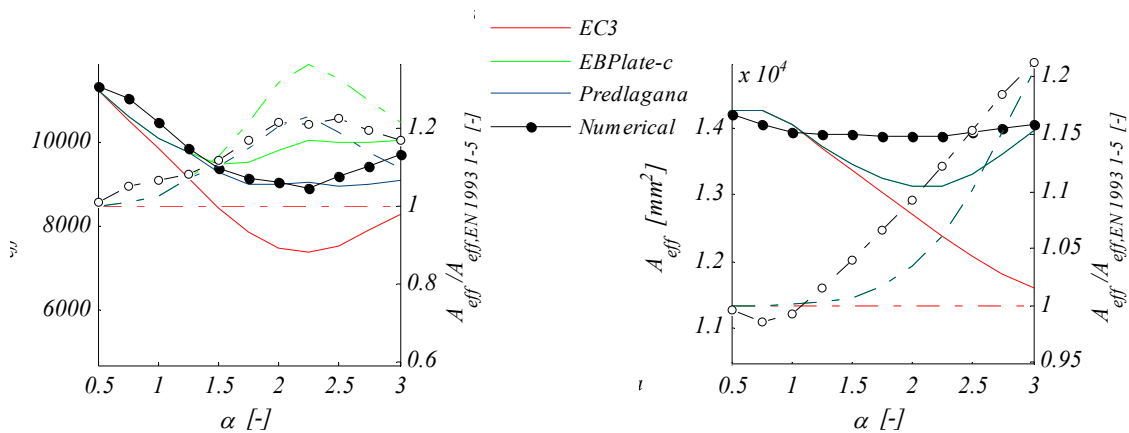
Na spodnjih diagramih (Slika 70) so za vsako analizirano število in za skrajni obravnavani togosti ojačitev prikazane površine sodelujočih prerezov v odvisnosti od razmerja stranic α . Narejena je ponovna primerjava rezultatov z uporabo različnih načinov računa:

- po obstoječem postopku v Evrokodu, s tem da kot vrednost elastične kritične napetosti v prvem primeru upoštevamo $\sigma_{cr,p,EC3}$, v drugem pa $\sigma_{cr,p,EBP}$,
- uporaba zgornjega predloga, pri katerem v računih upoštevamo $\sigma_{cr,p,EBP}$, vendar modificiramo redukcijski faktor,
- numerična analiza z upoštevanjem nepopolnosti.

Na desni ordinatni osi iz katere izhajajo črtkane črte so vrednosti normirane z rezultati po Evrokodu.

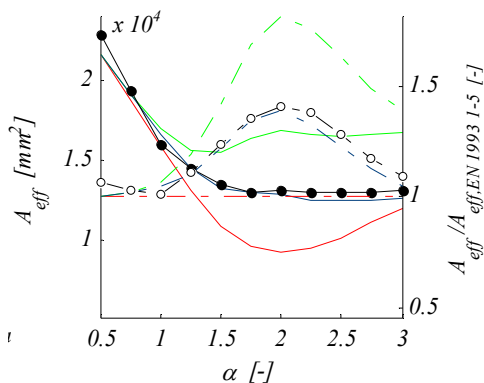
Razvidno je, da se rezultati predlaganega postopka zelo dobro ujemajo z numeričnimi. Pričakovano je odstopanje manjše v primeru bolj podajnih ojačitev. To je za vsa obravnavana števila ojačitev v okviru 4 %, izjema je le primer 2 ojačitev, kjer je za α večje od 2 odstopanje malenkost večje, vendar ne več kot 10 %. Za izrazito toge ojačitve so vrednosti nekoliko bolj razpršene. V primeru 2 ojačitev so rezultati na varni strani, vendar so v območju $1,75 \leq \alpha \leq 2,75$ precej konzervativni. Pri obravnavi 4 ojačitev, predlagani postopek preseže numerično določeno nosilnost, ko je $\alpha \geq 2,25$. Gre za primer, ko se potreben redukcijski faktor izbočenja pločevine glede na numerične rezultate nahaja pod platojem, kjer je teoretična vrednost redukcijskega faktorja $\rho = 1$. Pri obravnavi pločevine ojačene z 8

ojačitvami, predlagane vrednosti sledijo krivulji numeričnih rezultatov in so povsod na varni strani. Odstopanje ni večje od 5 %.

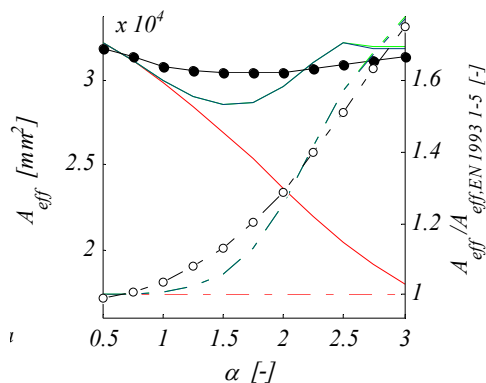


a) 2 ojačitvi, $b/t = 1000\text{mm}/10\text{mm}$, $\gamma = 25$

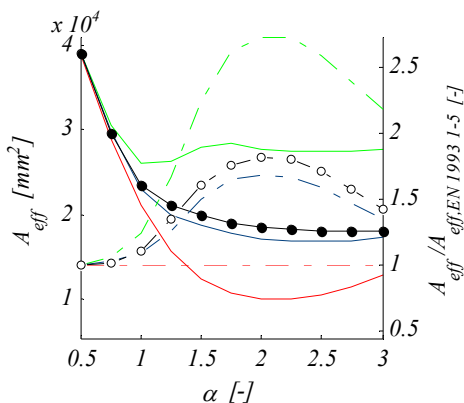
b) 2 ojačitvi, $b/t = 1000\text{mm}/10\text{mm}$, $\gamma = 200$



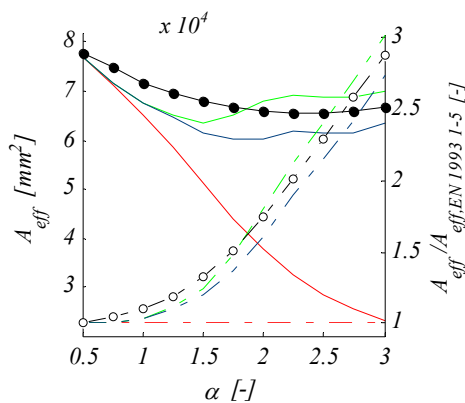
c) 4 ojačitve, $b/t = 2000\text{mm}/10\text{mm}$, $\gamma = 25$



d) 4 ojačitve, $b/t = 2000\text{mm}/10\text{mm}$, $\gamma = 200$



e) 8 ojačitev, $b/t = 4000\text{mm}/10\text{mm}$, $\gamma = 25$



f) 8 ojačitev, $b/t = 4000\text{mm}/10\text{mm}$, $\gamma = 25$

Slika 71: Primerjava površine sodelujočih prevezov

Taki rezultati so glede na dozdajšnje ugotovitve povsem pričakovani. Pokazali smo, da je ujemanje boljše za manj toge ojačitve, da so rezultati za primer 8 ojačitev povsod na varni

strani in da nekatere vitkosti v območju platoja redukcijskega faktorja v primeru 2 in 4 ojačitev dajejo rezultate na nevarni strani.

