

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



*PODIPLOMSKI ŠTUDIJ
GRADBENIŠTVA*

DOKTORSKI ŠTUDIJ

Kandidat:

MATEJ ROZMAN, univ. dipl. inž. grad.

**VPLIV VEČSLOJNIH FASADNIH PANELOV IN
STRIŽNIH PANELOV NA ODZIV OKVIRNIH
KONSTRUKCIJ PRI POTRESNI OBTEŽBI**

Doktorska disertacija štev.: 209

**EFFECT OF SANDWICH PANELS AND METAL PLATE
SHEAR PANELS ON THE SEISMIC RESPONSE OF
MOMENT RESISTING FRAMES**

Doctoral thesis No.: 209

Soglasje k temi doktorske disertacije je dal Senat Univerze v Ljubljani
na 25. seji 24. junija 2008 in za mentorja imenoval akad. prof. dr. Petra Fajfarja.

Ljubljana, 12. november 2010

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
gradbeništvo in
geodezijo



Komisijo za oceno ustreznosti teme doktorske disertacije v sestavi

akad. prof. dr. Peter Fajfar

doc. dr. Matjaž Dolšek

prof. dr. Darko Beg

prof. dr. Mehmed Čaušević (Univerza na Rijeki, GF)

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 16. redni seji
dne 26. marca 2008.

Komisijo za oceno doktorske disertacije v sestavi

akad. prof. dr. Peter Fajfar,

doc. dr. Matjaž Dolšek

prof. dr. Darko Beg

prof. dr. Mehmed Čaušević (Univerza na Rijeki, GF)

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 12. redni seji
dne 23. junija 2010.

Komisijo za zagovor doktorske disertacije v sestavi

prof.dr. Matjaž Mikoš, dekan UL FGG

akad.prof.dr. Peter Fajfar,

doc.dr. Matjaž Dolšek

prof. dr. Darko Beg

prof. dr. Mehmed Čaušević (Univerza na Rijeki, GF)

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 14. redni seji
dne 3. novembra 2010.

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **MATEJ ROZMAN, univ. dipl. inž. grad.**, izjavljam, da sem avtor doktorske disertacije z naslovom: **»VPLIV VEČSLOJNIH FASADNIH PANELOV IN STRIŽNIH PANELOV NA ODZIV OKVIRNIH KONSTRUKCIJ PRI POTRESNI OBTEŽBI«**.

Ljubljana, 12. november 2010

.....
(podpis)

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.012.45:624.042.7(043.3)

Avtor: Matej Rozman

Mentor: akad. prof. dr. Peter Fajfar

Naslov: Vpliv večslojnih fasadnih panelov in strižnih panelov na odziv okvirnih konstrukcij pri potresni obtežbi

Obseg in oprema: 151 str., 27 pregl., 116 sl., 36 en.

Ključne besede: večslojni fasadni paneli, jekleni strižni paneli, globalna porušitev, okvirne armiranobetonske konstrukcije, okvirne jeklene konstrukcije, vpliv večslojnih fasadnih panelov, vpliv jeklenih strižnih panelov, kapaciteta konstrukcije, potresna analiza, potresno utrjevanje okvirnih konstrukcij

Izvleček:

V doktorski disertaciji smo obravnavali vpliv večslojnih fasadnih panelov in strižnih panelov na obnašanje okvirnih konstrukcij pri potresni obtežbi. Pri večslojnih fasadnih panelih smo se omejili na enoetažne jeklene konstrukcije (hale), pri katerih je uporaba večslojnih fasadnih panelov najbolj razširjena. Pri večetažnih armiranobetonskih konstrukcijah smo raziskali vpliv strižnih panelov, ki imajo veliko večjo strižno nosilnost od večslojnih fasadnih panelov. Pri fasadnih panelih smo najprej izvedli obširne preizkuse nosilnosti spoja dveh pločevin, nato pa smo preizkusili še devet preizkušancev sistemov fasadnih panelov (SFP) dimenzij 3,0/2,6 m. Preizkuse smo podrobno preučili in na podlagi njihovih rezultatov definirali bi-linearno ovojnico za nadomestno diagonalo, s katero modeliramo večslojne fasadne panele v okvirnih konstrukcijah. Ovojnico smo definirali na podlagi nosilnosti obodne pločevine fasadnih panelov na bočni pritisk, ki jo dobimo pri strižnem preizkusu spojev dveh pločevin. V primeru, da nimamo rezultatov eksperimentalnih preiskav, smo kot alternativo predlagali, da izhajamo iz nosilnosti, ki jo predpisuje Evrokod 3. Pri definiranju ovojnice za nadomestno diagonalo strižnih panelov smo uporabili ameriški standard AISC.

Vpliv večslojnih fasadnih panelov smo prikazali na tipski jekleni hali proizvajalca Trimo. Z numeričnimi analizami smo dokazali, da je možno z ovojem konstrukcije zagotoviti primerno horizontalno nosilnost konstrukcije, vendar so zato potrebni izredno dragi in posledično ekonomsko neupravičeni ukrepi. Te stroške bi lahko zmanjšali edino z razvojem novega fasadnega panela, ki bi imel izboljšane spoje okvir – panel in panel – panel. Vpliv jeklenih strižnih panelov smo preverili na tri-etažni armiranobetonski konstrukciji starejše izgradnje (SPEAR). Obnašanje konstrukcije SPEAR smo najprej primerjali z obnašanjem štirih njenih različic, ki smo jih sprojektirali delno oziroma v celoti po zahtevah standarda Evrokod 8. Nato smo analizirali obnašanje osnovne konstrukcije, ki smo jo potresno utrdili z jeklenimi strižnimi paneli. Poglavitni namen je bil ugotoviti možnost utrditve starejših objektov, ki niso bili projektirani na potresno obtežbo. Ugotovljeno je bilo, da je možno z razmeroma enostavnimi ukrepi starejšim konstrukcijam zagotoviti potresno odpornost, ki jo zahteva Evrokod 8, oziroma se njegovim zahtevam močno približati.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.012.45:624.042.7(043.3)

Author: Matej Rozman

Supervisor: Prof. Peter Fajfar, Ph.D.

Title: Effect of sandwich panels and metal plate shear panels on the seismic response of moment resisting frames

Notes: 151 pp., 27 tab., 116 fig., 36 eq.

Keywords: sandwich panels, steel shear panels, steel plate shear walls, RC frames, steel frames, influence of sandwich panels, influence of steel shear panels, collapse capacity, seismic analysis, seismic retrofitting of frame structures

Abstract:

In the Ph.D. thesis, the seismic effect of cladding panels and steel shear panels on the reinforced concrete and steel frames is discussed. We limited the research of sandwich panels to single-storey steel frame buildings, where the use of the sandwich panels is common. Using multi-storey RC frame buildings, we examined the effect of shear panels, which have bigger shear capacity than the cladding panels. First, we performed extensive tests aimed at determining the capacity of the connection of two shear plates, then we performed nine tests of the systems of cladding panels with dimensions 3.0/2.6m. The tests have been examined closely and based on their results we defined a bi-linear envelope for an equivalent diagonal. The diagonal is used to model the cladding panels in frame structures. The envelope is defined on the basis of the bearing resistance of the steel sheeting, which is a result of shear test of the connection of two steel sheetings. In the cases, where experimental results were not available, we applied the Eurocode 3 formulas for capacity. We used the American standard AISC instructions to define the properties of the equivalent diagonal.

We presented the influence of sandwich panels on an industrial steel building of the manufacturer Trimco. Results of numerical analysis show that sandwich panels are able to ensure a proper lateral resistance. However, the measures that insure the proper behaviour of the panels are extremely expensive and therefore economically unjustified. These expenses could only be reduced by developing a new cladding panel with better frame-to-panel and panel-to-panel connections. We examined the influence of the steel shear panels on an old three-storey RC frame building (SPEAR). We also compared its behaviour with the behaviour of four buildings, that were designed in complete or in partial agreement with Eurocode 8. The main purpose was to investigate the possibility for strengthening older constructions that were not designed according to seismic codes. We found that it was possible to ensure the Eurocode 8 seismic resistance, even for older constructions, with relatively simple measures.

ZAHVALA

Za pomoč pri izdelavi naloge se iskreno zahvaljujem akad. prof. dr. Petru Fajfarju, ki mi je bil vedno na razpolago, ko sem ga potreboval.

Prav tako se zahvaljujem svojim sodelavcem in sošolcem: Tomažu, Danielu, Matjažu, Mihi, Matiji, Borutu, Jaki, Maji, Klemenu, Zlatku, Marku, Juretu in drugim, brez katerih podiplomski študij ne bi bil takšen kot je bil.

Na koncu se želim zahvaliti še svoji družini, očetu Alojzu in mami Mariji, bratoma Jerneju in Lojziju ter Jerneji, ki so me vedno podpirali in spodbujali.

KAZALO

| | |
|---|-------------|
| ZAHVALA | III |
| KAZALO | IV |
| KAZALO SLIK | VI |
| LIST OF FIGURES | XI |
| KAZALO PREGLEDNIC | XVI |
| LIST OF TABLES | XVII |
| 1 UVOD | 1 |
| 1.1 OPIS OBRAVNAVANE PROBLEMATIKE | 1 |
| 1.2 PREGLED STANJA NA OBRAVNAVANEM ZNANSTVENEM PODROČJU | 2 |
| 1.3 TEMA DOKTORSKE DISERTACIJE | 5 |
| 1.4 VSEBINA DOKTORSKE DISERTACIJE..... | 7 |
| 2 VEČSLOJNI FASADNI PANELI | 9 |
| 2.1 UVOD | 9 |
| 2.2 PREIZKUSI SPOJEV DVEH PLOČEVIN | 11 |
| 2.2.1 Opis preizkusov | 11 |
| 2.2.2 Glavne ugotovitve in rezultati preizkusov | 13 |
| 2.2.3 Modeliranje preizkusov spojev dveh pločevin | 17 |
| 2.3 PREIZKUSI FASADNIH PANELOV | 29 |
| 2.3.1 Opis testov | 29 |
| 2.3.2 Rezultati testov | 35 |
| 2.3.3 Matematično modeliranje preizkusov fasadnih panelov | 39 |
| 2.4 MODELIRANJE VEČSLOJNIH FASADNIH PANELOV V OKVIRNIH KONSTRUKCIJAH | 48 |
| 2.4.1 Uvod | 48 |
| 2.4.2 Matematični model nadomestne diagonale (ND) | 48 |
| 2.4.3 Aplikacija nadomestnih diagonal v členkastem okviru | 50 |
| 2.5 VPLIV ORIENTACIJE VEČSLOJNIH FASADNIH PANELOV | 52 |
| 2.5.1 Uvod | 52 |
| 2.5.2 Računski primeri | 53 |
| 2.5.3 Zaključki | 55 |
| 2.6 POMEMBNEJŠE UGOTOVITVE | 56 |
| 3 VPLIV VEČSLOJNIH FASADNIH PANELOV NA ODZIV TIPSKE JEKLENE HALE | 60 |
| 3.1 OPIS KONSTRUKCIJE | 60 |
| 3.1.1 Osnovne karakteristike konstrukcije | 61 |
| 3.1.2 Vplivi na konstrukcijo (obtežba) | 64 |
| 3.2 MODELIRANJE KONSTRUKCIJE | 65 |

| | |
|--|------------|
| 3.2.1 Geometrija, obtežba in vrsta analize | 65 |
| 3.2.2 Nelinearen matematični model | 66 |
| 3.2.3 Računski modeli..... | 71 |
| 3.3 ANALIZA ODZIVA KONSTRUKCIJE | 72 |
| 3.3.1 Elastična modalna analiza..... | 72 |
| 3.3.2 Nelinearna statična analiza..... | 73 |
| 3.3.3 Ocena obnašanja | 77 |
| 3.4 POMEMBNEJŠE UGOTOVITVE..... | 81 |
| 4 STRIŽNI PANELI | 83 |
| 4.1 UVOD..... | 83 |
| 4.2 JEKLENI STRIŽNI PANELI BREZ OJAČITEV | 86 |
| 4.2.1 Analiza in dimenzioniranje jeklenih strižnih panelov po CAN/CSA S16-01 in ANSI/AISC 341-05 | 86 |
| 4.2.2 Primer matematičnega modeliranja jeklenih strižnih panelov (JSP)..... | 90 |
| 4.3 POMEMBNEJŠE UGOTOVITVE..... | 96 |
| 5 POTRESNA ANALIZA AB OKVIRNE KONSTRUKCIJE..... | 97 |
| 5.1 OPIS KONSTRUKCIJE IN OBTEŽBA | 98 |
| 5.1.1 Osnovne karakteristike konstrukcije | 98 |
| 5.1.2 Vplivi na konstrukcijo (obtežba)..... | 101 |
| 5.1.3 Primerjava obravnavanih različic konstrukcije | 103 |
| 5.2 MODELIRANJE KONSTRUKCIJE | 107 |
| 5.2.1 Matematični model | 107 |
| 5.3 ANALIZA ODZIVA KONSTRUKCIJE | 109 |
| 5.3.1 Elastična analiza..... | 109 |
| 5.3.2 Nelinearna statična analiza..... | 111 |
| 5.3.3 Ocena obnašanja | 112 |
| 5.4 POMEMBNEJŠE UGOTOVITVE..... | 118 |
| 6 POTRESNA UTRDITEV AB OKVIRNE KONSTRUKCIJE Z JEKLENIMI STRIŽNIMI PANELI | 119 |
| 6.1 UTRJEVANJE KONSTRUKCIJE Z JSP | 120 |
| 6.1.1 Preliminarno dimenzioniranje jeklenih strižnih panelov (JSP)..... | 120 |
| 6.2 POTRESNA UTRDITEV KONSTRUKCIJE SPEAR – OSNOVNA RAZLIČICA TEST | 124 |
| 6.2.1 Dimenzioniranje in modeliranje jeklenih strižnih panelov (JSP)..... | 126 |
| 6.2.2 Analiza utrjene konstrukcije | 129 |
| 6.3 POMEMBNEJŠE UGOTOVITVE..... | 137 |
| 7 ZAKLJUČKI..... | 139 |
| 8 POVZETEK | 142 |
| VIRI..... | 146 |

KAZALO SLIK

| | |
|---|----|
| Slika 2.1: Skica preizkusa stika dveh pločevin (vijak TDB-S)..... | 11 |
| Slika 2.2: Vijaka TDA-S in TDB-S | 12 |
| Slika 2.3: Detajl izboljšanega stika – podvojena pločevina..... | 12 |
| Slika 2.4: Porušni mehanizmi pritrdilnih sredstev v strigu..... | 14 |
| Slika 2.5: Deformiranje preizkušancev A-2-1 (a, b) in B-6-1 (c)..... | 15 |
| Slika 2.6: Primerjava rezultatov testov na bočni pritisk za vijak TDA-S | 16 |
| Slika 2.7: Primerjava rezultatov testov na bočni pritisk za vijak TDB-S | 16 |
| Slika 2.8: Primerjava rezultatov testov na bočni pritisk za vijak TDB-S in podvojeno pločevino..... | 16 |
| Slika 2.9: Primerjava eksperimentalno določenih nosilnosti ($F_{b,y}$, $F_{b,Rd}$) in teoretičnih nosilnosti $F_{b,Rd}^1$ po EN 1993-1-3 | 19 |
| Slika 2.10: Primerjava eksperimentalno določenih nosilnosti ($F_{b,u}$) in teoretičnih nosilnosti $F_{b,Rd}^1$ po EN 1993-1-3..... | 20 |
| Slika 2.11: Primerjava eksperimentalno določenih nosilnosti ($F_{b,y}$, $F_{b,Rd}$) in teoretičnih nosilnosti $F_{b,Rd}^2$ delno po EN 1993-1-3 | 20 |
| Slika 2.12: Primerjava eksperimentalno določenih nosilnosti ($F_{b,u}$) in teoretičnih nosilnosti $F_{b,Rd}^2$ delno po EN 1993-1-3 | 21 |
| Slika 2.13: Primerjava eksperimentalne in teoretične togosti po Bryan-u (vijak TDA-S) | 22 |
| Slika 2.14: Primerjava eksperimentalne in teoretične togosti po Bryan-u (vijak TDB-S)..... | 22 |
| Slika 2.15: Primerjava eksperimentalne in teoretične togosti po Bryan-u (dvojna debelina pločevine in vijak TDB-S) | 23 |
| Slika 2.16: Matematični model spoja (model M1) | 25 |
| Slika 2.17: Odnos sila – pomik v spoju (a), primerjava togosti (b) | 25 |
| Slika 2.18: Primerjava eksperimentalnih in računskih rezultatov za odnos sila – pomik v spoju za vijaka TDA-S (a) in TDB-S (b)..... | 26 |
| Slika 2.19: Napetostno stanje preizkušanca B-1-1 pri pomiku 1,0 in 3,2 mm..... | 26 |
| Slika 2.20: Matematični model spoja (model M2) | 27 |
| Slika 2.21: Odnos sila – pomik v spoju ($\phi_v = 4,8$ mm, $\phi_l = 5,5$ mm)..... | 27 |
| Slika 2.22: Napetostno stanje modela M2 B-1-1 pri pomiku 1,5 in 5,0 mm | 28 |
| Slika 2.23: Preizkušavec III/1 s šivanim spojem in z štirimi vijaki med posameznim panelom in lego | 29 |
| Slika 2.24: Postavitev merilcev pomikov | 30 |
| Slika 2.25: Meritev zdrsov med posameznimi paneli (a) in pomikov na zgornji in spodnji strani obremenilnega okvira (b)..... | 30 |
| Slika 2.26: Skica obremenilnega okvira in preizkušanca | 31 |

| | |
|---|----|
| Slika 2.27: Detajl členkastega vozlišča ter pritrditve lege in panela | 31 |
| Slika 2.28: Spoj fasadnega panela na lego (a) in šivani spoj med paneli (b)..... | 32 |
| Slika 2.29: Preizkušane privijačen na jekleno podkonstrukcijo in na obremenilni okvir | 33 |
| Slika 2.30: Določitev F_y in e_y iz rezultatov monotonega testa | 34 |
| Slika 2.31: Krivulje <i>sila – pomik okvira</i> za vse monotone teste (I/1, II/1, III/1, IV/1 in V/1)..... | 35 |
| Slika 2.32: Zdrs med paneli..... | 36 |
| Slika 2.33: Krivulje <i>sila – pomik okvira</i> za tretjo serijo testov (III/1, III/2 in III/3)..... | 37 |
| Slika 2.34: Izbočenje pločevine na zunanji strani panela pri testih III in IV serije (obojestransko šivan spoj)..... | 37 |
| Slika 2.35: Krivulje <i>sila – pomik okvira</i> za četrto serijo testov (IV/1 in IV/2)..... | 38 |
| Slika 2.36: Krivulje <i>sila – pomik okvira</i> za peto serijo testov (V/1 in V/2) | 38 |
| Slika 2.37: Krivulje <i>sila – pomik okvira</i> za tretjo in peto serijo testov..... | 39 |
| Slika 2.38: Deformiranje spodnjega roba pločevine sistema panelov pri testu II-1 | 39 |
| Slika 2.39: Deformiranje spodnjega roba pločevine treh panelov pri testu III-1..... | 39 |
| Slika 2.40: Matematični model fasadnega sistema..... | 41 |
| Slika 2.41: Primerjava preizkusa in numerične simulacije za preizkus III-1 | 41 |
| Slika 2.42: Napetostno stanje sistema fasadnih panelov pri pomiku 20 mm | 42 |
| Slika 2.43: Poenostavljen matematični model fasadnega sistema..... | 43 |
| Slika 2.44: Definicija treh modelov ovojnice spoja dveh pločevin..... | 44 |
| Slika 2.45: Vrednosti karakteristik ovojnice modelov A, B in C spojev panel – panel in spojev okvir - panel | 45 |
| Slika 2.46: Primerjava numeričnih analiz in eksperimentalnih rezultatov preizkušancev III-1 in V-1 | 46 |
| Slika 2.47: Primerjava numeričnih analiz in eksperimentalnih rezultatov preizkušancev IV-1 | 46 |
| Slika 2.48: Določitev bi-linearne ovojnice <i>sila – pomik</i> za obravnavan sistem fasadnih panelov (SFP) | 49 |
| Slika 2.49: Modeliranje ene (a) oziroma dveh nadomestnih diagonal (ND, b) | 50 |
| Slika 2.50: Idealizacija in transformacija bi-linearne ovojnice | 51 |
| Slika 2.51: Primerjava odnosa <i>sila - pomik</i> SFP s tremi matematičnimi modeli..... | 52 |
| Slika 2.52: Primerjava osmih različnih konfiguracij SFP (4 spoji panel – okvir/m') | 54 |
| Slika 2.53: Poenostavljen izračun nosilnosti sistema fasadnih panelov (SFP 3x3-V)..... | 54 |
| Slika 2.54: Primerjava nosilnosti različnih konfiguracij sistemov fas. panelov (SFP)..... | 55 |
| Slika 3.1: Tipska hala Trimo (TTH M375)..... | 61 |
| Slika 3.2: Notranji prečni okvir hale (os 2, 3, 4 in 5) | 62 |
| Slika 3.3: Zunanji prečni okvir hale (os 1 in 6)..... | 62 |

| | |
|--|-----|
| Slika 3.4: Vzdolžni okvir (os A in D) | 63 |
| Slika 3.5: Ostrešje hale | 63 |
| Slika 3.6: Odnos moment – rotacija plastičnega členka za steber in prečko | 66 |
| Slika 3.7: Odnos sila – pomik plastičnega členka za zavetrovalni element (jekleno diagonalo)..... | 67 |
| Slika 3.8: Jeklena hala TTH M375 – upoštevanje vpliva strižnih panelov z nadomestnimi diagonalami | 68 |
| Slika 3.9: Primerjava osmih različnih konfiguracij SFP (4 spoji panel – okvir/m')..... | 69 |
| Slika 3.10: Odnos sila – pomik plastičnega členka za nadomestni diagonalni sistema fasadnih panelov | 70 |
| Slika 3.11: Jeklena hala TTH M375 – računski modeli..... | 71 |
| Slika 3.12: Prve tri nihajne oblike konstrukcije (model C-1) | 72 |
| Slika 3.13: Začetne togosti konstrukcije..... | 73 |
| Slika 3.14: Odnos med prečno silo in pomikom na vrhu konstrukcije v prečni smeri | 75 |
| Slika 3.15: Odnos med prečno silo in pomikom na vrhu konstrukcije v vzdolžni smeri | 76 |
| Slika 3.16: Primerjava pushover krivulj v vzdolžni smeri in prečne sile zaradi obtežbe potresa, vetra in izbočnih sil..... | 78 |
| Slika 3.17: N2 analiza modela C-1 (prečna smer) | 79 |
| Slika 4.1: Primer jeklenega strižnega panela (JSP) | 83 |
| Slika 4.2: Jekleni strižni paneli (JSP) brez ojačitev – sistem za prenos horizontalnih obtežb (slika: Sabelli in Bruneau 2006) | 85 |
| Slika 4.3: Model nadomestne natezne diagonale (a) in model sestavljen iz ozkih trakov (trakast model) (b) | 87 |
| Slika 4.4: Matematični model okvira (a) in matematični model pločevine oziroma JSP (b)..... | 91 |
| Slika 4.5: Odnos prečne sile ob vpetju in pomika na vrhu konstrukcije za enoetažni okvir, pločevino in JSP | 92 |
| Slika 4.6: Primerjava začetne togosti jeklene pločevine (K_{pl}) | 92 |
| Slika 4.7: Primerjava začetne togosti eno-, dvo- in tri-etažne jeklene pločevine (K_{pl})..... | 93 |
| Slika 4.8: Odnos prečne sile ob vpetju in pomika na vrhu konstrukcije za eno-, dvo- in trietažne okvire, pločevine oziroma JSP | 94 |
| Slika 4.9: Idealizacija pushover krivulje (a), primerjava rezultatov analize (pushover krivulje) trakastega modela in modela z ND (b) | 95 |
| Slika 5.1: Konstrukcija SPEAR | 98 |
| Slika 5.2: (a) Tloris in (b) prečni prerez konstrukcije SPEAR | 99 |
| Slika 5.3: Tipični nosilni elementi različic (a) Test in (b) Test 0,25 | 100 |
| Slika 5.4: Tipični prerezi grede in stebrov različic (a) EC8 M in (b) EC8 H | 101 |

| | |
|---|-----|
| Slika 5.5: Elastični in projektni spektri po Evrokodu 8 za tla C..... | 102 |
| Slika 5.6: Primerjava količine vzdolžne armature stebrov (brez C6)..... | 104 |
| Slika 5.7: Primerjava razmerja vsot upogibnih nosilnosti stebrov in gred..... | 104 |
| Slika 5.8: Primerjava količine prečne armature za tipičen steber..... | 105 |
| Slika 5.9: Matematični model v programu SAP2000..... | 107 |
| Slika 5.10: Odnos med momentom in rotacijo plastičnega členka..... | 108 |
| Slika 5.11: Nihajne oblike in nihajni časi konstrukcije SPEAR – EC8..... | 109 |
| Slika 5.12: Primerjava projektnih etažnih pomikov z dovoljenimi etažnimi pomiki za tri tipe nekonstrukcijskih elementov..... | 110 |
| Slika 5.13: Vpliv torzije na pomike na vrhu konstrukcije v x smeri pri obtežbi v x smeri. V tlorisu so pomiki normirani s pomikom v centru mas CM..... | 111 |
| Slika 5.14: Diagrami <i>normirana sila – normiran pomik</i> (x smer)..... | 112 |
| Slika 5.15: Primerjava plastifikacije konstrukcije pri mejnem stanju NC (obremenitev v x smeri), . | 113 |
| Slika 5.16: Določitev ciljnega pomika ekvivalentnega SDOF sistema v AD formatu za projektno obtežbo ($S \cdot a_g = 0,29$ g). Rezultati so prikazani za konstrukcijo Test in EC8 H..... | 115 |
| Slika 5.17: Določitev ciljnega pomika ekvivalentnega SDOF sistema v AD formatu za konstrukcijo Test in EC8 H pri mejnem stanju NC..... | 115 |
| Slika 5.18: Primerjava potresnih kapacitet konstrukcij..... | 116 |
| Slika 5.19: Primerjava etažnih pomikov pri projektnem pospešku $a_g = 0,15$ g..... | 117 |
| Slika 5.20: Primerjava pomikov na vrhu konstrukcije pri mejnem stanju »blizu porušitve« (NC) in pri $a_g = 0,15$ g..... | 117 |
| Slika 6.1: N2 metoda – določitev potresne kapacitete..... | 122 |
| Slika 6.2: Pushover krivulje (Test)..... | 125 |
| Slika 6.3: Konstrukcija SPEAR z JSP..... | 126 |
| Slika 6.4: N2 metoda – določitev potresne kapacitete..... | 126 |
| Slika 6.5: Matematični model JSP..... | 127 |
| Slika 6.6: Primerjava numerične in teoretične začetne togosti jeklene pločevine (K_{pl})..... | 128 |
| Slika 6.7: Odnos prečne sile ob vpetju in pomika na vrhu konstrukcije za enoetažni JSP ($t = 1,2, 1,5, 2,0, 2,5$ in $3,0$ mm)..... | 129 |
| Slika 6.8: Idealizacija pushover krivulje JSP s členkastimi stiki (<i>pločevina</i>) in transformacija idealizirane ovojnice..... | 129 |
| Slika 6.9: Odnos prečne sile ob vpetju in pomika na vrhu konstrukcije za različici Test in Test – JSP..... | 130 |
| Slika 6.10: Odnos prečne sile ob vpetju in pomika na vrhu konstrukcije za enoetažni JSP (negativna x smer)..... | 131 |

| | |
|---|-----|
| Slika 6.11: Medetažni pomiki konstrukcije pri mejnem stanju NC (levo) in pomiki konstrukcije pri mejnem stanju NC (desno) | 132 |
| Slika 6.12: N2 analiza utrjene konstrukcije SPEAR (Test – JSP, neg. x smer) | 133 |
| Slika 6.13: Odnos prečne sile ob vpetju in pomika na vrhu konstrukcije za različici Test in Test – JSP | 134 |
| Slika 6.14: N2 analiza utrjene konstrukcije SPEAR (Test – JSP1, neg. x smer), (grafični prikaz N2 metode (določitev ciljnega pomika $d_t = 6,17$ cm pri maksimalnem pospešku tal $a_g = 0,40$ g) | 134 |
| Slika 6.15: Odnos prečne sile ob vpetju in pomika na vrhu konstrukcije za različici Test in Test – JSP | 135 |
| Slika 6.16: N2 analiza utrjene konstrukcije SPEAR (Test – JSP*, neg. x smer), (grafični prikaz N2 metode (določitev ciljnega pomika $d_t = 9,06$ cm pri maksimalnem pospešku tal $a_g = 0,40$ g) | 135 |