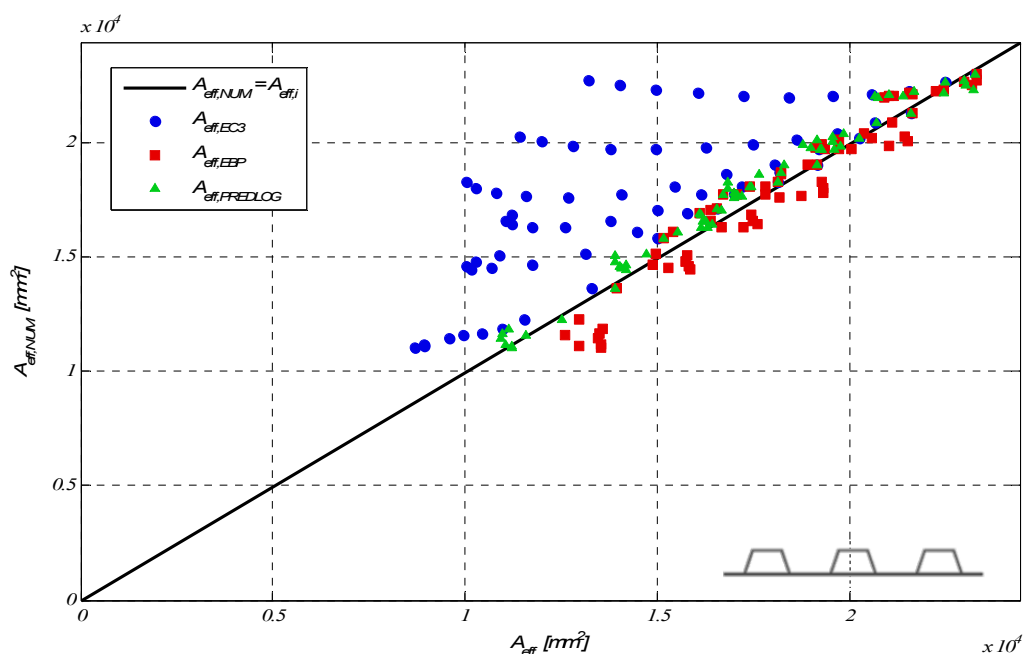
5.2.4 Primeri uporabe in kontrola

V praksi najprej v skladu s standardom določimo kritično uklonsko napetost izbočenja tlačene palice $\sigma_{cr,c}$ in pripadajoči koeficient redukcije χ_c . Nato z računalniškim programom EBPlate izvednotimo elastično kritično napetost izbočenja pločevine $\sigma_{cr,p}$ ter uporabimo za izračun redukcijskega faktorja izbočenja pločevine uporabimo predlagano uklonsko krivuljo. Ko so znani vsi parametri, lahko po postopku v Evrokodu določimo stopnjo interakcije in s tem končni faktor redukcije ρ_c .

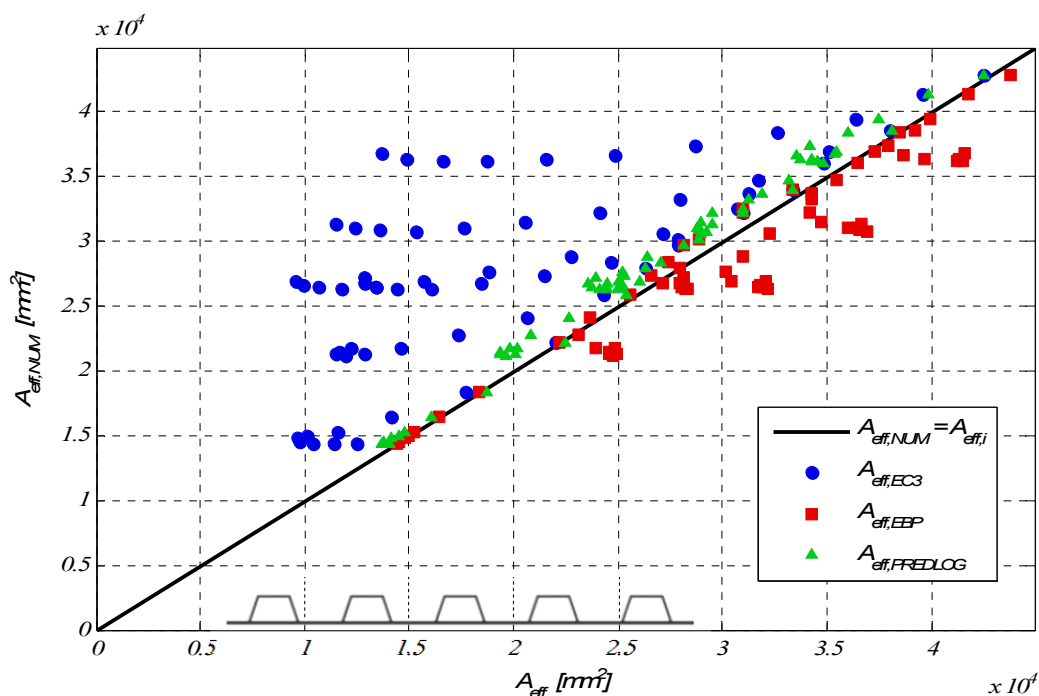
Želeli smo preveriti, če ugotovitve iz prvega sklopa numeričnih analiz veljajo za splošen primer. Zato smo v nadaljevanju izvedli še analizi, v katerih spreminjamo število ojačitev in vitkost osnovne pločevine tako, da bo prisotna tudi lokalna redukcija prereza.

5.2.4.1 Za 3, 5 in 7 ojačitev

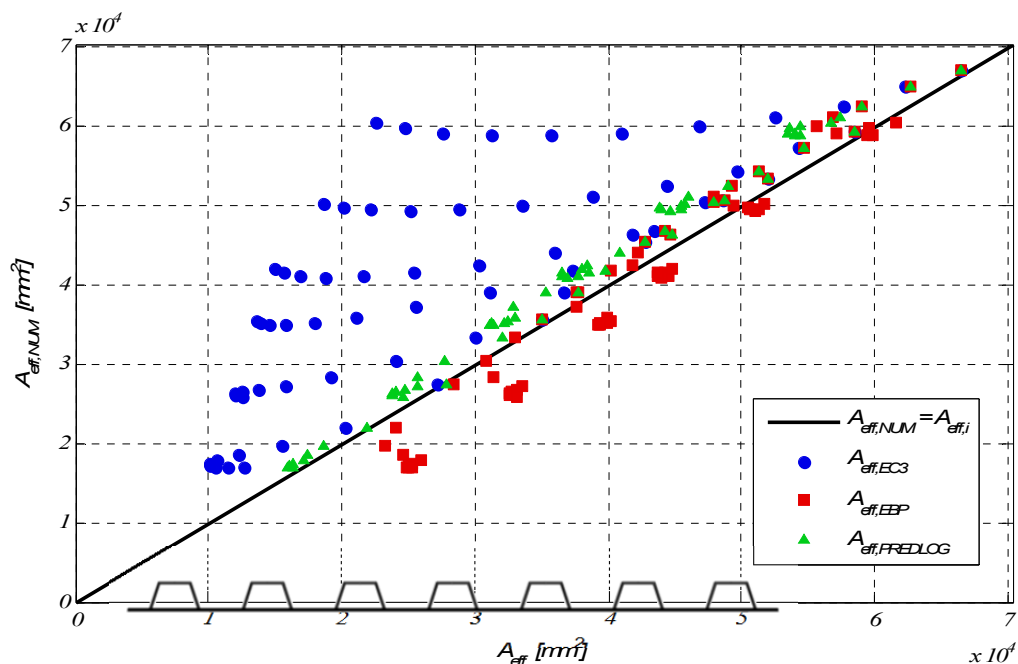
Ustreznost predlagane enačbe smo preverili za pločevino ojačeno s 3, 5 in 7 vzdolžnimi trapeznimi ojačitvami. V nadaljevanju smo za vsako obravnavano število ojačitev posebej na enem grafu združili vrednosti vseh nosilnosti izračunanih z uporabo postopkov v Evrokodu, z upoštevanjem $\sigma_{cr,p}$ izračunane s programom EBPlate in z upoštevanjem modificirane uklonske krivulje.



Slika 72: Primerjava površin sodelujočih prevezov za 3 ojačitve



Slika 73: Primerjava površin sodelujočih prerezov za 5 ojačitev



Slika 74: Primerjava površin sodelujočih prerezov za 7 ojačitev

Primerjava pokaže (Slika 72, Slika 73 in Slika 74), da so numerično izračunane površine potrebnih sodelujočih prerezov približno enake vrednostim, ki so bile določene s pomočjo predlagane uklonske krivulje. Ujemanje z numeričnimi rezultati je boljše v primeru večjega števila ojačitev, kar smo predvideli že med določanjem modificirane zveze $\rho - \bar{\lambda}_p$. Iz rezultatov vidimo, da je obnašanje pločevine s 3 ojačitvami zelo podobno obnašanju s 4 ojačitvami (Slika 68). V obeh primerih pride v območju relativne vitkosti $0,7 \leq \bar{\lambda}_p \leq 0,9$ do

nekoliko večje rezerve v nosilnosti. Pokazali smo, da se za vse primere vrednosti nahajajo v okviru zadovoljive natančnosti.

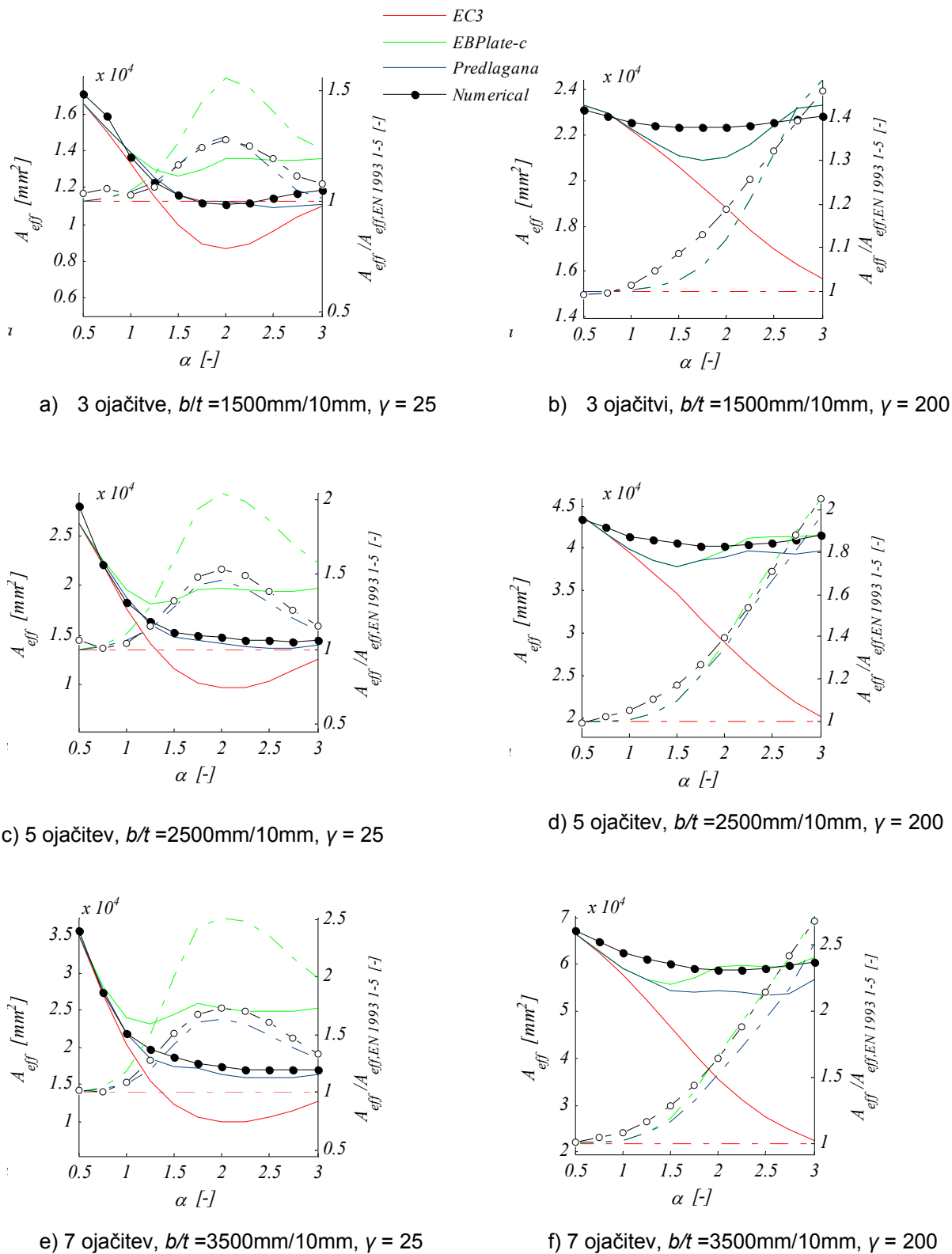
Na spodnjih diagramih (Slika 75) so za vsako analizirano število in za skrajni obravnavani togosti ojačitev prikazane površine sodelujočih prerezov v odvisnosti od razmerja stranic α . Rezultate smo iz vrednotili po obstoječih priporočilih v Evrokodu, pri čemer smo v računu uporabili $\sigma_{cr,p,EC3}$ oz. $\sigma_{cr,p,EBP}$. Kot tretjo možnost smo uporabili $\sigma_{cr,p,EBP}$ v kombinaciji s predlagano uklonsko krivujo za določitev redukcijskega faktorja. Vse dobljene rezultate smo primerjali z numeričnimi vrednostmi. Na desni ordinatni osi so vrednosti normirane z rezultati po Evrokodu.