LIST OF FIGURES

| | |
|--|----|
| Figure 2.1: Specimen of the joint of the two steel sheeting (bolt TDB-S)..... | 11 |
| Figure 2.2: Bolts TDA-S and TDB-S..... | 12 |
| Figure 2.3: Detail of the improved joint – doubled sheeting..... | 12 |
| Figure 2.4: Failure mode for mechanical fasteners in shear..... | 14 |
| Figure 2.5: Deformation of the specimens A-2-1 (a, b) and B-6-1 (c)..... | 15 |
| Figure 2.6: Comparison of the results (TDA-S)..... | 16 |
| Figure 2.7: Comparison of the results (TDB-S)..... | 16 |
| Figure 2.8: Comparison of the results (TDB-S) and doubled steel sheeting..... | 16 |
| Figure 2.9: Comparison of the experimental and theoretical resistances $F_{b,Rd}^1$ according to EN 1993-1-3..... | 19 |
| Figure 2.10: Comparison of the experimental ($F_{b,u}$) and theoretical resistances $F_{b,Rd}^1$ according to EN 1993-1-3..... | 20 |
| Figure 2.11: Comparison of the experimental and theoretical resistances partially according to EN 1993-1-3..... | 20 |
| Figure 2.12: Comparison of the experimental ($F_{b,u}$) and theoretical resistances $F_{b,Rd}^2$ according to EN 1993-1-3..... | 21 |
| Figure 2.13: Comparison of the experimental and theoretical stiffness according to Bryan (bolt TDA-S)..... | 22 |
| Figure 2.14: Comparison of the experimental and theoretical stiffness according to Bryan (bolt TDB-S)..... | 22 |
| Figure 2.15: Comparison of the experimental and theoretical stiffness according to Bryan (doubled steel sheeting and bolt TDB-S)..... | 23 |
| Figure 2.16: Mathematical model of the connection (Model M1)..... | 25 |
| Figure 2.17: Force- displacement relationship in the connection (a), Comparison of the stiffness (b)..... | 25 |
| Figure 2.18: Comparison of the force- displacement relationship in the connection for the bolt TDA-S (a) and TDB-S (b)..... | 26 |
| Figure 2.19: Stress distribution of the specimen (1.0 and 3.2 mm)..... | 26 |
| Figure 2.20: Mathematical model of the connection (Model M2)..... | 27 |
| Figure 2.21: Force- displacement relationship in the connection ($\phi_v = 4.8$ mm, $\phi_l = 5.5$ mm)..... | 27 |
| Figure 2.22: Stress distribution of the model M2 (1.5 and 5.0 mm)..... | 28 |
| Figure 2.23: The specimen III/1 with seam connections and four bolts per meter..... | 29 |
| Figure 2.24: Positions of the LVDTs..... | 30 |
| Figure 2.25: Measurement of the slips between two cladding panels (a) and displacements on the bottom and upper side of the load frame (b)..... | 30 |

| | |
|--|----|
| Figure 2.26: Specimen on the testing frame | 31 |
| Figure 2.27: Detail of the pinned hinge and fastening of the rafter and panel | 31 |
| Figure 2.28: Connection panel – frame (a) and seam connection (b)..... | 32 |
| Figure 2.29: Specimen fixed for test | 33 |
| Figure 2.30: The definition of F_y and e_y from the $F - e$ curve of the monotonic test..... | 34 |
| Figure 2.31: Diagrams <i>Force – Displacement</i> for the tests with monotonic loading (I/1, II/1, III/1, IV/1 in V/1) | 35 |
| Figure 2.32: Slide of the two panels..... | 36 |
| Figure 2.33: Diagrams <i>Force – Displacement</i> of the third series of the tests (III/1, III/2 in III/3)..... | 37 |
| Figure 2.34: Buckling of the outer sheeting of the 3 rd and 4 th series of the tests..... | 37 |
| Figure 2.35: Diagrams <i>Force – Displacement</i> of the fourth series of the tests (IV/1 in IV/2) | 38 |
| Figure 2.36: Diagrams <i>Force – Displacement</i> of the fifth series of the tests (V/1 in V/2)..... | 38 |
| Figure 2.37: Comparison of the diagrams <i>Force – Displacement</i> of the 3 rd and 5 th series of the tests. Comparison of the one-side and both-side sewed joint panel - panel..... | 39 |
| Figure 2.38: Deformation of the bottom side of the inner panels sheeting (test II/1) | 39 |
| Figure 2.39: Deformation of the bottom side of the inner panels sheeting (test III/1) | 39 |
| Figure 2.40: Mathematical model of the cladding system..... | 41 |
| Figure 2.41: Comparison of the experimental and numerical results of the test III-1 | 41 |
| Figure 2.42: Stress distribution of the facade system of the three sandwich panels ($d = 20$ mm)..... | 42 |
| Figure 2.43: Simplified mathematical model of the cladding system | 43 |
| Figure 2.44: Definition of the three models of the envelopes | 44 |
| Figure 2.45: Characteristics o the envelopes of the model A, B and of the panel – frame connections and seam connections | 45 |
| Figure 2.46: Comparison of the numerical analysis and experimental results of the specimens III-1 and V-1..... | 46 |
| Figure 2.47: Comparison of the numerical analysis and experimental results of the specimen IV-1 ... | 46 |
| Figure 2.48: Definition of the bi-linear envelope of the sandwich panel shear walls | 49 |
| Figure 2.49: Modelling of the equivalent diagonal members (one (a) or two (b))..... | 50 |
| Figure 2.50: Idealization and transformation of the bi-linear envelope | 51 |
| Figure 2.51: Comparison of force – displacement diagrams of the sandwich panel shear walls with three mathematical models | 52 |
| Figure 2.52: Comparison of the eight configuration of the sandwich panel shear walls (4 connections panel – frame/m ²) | 54 |
| Figure 2.53: Simplified calculation of the strength of the sandwich panel shear walls (SFP 3x3-V) .. | 54 |
| Figure 2.54: Comparison of the strength of the various sandwich panel shear walls..... | 55 |

| | |
|---|----|
| Figure 3.1: Typical industrial building (Trimo TTH M375) | 61 |
| Figure 3.2: Inner transversal frame of the building (axes N _o . 2, 3, 4 and 5) | 62 |
| Figure 3.3: Outer transversal frame of the building (axes N _o . 1 and 6) | 62 |
| Figure 3.4: Longitudinal frame of the building (axes A and D) | 63 |
| Figure 3.5: Roofing of the industrial steel building | 63 |
| Figure 3.6: The moment – rotation relationship of the plastic hinge of the column and beam..... | 66 |
| Figure 3.7: The force – displacement relationship of the steel diagonal plastic hinge..... | 67 |
| Figure 3.8: Industrial steel building TTH M375 – modelling of the equivalent diagonal members.... | 68 |
| Figure 3.9: Comparison of the eight configuration of the sandwich panel shear walls (4 connections panel – frame/m') | 69 |
| Figure 3.10: The moment – rotation relationship of the equivalent diagonal member plastic hinge... | 70 |
| Figure 3.11: Industrial steel building TTH M375 – mathematical models | 71 |
| Figure 3.12: The first three modes of free vibration (model C-1)..... | 72 |
| Figure 3.13: Initial stiffness of the structure | 73 |
| Figure 3.14: The force – displacement diagrams for the transversal direction | 75 |
| Figure 3.15: The force – displacement diagrams for the longitudinal direction | 76 |
| Figure 3.16: Comparison of the force – displacement diagrams, seismic load, wind load and buckling forces (longitudinal direction)..... | 78 |
| Figure 3.17: N2 method of the model C-1 (transversal direction) | 79 |
| Figure 4.1: Example of a steel plate shear wall (SPSW)..... | 83 |
| Figure 4.2: Steel plate shear walls (SPSW) – lateral load bearing system (photo: Sabelli in Bruneau 2006)..... | 85 |
| Figure 4.3: Equivalent story brace model (a) and detailed strip model (b)..... | 87 |
| Figure 4.4: Mathematical model of the frame (a) and mathematical model of steel plate and steel plate shear wall (SPSW) respectively (b)..... | 91 |
| Figure 4.5: Diagrams force – displacement of the one-story frame, steel plate and SPSW respectively | 92 |
| Figure 4.6: Comparison of the initial stiffness of the steel plate (K_{pl})..... | 92 |
| Figure 4.7: Comparison of the initial stiffness of the one-, two- and three-storey steel plate (K_{pl}) | 93 |
| Figure 4.8: Diagrams force – displacement of the one-, two- and three-story frames, steel plates and SPSW respectively | 94 |
| Figure 4.9: Idealization of the pushover curve (a), comparison of results of the pushover curves of the strip model and equivalent diagonal member model (b) | 95 |
| Figure 5.1: The SPEAR structure..... | 98 |
| Figure 5.2: (a) Plan and (b) cross-section of the SPEAR structure | 99 |

| | |
|---|-----|
| Figure 5.3: Typical cross-sections of the beams and columns of the variants (a) Test and (b) Test 0.25 | 100 |
| Figure 5.4: Typical cross-sections of the beams and columns of the variants (a) EC8 M and (b) EC8 H | 101 |
| Figure 5.5: Elastic and design acceleration spectrum according to Eurocode 8, for ground type C .. | 102 |
| Figure 5.6: The quantity of longitudinal reinforcement in a typical column..... | 104 |
| Figure 5.7: The ratio of the sums of the moments of resistance of the columns and beams | 104 |
| Figure 5.8: The quantity of stirrups (transversal reinforcement) in a typical column | 105 |
| Figure 5.9: Mathematical model of the structure SPEAR (SAP2000) | 107 |
| Figure 5.10: The moment - rotation relationship of a plastic joint..... | 108 |
| Figure 5.11: The first three modes of free vibration and the corresponding periods (Models EC8 M/H) | 109 |
| Figure 5.12: Comparison of the storey drifts obtained by elastic analysis with the permissible storey drifts for the three different types of non-structural elements | 110 |
| Figure 5.13: The effect of torsion on the displacements at the top of the structure. In the floor plan the displacements are normalized to the displacement at the centre of mass CM. The flexible and stiff sides are indicated | 111 |
| Figure 5.14: The normalized force – normalized displacement diagrams for the x direction..... | 112 |
| Figure 5.15: Plastic hinges of structures at the NC limit state (loading in the x direction),..... | 113 |
| Figure 5.16: Demand spectra and capacity diagrams for idealized SDOF systems in acceleration – displacement (AD) format. The demand corresponds to the EC8 spectrum, Soil Type C, $a_g = 0.25$ g, $S = 1.15$. Ductility demands are indicated | 115 |
| Figure 5.17: Demand spectra and capacity diagrams for idealized SDOF systems in AD format. The demand is presented for the NC limit state of the variants Test and EC8 H..... | 115 |
| Figure 5.18: The seismic capacities in terms of peak ground acceleration of the different variants of the structure | 116 |
| Figure 5.19: Comparison of storey drifts for three ground accelerations for $a_g = 0.15$ g..... | 117 |
| Figure 5.20: Comparison of the roof displacement at the NC limit state and for $a_g = 0.15$ g | 117 |
| Figure 6.1: N2 method – defining of the seismic capacity | 122 |
| Figure 6.2: Pushover curves (Test)..... | 125 |
| Figure 6.3: SPEAR building with installed steel plate shear walls (SPSW) | 126 |
| Figure 6.4: N2 method – defining of the seismic capacity | 126 |
| Figure 6.5: Mathematical model of the steel plate shear wall (SPSW) | 127 |
| Figure 6.6: Comparison of the numerical and the theoretical initial stiffness of the steel plate (K_{pl}) | 128 |
| Figure 6.7: Diagrams force – displacement of the one-story SPSW ($t = 1.2, 1.5, 2.0, 2.5$ in 3.0mm)..... | 129 |

| | |
|---|-----|
| Figure 6.8: Idealization of the pushover curve of the SPSW with pinned joints and transformation of the idealized envelope | 129 |
| Figure 6.9: Diagrams force – displacement of the variants Test and Test – JSP | 130 |
| Figure 6.10: Diagrams force – displacement of the one-story SPSW (<i>neg x direction</i>)..... | 131 |
| Figure 6.11: Inter-storey drifts at limit state NC (left) and storey drifts at limit state (right)..... | 132 |
| Figure 6.12: N2 method of the seismic retrofitted structure SPEAR (Test – JSP, neg. x direction) .. | 133 |
| Figure 6.13: Diagrams force – displacement of the variants Test and Test – JSP | 134 |
| Figure 6.14: N2 method of the seismic retrofitted structure SPEAR (Test – JSP1, neg. x direction) | 134 |
| Figure 6.15: Diagrams force – displacement of the variants Test and Test – JSP | 135 |
| Figure 6.16: N2 method of the seismic retrofitted structure SPEAR (Test – JSP*, neg. x direction) | 135 |

KAZALO PREGLEDNIC

| | |
|--|-----|
| Preglednica 2.1: Materialne karakteristike jeklenih trakov..... | 12 |
| Preglednica 2.2: Program testiranja spoja med jekleno konstrukcijo in pločevino panela | 13 |
| Preglednica 2.3: Rezultati testiranja spoja med dvema pločevinama | 18 |
| Preglednica 2.4: Primerjava eksperimentalnih togosti spoja panel – okvir z vrednostmi po Bryan-u (1993) | 23 |
| Preglednica 2.5: Materialne karakteristike jeklene pločevine fasadnih panelov..... | 32 |
| Preglednica 2.6: Program testiranja | 33 |
| Preglednica 2.7: Obremenilni protokol..... | 35 |
| Preglednica 2.8: Rezultati preizkusov sistemov fasadnih panelov | 36 |
| Preglednica 2.9: Karakteristike obravnavanih sistemov fasadnih panelov (SFP)..... | 53 |
| Preglednica 2.10: Primerjava nosilnosti in togosti različnih konfiguracij SFP..... | 55 |
| Preglednica 3.1: Karakteristike obravnavanih sistemov fasadnih panelov (SFP)..... | 68 |
| Preglednica 3.2: Mehanske karakteristike sistemov fasadnih panelov (SFP) in nadomestnih diagonal (ND)..... | 69 |
| Preglednica 3.3: Računski modeli..... | 71 |
| Preglednica 3.4: Primerjava nihajnih časov | 72 |
| Preglednica 3.5: Obnašanje konstrukcijskih elementov jeklene hale | 75 |
| Preglednica 3.6: Primerjava nosilnosti in potresne kapacitete | 80 |
| Preglednica 5.1: Obravnavane različice konstrukcije | 98 |
| Preglednica 5.2: Izbrani tipi armiranja za stebre $b/h = 35/35$ cm različic EC8 M in EC8 H..... | 101 |
| Preglednica 5.3: Upoštevane obtežbe | 102 |
| Preglednica 5.4: Značilnosti različic konstrukcije | 103 |
| Preglednica 5.5: Primerjave količin betona in armature | 105 |
| Preglednica 5.6: Primerjava stroškov nosilne konstrukcije trietažne AB konstrukcije brez temeljev..... | 106 |
| Preglednica 5.7: Primerjava nihajnih časov in efektivnih mas | 109 |
| Preglednica 5.8: Karakteristike idealiziranih pushover krivulj v x smeri | 114 |
| Preglednica 6.1: Potresna kapaciteta konstrukcije različice Test..... | 124 |
| Preglednica 6.2: Primerjava nihajnih časov in efektivnih mas | 130 |
| Preglednica 6.3: Primerjava nihajnih časov in efektivnih mas | 136 |

LIST OF TABLES

| | |
|---|-----|
| Table 2.1: Material characteristics of the steel sheeting | 12 |
| Table 2.2: Program of the test of the thin sheeting joint..... | 13 |
| Table 2.3: Results of the tests of the thin sheeting joint | 18 |
| Table 2.4: Comparison of the experimental stiffness of the connections panel – frame and theoretical stiffness according to Bryan (1993) | 23 |
| Table 2.5: Material characteristics of the steel sheeting of the sandwich panels..... | 32 |
| Table 2.6: Testing program..... | 33 |
| Table 2.7: Testing protocol | 35 |
| Table 2.8: Results of the tests of the sandwich panel shear walls | 36 |
| Table 2.9: Characteristic of the sandwich panel shear walls | 53 |
| Table 2.10: Comparison of the strength and stiffness of the various sandwich panel shear walls | 55 |
| Table 3.1: Characteristic of the sandwich panel shear walls | 68 |
| Table 3.2: Characteristics of the various sandwich panel shear walls and the equivalent diagonal members | 69 |
| Table 3.3: Mathematical models..... | 71 |
| Table 3.4: Comparison of free vibration periods..... | 72 |
| Table 3.5: The behaviour of the structural elements of the industrial building..... | 75 |
| Table 3.6: Comparison of the strength and seismic capacity..... | 80 |
| Table 5.1: The different variants of the structure | 98 |
| Table 5.2: Selected types of reinforcement for columns $b/h = 35/35$ cm for the variants EC8 M and EC8 H..... | 101 |
| Table 5.3: Load cases | 102 |
| Table 5.4: Overview of the characteristics of the different variants of the structure..... | 103 |
| Table 5.5: Comparison of the quantity of concrete and reinforcement | 105 |
| Table 5.6: Comparison of the costs of the load bearing structure (without foundation) | 106 |
| Table 5.7: The periods and the effective mass ratios | 109 |
| Table 5.8: The characteristics of the idealized systems for the x direction | 114 |
| Table 6.1: Seismic capacity of the variant Test | 124 |
| Table 6.2: The periods and the effective mass ratios | 130 |
| Table 6.3: The periods and the effective mass ratios | 136 |

1 UVOD

1.1 Opis obravnavane problematike

Armiranobetonske in zlasti jeklene stavbe z okvirnim konstrukcijskim sistemom so precej podajne konstrukcije. Pri zagotavljanju potresne odpornosti so deformacije praviloma merodajen kriterij, ki v večini primerov zahteva povečanje dimenzij jeklenih elementov. Pri tem se tako imenovani »nekonstrukcijski elementi«, med katerimi so zelo pogosto uporabljani fasadni in strešni paneli, praviloma ne upoštevajo pri projektiranju potresne odpornosti. Paneli v večini primerov ugodno vplivajo na potresni odziv, saj povečajo togost in nosilnost celotne konstrukcije. Deformacije so manjše in s tem tudi poškodbe nekonstrukcijskih elementov in inštalacij, ki predstavljajo največji del gmotne škode pri posledicah potresa. Na drugi strani pa je lahko vpliv panelov na nosilno konstrukcijo tudi neugoden, t. j. pri njihovi neprimerni tlorsni in/ali višinski razporeditvi.

Pojavi se vprašanje, ali je mogoče pri industrijskih halah in podobnih objektih z upoštevanjem togosti fasadnih panelov nekoliko zmanjšati težo primarne nosilne jeklene konstrukcije oziroma z upoštevanjem strešnih panelov nadomestiti klasično zavetrovanje ostrešja. Odgovor na to vprašanje je dokaj zahteven, saj kljub nemajhnemu številu numeričnih študij in eksperimentov, ki so bili izvedeni v preteklosti, ta problematika še ni dovolj raziskana in tudi še ni dobila mesta v standardih. To je razumljivo, saj je to področje izredno obsežno in raznoliko. Po svetu se uporablja veliko število različnih vrst panelov za polnila (fasade, predelne stene, strehe,...) iz različnih materialov in s tem se posledično uporabljajo tudi različni tipi pritrdilnih sredstev. Na drugi strani pa so tudi razmišljanja o vlogi panela različna; nekje poskušajo vpliv panelov (polnil) izkoristiti kot neke vrste zavetrovanje (Evropa), drugje pa spet težijo k temu, da bi vpliv polnil na primarno konstrukcijo povsem izničili (Japonska). Na območjih z močnejšimi potresi (Japonska in ZDA) je aktualna uporaba posebej oblikovanih strižnih panelov iz pločevin iz jekla z nizko mejo tečenja (JNMT) ali aluminijevih (Al) zlitin debeline 1 do 5 mm z ustreznimi prečnimi in vzdolžnimi ojačitvami kot disipatorjev energije, ki poleg tega, da povečajo strižno togost konstrukcije, disipirajo ogromno energije in na ta način razbremenijo primarno nosilno konstrukcijo. Eden od načinov potresne utrditve obstoječih okvirnih stavb je tudi z uporabo omenjenih strižnih panelov, ki imajo glede na zidana polnila kar nekaj pomembnih prednosti (manjša teža, manj potrebnega prostora, hitra montaža, disipiranje energije,...).

Na splošno je področje obnašanja polnil in njihovega upoštevanja pri okvirnih konstrukcijah zelo pomembno in zato se z njim v zadnjem času ukvarja precej raziskovalcev. To se kaže tudi po veliki količini najnovejših člankov iz tega področja. Tu predvsem izstopajo armiranobetonske okvirne konstrukcije, pri katerih je vpliv zidanih polnil precej dobro raziskan, kar gre predvsem na račun številčnosti in razmeroma velike potresne ranljivosti objektov te vrste. Na drugi strani pa je vpliv polnil pri jeklenih konstrukcijah nekoliko slabše raziskan, zlasti na področju fasadnih večslojnih (t. i. sendvič) panelov, medtem ko je področje strižnih panelov (JNMT, Al) nekoliko bolje razvito. Nekaj

raziskovalcev se v zadnjem času ukvarja z možnostjo potresnega utrjevanja s strižnimi paneli, ki so primerni zlasti zaradi svoje velike sposobnosti disipiranja energije pri potresu. Omenjen postopek je primeren tudi za utrjevanje armiranobetonskih okvirov starejše gradbene prakse, področje pa je še precej neraziskano. Zaradi tega se omenjeni postopek utrjevanja obstoječih AB okvirov v Evropi praktično ne uporablja, medtem ko je situacija na tem področju zlasti v ZDA in Kanadi mnogo boljša. Prav tako smo v zadnjem desetletju priča napredku na področju upoštevanja vpliva fasadnih panelov pri jeklenih konstrukcijah. Trend gre predvsem v smer racionalizacije jeklene nosilne konstrukcije in izboljšave obnašanja pritrilnih sredstev pri potresni obtežbi.