Numerično določena nosilnost je presežena samo v izjemnih primerih, ko gre za zelo kratke oz. zelo toge ojačitve (Slika 75b). Pod takimi pogoji so tudi rezultati po Evrokodu večji od numeričnih, razloge za to pa smo že podrobno razložili v predhodnem poglavju.

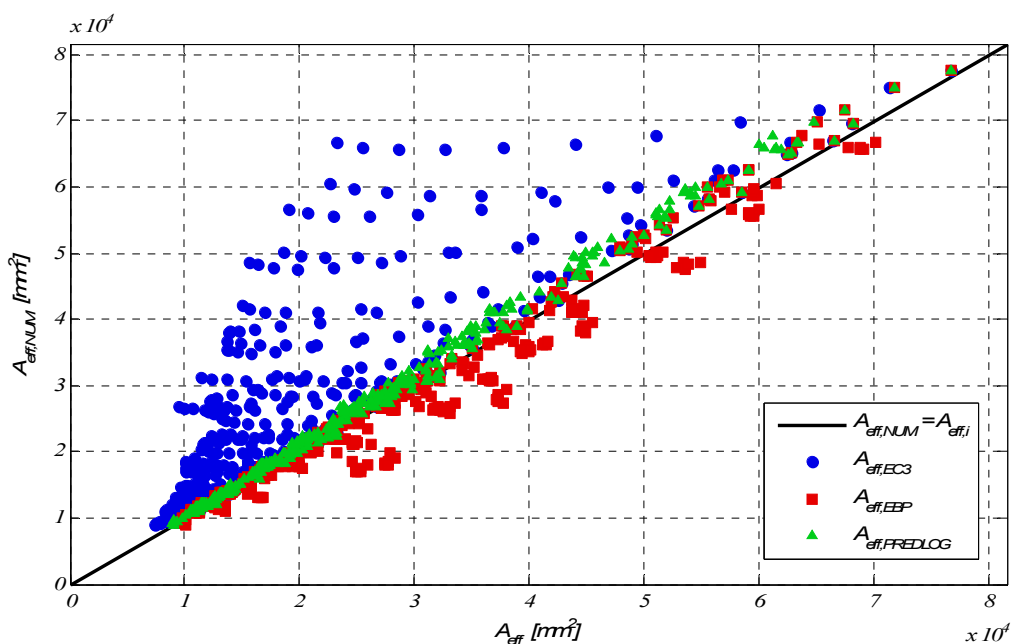
V okviru teh rezultatov, je prevelika nosilnost izračunana po predlaganem postopku, prisotna le v primeru 3 ojačitev, ko so te zelo toge (Slika 75b) in je razmerje $\alpha \geq 2,5$. S povečanjem števila ojačitev na 5 ali 7 so vsi rezultati za predstavljeni upogibni togosti na varni strani. S povečanjem števila ojačitev in s tem širine panela se poveča globalna vitkost. Posledica tega je, da se ne nahajmo več v območju $0,6 \leq \bar{\lambda}_p \leq 0,7$, za katerega smo pokazali, da so nekatere vrednosti pripadajočega redukcijskega faktorja večje od numeričnih, kar vodi do prevelike nosilnosti. Glede na opravljene analize opazimo, da je ta vpliv prisoten, ko je število vzdolžnih ojačitev manjše od 5. V ostalih primerih potek redukcijskega faktorja v omenjem območju relativne vitkosti približno sledi Winterjevi krivulji.

Potrdimo lahko, da se v splošnem rezultati predlaganega postopka zelo dobro ujemajo z numeričnimi. Odstopanje je minimalno v primeru bolj podajnih ojačitev. To je za vsa obravnavana števila ojačitev v okviru 5 %. Za izrazito toge ojačitve so odstopanja nekoliko večja, vendar ne presežejo 10 %.

S predlaganim upoštevanjem torzijske togosti ustrezno zajamemo dejansko obnašanje konstrukcije. To potrjuje tudi naslednja slika (Slika 78), na kateri so združeni rezultati vseh analiz. Vrednosti izračunane z upoštevanjem predlagane uklonske krivulje se nahajajo na oz. nad diagonalo, kar pomeni dober približek numeričnim simulacijam, ki pa je na varni strani. Raztros rezultatov je veliko manjši kot pri rezultatih določenih po Evrokodu. S primerjavo teh vrednosti pa lahko opazimo, da je tudi veliko bolj ekonomičen.