1.2 Pregled stanja na obravnavanem znanstvenem področju

Področje upoštevanja različnih polnil pri računu nosilnosti in potresne kapacitete je najbolj razvito na področju armiranobetonskih okvirnih konstrukcij z zidanimi polnili (Benson et. al. 2002, Dawe et. al. 2001a, b, Dolšek et al 2005 in 2008, Pinelli et al. 1995). Najbolj pogost način upoštevanja vpliva polnil je razmeroma preprost; določiti je potrebno ovojnico oziroma histerezo odnosa osne sile in pomika za nadomestno diagonalo, s katero nadomestimo polnilo v določenem polju okvirne konstrukcije. Glavna značilnost armiranobetonskih konstrukcij s polnili je, da imajo v začetni fazi veliko večjo nosilnost in togost kot okviri brez polnil. Glavna pomanjkljivost AB okvirov z zidanimi polnili je njihova krhkost. Do pomembnih razpok in s tem do občutne materialne škode lahko pride že pri manjših potresih. Potrebno je tudi zagotoviti, da polnilo ne pade iz okvira že pri majhnem pomiku in da polnilo pri potresni obtežbi ne poškoduje okvira.

Po svetu se kot fasadna konstrukcija hal in tudi večetažnih okvirnih konstrukcij vedno pogosteje uporabljajo večslojni paneli (t. i. sendvič paneli), ki so sestavljeni iz dveh tankih robnih pločevin in jedra iz kamene volne ali poliuretana. Tovrstni fasadni paneli imajo v prvi vrsti izredno dobro termoizolacijsko funkcijo, medtem ko jih pri računu konstrukcij ponavadi ne upoštevamo pri prenosu horizontalnih obtežb. V literaturi lahko o problematiki obnašanja večslojnih fasadnih panelov pri potresni obtežbi najdemo le omejeno število preiskav. V devetdesetih letih prejšnjega stoletja sta preizkuse nosilnosti fasadnih panelov in njihovega obnašanja kot diafragme izvedli dve raziskovalni skupini. Prva je bila nemška raziskovalna skupina iz Karlsruhe-ja (Baehre in Ladwein 1994), ki je naredila standardne strižne preizkuse s pločevino debeline 0,6 mm (bočni pritisk) in preizkuse obnašanja fasadnih panelov pri obremenjevanju njihovih notranjih oziroma zunanjih pločevin. Naredili so tudi 25 preizkusov petih različnih konfiguracij sistemov fasadnih panelov, s katerimi so hoteli raziskati njihovo delovanje kot diafragme. Pri preizkusih je šlo za fasadne panele z dvema tankima jeklenima pločevinama ($d = 0,6$ mm) in poliuretanskim jedrom (PU) debeline 4 cm. Kljub izredno natančno načrtovanim in izvedenim preizkusom se žal nemški raziskovalci niso odločili za nadaljnje preiskave, pri katerih bi vpliv fasadnih panelov raziskovali na konstrukcijah. Eden izmed vzrokov, zakaj Baehre in Ladwein nista nadaljevala z raziskovanjem panelov, je verjetno dokaj omejena strižna nosilnost sistemov fasadnih panelov. Poglavitni razlog temu je, da sta pri preizkusih uporabila klasične spoje. Njihovo število in razporeditev so predstavljali posnetek dejanskega stanja v praksi. Tako sta za spoje fasadnih panelov z jekleno podkonstrukcijo (spoj panel – okvir) uporabila 4

do 8 vijakov ($d = 6,3$ mm) na tekoči meter, za t. i. šivanne spoje (spoj panel – panel) pa 2 do 4 vijake na tekoči meter.

V istem času se je z enako problematiko ukvarjal De Matteis (CREA 1997), ki je s sodelavci v okviru projekta EU »Analysis of the Contributing Effect of Building Panels on Steel Structures Resistance to Seismic and Aeolian Phenomena« opravil eksperimentalne preiskave potresnega odziva večslojnih fasadnih panelov. Omenjeni avtor je preizkušal tri različne sisteme fasadnih panelov monotono in ciklično do porušitve. Pri preizkusih je šlo za fasadne panele z enakimi geometrijskimi karakteristikami kot pri preizkusih Baehra in Ladweina. Preizkušeni je bili sistemi treh fasadnih panelov dimenzije 300/250 cm v treh različicah, ki so se med sabo razlikovale po vrsti šivanega spoja (spoj panel – panel), medtem ko je bil spoj panel – okvir v vseh treh primerih enak. Spoj panel – okvir je imel 18 vijakov na tekoči meter, vijaki debeline 8,0 mm so bili razporejeni v razmaku 11 cm v dveh vrstah. Vijaki uporabljeni v šivanem spoju pa so bili debeline 6,3 mm, medsebojna razdalja pa je bila 20 cm. Rezultati preizkusov spojev sistema fasadnih panelov in njihovo matematično modeliranje je predstavljeno v De Matteis (1999a, b). Nosilnosti preizkušancev so bile 88 kN, 132 kN in 136 kN za tip šivanega spoja A, B oziroma C (De Matteis et al 2000a). Dobljene nosilnosti so izredno visoke, kar je posledica velikega števila spojev, ki pa so na žalost zelo dragi. Avtor je na osnovi preizkusov predlagal ovojnico in histerezni model za sistem fasadnih panelov. Na podlagi predlaganega matematičnega modela je De Matteis (2000b) analiziral jekleno industrijsko halo dimenzij 15,0/35,0 m pri dinamični obtežbi. Prav tako pa je De Matteis (2005) vpliv fasadnih panelov na dvo-, pet- in sedem-etažni jekleni okvirni konstrukciji pokazal s parametrično študijo.

Teste fasadnih sendvič panelov smo v sodelovanju s podjetjem Trimo, d.d., Trebnje v letu 2007 izvedli tudi sami (Rozman et al. 2008b). Izvedenih je bilo 9 testov sistema treh fasadnih panelov FTV 120 (dimenzije sistema panelov: 3,0 x 2,6 m) s petimi različnimi konfiguracijami pritrjevanja. Prvi dve (osnovni) konfiguraciji, ki se ponavadi uporabljata v praksi, sta pokazali, da sta neprimerni za prenos horizontalnih obtežb, medtem ko so ostale tri (izboljšane) konfiguracije pritrjevanja pokazale, da je prenos horizontalnih sil ob izboljšavi pritrjevanja možen. Poleg osnovnih testov je bilo izvedeno 30 testov spojev dveh pločevin, ki bodo služili za izboljšavo detajlov pritrjevanja sendvič panelov proizvajalca Trimo, d.d., Trebnje.

Strižna nosilnost in togost sta pri fasadnih sendvič panelih v največji meri odvisni od načina pritrditve, za kar se ponavadi uporablja vijake iz nerjavnega jekla ($d = 6,3$ mm). Porušitev pa vedno nastane zaradi plastifikacije in trganje robne pločevine panela ($t = 0,55$ mm). Opisana porušitev se je pri testih pokazala kot zelo duktilna. So pa testi pokazali možno porušitev vijakov pri nizkocikličnem utrujanju, česar si pri potresu ne želimo. Mnogo raziskovalcev se ukvarja z izboljšavo obstoječih spojev in tako je bilo v zadnjem desetletju narejenih kar nekaj testov pritrjevanj (Fülöp et al. 2004a, b, Fiorino et al. 2007). Na splošno so do sedaj opravljeni testi pokazali, da bi lahko z izboljšavo spojev panel – okvir strižno nosilnost fasadnih sendvič panelov močno povečali in bi lahko njihov vpliv upoštevali tudi pri računu konstrukcij.

Na drugi strani so strižni paneli* (SP) primarno namenjeni prenosu strižnih sil (nosilni sistem), kar se kaže tudi po tem, da je področje SP raziskovalno izredno močno razvito. V disertaciji smo obravnavali jeklene strižne panele (JSP), zato smo se zaradi izredne obsežnosti problematike SP, pri pregledu literature omejili le na JSP. Jekleni strižni paneli (JSP) so se v preteklosti v ZDA in Kanadi dokaj pogosto uporabljali kot konstrukcijski sistem za prenos horizontalnih obtežb v stavbah. Do začetka 80-tih prejšnjega stoletja so projektanti za projektno nosilnost JSP uporabljali vrednost elastične kritične strižne nosilnosti, ki je določena po linearni teoriji izbočenja. Posledica tega je bilo dimenzioniranje JSP z močnimi ojačitvami, kar pa zaradi višjih stroškov, v primerjavi z armiranobetonskimi strižnimi stenami, ni bilo privlačno za uporabo v praksi. Čeprav je Basler (1961) pokazal, da natezno polje stojine visoko-stenskega jeklenega nosilca v postkritičnem območju zagotovi precejšno nosilnost, togost in duktilnost, tega fenomena niso izkoriščali do sredine 80-tih let prejšnjega stoletja. Prvi, ki je formuliral idejo o izkoriščanju nateznega polja JSP v postkritičnem območju, je bil Thorbull (1983). S preizkusi sta idejo potrdila Timler in Kulak (1983), prav tako pa tudi njene ekonomske prednosti (Timler 1998).

Nadaljnje raziskave JSP so šle v smer vpliva členkaste oziroma toge povezave stebra (vertikalnega obodnega elementa - VBE) in prečke (horizontalnega obodnega elementa - HBE), (Caccese et al. 1993). Dinamični odziv JSP sta obravnavala Sabouri-Ghomi et al. (1992) in Rezai (1999). Vpliv odprtih JSP sta prva raziskala Roberts in Sabouri-Ghomi (1992). Prav tako sta vpliv odprtih JSP obravnavala Vian in Bruneau (2004). Bruneau je skupaj z Berman-om (2005) obravnaval uporabo jekel z nizko mejo tečenja za jeklene strižne panele (JSP). Primerjavo med vijajnim in varjenim spojem med ploščevino in obodnimi elementi je prikazal (Elgaaly 1998). Po metodi končnih elementov sta problematiko raziskovala Elgaaly et al. (1993) in Driver et al. (1997). Driver et al. (1998a) je opravil ciklične teste 4-etažnega jeklenega strižnega panela brez ojačitev v merilu 1:1. Obravnavan JSP je numerično simuliral po MKE (Driver et al. 1998b), rezultate analize po MKE (3D KE) pa je primerjal z rezultati poenostavljenega modela (trakast model; ang. *strip model*, linijski KE). JSP brez ojačitev je eksperimentalno proučeval tudi Lubell et al. (2000).

Elgaaly et al. (1993) je uporabil matematični model po metodi končnih elementov (MKE), ki je temeljil na trakastem modelu (ang. *strip model*), ki ga sta ga predlagala Timler in Kulak (1983). Z matematičnim modelom je simuliral eksperimente, ki jih je izvedel Caccese et al. (1993). Xue in Lu (1994) sta opravila analitično študijo 12-etažnega okvira s tremi polji. V srednjem polju vsake etaže je bil nameščen JSP. Avtorja sta obravnavala več različic obravnavane konstrukcije (tog/členkast spoj stebra in prečka, JSP pripeti na vse obodne elemente oziroma samo na prečki - HBE). Bruneau in Bhagwager (2002) sta z nelinearno dinamično analizo obravnavanje strižnih panelov izdelanih iz jekla z nizko mejo tečenja. Sabouri-Ghomi et al. (2005) je proučeval projektiranje duktilnih JSP. Tajvanski raziskovalci so analitično, eksperimentalno in numerično obravnavali štiri enake dvoetažne JSP brez

* Največkrat se uporabljajo jekleni strižni paneli (JSP).

ojačitev (Tsai et al. 2010). Na podlagi rezultatov študije so predlagali določene dopolnitve pri projektiranju in dimenzioniranju JSP (Li in Tsai 2010).

V zadnjem desetletju sta področje uporabe jeklenih strižnih panelov (JSP) brez ojačitev standardizirali Kanada (CSA 2001) in ZDA (AISC 2005a), kar vodi k njihovi še večji njihovi uveljavitvi v praksi. Posledica večje uporabe JSP pa je tudi veliko število raziskovalcev, ki se ukvarjajo s tem področjem (Kharrazi et al. 2008, Qu et al. 2009, Rahai et al. 2009, Shishkin et al. 2009, Lashgari 2009).

Raziskave dokazujejo, da lahko s strižnimi paneli močno povečamo nosilnost in togost, ter s tem posledično izboljšamo potresno odpornost okvirnih konstrukcij. Strižni paneli so zelo primerni tudi za potresno utrditev obstoječih okvirnih stavb (Mistakidis et al. 2007, Formisano et al. 2008, De Matteis et al. 2009), saj zahtevajo manjše in relativno nezahtevne posege na konstrukciji.

1.3 Tema doktorske disertacije

V okviru disertacije smo preučevali vpliv večslojnih fasadnih panelov in strižnih panelov na odziv okvirnih konstrukcij pri potresni obtežbi. Fasadni sendvič paneli so nekonstrukcijski elementi, ki jih ponavadi zanemarimo pri računski analizi konstrukcije. Na drugi strani so strižni paneli (SP) konstrukcijski elementi, s katerimi povečamo togost in nosilnost okvirnih stavb. Omogočajo prihranek pri primarni nosilni konstrukciji, izboljšajo potresno odpornost okvirnih konstrukcij (disipiranje energije), prav tako pa je z njimi mogoče potresno utrditi obstoječe okvirne konstrukcije. Zaradi nepredvidljivega poteka potresa mora konstrukcija prevzeti čim bolj raznoliko potresno obtežbo. Pri tem pa je lahko vpliv obravnavanih elementov kljub temu, da se praviloma zanemari (zlasti vpliv fasadnih panelov), v določenih primerih izredno pomemben.

V prvem delu disertacije smo se posvetili obnašanju večslojnih fasadnih panelov pri horizontalni obtežbi. Po svetu je uporaba večslojnih panelov, ki jih imenujemo tudi sendvič paneli, zelo razširjena. Večslojne panele delimo na fasadne in strešne. Strešni paneli se od fasadnih panelov razlikujejo v tem, da morajo biti stiki med sosednimi strešnimi paneli popolnoma vodotesni, medtem ko so osnovna zasnova obeh vrst panelov in njuna pritrdilna sredstva zelo podobni. Uporaba večslojnih panelov je razširjena zlasti v Evropi, kjer se paneli uporabljajo zlasti na industrijskih in poslovnih stavbah okvirne zasnove. Tudi uporaba večslojnih panelov na stanovanjskih stavbah ni redka. Prednosti večslojnih panelov so zlasti nizka teža, dobre termo in hidro-izolativne lastnosti, hitra montaža in moderen izgled. V 90-tih letih prejšnjega stoletja je bilo v Evropi več poskusov uporabe večslojnih fasadnih panelov kot konstrukcijskih sistemov za prenos horizontalnih obtežb. V disertaciji smo se odločili raziskati obnašanje večslojnih fasadnih panelov in načinov pritrdjevanj, ki se uporabljajo v Sloveniji in sosednih državah (Trimo, d.d., Trebnje). Najprej smo se lotili matematičnega modeliranja sistema fasadnih panelov, ki smo jih v prvi fazi raziskave eksperimentalno preizkusili. Tako smo matematično modelirali spoje panel – okvir in spoje panel – panel. Pri obeh tipih spojev smo se odločili, da smo modelirali samo notranjo pločevino fasadnega panela. Ta predpostavka nam je močno olajšala modeliranje spojev. Matematično modeliranje spoja pločevine in vijaka smo opravili na dva

načina. Pri prvem načinu smo spoj modelirali z metodo končnih elementov (MKE), pri drugem postopku pa smo uporabili formule, podane v Evrokodu 3. Iz rezultatov analize spoja pločevine in vijaka smo definirali ovojnice spoja panel – okvir in spoja panel – panel. Dobro definiranje obnašanja spojev je bistven pogoj do opisa obnašanja skupine fasadnih panelov v enem polju, ki jih imenujemo tudi sistem fasadnih panelov (SFP). SFP smo matematično modelirali po MKE na dva načina. Pri prvem načinu smo s programom ABAQUS SFP modelirali s 3-D KE (8-vozljiščni KE). Pri drugem načinu pa smo SFP modelirali poenostavljeno. Tako smo modelirali posamezne notranje pločevine fasadnih panelov, ki smo jih povezali med sabo s nelinearnimi vzmetmi (spoji panel – panel). Prav tako pa smo z nelinearnimi vzmetmi modelirali tudi spoje panel – okvir. S poenostavljenim modelom smo dobili veliko boljše rezultate kot z matematičnim modelom z 3D KE (ABAQUS). Poenostavljen model smo verificirali z eksperimentalnimi rezultati devetih preizkusov, ki smo jih izvedli. Z verificiranim matematičnim modelom SFP smo izvedli parametrično študijo obnašanja različnih SFP, ki so se med sabo razlikovali po dimenzijah, obliki in številu spojev panel – okvir. Tako smo nadgradili raziskavo o obnašanju SFP, saj zaradi omejenega števila preizkušancev z eksperimenti nismo mogli zajeti vseh parametrov, ki vplivajo na obnašanje. S predlaganim matematičnim modelom lahko z nelinearno statično analizo (pushover) dokaj natančno ocenimo nosilnost in togost poljubnega SFP. Dobljeni odnos sila – pomik smo idealizirali in ga pretvorili v odnos, ki velja za nadomestno diagonalo, s katero nadomestimo SFP pri modeliranju okvirnih konstrukcij. Tako smo izdelali postopek s katerim lahko upoštevamo vpliv fasadnih panelov pri analizi okvirnih konstrukcij.

Z eksperimenti in numeričnimi simulacijami smo ugotovili, da je nosilnost SFP, kateri ima 4 spoje panel – okvir na tekoči meter, dokaj omejena. Seveda bi bilo najenostavneje povečati število spojev in s tem tudi nosilnost sistema fasadnih panelov (SFP), vendar bi bilo to iz ekonomskega stališča nesprejemljivo. Predlagan postopek upoštevanja fasadnih panelov pri okvirnih konstrukcijah smo prikazali pri enoetažni tipski jekleni hali. Obravnavano konstrukcijo smo analizirali z elastično in nelinearno statično analizo. Obravnavali smo več različic brez upoštevanja fasadnih panelov in z njim. Glavni cilj študije jeklene hale sta bili ocena potresne kapacitete in obnašanja konstrukcije v določeni smeri ter ocena vpliva fasadnih panelov na obnašanje jeklene hale. Primerjali smo nihajne oblike in nihajne čase obravnavanih različic jeklene hale, pa tudi odnos med prečno silo pri vpetju in pomikom na vrhu obravnavanih konstrukcij, ki je rezultat nelinearne statične analize.

Matematično smo modelirali tudi nekatere konfiguracije strižnih panelov (SP), katerih karakteristike smo vzeli iz literature (CSA 2001 in AISC 2005a). Uporabili smo model z nadomestno natezno diagonalo in trakast model (ang. *string model*), pri katerem JSP modeliramo z desetimi nateznimi diagonalami, ki predstavljajo trakove pločevine JSP, ki so obremenjeni v nategu. Osnovni namen tega dela je bil dobiti zanesljiv matematični model, s katerim izračunamo njegove mehanske karakteristike (nosilnost, togost in duktilnost). Na podlagi teh mehanskih karakteristik je nato možno definirati ovojnice nadomestnih diagonal sila – pomik, s katerimi upoštevamo vpliv strižnih panelov v okvirnih konstrukcijah.

Končni cilj pa je bil ovrednotiti velikost vpliva obravnavanih (ne)konstrukcijskih elementov na okvirno konstrukcijo in raziskati, v katerih primerih je lahko obravnavan vpliv tudi neugoden. Na

podlagi tega smo tudi ocenili, ali je mogoče upoštevati vpliv fasadnih sendvič panelov tudi v praksi, oziroma katere izboljšave (zlasti pritrjevanj) so zato potrebne. Pri strižnih panelih pa smo raziskali njihov vpliv na primarno okvirno konstrukcijo in ocenili smiselnost potresnega utrjevanja z njimi.

Glavni cilji disertacije so bili:

- Pridobiti nova znanja na področju potresnega odziva okvirov z večslojnimi fasadnimi paneli in strižnimi paneli.
- Razviti primeren matematični model spojev fasadnih panelov in ga primerjati s testi.
- Razviti primeren matematični model sistema fasadnih panelov (SFP).
- Ugotoviti odvisnost med načinom pritrditve oziroma konfiguracijo sistema fasadnih panelov (SFP) in njegovim prispevkom k potresni odpornosti konstrukcije.
- Izbrati primeren matematični model strižnih panelov (SP) in ga primerjati s testi iz literature.
- Izbrati primeren postopek za upoštevanje vpliva obravnavanih elementov na odziv konstrukcije v poenostavljeni metodi za nelinearno analizo konstrukcij (N2 metoda).
- Predlagati izboljšane načine pritrjevanj fasadnih elementov v okvirnih konstrukcijah.
- Oceniti ustreznost utrjevanja armiranobetonskih okvirnih konstrukcij s strižnimi paneli.

1.4 Vsebina doktorske disertacije

Disertacija je v grobem razdeljena na dva dela. V prvem delu obravnavamo obnašanje večslojnih fasadnih panelov v okvirnih konstrukcijah pri horizontalni obtežbi. Sem spada izdelava in verifikacija matematičnega modela za analizo okvirnih konstrukcij z upoštevanjem vpliva fasadnih panelov. V poglavju 2 izdelamo matematični model ovojnice nadomestne diagonale, s katero nadomestimo vpliv fasadnih panelov v določenem polju konstrukcije. Pri verifikaciji obnašanja sistemov fasadnih panelov (SFP) smo si pomagali z eksperimentalnimi rezultati. V poglavju 3 smo obravnavali eno-etažno jekleno halo z oziroma brez upoštevanjem vpliva fasadnih panelov.

Drugi del disertacije obravnava obnašanje jeklenih strižnih panelov (JSP), ki imajo veliko boljše mehanske karakteristike od fasadnih panelov in so zato zelo primeren konstrukcijski element za prenos horizontalnih obtežb pri večetažnih jeklenih in armiranobetonskih okvirnih konstrukcijah. V poglavju 4 predlagamo matematični model JSP. V poglavju 5 prikažemo potresno analizo z nelinearno statično analizo (pushover) petih različic nesimetrične tri-etažne armiranobetonske konstrukcije SPEAR. Nazadnje v poglavju 6 uporabimo uporabljena orodja iz poglavja 4 za analizo možnosti utrditve več različic konstrukcije SPEAR, ki smo jih obravnavali v poglavju 5. Na podlagi rezultatov kritično ovrednotimo potresno kapaciteto obravnavanih različic konstrukcije SPEAR pred in po utrditvi z jeklenimi strižnimi paneli.

V poglavju 2 smo opisali eksperimentalne raziskave spojev pločevine in vijaka ter devetih preiskav petih različnih konfiguracij sistemov fasadnih panelov (SFP). Preiskave so bile del sodelovanja Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani in podjetja Trimco, d.d., Trebnje. Eksperimentalne podlage smo podrobno preučili in jih numerično obdelali po MKE. Na podlagi naših eksperimentalnih raziskav, numeričnih simulacij in izsledkov drugih avtorjev iz obravnavanega področja, smo predlagali tri modele ovojnice (sila – pomik) spojev okvir – panel in panel – panel. Na

podlagi predlaganih ovojníc smo izdelali poenostavljen matematični model SFP, pri katerem smo spoje modelirali z nelinearnimi vzmetmi. Z obravnavanim matematičnim modelom z nelinearno statično analizo izračunamo mehanske karakteristike poljubnega SFP. Na podlagi rezultatov analize nato definiramo ovojnicu para nadomestnih diagonal, s katerima nadomestimo vpliv fasadnih panelov v okvirnih konstrukcijah.

V poglavju 3 smo razvili matematični model ovojnice para nadomestnih diagonal SFP uporabili za numerične simulacije več različic jeklene eno-etažne hale. Obravnavali smo tipsko jekleno halo proizvajalca Trimo, d.d., Trebnje, dimenzij 15/25 m. Glavni namen je bil oceniti velikost vpliva upoštevanja fasadnih panelov.

V poglavju 4 izberemo najprimernejši matematični model za jeklene strižne panele (JSP) in ga testiramo na primeru JSP.

V poglavju 5 obravnavamo 5 različic nesimetrične tri-etažne armiranobetonske okvirne konstrukcije SPEAR. Osnovna različica konstrukcije SPEAR (Test) je bila projektirana samo na vertikalno obtežbo. Pri projektiranju različice Test so bili upoštevani gradbeni materiali in gradbena prakse iz 70-tih let prejšnjega stoletja. Poleg osnovne različice konstrukcije SPEAR (Test) smo obravnavali še štiri različice, ki smo jih delno oziroma v celoti sprojektirali po Evrokodu 8. Predstavljena je bila primerjava potresnega obnašanja petih različic obravnavane konstrukcije. Primerjali smo plastične mehanizme konstrukcije in potresne kapacitete posameznih obravnavanih različic, ki smo jih določili po N2 metodi, ki je bila razvita na IKPIR-u in je sestavni del Evrokoda 8. Primerjali smo tudi deformacije posameznih različic.

V poglavju 6 obravnavamo možnost utrjevanja okvirnih konstrukcij z jeklenimi strižnimi paneli (JSP), ki smo jih obravnavali v poglavju 4. Za testno konstrukcijo smo si izbrali osnovno različico konstrukcije SPEAR (Test), ki smo jo obravnavali v poglavju 5. Najprej smo predlagali postopek preliminarne dimenzioniranja JSP, ki temelji na N2 metodi. Pri predlaganem postopku z N2 metodo izračunamo za koliko moramo konstrukciji povečati togost, da bo imela zahtevano potresno kapaciteto ($a_{g,req}$). Z nelinearno statično (pushover) analizo smo raziskali kakšni so plastični mehanizmi konstrukcije in kakšen vpliv ima na obnašanje utrjene konstrukcija močnejši JSP (debelejša pločevina ali tog okvir). Na koncu pa smo na podlagi pushover analiz z N2 metodo določili potresno kapaciteto utrjene konstrukcije in jo primerjali s potresno kapaciteto prvotne konstrukcije.

2 VEČSLOJNI FASADNI PANELI

2.1 Uvod

Prav tako kot drugod po Evropi, je tudi v Sloveniji uporaba fasadnih in strešnih panelov (sendvič/večslojnih panelov) zelo razširjena pri okvirnih konstrukcijah, zlasti pri velikih trgovskih in industrijskih objektih. Slovensko podjetje Trimo d.d., Trebnje (v nadaljevanju Trimo) je eden izmed pomembnejših proizvajalcev sendvič panelov v Evropi. Poleg proizvodnje panelov s PU jedrom, ki jih proizvaja v Srbiji, Trimo v Sloveniji proizvaja sendvič panele z jedrom iz mineralne volne. Ti imajo prednost predvsem zaradi dobrih požarnih karakteristikah in predstavljajo višji cenovni razred panelov. Trimova filozofija ne sloni le na proizvodnji sendvič panelov za fasade ali strehe, temveč je usmerjena v razvoj celovite rešitve v smislu arhitekture, statike, gradbene fizike in inovativnosti. Prav zaradi tega smo se skupaj s Trimom odločili za celovit pristop pri preizkusu trimovih panelov pri odzivu na horizontalno obtežbo (potres in veter). Zaradi predpisov v zvezi z varčevanjem energije se je debelina termoizolacije v zadnjem desetletju močno povečala. Tako smo se odločili, da bomo, podobno kot Italijani, testirali sistem treh fasadnih panelov FTV 120, ki imajo jedro iz mineralne volne debeline 12,0 cm. Že zaradi 3-krat večje debeline jedra in drugega materiala lahko sklepamo, da je obnašanje fasadnih panelov nekoliko drugačno kot ga je preučeval De Matteis s sodelavci. Še večjo razliko pa predstavlja dejstvo, da so italijanski raziskovalci obravnavali sistem fasadnih panelov, ki je imel na tekoči meter 18 vijakov, medtem ko Trimo v praksi montira panele z 2 do 3 vijaki na tekoči meter spoja. Tako se pojavi vprašanje kakšno strižno nosilnost, togost in duktilnost sploh ima tak sistem fasadnih panelov in ali je mogoče te mehanske karakteristike izboljšati z ukrepi, ki bi bili ekonomični in s tem primerni za uporabo v praksi.

Opravljenе raziskave lahko razdelimo na dva sklopa. Pri prvem sklopu smo testirali obnašanje spojev dveh jeklenih pločevin, ki sta spojeni z enim vijakom. Tanjša pločevina je obodna pločevina večslojnega fasadnega panela, debelejša pa predstavlja podkonstrukcijo, na katero so privijačeni fasadni paneli. Testirali smo pločevine treh različnih kvalitete, ki jih uporablja Trimo za izdelavo fasadnih in strešnih večslojnih panelov. Uporabili smo dva različna tipa vijakov, ki jih omenjeno podjetje uporablja za montažo panelov. Čeprav je bil prvi sklop le dodatek k drugemu sklopu, kjer smo na testnem okviru testirali 9 sistemov fasadnih panelov, je bila ta faza izjemno pomembna, saj se je izkazalo, da sta poglobitni mehanski karakteristiki sistema fasadnih panelov (ovoj konstrukcije), to sta strižna nosilnost in strižna togost, odvisni od bočne nosilnosti spojev panel – okvir in panel - panel. Zaradi tega smo testirali tudi izboljšani spoj, ki ima dvakratno debelino pločevine. Posledično ima tako sistem panelov večjo strižno nosilnost, oziroma bi lahko za zeleno strižno nosilnost uporabili manj vijakov, kar bi prispevalo k večji ekonomičnosti pritrjevanja.

V drugem sklopu je bilo raziskanih več različnih načinov pritrjevanja panelov na jekleno podkonstrukcijo. Glavni cilj je bil preveriti delovanje sistema fasadnih panelov kot diafragme pri

različnih načinov pritrjevanja. Določene so bile osnovne mehanske lastnosti, kot sta strižna nosilnost in togost preizkušancev. V praksi se za tipične objekte najpogosteje uporablja 2 do 4 vijake na meter spoja med panelom in jekleno podkonstrukcijo. Poleg minimalnega načina pritrditve (2 vijaka na meter) smo preizkušali še štiri nove možne načine pritrjevanja panelov. Tako smo preučevali vpliv povečevanja števila vijakov v spoju med panelom in jekleno podkonstrukcijo in vpliv šivanega spoja med posameznimi paneli, ki pa se je do sedaj v praksi le redko uporabljal. Šivani spoj je sestavljen iz aluminijastega traku in vijakov. Možni sta dve izvedbi; enostranska, z aluminijastim trakom samo na eni strani panela in dvostranska, kjer je aluminijast trak na obeh straneh panelov. V eksperimentih sta bili zajeti obe izvedbi šivanega spoja in raziskan je bil tudi vpliv števila vijakov v šivanem spoju. Opravljeni so bili preizkusi pri monotoni naraščajoči in pri ciklični obtežbi.

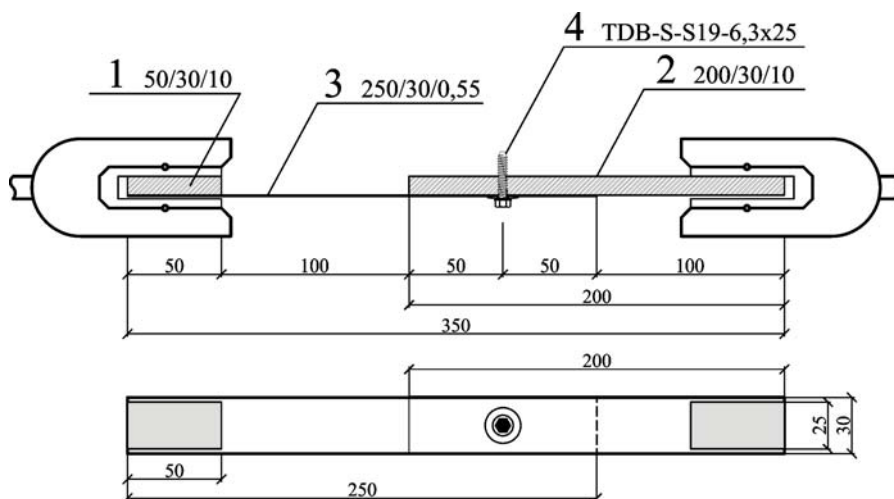
2.2 Preizkusi spojev dveh pločevin

2.2.1 Opis preizkusov

Pri preizkusih spojev dveh pločevin, pri katerem tanjša pločevina predstavlja notranjo pločevino panela, debelejša pa jekleno konstrukcijo (slika 2.1), smo določili nosilnost pločevine (0,55 mm*) oziroma vijaka na bočni pritisk. Preizkus smo izvedli na preizkuševalni napravi AMSLER 100. Trakovi jeklene pločevine dimenzij 250/30/0,55 mm so bili izrezani iz kolotov pločevine kvalitete S250GD, S280GD in S320GD. Posamezen trak jeklene pločevine je bil spojen z jekleno pločevino debeline 10 mm in kvalitete S235, ki je modelirala fasadno podkonstrukcijo na katero so pritrjeni fasadni paneli. Tanjša pločevina je predstavljala notranjo pločevino fasadnega panela, ki prenaša večino sil med fasadno konstrukcijo in fasadnim panelom. Pri preizkusih smo uporabili dva tipa vijakov proizvajalca *SFS intec*:

- TDA-S-S19-6,5x25,
- TDB-S-S19-6,3x25.

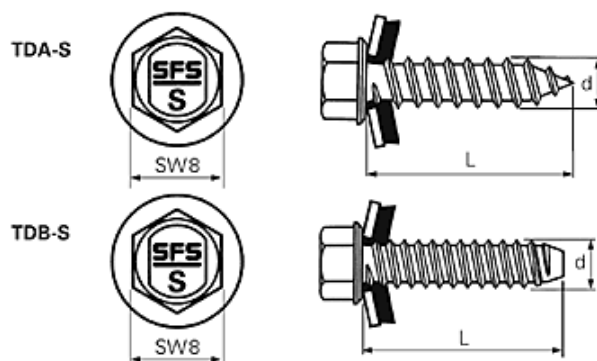
Pri testu smo uporabili jeklo in vijake, ki jih Trimo uporablja za izdelavo oziroma montažo fasadnih panelov. Vijaka TDA-S in TDB-S (slika 2.2) imata podobne geometrijske karakteristike, prvi ima premer navoja 6,5 mm, drugi pa 6,3 mm, medtem ko ima prvi premer stebela 4,5 mm, drugi pa 4,8 mm. Vijaka sta izdelana iz nerjavnega jekla 1.4301 (EN oznaka: X5CeNi1810), ki ima mejo tečenja pri deformaciji 0,2 % ($f_{y,0.2}$) enako 19,0 kN/cm², natezno nosilnost (f_u) pa enako 60,0 kN/cm².



Slika 2.1: Skica preizkusa stika dveh pločevin (vijak TDB-S)

Figure 2.1: Specimen of the joint of the two steel sheeting (bolt TDB-S)

* Debelina jeklene pločevina brez prevleke cinka.



Slika 2.2: Vijaka TDA-S in TDB-S
 Figure 2.2: Bolts TDA-S and TDB-S

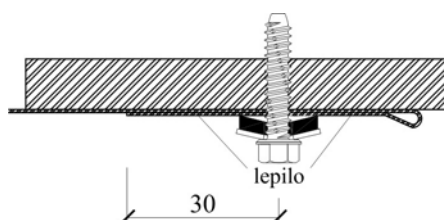
Materialne karakteristike jeklenih trakov so prikazane v preglednici 2.1. Dejanske materialne karakteristike so občutno višje od nominalnih tako, da je testiranje spojev s pločevinami iz jekla različnih kвалitet zgubilo del namena, saj se recimo najnižja in najvišja meja tečenja razlikujeta samo za 9 %.

Preglednica 2.1: Materialne karakteristike jeklenih trakov

Table 2.1: Material characteristics of the steel sheeting

| Jeklo | f_y [kN/cm ²] | f_u [kN/cm ²] | ϵ_u [%] |
|---------|--------------------------------|--------------------------------|---------------------|
| S250 GD | 38,0 | 39,4 | 35,0 |
| S280 GD | 37,5 | 43,5 | 34,5 |
| S320 GD | 41,5 | 43,7 | 30,7 |

Pri pritrditvi fasadnih panelov strižna ravnina poteka skozi navoj vijaka. Iz tega razloga smo pri testih spoja uporabili vijak z navojem po celem stebalu. Pri testiranju smo preizkusili tudi eno izboljšavo v smislu podvojitve debeline pločevine na mestu spoja (slika 2.3). Pločevina debeline 0,55 mm je bila prepognjena in zlepljena med seboj. Ta rešitev je seveda slabša kot različica, pri kateri bi uporabili pločevino z dvakrat večjo debelino, saj lahko pride do porušitve zlepljenega stika, vendar je zanimiva iz vidika, da bi bili na ta način ojačani robovi fasadnih panelov. Namen izboljšave je bil najti nove možne načine pritrjevanj panelov, ki bi na eni strani imeli višjo nosilnost, na drugi strani pa bi bili tudi ekonomični.



Slika 2.3: Detajl izboljšanega stika – podvojena pločevina
 Figure 2.3: Detail of the improved joint – doubled sheeting

2.2.2 Glavne ugotovitve in rezultati preizkusov

Skupaj je bilo izvedenih 29 preizkusov, v nadaljevanju prikazujemo rezultate 6 preizkusov spoja z vijakom TDA-S in 16 preizkusov spoja z vijakom TDB-S (preglednica 2.2). Pri preizkusih smo preverili kakšen vpliv ima:

- različen tip vijaka,
- različen odmik vijaka od prostega roba pločevine vijaka (20, 30, 40 in 50 mm),
- različna kvaliteta jekla pločevin (S250GD, S280GD in S320GD),
- podvojena debelina pločevine.

Preglednica 2.2: Program testiranja spoja med jekleno konstrukcijo in pločevino panela

Table 2.2: Program of the test of the thin sheeting joint

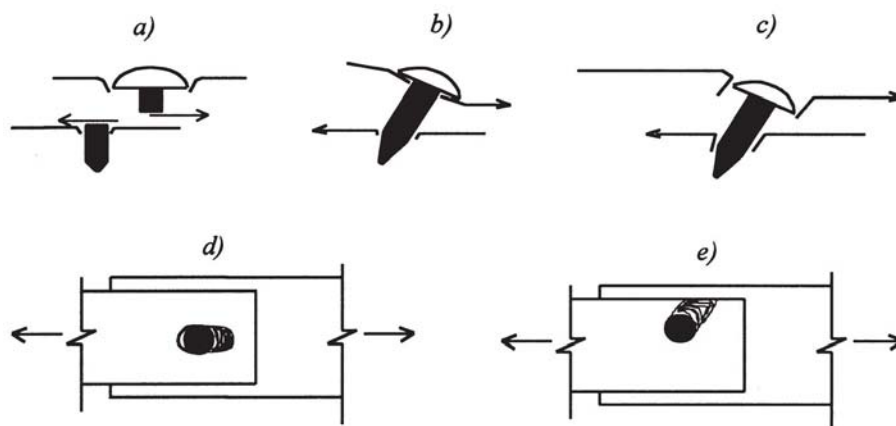
| Preizkus | Pločevina št. 1 (glej sliko 2.1) | Pločevina št. 2 | Pločevina št. 3 | Odmik vijaka od prostega roba pl. št 3 |
|----------|-------------------------------------|-----------------|---------------------------------|--|
| A-1-1* | 50/30/10 | 200/30/10 | 250/30/0,55 (S250) | 50 |
| A-1-2 | 50/30/10 | 200/30/10 | 250/30/0,55 (S250) | 50 |
| A-2-1 | 50/30/10 | 200/30/10 | 250/30/0,55 (S280) | 50 |
| A-2-2 | 50/30/10 | 200/30/10 | 250/30/0,55 (S280) | 50 |
| A-3-1 | 50/30/10 | 200/30/10 | 250/30/0,55 (S320) | 50 |
| A-3-2 | 50/30/10 | 200/30/10 | 250/30/0,55 (S320) | 50 |
| B-1-1 | 50/30/10 | 200/30/10 | 250/30/0,55 (S250) | 50 |
| B-1-2 | 50/30/10 | 200/30/10 | 250/30/0,55 (S250) | 50 |
| B-1-3 | 50/30/10 | 200/30/10 | 250/30/0,55 (S250) | 50 |
| B-1-4 | 50/30/10 | 200/30/10 | 250/30/0,55 (S250) | 20 |
| B-2-1 | 50/30/10 | 200/30/10 | 250/30/0,55 (S250) | 20 |
| B-2-2 | 50/30/10 | 200/30/10 | 250/30/0,55 (S250) | 20 |
| B-3-1 | 50/30/10 | 200/30/10 | 250/30/0,55 (S250) | 30 |
| B-3-2 | 50/30/10 | 200/30/10 | 250/30/0,55 (S250) | 30 |
| B-4-1 | 50/30/10 | 200/30/10 | 250/30/0,55 (S250) | 40 |
| B-4-2 | 50/30/10 | 200/30/10 | 250/30/0,55 (S250) | 40 |
| B-5-1 | 50/30/10 | 200/30/10 | 250/30/0,55 (S250) [†] | 20 |
| B-5-2 | 50/30/10 | 200/30/10 | 250/30/0,55 (S250) [†] | 20 |
| B-6-1 | 50/30/10 | 200/30/10 | 250/30/0,55 (S280) [†] | 20 |
| B-6-2 | 50/30/10 | 200/30/10 | 250/30/0,55 (S280) [†] | 20 |
| B-7-1 | 50/30/10 | 200/30/10 | 250/30/0,55 (S320) [†] | 20 |
| B-7-2 | 50/30/10 | 200/30/10 | 250/30/0,55 (S320) [†] | 20 |

* A pomeni preizkuse z vijakom TDA-S, B pa z vijakom TDB-S.

† Podvojena debelina pločevine.

Bočni pritisk vijaka na pločevino povzroči podaljšanje luknje, do katerega lahko pride le v primeru duktilnega materiala. Obtežba lahko narašča vse do porušitve šibkejše komponente, ki je lahko pločevina ali vijak. Evropsko priporočilo (ECCS 1995), ki obravnava obnašanje tankih jeklenih pločevin kot diafragem, obravnava več možnih porušnih mehanizmov, ki so prikazani na sliki 2.4. Prvi obravnavan mehanizem je strižna porušitev vijaka (a), drugi (b) pa nagib vijaka in močna poškodba pločevine. Pri tretjem (c) mehanizmu, ki je podoben kot mehanizem (b), gre za iztrg vijaka skozi tanjšo pločevino. Pri mehanizmu (d) gre za plastifikacijo in trganje pločevine, pri mehanizmu (e) pa gre za nezaželeno plastifikacijo in trganje pločevine ob stranskem robu. Priporočilo predpisuje najmanjšo stransko oddaljenost od središča luknje (e_2) in sicer najmanj 1,5-kratni premer luknje

oziroma najmanj 10 mm, kar je bilo upoštevano pri naših preizkusih spojev panel – okvir ($e_2 = 15$ mm). Porušni mehanizem (a) je najbolj krhek, medtem ko sta porušitvi (c) in (d) najbolj duktilni.

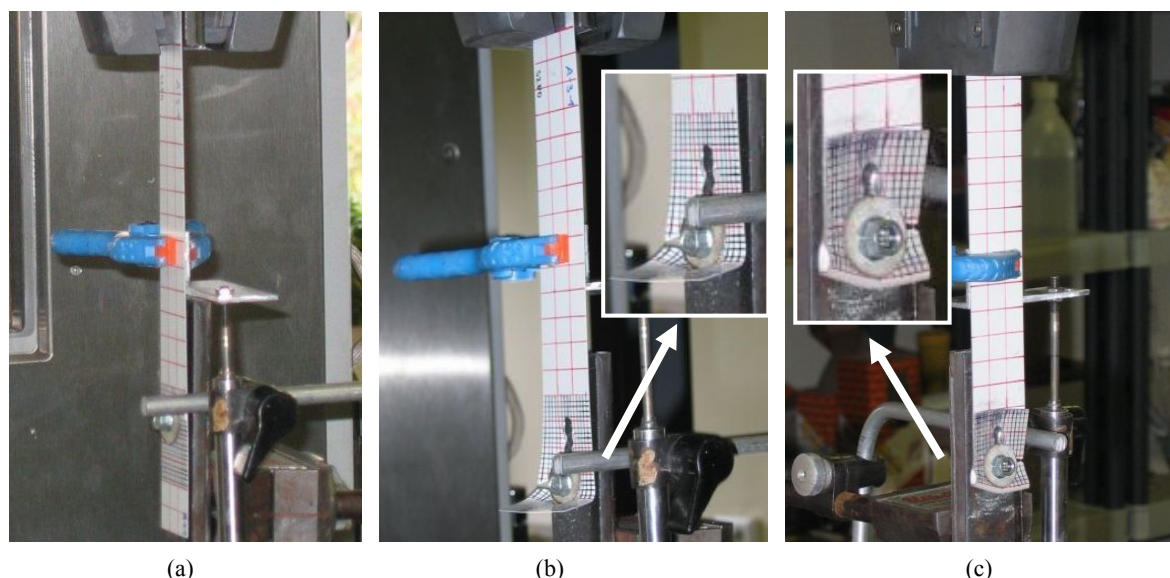


Slika 2.4: Porušni mehanizmi pritrdilnih sredstev v strigu
Figure 2.4: Failure mode for mechanical fasteners in shear

V našem primeru smo omejeni le na tanko jekleno pločevino, ki je zaradi svoje majhne debeline ($d = 0,55$ mm) v primerjavi s premerom stebila vijaka (d_s (TDA-S) = 4,5 mm oziroma d_s (TDB-S) = 4,8 mm), vedno merodajna za nastanek porušnega mehanizma. Tako je v vseh primerih prišlo do plastifikacije in trganja tanjše pločevine (slika 2.4d). Pri izjemno velikih pomikih (nad 15 mm) pa je prišlo do naslednjih dveh primerov porušitve:

- porušitev neto prereza tanjše pločevine,
- iztrg vijaka (posledica velike ovalizacije luknje).

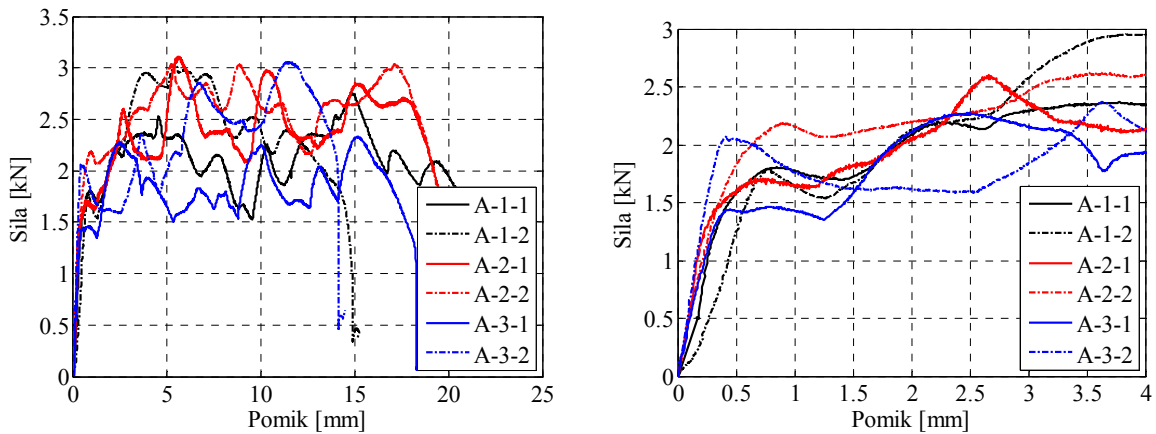
V večini primerov je šlo za kombinacijo obeh porušitev, t. j., ko je prišlo do močne poškodbe oslabiljenega prereza (slika 2.5 (b)), se je iztrgal vijak. Jeklene pločevine so se izkazale za izredno duktilne, saj je pri obremenjevanju preizkušancev prišlo do velike ovalizacije luknje, ki se je podaljšala tudi za 5-kratno vrednost svojega premera (slika 2.5 (b)). Pri tem je prišlo do tako imenovanega »trganja« pločevine, kar je imelo za posledico veliko nihanje nosilnosti na bočni pritisk v plastičnem območju. To nihanje nosilnosti ima v vseh primerih naših preizkušancev pozitiven trend (slike 2.6 do 2.8).



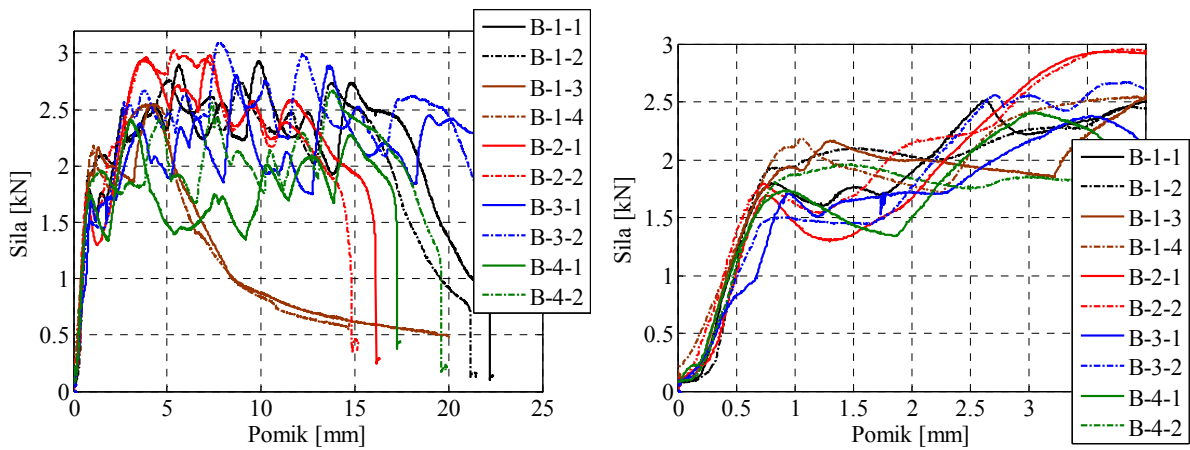
Slika 2.5: Deformiranje preizkušancev A-2-1 (a, b) in B-6-1 (c)
Figure 2.5: Deformation of the specimens A-2-1 (a, b) and B-6-1 (c)

Na sliki 2.5 sta predstavljeni plastifikaciji preizkušancev A-2-1 in B-6-1. Pri vseh primerih je prišlo do plastifikacije pločevine na mestu vijaka. Do plastifikacije v okolici pritiska vijaka na pločevino je prišlo, ker se napetosti zaradi točkovne obremenitve v pločevini povzpnejo čez napetost tečenja že ob majhni obtežbi. Značilno je tudi, da je porušitev spoja duktilna in ne pride do padanja nosilnosti, pač pa nosilnost v plastičnem območju deformiranja narašča do porušitve. Do porušitev je pri preizkušancih, zaradi razmeroma ozke pločevine (30 mm), prišlo po neto presekih. Tako lahko zaključimo, da so realni spoji panela z jekleno konstrukcijo kvečjemu duktilnejši kot spoji, ki so bili testirani. Pri testih z enojno pločevino na mestu spoja je prišlo do porušitve pri pomikih med 18 in 21 mm, pri testih z dvojno pločevino pa pri pomikih med 12 in 15 mm.