Slika 75: Primerjava površine sodelujočih prerezov



Slika 76: Primerjava površin sodelujočih prerezov za vse obravnavane panele

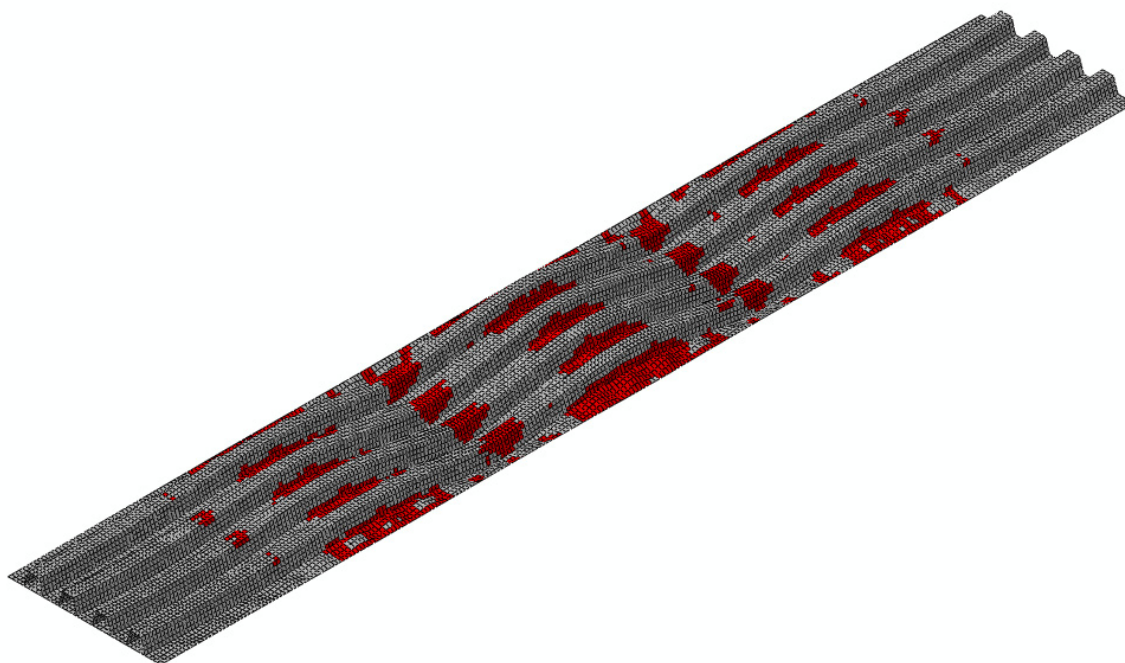
5.2.4.2 Lokalna vitkost

Vzdolžne in/ali prečne ojačitve predstavljajo podporo osnovni pločevini in povečajo njeno nosilnost. Do sedaj smo obravnavali samo modele, kjer je bila vitkost posameznega podpanela omejena tako, da je bila pločevina kompaktna. V kolikor pa je osnovna pločevina zelo tanka ali če so ojačitve bolj oddaljene ena od druge lahko pride do pojava lokalnega uklona. V takem primeru je potrebna ločena obravnava lokalnega izbočenja posameznih podpanelov in globalnega izbočenja celotne enakoredne ortotropne pločevine. Pri določitvi odpornosti najprej določimo sodelujoči prerez posameznih elementov sestavljenega prečnega prereza. Dobljeni sodelujoči prerez lahko nato obravnavamo kot prerez v 3. razredu kompaktnosti.

V prvem sklopu naše študije so bile dimenzije prečnega prereza omejene tako, da posamezni podpaneli niso bili vitki. V nadaljnjih raziskavah je zato smiselno preveriti ali predlagana uklonska krivulja velja tudi v primeru, ko je pločevina med ojačitvama vitka. Takrat je potrebna dodatna redukcija, ki upošteva izbočenje posameznih delov prečnega prereza. Napetosti se v primeru vitke pločevine koncentrirajo na robovih podpanelov, na mestih izbočitev pa se napetosti ne povečujejo več, zaradi česar se zmanjša osna togost.

Parameter globalne vitkosti smo variirali s spreminjanjem dolžine panelov, lokalno vitkost pa smo dosegli s sprembo debeline osnovne pločevine. Glede na dozdajšnje analize smo debelino osnovne pločevine t zmanjšali za 30 % tako, da je nova debelina znaša $0,7t$, pri čemer smo ohranili obliko prečnega prereza. Lokalna redukcija je v tem primeru prisotna v podpanelih med posameznimi ojačitvami, ne pa tudi v pločevini »znotraj« trapezne ojačitve.

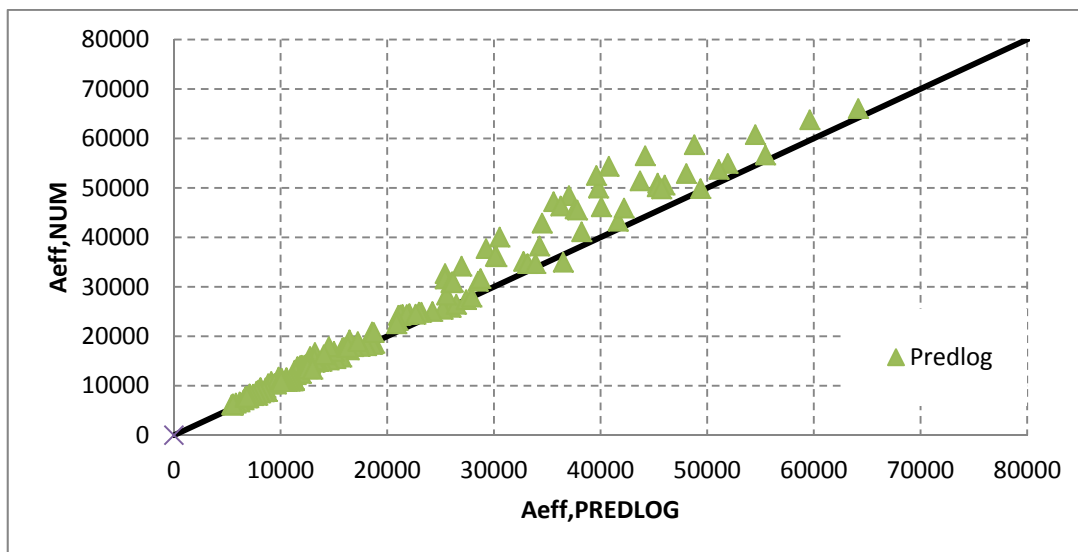
Za nov model s 4 vzdolžnimi trapeznimi ojačitvami smo ponovno preučili vpliv nepopolnosti in izbrali najbolj neugodno kombinacijo. Geometrijske nadomestne nepopolnosti smo povzeli po priporočilu Evrokoda. Ponovno smo analizirali ali se v primeru prve globalne oblike, ki ustreza najmanjši nosilnosti, panel izboči v enem ali več polvalih. Začetne nepopolnosti smo dobili tako, da smo globalno obliko kombinirali z lokalnimi oblikami nepopolnosti, na enak način kot smo to storili v Poglavlju 3.3 . Analizo smo izvedli za pločevine ojačene s štirimi zaprtimi ojačitvami upogibne togosti $\gamma = 25$ in $\gamma = 200$ ter za razmerji $\alpha = 1$ in $\alpha = 3$. Vpliv lokalnih nepopolnosti je bil pričakovano malenkost večji, saj so posamezni podpaneli med ojačitvami tokrat vitki. Najmanjšo nosilnost smo dobili v primeru 2. in 3. oblike nepopolnosti (Poglavje 3.3), zato smo odločili, da bomo v tem poglavju pri numerični analizi uporabili eno od slednjih oblik, in sicer 3. obliko nepopolnosti.