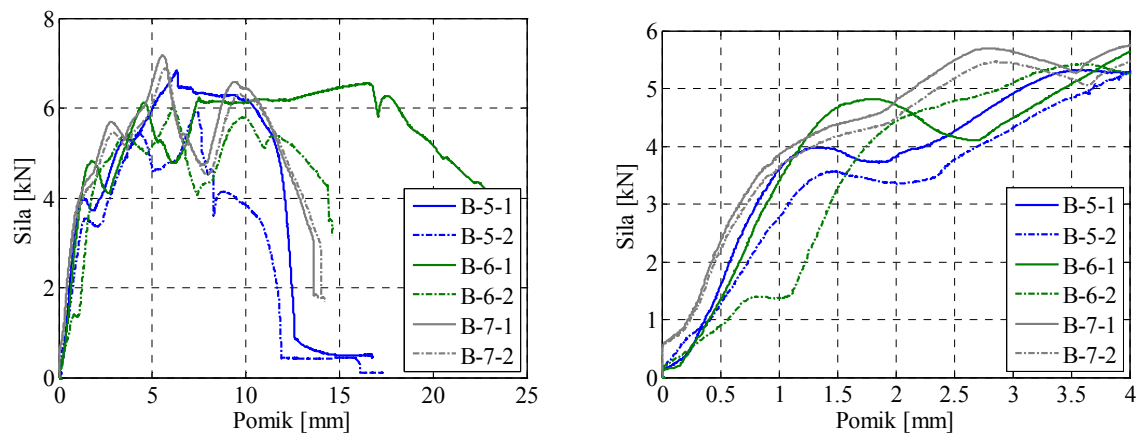
Na sliki 2.6 so predstavljeni rezultati preizkušanja nosilnosti na bočni pritisk z vijakom TDA-S. Primerjamo lahko diagrame nosilnosti za tri kvalitete jekla (S250, S280 in S320). Obnašanje je pri vseh šestih primerih približno enako, kar je posledica podobnih materialnih karakteristik pločevin (preglednica 2.1). Na sliki 2.7 so predstavljeni rezultati testov z vijakom TDB-S za različne odmike vijaka od prostega roba. Primerjava nosilnosti na bočni pritisk pokaže, da so nosilnosti za odmike vijaka od 20 do 50 mm v inženirskem smislu enake. To je razumljivo zaradi izredno majhne debeline pločevine ($d = 0,55$ mm), saj znašajo razmerja $e_1/d = 36$ do 91. Pri pločevinah, debelejših od 3,0 mm, EN 1993-1-8 zahteva razmerje e_1/d večje od 3, v nasprotnem primeru standard zmanjša nosilnost na bočni pritisk. Pri primerjavi rezultatov preizkusov z vijakom TDA-S in TDB-S je možno ugotoviti, da razlik v nosilnosti v inženirskem smislu ni. Posebni detajl, s katerim smo podvojili debelino pločevine, prinese približno dvakrat večjo nosilnost na bočni pritisk, kar je pričakovano. Večja neznanka je bila duktilnost lepljenega stika, vendar je bilo njegovo obnašanje dobro (slika 2.8). Pri pomikih preizkušanca nad 10 mm je prišlo do porušitve stika (delaminacije), kar se odraža na 40 % manjši duktilnosti tega posebnega stika (slika 2.8).



Slika 2.6: Primerjava rezultatov testov na bočni pritisk za vijak TDA-S
Figure 2.6: Comparison of the results (TDA-S)



Slika 2.7: Primerjava rezultatov testov na bočni pritisk za vijak TDB-S
Figure 2.7: Comparison of the results (TDB-S)



Slika 2.8: Primerjava rezultatov testov na bočni pritisk za vijak TDB-S in podvojeno pločevino
Figure 2.8: Comparison of the results (TDB-S) and doubled steel sheeting

2.2.3 Modeliranje preizkusov spojev dveh pločevin

Teoretično modeliranje

Pri pregledu rezultatov naletimo na težavo kako definirati mehanske karakteristike spoja, saj zaradi cikličnega fenomena trganja pločevine prihaja do padca nosilnosti in nato spet do naraščanja le-te. Pri tem je opazen pozitiven trend naraščanja nosilnosti, ki je posledica utrjevanja materiala. V primeru, da bi imeli zelo velik odmik luknje od roba pločevine, bi lahko določili tudi maksimalno nosilnost spoja, ki je posledica utrditve materiala. Pri obravnavi vpliva fasadnih panelov na obnašanje okvirnih konstrukcij nas ta podatek ne zanima, ampak nas zanima predvsem obnašanje spoja v elastični fazi in v začetni fazi plastifikacije.

Ameriški standard (AISC 2005b) definira nosilnost na bočni pritisk za jeklene pločevine debelin nad 3,0 mm vijaka ločeno za mejno stanje uporabnosti (MSU) in mejno stanje nosilnosti (MSN). Za MSU je bočna nosilnost vijaka definirana kot nosilnost pločevine pri podaljšanju luknje za 6,35 mm, za MSN pa je določena zgornja meja bočnega pritiska. Evrokod v nasprotju z AISC poda zgornjo mejo bočnega pritiska z namenom, da se omeji podaljšanje luknje. V našem primeru smo se odločili, da pri preizkusih opazujemo tri vrednosti nosilnosti na bočni pritisk. Prva definirana nosilnost na bočni pritisk ($F_{b,y}$) je maksimalna nosilnost, ki jo preizkušanec doseže do prvega padca nosilnosti. Druga definirana vrednost ($F_{b,2mm}$) je maksimalna nosilnost, ki jo preizkušanec doseže do deformacije 2 mm, tretja definirana vrednost ($F_{b,u}$) pa je maksimalna nosilnost, ki jo preizkušanec doseže. Nosilnosti na bočni pritisk $F_{b,y}$ in $F_{b,u}$ sta bili določeni upoštevajoč Evropsko preliminarno priporočilo (ECCS 2009), medtem ko je bila nosilnost $F_{b,2mm}$ določena le delno po priporočilu, saj priporočilo priporoča določitev maksimalne vrednosti nosilnosti do pomika 3 mm ($F_{b,3mm}$).

V standardu za tanke pločevine EN 1993-1-3 (SIST 2007) je projektna nosilnost na bočni pritisk definirana z naslednjo enačbo:

$$F_{b,Rd} = \frac{\alpha f_u d t}{\gamma_{M2}}, \quad (2.1)$$

kjer je d premer vijaka, t debelina pločevine, f_u natezna trdnost pločevine, α pa je odvisen od razmerja stikajočih pločevin (t_1 je debelina debelejše pločevine):

- (i.) če je $t = t_1$: $\alpha = \min(3, 2\sqrt{t/d}; 2,1)$,
- (ii.) če je $t_1 \geq 2,5 t$ in $t < 1,0$ mm: $\alpha = \min(3, 2\sqrt{t/d}; 2,1)$,
- (iii.) če je $t_1 \geq 2,5 t$ in $t \geq 1,0$ mm: $\alpha = 2,1$,
- (iv.) če je $t < 2,5 t_1 < t$: α določimo z linearno interpolacijo.

Koeficient α predstavlja vpliv prostorskega napetostnega stanja glede na nosilnost pločevine pri enoosnem napetostnem stanju. Vrednost materialnega varnostnega faktorja γ_{M2} je enaka 1,25. Za vrednost α je za pločevino debeline 0,55 mm merodajna druga alineja (ii.), za dvojno debelino pločevine pa alineja (iii.). Rezultati testov so pokazali, da je razmerje nosilnosti med osnovno in podvojeno pločevino 2, kar pa v empirični enačbi (2.1) ni zajeto, saj je nosilnost za pločevine tanjše od 1,0 mm izrazito podcenjena glede na rezultate preizkusov (sliki 2.9 in 2.10). Zato smo obravnavali dve vrednosti nosilnosti na bočni pritisk, ki jo podaja *Evrokod*. Prva vrednost $F_{b,Rd}^1$ upošteva standard v celoti, pri drugi vrednosti $F_{b,Rd}^2$ pa smo za vrednost α upoštevali 2,1 tudi v primeru pločevin tanjših od 1,0 mm. Karakteristična nosilnost na bočni pritisk je definirana z naslednjo enačbo:

$$F_{b,k} = \alpha f_u d t . \quad (2.2)$$

V preglednici 2.3 so prikazani rezultati preizkusov in izračunane nosilnosti po EN 1993-1-3. Opaziti je velik raztros rezultatov. Glede eksperimentalnih nosilnosti, nam največ povesta vrednosti $F_{b,y}$ in $F_{b,2mm}$. Rezultati preizkusov so primerljivi s preizkusi, ki sta jih opravila Baehre in Ladwein (1994). Avtorja sta za referenčno vrednost predpostavila maksimalno vrednost sile do pomika 3 mm ($F_{b,3mm}$). Srednja vrednost desetih opravljenih preizkusov je 2,52 kN, standardna deviacija pa 0,14 kN. V našem primeru je srednja vrednost preizkusov B-1 do B-4 2,35 kN ($F_{b,3mm}$), standardna deviacija pa 0,23 kN. Ob tem moramo poudariti, da ima jeklena pločevina naših preizkušancev 10 % nižjo natezno trdnost, kar pomeni, da bi bila korigirana strižna nosilnost naših preizkušancev 2,61 kN.

Preglednica 2.3: Rezultati testiranja spoja med dvema pločevinama

Table 2.3: Results of the tests of the thin sheeting joint

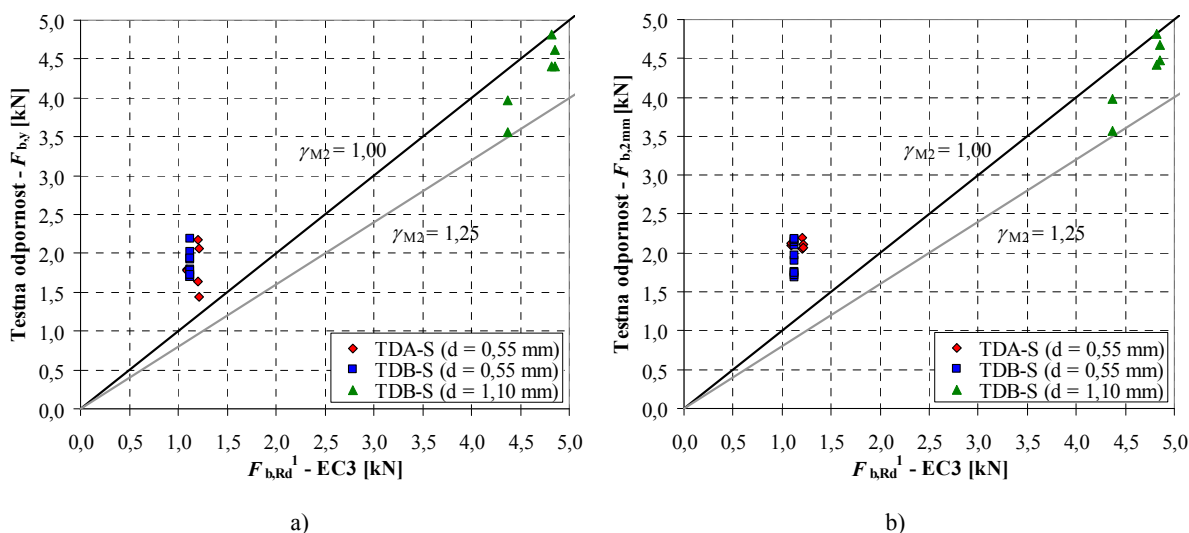
| Preizkusi | | Rezultati preizkusov | | | EN 1993-1-3 | |
|-----------------------------|-----------|----------------------|---------------------|-------------------|----------------------|------------------------|
| | | $F_{b,y}^*$ [kN] | $F_{b,2mm}$ [kN] | $F_{b,u}$ [kN] | $F_{b,Rd}^1$ [kN] | $F_{b,Rd}^2$ † [kN] |
| A-1 | \bar{x} | 1.79 | 2.11 | 2.89 | 1.09 | 2.05 |
| (jeklo S250, vijak TDA-S) | σ | 0.012 | 0.023 | 0.200 | | |
| A-2 | \bar{x} | 1.90 | 2.13 | 3.07 | 1.20 | 2.26 |
| (jeklo S280, vijak TDA-S) | σ | 0.383 | 0.099 | 0.050 | | |
| A-3 | \bar{x} | 1.75 | 2.09 | 2.70 | 1.21 | 2.27 |
| (jeklo S320, vijak TDA-S) | σ | 0.436 | 0.030 | 0.521 | | |
| B-1, B-2, B-3 in B-4 | \bar{x} | 1.85 | 1.94 | 2.79 | 1.13 | 2.18 |
| (jeklo S250, vijak TDB-S) | σ | 0.162 | 0.200 | 0.233 | | |
| B-5 | \bar{x} | 3.77 | 3.77 | 6.38 | 4.37 | 4.37 |
| (jeklo S250, vijak TDB-S) | σ | 0.288 | 0.292 | 0.651 | | |
| B-6 | \bar{x} | 5.13 | 4.62 | 6.29 | 4.82 | 4.82 |
| (jeklo S280, vijak TDB-S) | σ | 0.454 | 0.278 | 0.373 | | |
| B-7 | \bar{x} | 5.55 | 4.58 | 7.03 | 4.85 | 4.85 |
| (jeklo S320, vijak TDB-S) | σ | 0.165 | 0.136 | 0.209 | | |

* Indeks **b** se nanaša na nosilnost oziroma togost spoja dveh pločevin.

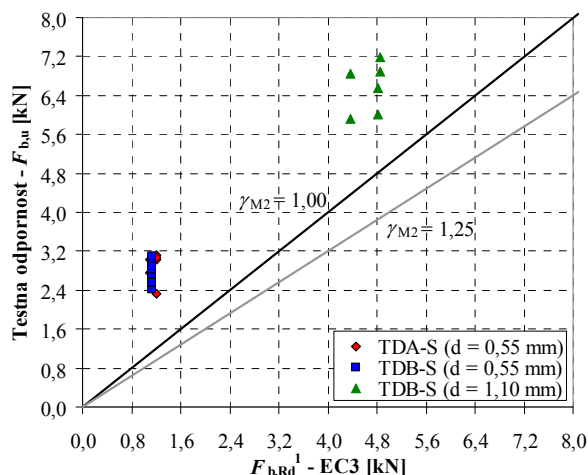
† Karakteristična nosilnost na bočni pritisk $F_{b,k}$ je 25 % višja od projektne nosilnosti $F_{b,Rd}^1$ oziroma $F_{b,Rd}^2$.

Poleg strižne nosilnosti pločevin je pomembna tudi togost preizkušanca. Definirali smo dve togosti, togost $k_{b,0}$ je definirana kot maksimalna togost preizkušanca na intervalu $0,2 F_{b,y}$ do $0,8 F_{b,y}$. Za preizkuse serije A smo dobili togost $k_{b,0}$ enako 4,21 kN/mm, za preizkuse B-1 do B-4 (enojna pločevina) pa 3,94 kN/mm. Pri preizkusih B-5 do B7 (zlepljena pločevina) pa je bila maksimalna togost 4,53 kN/mm. Iz tega je jasno razvidno, da je zlepljen stik med pločevinama podajen, kar se je dalo pri preizkusih tudi vizualno zaznati. Druga definirana togost $k_{b,1}$, ki je določena kot povprečna začetna togost spoja od začetka obremenjevanja do sile, kjer nosilnost prvič pade ($F_{b,y}$). Srednja vrednost togosti ($k_{b,1}$) za preizkuse serije A je 2,32 kN/mm, standardna deviacija pa je 0,127 kN/mm. Za preizkuse B-1 do B-4 sta povprečni vrednosti togosti in standardne deviacije 2,24 kN/mm oziroma 0,164 kN/mm, za preizkuse B-5 do B-7 pa 3,01 kN oziroma 0,269 kN/mm. Tudi pri tej primerjavi opazimo, da lepljen stik med dvema pločevinama debeline 0,55 mm ni tog. Povzamemo lahko, da se pri podvojeni (z lepljenim stikom) standardni pločevini večslojnih fasadnih panelov nosilnost poveča za 95 %, povprečna začetna togost ($k_{b,1}$) pa le za 34 %.

Na slikah 2.9 in 2.10 so prikazane primerjave med eksperimentalnimi vrednostmi nosilnosti na bočni pritisk in vrednostmi po standardu EN 1993-1-3, ki podaja vrednost materialnega varnostnega faktorja γ_{M2} enako 1,25. Pri primerjavah smo se odločili, da za teoretične nosilnosti uporabimo materialni enak 1,00. Opazimo, da eksperimentalne vrednosti ($F_{b,y}$ in $F_{b,2mm}$; slika 2.9) za preizkuse z enojno pločevino presegajo teoretično nosilnost po standardu v obeh primerih upoštevanja materialnega varnostnega faktorja. Medtem ko pri dvojni pločevini rezultati padejo ravno med obe vrednosti teoretične nosilnosti. Posledično je maksimalna eksperimentalna nosilnost preizkušancev ($F_{b,u}$) veliko višja od vrednosti, ki jih podaja standard.

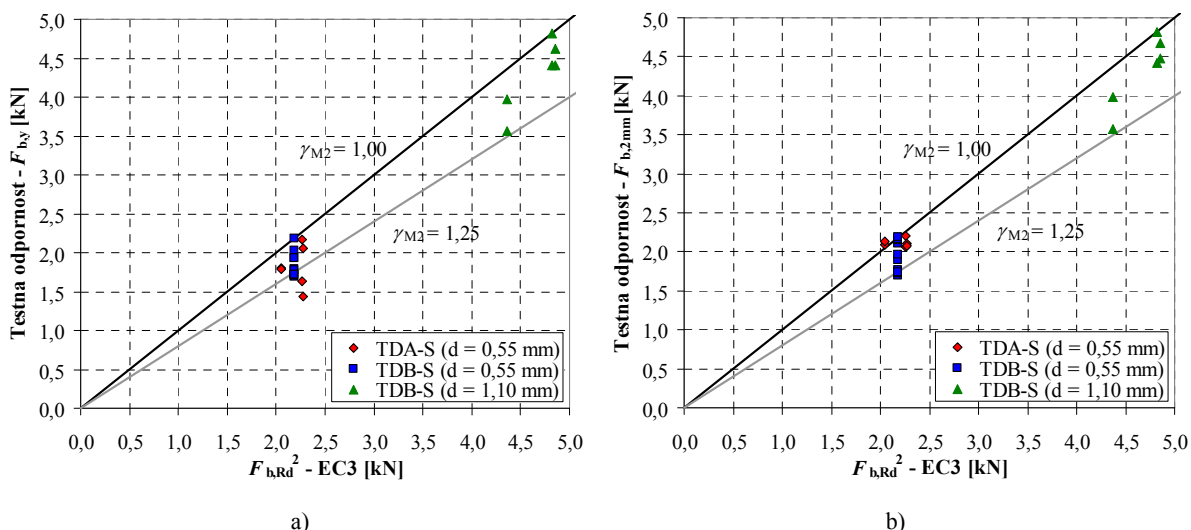


Slika 2.9: Primerjava eksperimentalno določenih nosilnosti ($F_{b,y}$, $F_{b,Rd}$) in teoretičnih nosilnosti $F_{b,Rd}^1$ po EN 1993-1-3
 Figure 2.9: Comparison of the experimental and theoretical resistances $F_{b,Rd}^1$ according to EN 1993-1-3

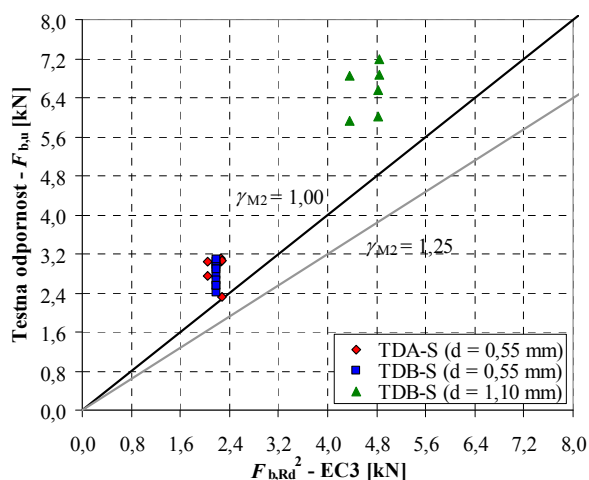


Slika 2.10: Primerjava eksperimentalno določenih nosilnosti ($F_{b,u}$) in teoretičnih nosilnosti $F_{b,Rd}^1$ po EN 1993-1-3
Figure 2.10: Comparison of the experimental ($F_{b,u}$) and theoretical resistances $F_{b,Rd}^1$ according to EN 1993-1-3

Na slikah 2.11 in 2.12 so prikazane enake primerjave za primer, ko je vrednost α v enačbi (2.1) za vse primere debeline pločevine enaka 2,1. Vidimo, da je maksimalna nosilnost do pomika 2,0 mm ($F_{b,2mm}$; slika 2.11b) v vseh primerih večja kot nosilnost po standardu ($\gamma_{M2} = 1,25$). Maksimalne nosilnosti (slika 2.12) so celo v vseh primerih večje od teoretične nosilnosti z upoštevanjo varnostjo 1,00. Iz opravljenih primerjav lahko zaključimo, da EN 1998-1-3 daje dobro napoved nosilnosti jeklene pločevine na bočni pritisk, ki pa je konservativna, saj so vrednosti naših dveh definiranih nosilnosti $F_{b,y}$ in $F_{b,2mm}$, ki sta bili definirani glede na omejitve pomikov (MSU), nekoliko višje kot vrednosti, ki jih podaja standard EN 1993-1-3.



Slika 2.11: Primerjava eksperimentalno določenih nosilnosti ($F_{b,y}$, $F_{b,2mm}$) in teoretičnih nosilnosti $F_{b,Rd}^2$ delno po EN 1993-1-3
Figure 2.11: Comparison of the experimental and theoretical resistances partially according to EN 1993-1-3



Slika 2.12: Primerjava eksperimentalno določenih nosilnosti ($F_{b,u}$) in teoretičnih nosilnosti $F_{b,Rd}^2$ delno po EN 1993-1-3
Figure 2.12: Comparison of the experimental ($F_{b,u}$) and theoretical resistances $F_{b,Rd}^2$ according to EN 1993-1-3

Poleg nosilnosti na bočni pritisk, je izjemno pomemben podatek togost spoja dveh pločevin. Žal standard EN 1993-1-3 tega področja ne obravnava. Zato smo uporabili semi-empirično enačbo Bryana (1993), ki podaja podajnost spoja na naslednji način:

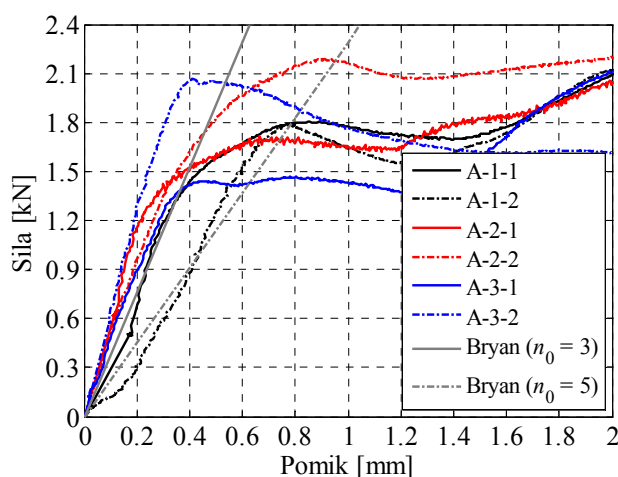
$$c = 5n_0(10/t_1 + 10/t_2 - 2)10^{-3} \quad [\text{mm/kN}], \quad (2.3)$$

kjer sta t_1 in t_2 debelini pločevin, n_0 je koeficient, ki je odvisen od pozicije strižne ravnine in je enak 5, če strižna ravnina poteka skozi navoje, oziroma 3, če poteka skozi steblo. Za primer, ko se vijak in luknja popolnoma ujemata (brez zračnosti), avtor priporoča koeficient 0,6 za zmanjšanje podajnosti.

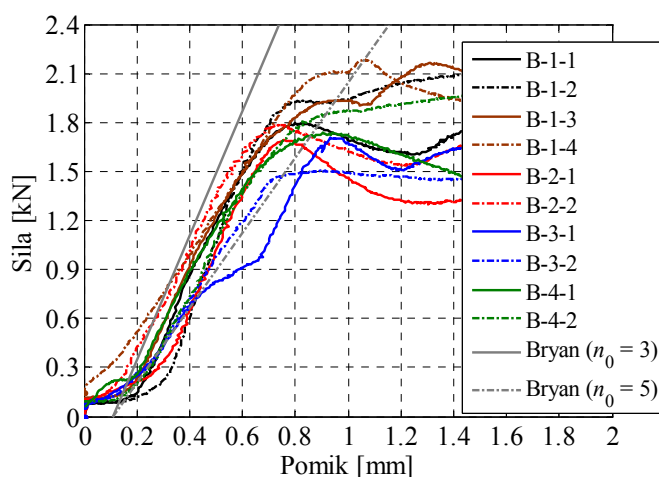
V našem primeru smo uporabili enačbo (2.3) za primerjavo togosti, ki je inverzna količina podajnosti, z eksperimentalnimi rezultati. Če podrobno pogledamo detajl stika vijaka in pločevine (sliki 2.1 in 2.3), lahko ugotovimo, da pločevina v začetnem stanju leži na navoju vijaka. Vendar je logično da, zaradi relativno širokega navoja glede na debelino pločevine, ta po začetku obremenjevanju zdrzne tako, da kasneje nalega na steblo vijaka. Premer navoja vijakov je v našem primeru znašal 6,5 mm (TDA-S) oziroma 6,3 mm (TDB-S), premer stebela 4,5 mm (TDA-S) oziroma 4,8 mm (TDB-S) in premer luknje 5,5 mm. To pomeni, da je med luknjo in stebлом vijaka majhna zračnost (0,35 do 0,5 mm). Glede na to, da nas zanima začetno stanje, ko pločevina nalega na navoj vijaka, je smiselno, da pri zgornji enačbi upoštevamo za vrednost n_0 upoštevamo vrednost 5 (strižna ravnina poteka skozi navoje vijaka). To pomeni, da je izračunana togost za 40 % manjša kot v primeru, če strižna ravnina poteka skozi steblo.

Na slikah 2.13 do 2.15 so predstavljene primerjave togosti preizkušancev in togosti po Bryan-u.. Sliki 2.13 in 2.14 prikazujeta primerjavo z rezultati preizkusov pločevin debeline 0,55 mm na bočni pritisk z vijakom TDA-S oziroma TDB-S. Opazimo, da se obe vrednosti po Bryan-u dobro ujemata z rezultati testov. Togost je ob predpostavki, da strižna ravnina poteka skozi steblo vijaka ($n_0 = 3$), večja od obeh teoretičnih togosti in se ujema z maksimalnimi vrednostmi togosti, ki smo jih dobili pri preizkusih (preglednica 2.4). Na drugi strani pa predpostavka, da strižna ravnina poteka skozi navoj vijaka ($n_0 =$

5), da togost, ki se ujema s povprečnimi vrednostmi, ki smo jih dobili pri testih. Na rezultate za togosti pri preizkusih vplivajo različne nepopolnosti. V našem primeru je predvsem šlo za hiter zdrs pločevine iz navoja vijaka na njegovo steblo, v manjši meri pa je prišlo tudi do zdrsa pri vpetju pločevin, ki pa je glede na prvi dejavnik zanemarljiv. Vsekakor se je potrebno zavedati, da pride do zdrsa pločevine iz navoja vijaka na njegovo steblo tudi pri realnem sistemu fasadnih panelov, ki ga obremenjujemo strižno. Poudariti je potrebno, da smo naše preizkušance izdelali zelo skrbno, prav tako smo skrbno izvedli obremenilni protokol, vendar je kljub temu prišlo v nekaterih primerih do opaznih zdrsov in s tem do razmeroma velikega razhajanja med rezultati za togosti preizkušancev. V praksi prihaja pri montaži fasadnih ali strešnih panelov še do večjih zračnosti med luknjo in vijakom, saj je nemogoče preveriti stik okvirja in notranje pločevine panela. Ob tem je potrebno poudariti, da zračnost spoja ne vpliva na njegovo nosilnost. Zaradi tega smo se odločili, da bomo za teoretično oceno togosti spoja panel – okvir in spoja panel – panel (Bryan 1993) uporabili vrednost $n_0 = 5$.

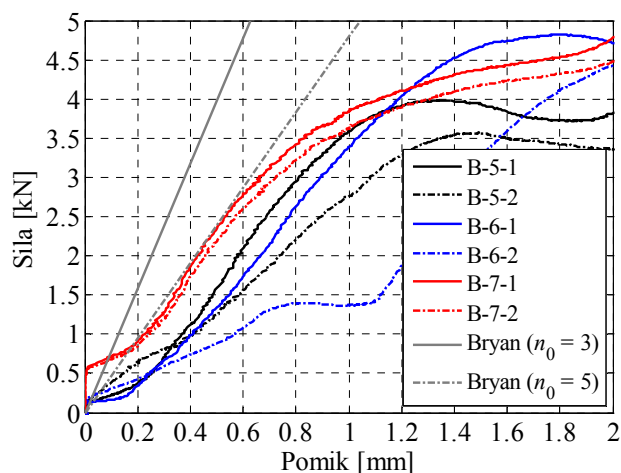


Slika 2.13: Primerjava eksperimentalne in teoretične togosti po Bryan-u (vijak TDA-S)
Figure 2.13: Comparison of the experimental and theoretical stiffness according to Bryan (bolt TDA-S)



Slika 2.14: Primerjava eksperimentalne in teoretične togosti po Bryan-u (vijak TDB-S)
Figure 2.14: Comparison of the experimental and theoretical stiffness according to Bryan (bolt TDB-S)

Potrditve o pravilnosti predpostavke potrjuje tudi primerjava spoja pločevine z dvojno debelino ($d = 1,1$ mm) in vijaka TDB-S (slika 2.15). Tu opazimo, da predpostavka $n_0 = 5$ dobro oceni maksimalno togost spoja, medtem ko druga predpostavka da preveliko togost. Poglavitni razlog temu je, da je bila pločevina zlepljena iz dveh delov, kar je zaradi njene postopne delaminacije vplivalo na nekoliko manjšo togost.



Slika 2.15: Primerjava eksperimentalne in teoretične togosti po Bryan-u (dvojna debelina pločevine in vijak TDB-S)
Figure 2.15: Comparison of the experimental and theoretical stiffness according to Bryan (doubled steel sheeting and bolt TDB-S)

V preglednici 2.4 so predstavljene togosti (k) za primer debeline pločevine 0,55 mm oziroma 1,10 mm. Predpostavljena debelina debelejše pločevine (okvir) je 10,0 mm. Pri analizi primerjave togosti ugotovimo, da se za pločevino debeline 0,55 mm togost po Bryan-u, kjer upoštevamo n_0 enako 3 (strižna ravnina poteka skozi steblo), zelo dobro ujema z maksimalnimi eksperimentalnimi vrednostmi togosti ($k_{b,0}$). Na drugi strani pa se vrednost, kjer je bilo upoštevano $n_0 = 5$ (strižna ravnina poteka skozi navoj), zelo dobro ujema s povprečno začetno togostjo preizkušancev ($k_{b,1}$). Primerjave pri pločevini debeline 1,1 mm niso smiselne, saj gre za zlepljeno pločevino, pri kateri se je lepljen stik izkazal za zelo podajnega.

Preglednica 2.4: Primerjava eksperimentalnih togosti spoja panel – okvir z vrednostmi po Bryan-u (1993)

Table 2.4: Comparison of the experimental stiffness of the connections panel – frame and theoretical stiffness according to Bryan (1993)

| $t_2 = 10$ mm | Bryan (1993) | | Preizkusi | |
|---------------|--------------------|-------------------|----------------------------|-------------------|
| | k [kN/mm] | | $k_{b,0}; k_{b,1}$ [kN/mm] | |
| t_1 [mm] | $n_0 = 3$ (steblo) | $n_0 = 5$ (navoj) | vijak TDA-S | vijak TDB-S |
| 0,55 | 3,88 | 2,33 | 4,21; 2,32 | 3,94; 2,24 |
| 1,10* | 8,24 | 4,94 | / | 4,53; 3,01 |

* Zlepljena pločevina.

Matematično modeliranje

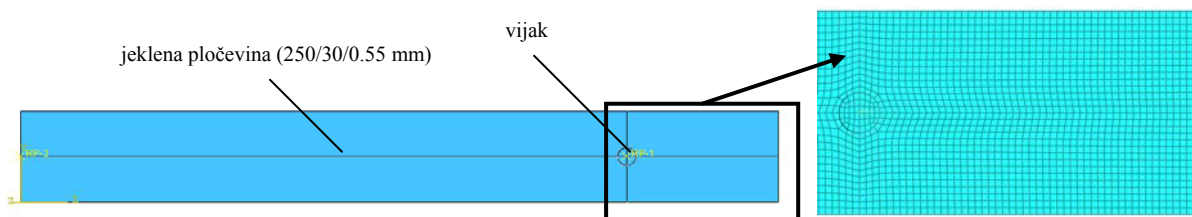
Spoj med notranjo pločevino panela in jekleno konstrukcijo (panel – okvir) smo analizirali po metodi končnih elementov (MKE). S tem smo hoteli preveriti nosilnost spoja na bočni pritisk z rezultati eksperimentalnega dela in vrednostmi, ki jih podaja standard EN 1993-1-3. Numerična analiza predstavlja dopolnitev eksperimentalnih raziskav, ki jih nikoli ne moremo izvesti v zadostnem številu in za vse mogoče začetne parametre. Prav zato je izjemno pomembno, da izdelamo primeren matematični model in ga ob primerjavi z rezultati eksperimentov ustrezno preverimo.

Numerično analizo spoja smo izvedli s programom ABAQUS v. 6.7 (SIMULIA, 2007), kjer smo izdelali model s tridimenzionalnimi (3D) končnimi elementi. Za modeliranje strižnega preizkusa dveh pločevin z enim vijakom, pri katerem debelejša predstavljal jeklen okvir, tanjša pa notranjo pločevino fasadnega panela, smo uporabili matematični model, ki ga sestavljata tog vijak (modeliran kot togo telo) in deformabilna pločevina oziroma preizkušane. Debelejše pločevine, ki predstavlja okvir ali fasadno poskonstrukcijo, nismo modelirali, saj je ostala pri vseh testih zaradi svoje debeline v elastičnem območju. Prav tako pa je smiselno zanemariti elastični deformacije debelejših pločevin in vijaka.

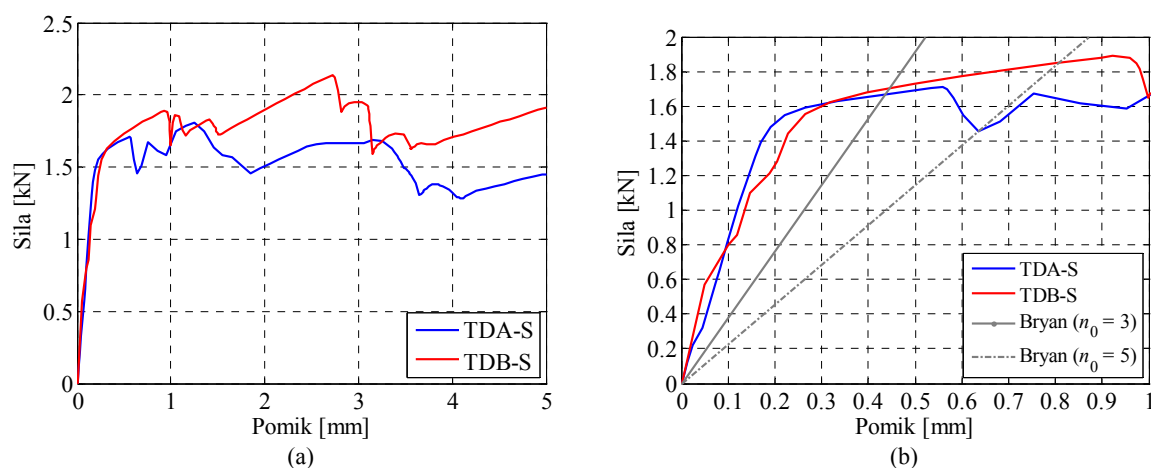
Izdelali smo 2 matematična modela, ki sta se med seboj razlikovala samo po geometriji. Prvi model (M1) je imel enako geometrijo kot preizkušana jeklena pločevina (250/30/0,55 mm; slika 2.16). Drugi model (M2) pa je bil bolj splošen model (slika 2.20), ki je imel dimenzije 100/100/0,55 mm in luknjo v sredini.

Model M1

Preizkušane je bil modeliran s tri-dimenzionalnimi osem-vozliščnimi KE (3D KE) z reducirano integracijo z imenom C3D8R. Med vijakom in pločevino je bil definiran kontakt v normalni smeri. Posamezni deli matematičnega modela in celoten spoj je prikazan na sliki 2.16. Po debelini smo jekleno pločevino modelirali z dvema KE. Modelirali smo dva primera za premer vijaka ($d_s = 4,5$ mm – TDA-S in $d_s = 4,8$ mm – TDB-S). Pri premeru vijaka smo modelirali premer skozi steblo (d_s), saj je medsebojna razdalja navoja vijaka 2,0 mm, kar pomeni, da vijak prenaša obtežbo skozi svoje steblo. Rezultati numerične analize za oba obravnavana vijaka in za kvaliteto jekla S250 GD so prikazani na sliki 2.17a. Nosilnost spoja z vijakom TDA-S je nekoliko manjša od spoja z vijakom TDB-S, kar je posledica manjšega premera stebela. V obeh primerih nosilnost v plastičnem območju ne pade, ampak niha podobno kot pri preizkusih. Potrebno je še povedati, da je naš matematični model konvergiralo do pomika 5,6 mm, medtem ko so maksimalni pomiki pri preizkusih znašali od 15 do 21 mm.

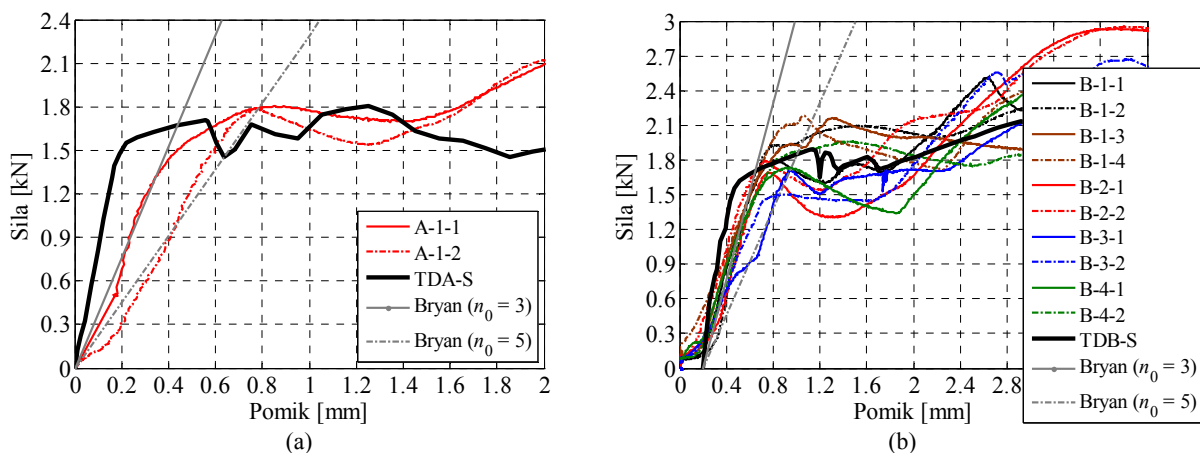


Slika 2.16: Matematični model spoja (model M1)
Figure 2.16: Mathematical model of the connection (Model M1)



Slika 2.17: Odnos sila – pomik v spoju (a), primerjava togosti (b)
Figure 2.17: Force- displacement relationship in the connection (a), Comparison of the stiffness (b)

Na sliki 2.18 sta prikazani primerjavi med rezultati preizkusov in rezultati numerične analize v programu ABAQUS za kvaliteto jekla S250 GD in vijaka TDA-S (a) in TDB-S (b). Primerjavi pokažeta, da se da numerično dokaj natančno izračunati nosilnost spoja. Večje odstopanje ugotovimo pri togosti spoja, kar pa je posledica zdrsov preizkušanca iz navoja vijaka na njegovo steblo. V praksi se pri montaži panel prevrta s svedrom premera 5,0 ali 5,5 mm. Zaradi tega pride do zračnosti med stebлом vijaka in pločevino. To pomeni, da je pri numerični analizi do pomika, ki je enak medsebojni oddaljenosti pločevine in vijaka (zračnosti), sila enaka nič. Pri prikazu rezultatov numerične analize na sliki 2.17 smo ta del odrezali. Pri preizkusih je prehod strižne ravnine iz navoja vijaka na njegovo steblo postopen, kar se odraža v 2-krat manjši togosti kot pri numerični analizi (slika 2.18). Na drugi strani pa primerjava med eksperimentalnimi rezultati in togostjo, ki jo poda semi-empirična enačba od Bryan-a (2.3), prikaže zelo dobro ujemanje ($k = 2,33$ do $3,88$ kN/mm).



Slika 2.18: Primerjava eksperimentalnih in računskih rezultatov za odnos sila – pomik v spoju za vijaka TDA-S (a) in TDB-S (b)

Figure 2.18: Comparison of the force- displacement relationship in the connection for the bolt TDA-s (a) and TDB-S (b)

Na sliki 2.19 je prikazan preizkušane (TDB-S, S 250 GD) pri deformaciji 1,0 in 3,2 mm. Opaziti je, da se plastifikacija pojavi le ob luknji vijaka, napetosti pa nato padajo do roba, ki je vzporeden z deformacijo.



Slika 2.19: Napetostno stanje preizkušanca B-1-1 pri pomiku 1,0 in 3,2 mm

Figure 2.19: Stress distribution of the specimen (1.0 and 3.2 mm)

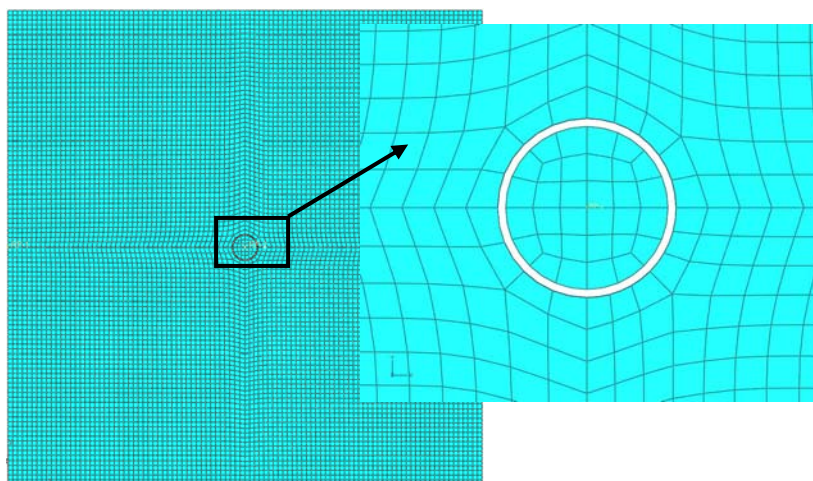
Model M2

Matematični model M1 je dobro opisal nosilnost jeklene pločevine na bočni pritisk, medtem ko je togost izrazito precenil. Glavni problem predstavlja slaba konvergenca matematičnega modela pri pomikih večjih od 5 mm. Poglavitni problem slabe konvergence je izredno ozek jekleni trak, saj je središče luknje vijaka od roba oddaljena le 15 mm. Zaradi tega smo izdelali analogen model z bolj splošno geometrijo (100/100/0,55 mm) Z modelom M2 (slika 2.20) smo preizkusili kako na obnašanje spoja vplivajo:

- večja širina pločevine,

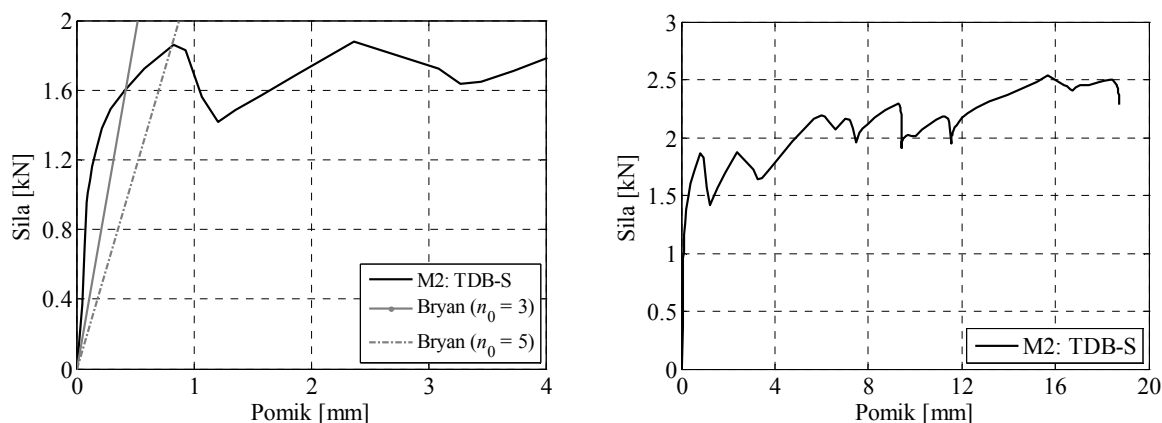
- velikost vijaka,
- zračnost med luknjo in vijakom.

Na sliki 2.21 je prikazan odnos sila – pomik za premer vijaka (ϕ_v) 4,8 mm in premer luknje (ϕ_l) 5,5 mm. Pri rezultatih smo prvih 3,5 mm, ko pločevina zaradi zračnosti ne nudi odpora, odrezali. Na sliki 2.21a je prikazana primerjava togosti matematičnega modela in semi-empirične enačbe (2.3). Ugotovitve so enake kot pri modelu M1. Pri analizi rezultatov numeričnih simulacij ugotovimo, da širša pločevina ugodno vpliva na konvergenco. Na sliki 2.21b vidimo, da je model konvergirал do pomika 18 mm. Pri tem je viden podoben trend rasti nosilnosti kot pri eksperimentalnih rezultatih. Preizkušali smo tudi vpliv zračnosti vijaka oziroma, kakšen vpliv ima do 15 % večja luknja od stebila vijaka. Vendar smo ugotovili, da nekoliko večja luknja pri matematičnem modelu ne vpliva na njegovo nosilnost in togost v primerjavi z modelom brez zračnosti.



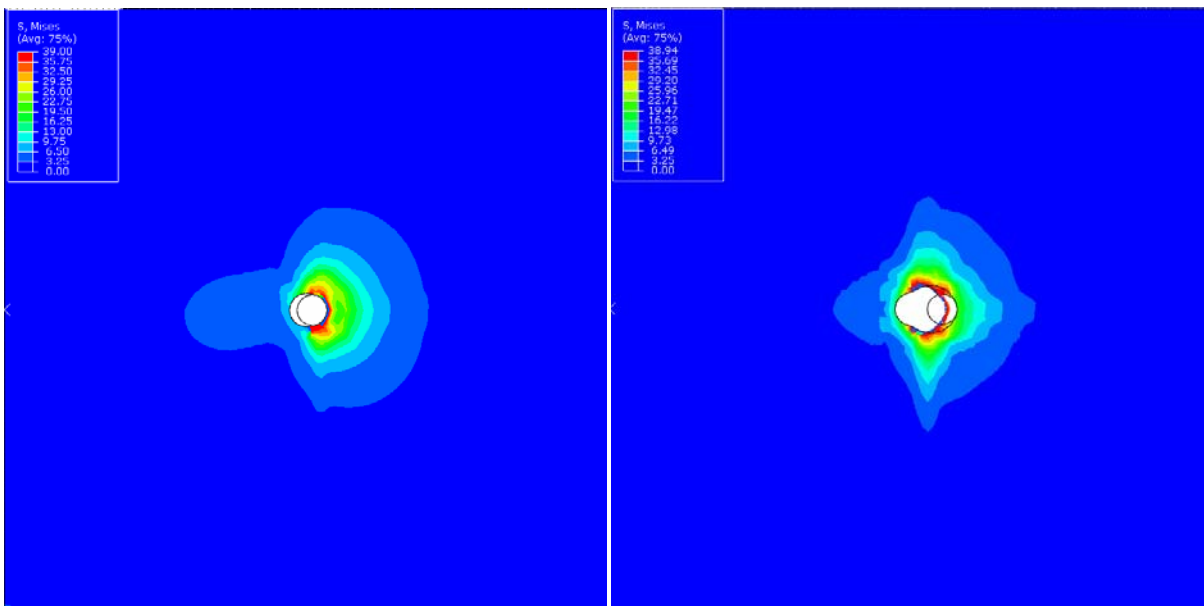
Slika 2.20: Matematični model spoja (model M2)

Figure 2.20: Mathematical model of the connection (Model M2)



Slika 2.21: Odnos sila – pomik v spoju ($\phi_v = 4,8$ mm, $\phi_l = 5,5$ mm)

Figure 2.21: Force- displacement relationship in the connection ($\phi_v = 4.8$ mm, $\phi_l = 5.5$ mm)



Slika 2.22: Napetostno stanje modela M2 B-1-1 pri pomiku 1,5 in 5,0 mm
Figure 2.22: Stress distribution of the model M2 (1.5 and 5.0 mm)

Na sliki 2.22 je prikazan model M2 ($\phi_v = 4,8$ mm, $\phi_l = 5,5$ mm, S 250 GD) pri deformaciji 1,0 in 5,0 mm. Opaziti je, da se plastifikacija pojavi le ob luknji vijaka, napetosti pa nato padajo sorazmerno z oddaljenostjo od luknje.