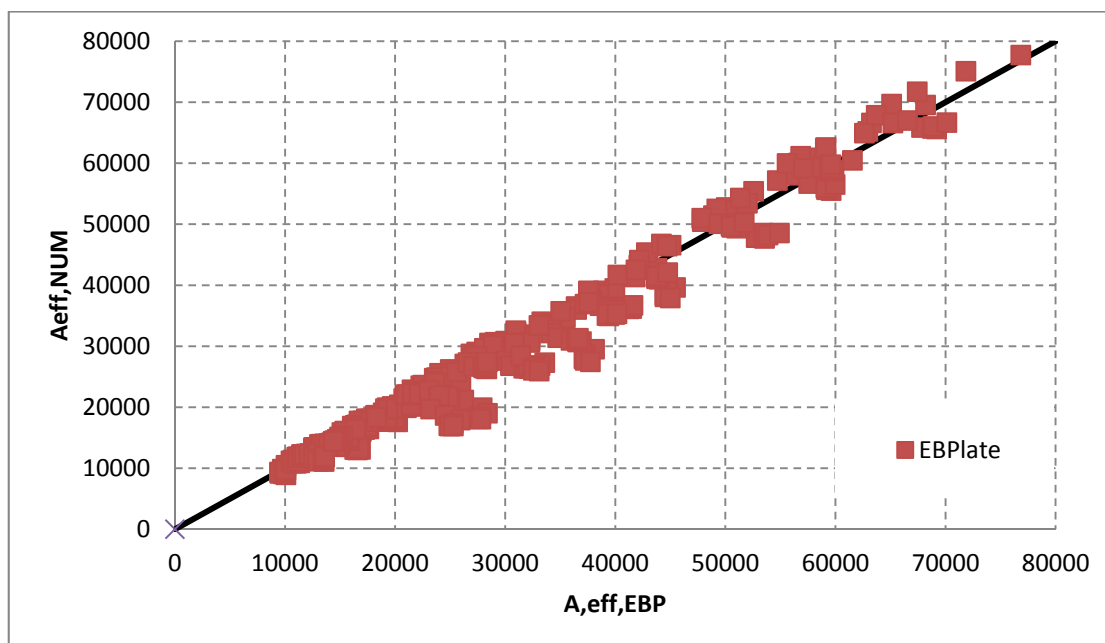
Slika 77: Deformirana oblika - interakcija med globalnim in lokalnim uklonom

Globalno vitkost smo obravnavali v območju $0,1 \leq \bar{\lambda}_p \leq 1,7$, lokalno pa v območju $0,2 \leq \bar{\lambda}_p \leq 0,95$.

Za primer interakcije med lokalnim in globalnim uklonom, smo z upoštevanjem predlagane redukcijske krivulje v kombinaciji z elastično kritično napetostjo, ki upošteva torzijsko togost ojačitev izračunali vrednosti sodelujočih prerezov, ki so predstavljene na sliki (Slika 78).



Slika 78: Primerjava sodelujočih prerezov z upoštevanjem interakcije globalnega in lokalnega uklona. Rezultati so tudi v tem primeru na varni strani. V primeru večjega števila ojačitev in s tem širšega panela so vrednosti bolj razpršene in konzervativne. Iz tega je razvidno, da se v omenjenem območju globalne vitkosti potrebne vrednosti redukcijskih faktorjev nahajajo nad predlagano uklonsko krivuljo in s tem bližje obstoječi zvezi $\bar{\lambda}_p - \rho$. Vpliv lokalne vitkosti je ugoden, vendar ne tolikšen, da bi lahko uporabili v kombinaciji z obstoječo uklonsko krivuljo, kar je razvidno iz spodnje slike (Slika 79). Z naraščanjem vitkosti podpanelov nosilnost sicer pada, povečuje pa se prispevek post-kritične nosilnosti. Post-kritični prispevek za razmerja stranic $\alpha \leq 1,0$ je veliko manjši kot pri večjih α .



Slika 79: Primerjava sodelujočih prerezov z upoštevanjem interakcije globalnega in lokalnega uklona. Tudi ko je pločevina lokalno vitka je torej priporočljivo upoštevati predlagani potek redukcijskega faktorja, pri čemer bodo nekateri rezultati nekoliko bolj konzervativni.

5.3 Določitev delnega varnostega faktorja

Namen statistične analize je bil določitev delnega faktorja γ_M , smo ga v sklopu tega poglavja določili na 4 načine, ki so zapisani v literaturi (Kövesdi, 2010, Sinur 2011):

$$\gamma_{M,S} = \frac{r_k}{b \cdot r_d} = \frac{\exp(-k_\infty \cdot Q - 0.5 \cdot Q^2)}{b \cdot \exp(-k_{d,\infty} \cdot Q - 0.5 \cdot Q^2)}, \quad (31)$$

$$\gamma_{M,R} = \frac{f_{y,nom}}{R_m \cdot f_{y,m} \cdot \exp(-k_{d,n} \cdot Q - 0.5 \cdot Q^2)}, \quad (32)$$

$$\gamma_{M,L1} = \frac{g_{rt}(X_{nom})}{b \cdot g_{rt}(X_m) \cdot \exp(-k_{d,\infty} \cdot Q - 0.5 \cdot Q^2)} \quad (33)$$

$$\gamma_{M,L2} = \gamma_{rd} \cdot \gamma_m = \frac{1}{R_m \cdot \exp(-k_{d,\infty} \cdot Q - 0.5 \cdot Q^2)} \cdot \frac{f_{y,nom}}{f_{y,m} \cdot (1 - 1.64 \cdot V_{f_y})}. \quad (34)$$

Vsi uporabljeni parametri b , Q , k_∞ , $k_{d,n}$ in $k_{d,\infty}$ so bili določeni v skladu EN 1993-1-5 Aneks D. Pri določitvi delnega faktorja γ_M smo upoštevali nezaneljivost geometrije in materiala. Vrednosti koeficientov variance V_i smo privzeli iz literature (Kövesdi, 2010).