Po pregledu rezultatov numeričnih simulacij lahko zaključimo, da lahko z matematičnim modelom razmeroma dobro ocenimo strižno nosilnost spoja in opišemo njegovo deformiranje, ne moremo pa verodostojno oceniti njegovo togost. Vendar je zaradi enostavnosti bolj smiselno, da nosilnost določimo po EN 1993-1-3, togost pa po Bryan-u. Z matematičnim modelom je smiselno preveriti nosilnost in duktilnost ter njegovo deformiranje za morebitne nove karakteristike spoja. Tu mislimo predvsem na spremenjeno debelino tanjše pločevine v spoju, saj imamo za klasične karakteristike pločevine večslojnega panela (debelina pločevine 0,55 mm in vijak TDA-S oziroma TDB-S) dovolj eksperimentalnih rezultatov (Baehre 1993, Rozman 2008a).

2.3 Preizkusi fasadnih panelov

2.3.1 Opis testov

V disertaciji so predstavljeni testi fasadnih panelov, ki so bili izvedeni med 5. in 11. julijem 2007 v laboratoriju Fakultete za gradbeništvo in geodezijo v Ljubljani (FGG, UL). Eksperimentalno je bilo raziskano strižno obnašanje preizkušancev, velikih 3,0 x 2,6 m. Vsak preizkušanec je bil sestavljen iz treh standardnih panelov FTV 120 (Trimo d.d., Trebnje), širine 1,0 m dolžine 2,6 m. Skupno je bilo opravljenih devet testov, pri katerih smo preizkusili pet različnih načinov pritrjevanja. Paneli so bili postavljeni v preizkuševalno napravo navpično in pritrjeni na jekleno podkonstrukcijo in obremenilni okvir. Na obremenilni okvir medosne širine 3,0 m in višine 2,5 m je bila pritrjena jeklena podkonstrukcija, narejena iz spodnje in iz zgornje lege. Na sliki 2.23 je prikazan preizkušanec III/1, ki predstavlja primer pritrjevanja s šivanim spojem in s štirimi vijaki med posameznim panelom in jekleno podkonstrukcijo, pripravljen na test.



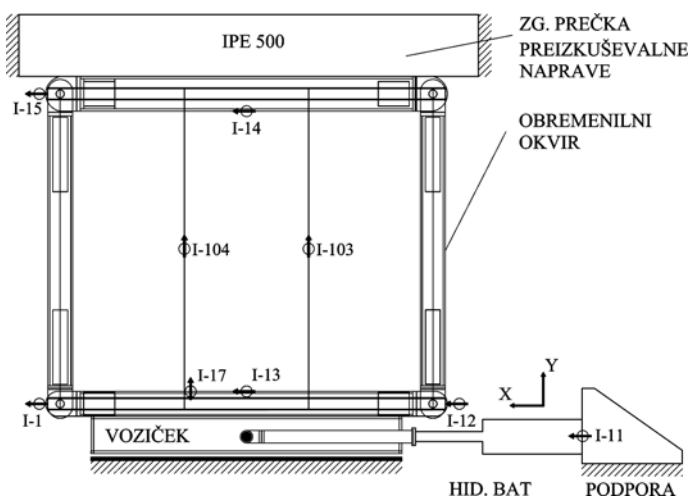
Slika 2.23: Preizkušanec III/1 s šivanim spojem in s štirimi vijaki med posameznim panelom in lego
Figure 2.23: The specimen III/1 with seam connections and four bolts per meter

Opis preizkuševalne naprave in meritev

Preizkuševalno napravo (slika 2.23 in 2.24) predstavlja prostorski okvir, na katerega smo pritrdili preizkušanec preko obremenilnega okvira. Zgornja prečka obremenilnega okvira (HEA 280) je privijačena v nepomično prečko (IPE 500) preizkuševalne naprave, spodnja prečka (HEA 200) pa je privijačena na voziček preizkuševalne naprave. Tako celoten obremenilni okvir visi na zgornji prečki preizkuševalne naprave. Voziček je dvignjen od tal in ima tako sproščen pomik. Voziček je preko posebne jeklene ročice priključen na hidravlični bat. Hidravlični bat proizvajalca INSTRON je model

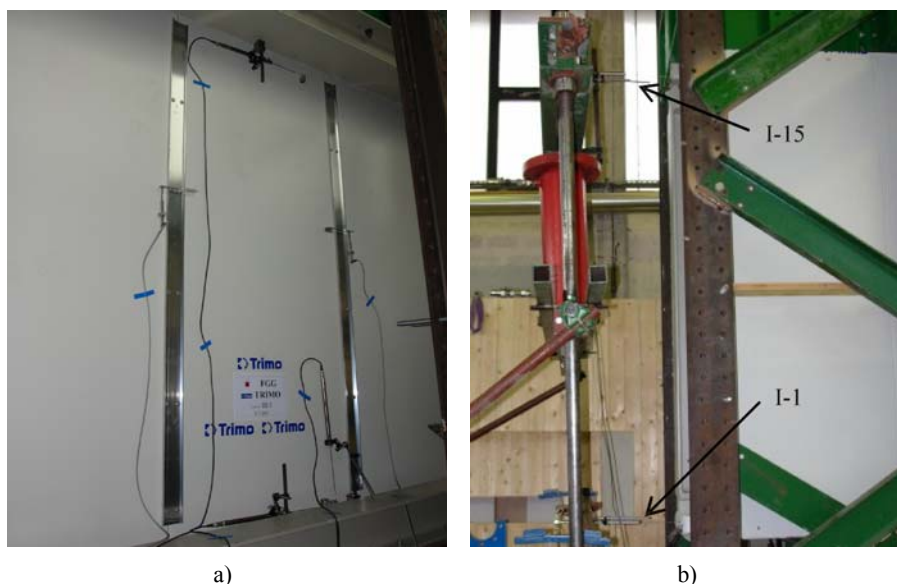
A1706Y – 1001 z zmogljivostjo 266 kN statične obtežbe, ± 250 kN dinamične obtežbe in z največjim pomikom ± 200 mm.

Pomiki so bili merjeni z induktivnimi merilci (induktivci), ki so bili postavljeni na devetih različnih mestih. Njihova razporeditev je prikazana na sliki 2.24. Rezultate smo zajemali in obdelali s pomočjo sistema DEWETRON. Rezultati so bili odčitani 100-krat na sekundo.



Slika 2.24: Postavitev merilcev pomikov

Figure 2.24: Positions of the LVDTs



Slika 2.25: Meritev zdrsov med posameznimi paneli (a) in pomikov na zgornji in spodnji strani obremenilnega okvira (b)
Figure 2.25: Measurement of the slips between two cladding panels (a) and displacements on the bottom and upper side of the load frame (b)

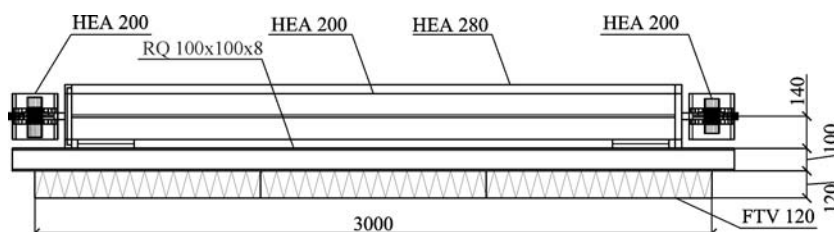
Vnos obtežbe v preizkušanec predstavljajo vsiljeni pomiki bata. Da bi upoštevali podajnost obremenilne naprave in s tem določene izgube pomikov zaradi prenosa obtežbe iz bata v preizkušanec, smo pomike vodili preko dveh induktivcev. Zato so bili vodeni pomiki definirani kot razlika pomikov

na spodnjem, prostem in na zgornjem, nepomičnem delu obremenilnega okvira. Induktivni merilec *I-1* je tako meril pomik spodnje prečke obremenilnega okvira, medtem ko je *I-15* merili pomik zgornje prečke obremenilnega okvira in s tem posredno pomik preizkuševalne naprave (slika 2.25b).

Opis preizkušancev

Obremenilni okvir

Obremenilni okvir (slika 2.26) je pri eksperimentih opravljal funkcijo prenosa zunanje obtežbe v preizkušanec. Fasadni paneli so bili nanj pritrjeni preko spodnje in zgornje lege (škatlast profil RQ 100x100x8). Lega je bila pritrjena na okvir preko dveh jeklenih pločevin debelin 20 mm. Vozlišča testnega okvira so členkasta in zato okvir nima nobene nosilnosti v svoji ravnini. Čepi členkastega spoja (slika 2.27) so premera 68 mm in iz jekla kvalitete S355. Dimenzije in profili obremenilnega okvira so prikazane na sliki 2.26. Okvir je izdelan iz jekla S235.



Slika 2.26: Skica obremenilnega okvira in preizkušanca
Figure 2.26: Specimen on the testing frame

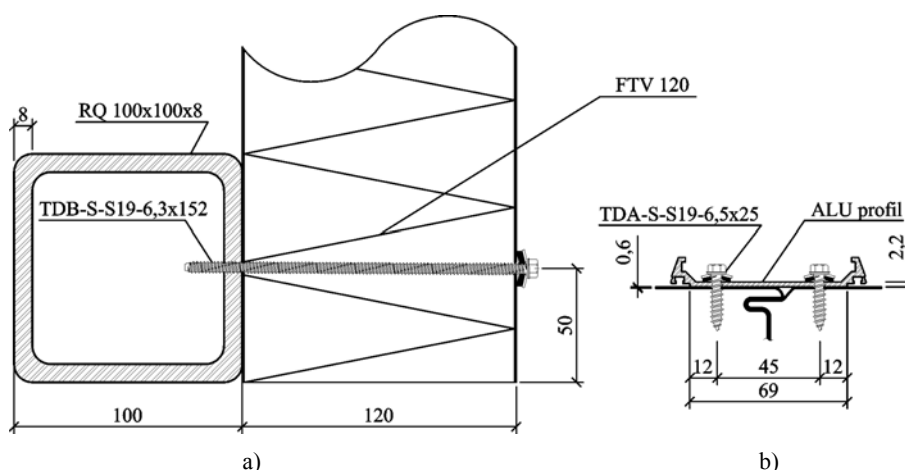


Slika 2.27: Detajl členkastega vozlišča ter pritrditve lege in panela
Figure 2.27: Detail of the pinned hinge and fastening of the rafter and panel

Trimo paneli FTV 120

Fasadni paneli so debeline 12 cm in so sestavljeni iz dveh tankih jeklenih pločevin (0,6 mm; jeklo in barva) in polnila. Materialne karakteristike robne pločevine panelov so predstavljene v Poglavju 2.1.1. Polnilo panelov FTV 120 predstavljajo lamele kamene volne gostote 100 kg/m^3 in debeline 4 do 5 cm,

ki so zlepljene med seboj. Fasadni paneli so privijačeni na lego z vijaki tipa TDB-S-S19-6,3x152 nemškega proizvajalca **SFS intec**. Uporabljeni vijaki so izdelani iz nerjavnega jekla 1.4301 (EN oznaka: X5CrNi18-10). Detajl spoja med vijakom in lego je prikazan na sliki 2.28a. Določeni fasadni paneli so bili med seboj spojeni s šivanim spojem. Detajl šivanega spoja je prikazan na sliki 2.28b. Za šivani spoj so bili uporabljeni vijaki tipa TDA-S-S19-6,5x25 in ALU profili dolžine 2300 mm.



Slika 2.28: Spoj fasadnega panela na lego (a) in šivani spoj med paneli (b)
 Figure 2.28: Connection panel – frame (a) and seam connection (b)

Za pridobitev podatkov o meji tečenja (f_y) in natezni trdnosti (f_u) jeklene pločevine fasadnih panelov FTV 120 smo izvedli štiri teste na preizkušancih, izdelanih iz pločevine intaktnega panela. Preizkušena pločevina je debeline 0,6 mm (debelina jekla 0,55 mm, ostalo plast cinka in barve). Kvaliteta jeklene pločevine je S250GD (SIST EN 10326:2004), njene nazivne karakteristike so: $f_y = 25,0 \text{ kN/cm}^2$, $f_u = 33,0 \text{ kN/cm}^2$ in $\epsilon_u = 19,0 \%$. Dejanske mehanske karakteristike pločevine panelov smo določili z nateznimi preizkusi po standardu SIST EN 10002-1:2002 (Dodatek B). Skupaj smo izvedli štiri teste, dva preizkušanca smo izrezali iz pločevine prečno (T-1 in T-2), dva pa vzdolžno (L-1 in L-2).

Rezultati nateznih preizkusov pločevine so prikazani v preglednici 2.5. Dejanske materialne karakteristike so občutno višje od nominalnih. Jeklena pločevina preizkušenih fasadnih panelov ima približno 80 % večjo mejo tečenja (f_y) kot je nominalna, kar se je posledično odrazilo pri večji strižni odpornosti fasadnih panelov.

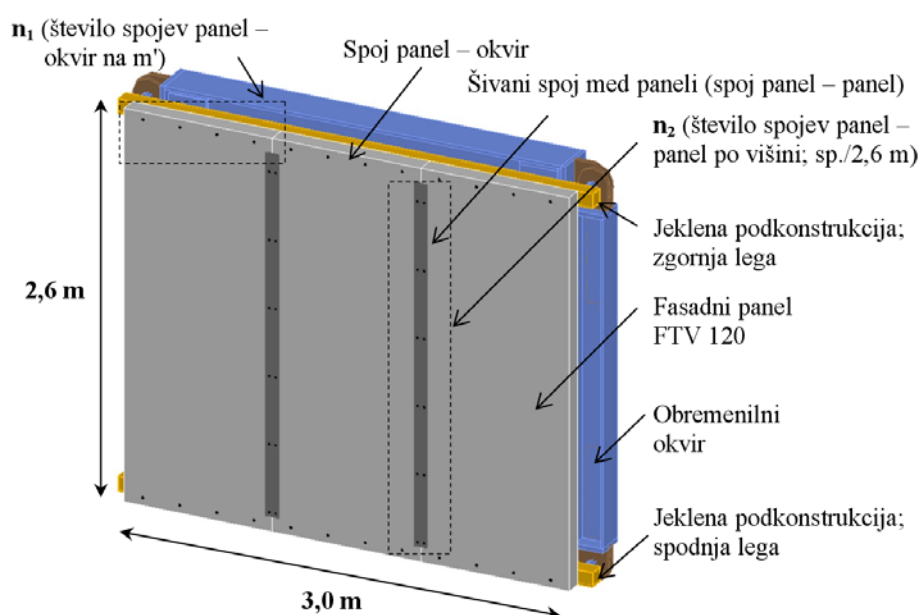
Preglednica 2.5: Materialne karakteristike jeklene pločevine fasadnih panelov

Table 2.5: Material characteristics of the steel sheeting of the sandwich panels

| Preizkušavec | f_y [kN/cm ²] | f_u [kN/cm ²] | ϵ_u [%] |
|--------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------------|
| T-1 | 43,1 | 45,5 | 22,6 |
| T-2 | 42,7 | 45,5 | 22,8 |
| L-1 | 41,8 | 45,4 | 23,3 |
| L-2 | 42,0 | 45,3 | 24,4 |

Program testiranja

Izvedeno je bilo devet testov, katere smo razvrstili v pet serij (preglednica 2.6), ki so se med sabo razlikovale po različnem številu spojev panel – okvir (med paneli in jekleno lego podkonstrukcije; n_1) in vrsti šivanega spoja (n_2 , slika 2.29). Za vsako serijo posebej so bili najprej izvedeni testi z monotono naraščajočo obtežbo, sledili so ciklični testi. Na podlagi testov z monotono naraščajočo obtežbo smo določili obremenilni protokol za ciklične teste. Prva dva preizkušanca sta brez šivanega spoja. Ostali preizkušanci so s šivanim spojem. Eni s šestimi in drugi z enajstimi vijaki v enostransko ali v dvostransko šivanem spoju.



Slika 2.29: Preizkušavec privijačen na jekleno podkonstrukcijo in na obremenilni okvir

Figure 2.29: Specimen fixed for test

Preglednica 2.6: Program testiranja

Table 2.6: Testing program

| Oznaka testa | n_1 [spojev/m ²] | Šivani spoj | | Vrsta obremenitve |
|--------------|-----------------------------------|-------------|-------------------|-------------------|
| | | vrsta | n_2 [sp./2,6 m] | |
| I/1 | 2 | brez | / | monotona |
| II/1 | 4 | brez | / | monotona |
| III/1 | 4 | dvostranski | 6 | monotona |
| III/2 | 4 | dvostranski | 6 | ciklična |
| III/3 | 4 | dvostranski | 6 | ciklična |
| IV/1 | 8 | dvostranski | 11 | monotona |
| IV/2 | 8 | dvostranski | 11 | ciklična |
| V/1 | 4 | enostranski | 6 | monotona |
| V/2 | 4 | enostranski | 6 | ciklična |

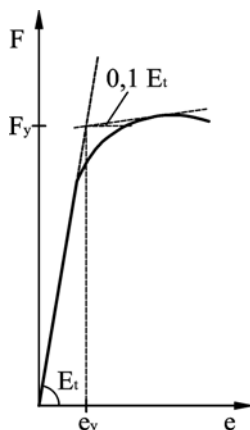
Testi z monotono naraščajočo obtežbo

Pri monotonem testu smo z enakomerno hitrostjo $v_{ob} = 0,2 \text{ mm/s}$ povečevali razliko horizontalnega pomika na spodnjem in zgornjem robu obremenilnega okvira (I-1 “–” I-15) do maksimalne vrednosti, ki je znašala 180 mm (slika 2.24). Za to vrednost smo se odločili na podlagi literature o podobnih testih (De Mateis et al, (1999a, 2000a in 2000b)). Omejeni smo bili tudi z maksimalnim hodom hidravličnega bata, ki znaša 200 mm. Posamezen test je trajal približno 15 do 20 minut.

Testi s ciklično obtežbo

Iz rezultatov monotonih testov smo, upoštevajoč ECCS priporočila (ECCS, 1986), določili elastično nosilnost F_y in pomik na meji plastičnosti e_y (slika 2.30). Pri določitvi smo za elastični modul v plastičnem območju (E_p) upoštevali 10 % tangentskega elastičnega modula (E_t).

Tudi pri določitvi obremenilnega protokola smo upoštevali ECCS priporočila. Vsiljeni pomiki so bili trikotne (linearen potek) oblike. Tako smo opravili po en cikel pri amplitudah $0,5 e_y$, $0,75 e_y$ in $1 e_y$ (skupaj 3 cikle v elastičnem območju). Nato smo v plastičnem območju opravili po dva cikla pri enaki amplitudi, katere smo povečevali po $1 e_y$ (od 2 do $8 e_y$). Hitrost obremenjevanja je bila 1 mm/s za cikle z amplitudo do $4 e_y$ oziroma 2 mm/s za cikle z večjo amplitudo. Posamezen test je trajal od 50 do 60 minut. V preglednici 2.7 je prikazan obremenilni protokol za teste s ciklično obtežbo.



Slika 2.30: Določitev F_y in e_y iz rezultatov monotonega testa
Figure 2.30: The definition of F_y and e_y from the $F - e$ curve of the monotonic test

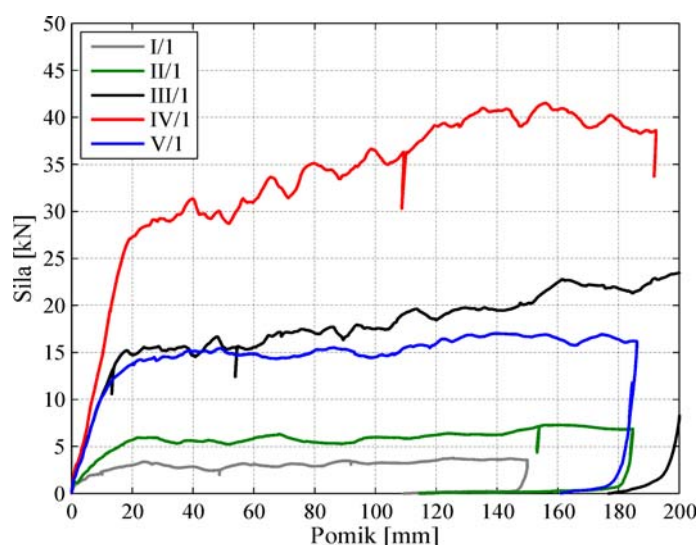
Preglednica 2.7: Obremenilni protokol

Table 2.7: Testing protocol

| Številka cikla | amplituda [mm] | hitrost [mm/s] |
|----------------|----------------|----------------|
| 1 | $\pm 0,5 e_y$ | 1 |
| 2 | $\pm 0,75 e_y$ | 1 |
| 3 | $\pm e_y$ | 1 |
| 4 in 5 | $\pm 2 e_y$ | 1 |
| 6 in 7 | $\pm 3 e_y$ | 1 |
| 8 in 9 | $\pm 4 e_y$ | 1 |
| 10 in 11 | $\pm 5 e_y$ | 2 |
| 12 in 13 | $\pm 6 e_y$ | 2 |
| 14 in 15 | $\pm 7 e_y$ | 2 |
| 16 in 17 | $\pm 8 e_y$ | 2 |

2.3.2 Rezultati testov

Glavni rezultat testov je krivulja *sila – pomik* obremenilnega okvira. Slika 2.31 prikazuje primerjavo krivulj *sila – pomik* za vseh pet izvedenih testov z monotono naraščajočo obtežbo. Vidimo, da ima preizkušavec z osnovno konfiguracijo pritrditve (I/1; 2 spoja/m') izredno majhno nosilnost (3,5 kN). Pri podvojitvi števila spojev panel – okvir (II/2) se nosilnost prav tako poveča približno za 2-krat. Pri rezultatih testov III/1 in V/1, kjer ima prvi obojestransko, drugi pa enostransko šivan stik, vidimo pomembnost tega spoja, saj brez njega pride do zdrsa med posameznimi paneli (slika 2.32). Prav tako opazimo, da strižna nosilnost preizkušanca z enostransko šivanim spojem ni bistveno manjša od preizkušanca z dvostransko šivanim spojem. Pri testu IV/1 smo imeli panele pritrjene z 8 vijaki na meter in dvostransko šivan stik. Strižna nosilnost je v tem primeru približno dvakrat večja v primerjavi s testoma III/1 in V/1. Iz diagramov *sila – pomik* je razvidno, da sistemu ne pada nosilnost, temveč počasi celo raste. Seveda pa ta dodatna nosilnost pri velikih deformacijah pri realnih konstrukcijah ne pride v poštev.



Slika 2.31: Krivulje *sila – pomik* okvira za vse monotone teste (I/1, II/1, III/1, IV/1 in V/1)

Figure 2.31: Diagrams *Force – Displacement* for the tests with monotonic loading (I/1, II/1, III/1, IV/1 in V/1)

V preglednici 2.8 so predstavljeni: pomik (e_y) in sila na meji elastičnosti ($F_{p,y}$) ter nosilnost ($F_{p,u}$) sistemov fasadnih panelov. Prav tako so v preglednici 2.8 predstavljeni rezultati za togosti $k_{p,0}$ in $k_{p,1}$. Togost $k_{p,0}$ je definirana kot začetna togost preizkušanca, togost $k_{p,1}$ pa je določena kot idealizirana elastična togost sistema fasadnih panelov (do točke meje tečenja).