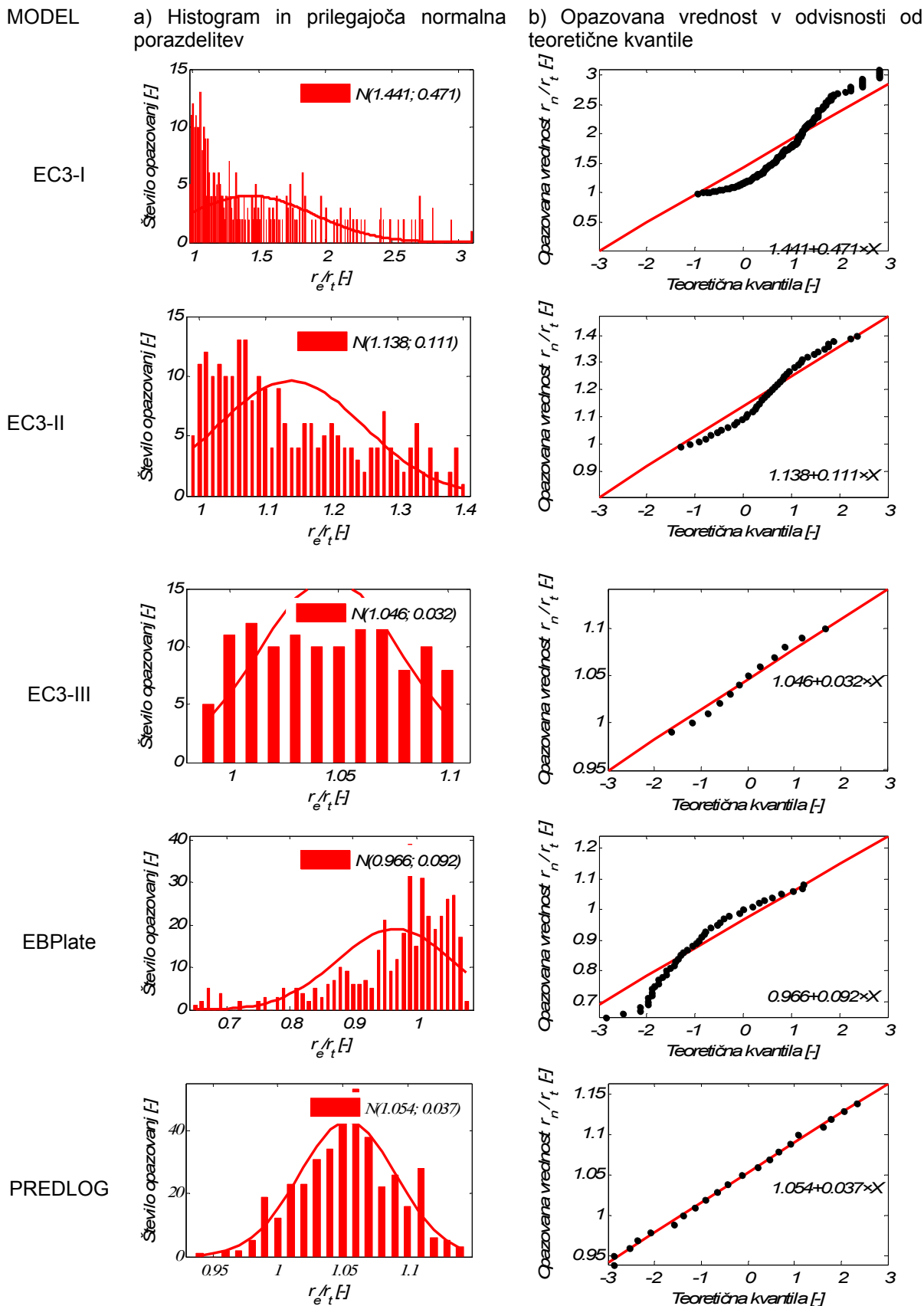
Delni varnostni faktor je bil določen za 3 sklope rezultatov, kjer smo nosilnost določili po postopku v SIST EN 1993-1-5 – s pomočjo metode sodelujoče širine. Pri tem smo v računu uporabili elastično kritično napetost kot jo navaja Evrokod $\sigma_{cr,p,EC3}$ in elastično kritično napetost z upoštevanjem torzijske togosti, ki jo dobimo s programom EBPlate $\sigma_{cr,p,EBP}$. Kot tretjo možnost smo uporabili $\sigma_{cr,p,EBP}$ v kombinaciji s predlagano uklonsko krivujo za določitev redukcijskega faktorja.

Nosilnost določena z elastično kritično napetostjo $\sigma_{cr,p,EC3}$ je bila v večini primerov zelo konzervativna, prav tako pa je bila razpršenost rezultatov velika. Če torej v statistični analizi zajamemo vse rezultate je delni varnostni faktor visok. Zaradi tega smo delni varnostni faktor dodatno omejili z največjim razmerjem N_{NUM}/N_{EC3} , ki ga še upoštevamo v statistični analizi. V ostalih primerih smo upoštevali vse rezultate iz študije.

Nosilnost določimo z enačbo:

$$N = A_{eff} \cdot f_{yK}, \quad (35)$$

kjer je A_{eff} prerez izračunan po metodi sodelujoče širine in f_{yK} karakteristična napetost tečenja.



Slika 80: Statistična analiza in določitev γ_M

Preglednica 7: Delni varnostni faktorji γ_M

Model	$\gamma_{M,s}$	$\gamma_{M,R}$	$\gamma_{M,L1}$	$\gamma_{M,L2}$
EC-I	1.2017	1.6273	1.8410	1.7889
EC-II	1.0884	1.1727	1.2080	1.2418
EC-III	1.0880	1.1334	1.1298	1.1573
EBP	1.2464	1.4027	1.3938	1.4888
Predlog	1.0733	1.1299	1.1172	1.1564

Iz preglednice varnostnih faktorjev (Preglednica 7) je razvidno, da ta doseže v primeru EC3-I, ko je bila nosilnost izračunana na podlagi $\sigma_{cr,p,EC3}$ vrednost nad 1,8. Prav zaradi razpršenosti in konzervativnosti rezultatov, smo v EC3-II uvedli omejitev, kjer je bilo razmerje nosilnosti $N_{NUM}/N_{EC3} < 1.4$. V tem primeru je vrednost delnega varnostnega faktorja nižja in se, odvisno od postopka računa, giblje med 1,088 in 1,242.

V primeru, da rezultate po Evrokodu še dodatno omejimo ($N_{NUM}/N_{EC3} < 1.1$), dobimo delni varnostni faktor manjši od 1,1 vendar so rezultati vprašljivi, saj statistični model temelji na predpostavljeni porazdelitvi, v tem primeru pa so vrednosti skoraj konstantne (Slika 78a). Ker so rezultati zelo konzervativni znaša dejanski varnostni faktor najverjetneje manj od 1,1.

Ob upoštevanju torzijske togosti ojačtev je delni varnostni faktor spet večji saj doseže vrednost 1,489, kar kaže na neprimernost modela pri računu nosilnosti. V zadnjem primeru je upoštevana torzijska togost, uporabljena pa je predlagana krivulja za izračun redukcijskega faktorja. Delni varnostni faktor je v tem primeru najmanjši in se giblje okoli vrednosti 1,1. V predlaganem primeru je tudi razpršenost rezultatov najmanjša. Največjo vrednost doseže pri $\gamma_{M,L2} = 1,1564$, kar predstavlja manj kot 5 % odstopanja od zahtevane vrednosti 1,1. Ocenimo, da imamo zaradi konzervativnosti pri modeliranju več rezerve, zato lahko predlagani model označimo kot primeren in zanesljiv za določitev nosilnosti.

6 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi smo analizirali obnašanje pločevin ojačenih z vzdolžnimi ojačitvami odprtega in zaprtega tipa, ki so obremenjene z normalnimi tlačnimi napetostmi. Elastične kritične napetosti izbočenja ojačenega panela $\sigma_{cr,p}$ smo izračunali po pravilih, ki jih določa SIST-EN 1993-1-5 in z računalniškim programom EBPlate ter z njimi po standardu določili sodelujoče širine oz. nosilnost. Opravili smo obsežno parametrično študijo, v kateri smo spreminjali različne geometrijske parametre (relativna upogibna togost ojačitev, tip prereza ojačitev, število ojačitev, dolžina panela). Na podlagi numeričnih modelov smo podrobneje raziskali in razložili vplive parametrov na dimenzioniranje vzdolžnih ojačitev z zaprtim prečnim prerezom. Rezultate numeričnih analiz smo primerjali z rezultati metode, ki je podana v standardu, pri čemer smo v postopku uporabili elastično kritično napetost izbočenja pločevine izračunano po pravilih v Evrokodu oz. s programom EBPlate.

Za vse primere, obravnavane v parametrični študiji, smo pokazali, da je za trapezne ojačitve elastična kritična napetost izbočenja pločevine večja, če jo izračunamo z EBPlate, kot po določenih v standardu. V SIST-EN 1993-1-5 je $\sigma_{cr,p}$ zapisana v odvisnosti od relativne upogibne in osne togosti ojačitev, nikjer pa ni upoštevan prispevek torzijske togosti ojačitev, ki ugodno vpliva na končni rezultat. Pokazali smo, da vpliv torzijske togosti narašča s številom ojačitev in dolžino panela. Tako vrednosti $\sigma_{cr,p,EC3}$ predstavlja 50 % vrednosti $\sigma_{cr,p,EBP}$ v primeru dveh in le 20 % v primeru osmih ojačitev. Podoben trend je prisoten tudi pri spreminjanju razmerja stranic panela, kjer za približno kvadratne panele velja, da je $\sigma_{cr,p,EC3}$ enaka $\sigma_{cr,p,EBP}$, nato pa vrednost $\sigma_{cr,p,EBP}$ z večanjem dolžine panela narašča in doseže vrh pri približnem razmerju $\alpha = 2$. Delež $\sigma_{cr,p,EC3}$ za razmerje $a / b = \alpha = 3$ je manjši in znaša okoli 20%. Elastična kritična napetost izračunana z računalniškim programom EBPlate $\sigma_{cr,p,EBP}$ predstavlja točno vrednosti, ki je bila potrjena z numeričnimi rezultati (EBP Validation), zato lahko zaključimo, da dobimo po enačbah, ki jih določa Evrokod preveč konzervativne rezultate.

Enačba za izračun elastične kritične napetosti izbočenja panela in nadaljnji postopek v standardu je kalibriran na ojačitve odprtega tipa. Iz tega razloga dobimo z uporabo $\sigma_{cr,p,EBP}$ v obstoječih analitičnih izrazih preveliko nosilnost oz. sodelujoči prerez. Primerjava rezultatov obeh načinov računa je pokazala tudi, da se razlike v vrednostih kritičnih napetosti ne odražajo enako v rezultatih za nosilnost, saj so v slednjem razlike manjše. V primeru bolj podajnih ojačitev ($\gamma = 25$) so površine sodelujočih prerezov do 50 % večje od numeričnih, problematično območje pa se pojavi že pri kratkih panelih ($\alpha = 0.75$), medtem ko pri obravnavi togih ojačitev ($\gamma = 200$) opazimo manjši presežek numerične nosilnosti (4 %), do katerega pride šele pri večjem razmerju stranic ($\alpha = 2$). Če so ti rezultati v večini primerov

večji od numeričnih, se nosilnosti izračunane po standardu izkažejo za preveč konzervativne, saj za večje število ojačitev in razmerje α dosežejo tudi manj od 50 % numerične nosilnosti. Smiselno je torej upoštevati ugoden prispevek torzijske togosti, vendar je potrebno, če želimo v izrazih uporabiti $\sigma_{cr,p,EBP}$, spremeniti obstoječo zvezo med relativno vitkostjo λ in redukcijskim faktorjem ρ , ki je potreben za izračun sodelujočega prereza A_{eff} .

Ob upoštevanju vseh ugotovitev smo predlagali novo uklonsko krivuljo za dimenzioniranje pločevin ojačenih z vzdolžnimi ojačitvami zaprtega tipa. Na ta način lahko uporabimo elastično kritično napetost, ki smo jo izračunali s programom EBPlate. S tem se izognemo zamudnemu računu elastične kritične napetosti po Evrokodu in hkrati zajamemo ugoden vpliv torzijske togosti zaprtih ojačitev, ki ugodno vpliva na nosilnost.

V zadnjem sklopu smo potrdili veljavnost enačbe na modelih z drugačnim številom ojačitev in modelih z vitkimi podpaneli. Dodatno smo primernost in zanesljivost modela preverili s statistično analizo, s katero smo določili delni varnostni faktor. Nosilnost določena s pomočjo predlagane uklonske krivulje se je izkazala za ustrezno.

VIRI

Balaz, I. 1987. Ausgesteifte Druckgurte von Kastenträgerbrücken. Stahlbau 5: 145-154.

Beg, D. 2012. Design of plated structures according to EN 1993-1-5 with the emphasis on longitudinal compression. Stahlbau 81,4:304 – 314.

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. Berlin, ECCS – European Convention for Constructional Steelwork, Ernst & Sohn: 271 str.

Braun, B. 2010. Stability of steel plates under combined loading. Doctoral Thesis. Stuttgart, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf: 226 str.

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

EBPlate V2.00. 2007. Centre Technique Industriel de la Construction Metallique. Validation Manual: 136 str.

<http://www.cticm.com> (Pridobljeno 14.06.2014.)

Galéa, Y., Martin, P.- O. 2010. Longitudinally stiffened plates in Eurocode 3: Calculation of the global critical buckling stress. Journal of Constructional Steel Research 66: 1345-1353.

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.

Kövesdi, B. 2010. Patch Loading Resistance of Girders with Corrugated Webs. Doctoral Thesis. Budapest, Budapest University of Technology and Economics: p. 109.

Piculin, S. 2013. Vpliv togosti prečnih ojačitev na obnašanje polnostenskih nosilcev. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba S. Piculin): 101 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.

Stenko, R. 2014. Analiza potrebne togosti prečnih ojačitev pri polnostenskih nosilcih. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba R. Stenko): 97 str.

Winter, G. 1947. Strength of Thin Steel Compression Flanges. Transaction ASCE 112: 527-544.

Standardi:

SIST EN 1993-1-5: 2007. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij - 1-5. Del: Elementi pločevinaste konstrukcije.