Slika 2.32: Zdrs med paneli
 Figure 2.32: Slide of the two panels

Preglednica 2.8: Rezultati preizkusov sistemov fasadnih panelov

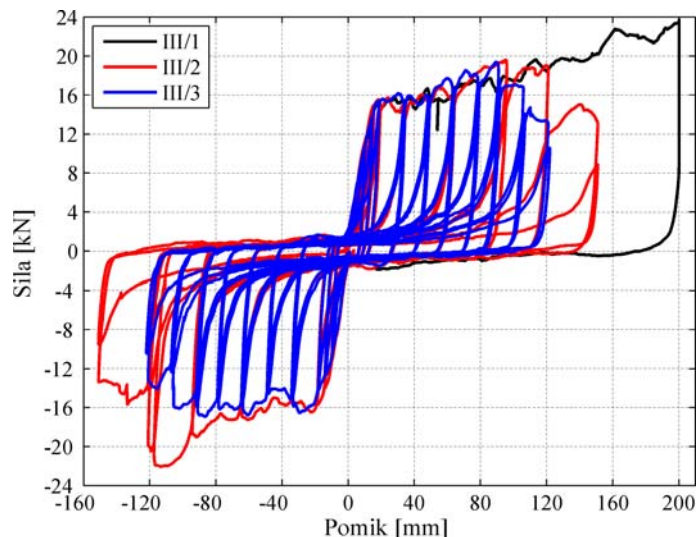
Table 2.8: Results of the tests of the sandwich panel shear walls

| Test | $k_{p,0}$ [kN/mm] | $k_{p,1}$ [kN/mm] | e_y [mm] | $F_y = F_{b,y}$ [kN] | $F_{p,u}$ [kN] |
|-------|----------------------|----------------------|---------------|-------------------------|-------------------|
| I/1 | 2,3 | 0,23 | 21,3 | 3,1 | 3,75 |
| II/1 | 2,3 | 0,27 | 17,2 | 5,7 | 7,29 |
| III/1 | 2,3 | 1,05 | 13,2 | 15,4 | 23,72* |
| III/2 | 2,3 | 1,12 | 14,6 | 15,3 | +19,59, -22,07 |
| III/3 | 2,3 | 1,06 | 13,8 | 16,2 | +19,39, -16,94 |
| IV/1 | 2,4 | 1,52 | 12,5 | 28,5 | 41,51 |
| IV/2 | 2,4 | 1,54 | 14,1 | 30,4 | +37,84, -35,06 |
| V/1 | 2,3 | 1,05 | 12,3 | 14,2 | 17,03 |
| V/2 | 2,3 | 1,07 | 12,2 | 13,4 | +15,16, -14,71 |

* dosežen največji možni pomik preizkuševalne opreme

Slika 2.33 prikazuje rezultate vseh treh testov tretje serije. Opazimo, da nosilnost dveh cikličnih testov (III/2 in III/3) ni nič manjša od nosilnosti testa z monotono naraščajočo obtežbo (III/1). Pri cikličnih testih je prišlo do pretrga robnih vijakov pri približno 100 mm (približno 10. do 12. cikel), kar je razvidno iz diagrama, saj začne nosilnost po tem pomiku padati. Kljub pretrgu nekaterih robnih vijakov v nobenem primeru ni prišlo do padca fasadnih panelov iz obremenilnega okvira. Omeniti je potrebno, da smo pri testih, kjer smo imeli obojestransko šivan spoj (III in IV serija), preprečili zdrs

med paneli. Tako se je med tremi fasadnimi paneli formiral efekt togega telesa. Pri spojih panelov z jeklenim okvirom je prišlo do lokalnega izbočenja (slika 2.34).

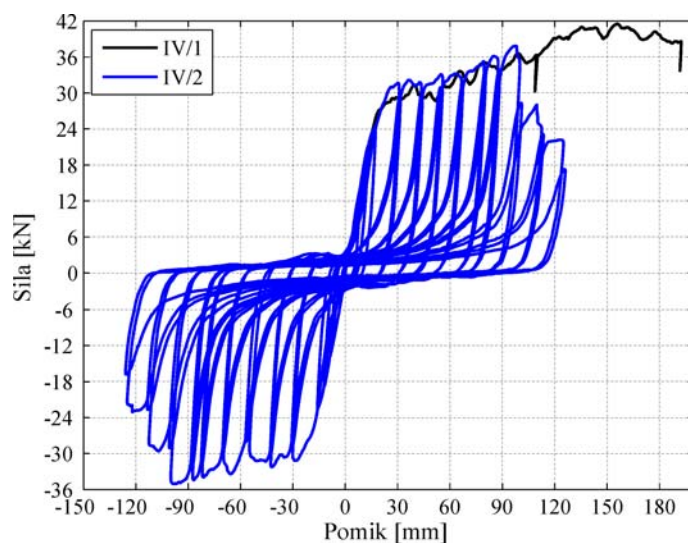


Slika 2.33: Krivulje sila – pomik okvira za tretjo serijo testov (III/1, III/2 in III/3)
Figure 2.33: Diagrams Force – Displacement of the third series of the tests (III/1, III/2 in III/3)

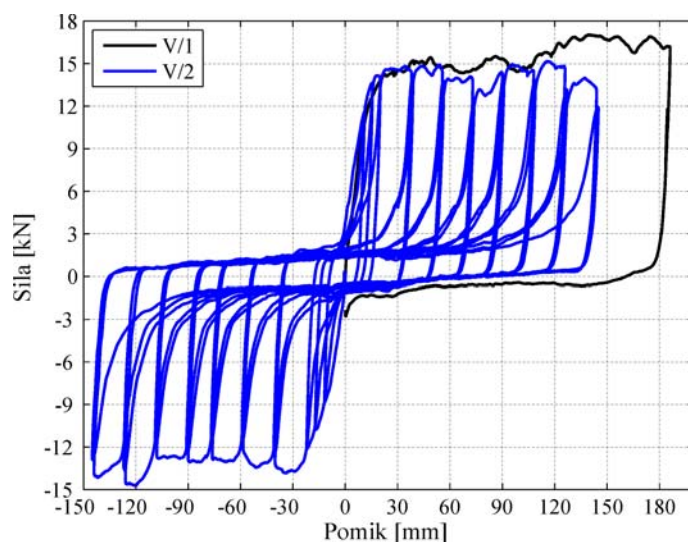


Slika 2.34: Izbočenje pločevine na zunanji strani panela pri testih III in IV serije (obojestransko šivan spoj)
Figure 2.34: Buckling of the outer sheeting of the 3rd and 4th series of the tests

Sliki 2.35 in 2.36 prikazujeta rezultate za četrto in peto serijo testov. Tudi tu je nosilnost sistema pri monotonem in cikličnem obremenjevanju približno enaka. Prav tako se tudi tu pojavi pretrg prvega vijaka pri cikličnem testu pri približno 100 mm horizontalnega pomika strižnega panela. Omeniti moramo najmočnejšo različico pritrditve (četrta serija), pri kateri je dosežena največja strižna nosilnost 41,5 kN.

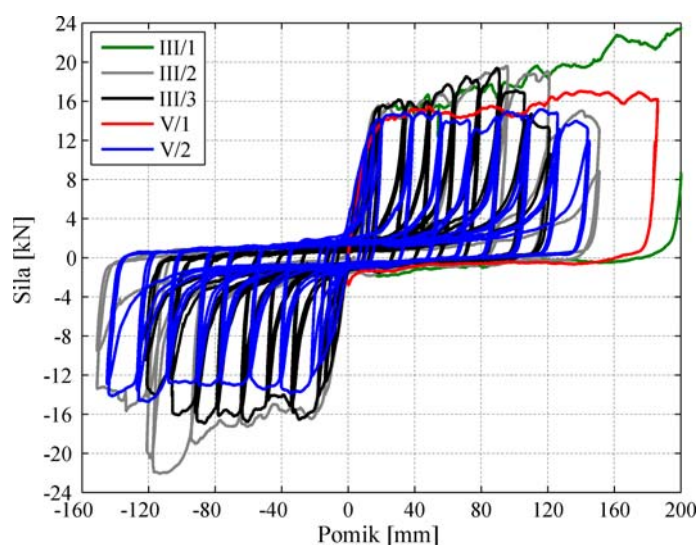


Slika 2.35: Krivulje sila – pomik okvira za četrto serijo testov (IV/1 in IV/2)
Figure 2.35: Diagrams Force – Displacement of the fourth series of the tests (IV/1 in IV/2)



Slika 2.36: Krivulje sila – pomik okvira za peto serijo testov (V/1 in V/2)
Figure 2.36: Diagrams Force – Displacement of the fifth series of the tests (V/1 in V/2)

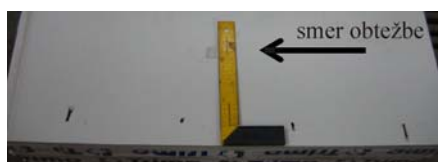
Slika 2.37 prikazuje primerjave vseh testov kjer smo panele pritrdili s po 4 vijaki na meter, kar je še ekonomično in sprejemljivo za prakso. Enostransko šivani spoj (serija V) ima za približno 7 % manjšo strižno nosilnost od dvostranskega šivanega spoja. Razlika je tudi v tem, da ima bistveno manjšo utrditev, kar je posledica deformiranja enostransko šivanega spoja in minimalnega zdrsa med paneli. Tako je nosilnost sistema fasadnih panelov ($F_{p,u}$) v primeru testa III/1 večja od sile pri meji tečenja ($F_{p,y}$) za 54 %, v primeru testa IV/1 je nosilnost večja za 45 %, v primeru testa V/1 (enostranski šivani spoj) pa le za 20 % (preglednica 2.8). Pri dvostransko šivanem spoju (serija III) ni pri nobenem testu prišlo do deformiranja šivanega spoja in s tem zdrsa med paneli.



Slika 2.37: Krivulje sila – pomik okvira za tretjo in peto serijo testov. Primerjava eno- in dvo-stranskega šivanega spoja

Figure 2.37: Comparison of the diagrams Force – Displacement of the 3rd and 5th series of the tests. Comparison of the one-side and both-side sewed joint panel - panel

Sliki 2.38 in 2.39 prikazujeta deformiranje spodnjega roba pločevine sistema panelov brez šivanega spoja oziroma s šivanim spojem. Posamezni paneli se v prvem primeru obnašajo samostojno, kar ima za posledico, da so deformacije vseh treh panelov enake. Na drugi strani se v primeru šivanega spoja sistem treh panelov obnaša kot togo telo, kar potrjuje slika deformacij spodnjega roba pločevin panelov. Cel sistem se premakne v levo in se zavrti v smeri urinega kazalca.



Slika 2.38: Deformiranje spodnjega roba pločevine sistema panelov pri testu II-1
Figure 2.38: Deformation of the bottom side of the inner panels sheeting (test II/1)



Slika 2.39: Deformiranje spodnjega roba pločevine treh panelov pri testu III-1
Figure 2.39: Deformation of the bottom side of the inner panels sheeting (test III/1)

2.3.3 Matematično modeliranje preizkusov fasadnih panelov

Preizkusi sistema fasadnih panelov so prav gotovo najboljši možen način proučevanja njegovega obnašanja kot diafragme, pridobitve mehanskih karakteristik in študija obnašanja njegovih posameznih komponent. Dobro načrtovani in opravljeni preizkusi dajo verodostojne podatke o obnašanju preizkušancev, prav tako pa opozorijo na morebitne pomanjkljivosti, ki pomembno vplivajo

na njihovo nosilnost, togost in duktilnost. Za primere preizkusov je možno razviti tudi poenostavljene enačbe, ki opisujejo odziv preizkušanca pri obteževanju. Vendar pa smo pri tem na žalost omejeni le primere, ki smo jih dejansko preizkusili. Na drugi strani pa sta glavni pomanjkljivosti preizkusov, da so izredno dragi in časovno zamudni. Zaradi tega so tudi številčno zelo omejeni. Tako postaja matematično modeliranje kot alternativa preizkusom vedno bolj pomembno. Najpogosteje se izdelava »ad hoc«^{*} matematični model po metodi končnih elementov (MKE), s katerim lahko izračunamo mehanske karakteristike preizkušanca oziroma poljubnega sistema fasadnih panelov. Matematični model preverimo z rezultati preizkusov in ga poskušamo narediti čim bolj splošnega. To je v našem primeru izjemno pomembno, saj je potrebno razviti zanesljiv matematični model, ki bo veljaven za čim več možnih konfiguracij fasadnih panelov. Prav tako je zelo pomembno, da je matematični model relativno preprost in robusten (ni težav s konvergenco), saj je tako primeren tudi za uporabo v praksi.

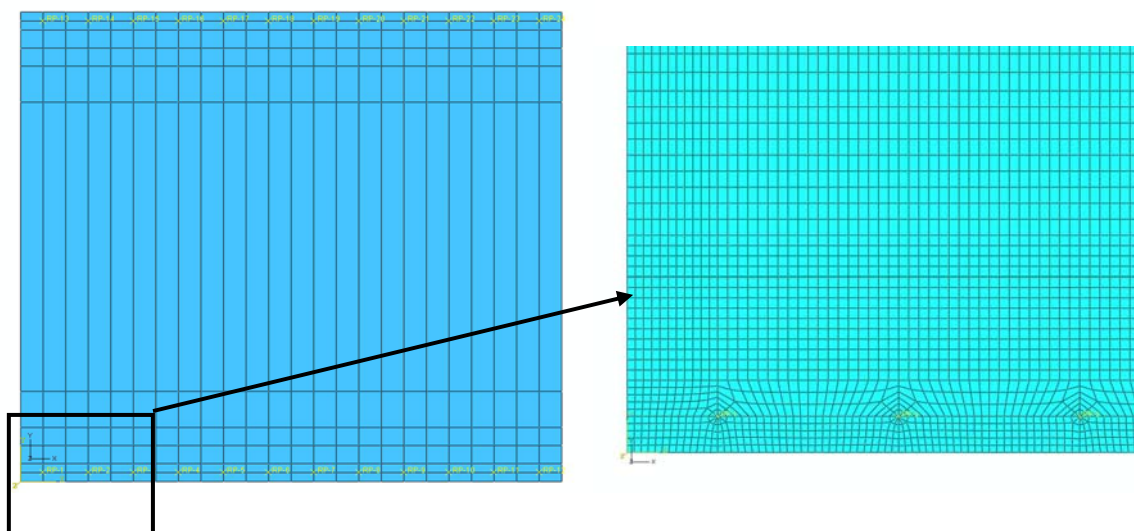
V disertaciji prikazujemo dva matematična modela, od katerih je prvi je razmeroma kompliciran, saj smo preizkušane modelirali s tridimenzionalnimi končnimi elementi (3D KE). Zaradi tega in velikega števila KE in s tem prostostnih stopenj, je model izredno numerično zahteven, kar se odraža na slabši konvergenci. S tem modelom tudi težko ocenimo realno togost sistema fasadnih panelov. Zaradi tega smo se odločili narediti še poenostavljen model sistema fasadnih panelov, kjer smo jekleno pločevino modelirali kot membrano (2D KE), spoje panel – okvir in panel – panel pa z nelinearnimi vzmetmi.

Matematični model s 3D končnimi elementi (ABAQUS)

Preizkuse fasadnih panelov smo matematično modelirali s končnimi elementi (KE) v okolju ABAQUS v. 6.7 (SIMULIA, 2007). Glavni namen simulacij je bil razviti zanesljiv matematični model, ki bi nam omogočal določiti materialne karakteristike nadomestne diagonale, s katero nadomestimo fasadno konstrukcijo pri modeliranju okvirnih konstrukcij.

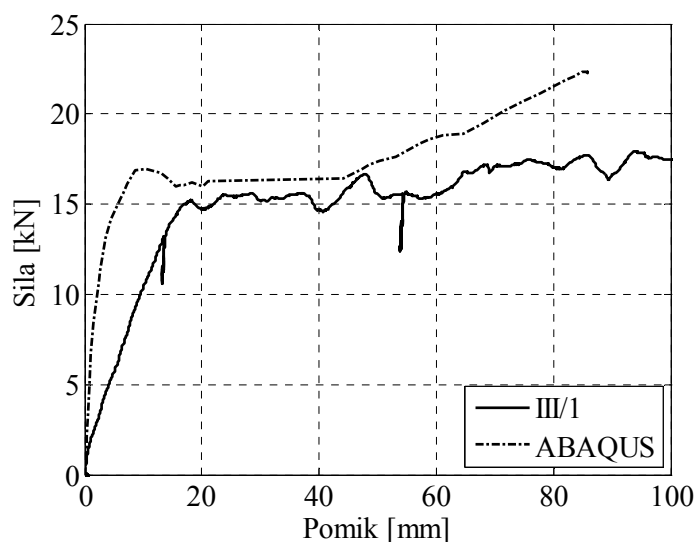
Za modeliranje sistema fasadnih panelov smo uporabili matematični model, ki ga sestavljajo togi vijaki (modelirani kot togo telo) in deformabilna pločevina oziroma preizkušane. Modelirana je bila samo notranja pločevina panelov, saj zunanja pločevina zaradi velike debeline ($d = 12$ cm) jedra iz mineralne volne in njegove velike podajnosti ne sodeluje pri prenašanju obtežb (Baehre 1993 in ECCS 2001). Ta predpostavka, ki je realna in so jo testi potrdili, je močno poenostavila matematični model sistema fasadnih panelov. Zaradi numeričnih težav smo predpostavili še, da so fasadni paneli med sabo togo povezani, kar so preizkusi pri uporabi dvostransko šivanega stika potrdili. Tako smo modelirali samo eno pločevino. Preizkušane je bil modeliran s trodimenzionalnimi osem-vozljičnimi KE z reducirano integracijo z imenom C3D8R. Med vijakom in pločevino je bil definiran kontakt v normalni smeri. Matematični model za preizkuse serije III in njegova mreža KE sta prikazana na sliki 2.40.

* posebej za posamezen primer

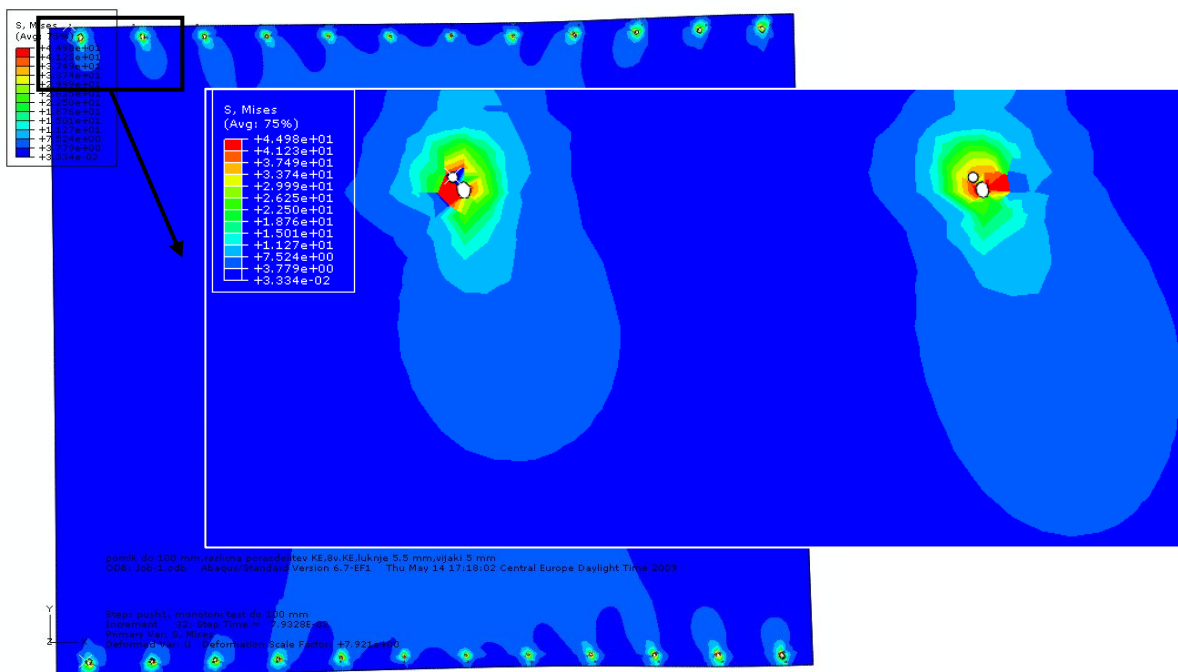


Slika 2.40: Matematični model fasadnega sistema
Figure 2.40: Mathematical model of the cladding system

Na sliki 2.41 je prikazana primerjava med eksperimentalnimi rezultati in numerično simulacijo preizkusa III-1. Razvidno je, da se matematični model obnaša bolj togo od preizkusa. Prav tako ima matematični model nekoliko večjo nosilnost. Poglavitni razlog za oboje je, da pri modelu nismo modelirali spojev panel – panel, ampak smo predpostavili, da se sistem treh fasadnih panelov obnaša kot eno skupno togo telo (diafragma), ki se plastificira le na mestih spojev panel – okvir (slika 2.42). Podobno kot pri preizkusih spojev tudi pri numeričnih simulacijah ugotovimo, da se vse plastične deformacije zgodijo na mestu spojev.



Slika 2.41: Primerjava preizkusa in numerične simulacije za preizkus III-1
Figure 2.41: Comparison of the experimental and numerical results of the test III-1

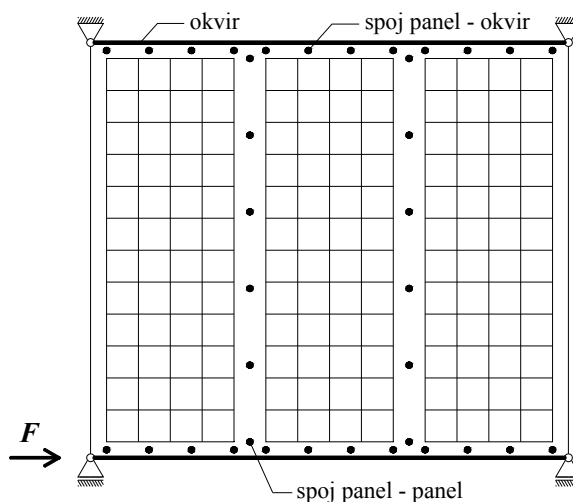


Slika 2.42: Napetostno stanje sistema fasadnih panelov pri pomiku 20 mm
Figure 2.42: Stress distribution of the facade system of the three sandwich panels ($d = 20$ mm)

Poglavitna ugotovitev je, da predstavljeni matematični model ni najboljši, saj z njim lahko dobimo le približno »inženirsko« oceno za nosilnost panelov, medtem ko je ocena za togost povsem napačna. Prav tako je z omenjenim model zaradi težav s konvergenco težko oceniti duktilnost sistema. Manjše težave s konvergenco so se pojavile kljub temu, da šivanega stika med paneli nismo modelirali. Edina prednost obravnavanega modela je, da z njim dobimo pogled v plastificiranje pločevine na mestu spojev. Tako lahko zaključimo, da bi morali prikazani model s 3D KE zaradi vseh opisanih pomanjkljivosti izboljšati, če bi ga hoteli uporabiti za račun mehanskih karakteristik sistema fasadnih panelov.

Poenostavljen matematični model (SAP 2000)

Opravljeni preizkusi fasadnih panelov in numerične analize le-teh z modelom s 3D končnimi elementi so potrdile, da sta strižna nosilnost in togost odvisni le od obnašanja spojev, kar pomeni, da lahko iz mehanskih karakteristik spojev, njihovega števila in postavitve določimo mehanske karakteristike za sistem fasadnih panelov, ki delujejo kot togo telo oziroma stena. Prav tako so ugotovitve preizkusov fasadnih panelov pokazale, da k nosilnosti in togosti sistema prispeva le notranja pločevina panelov. Sistem fasadnih panelov smo modelirali v programu SAP2000, ki omogoča nelinearno statično analizo (»pushover« analiza).



Slika 2.43: Poenostavljen matematični model fasadnega sistema
Figure 2.43: Simplified mathematical model of the cladding system

Opis matematičnega modeliranja

Matematični model sistema fasadnih panelov je predstavljen na sliki 2.43. Sestavljen je iz treh ločenih pločevin, ki smo jih modelirali kot membrane (2D KE). Za materialne karakteristike jekla smo uporabili Hook-ov zakon ($E = 21000 \text{ kN/cm}^2$, $f_y = 42,4 \text{ kN/cm}^2$; preglednica 2.5). Notranja pločevina panelov je pri preizkusih ostala v elastičnem področju, razen na mestih spojev med panelom in okvirjem in na mestih spojev med dvema paneloma. Zato smo te spoje modelirali z bi-linearnimi oziroma tri-linearnimi vzmetmi (slika 2.44), ki smo jim definirali ovojnice *sila - pomik*. Spoje panel – okvir smo definirali točkovno na mestu vsakega vijaka, šivane spoje pa na mestu dveh sosednjih vijakov (med sosednima paneloma). Definirali smo dva modela (A in C) z bi-linearnima ovojnica in model B, ki ima predpisano tri-linearno ovojnico. Modela A in B izhajata iz rezultatov preiskav, medtem ko model C izhaja iz vrednosti nosilnosti, ki jih podaja EN 1993-1-3, pripadajoči pomiki pa so določeni s pomočjo Bryan-ove enačbe (2.3), ki podaja podajnost spoja dveh pločevin. Z modeloma A in B smo hoteli dobiti čim boljše primerjavo z eksperimenti, z modelom C pa smo hoteli narediti teoretičen model, ki bi omogočal analizo spojev in sistemov fasadnih panelov brez opravljenih preiskav nosilnosti spojev dveh pločevin.

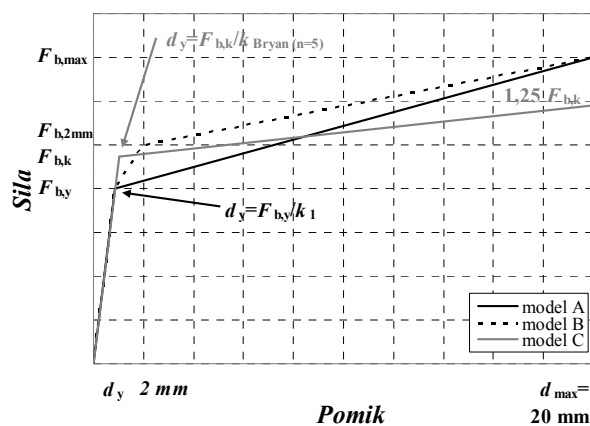
Pri primerjavi s preiskavami smo se za dve različici ovojnice (model A in B) odločili zaradi določenih prednosti, ki jih ima vsaka od predlaganih ovojnica glede na drugo. Bi-linearna ovojnica (model A) je enostavnejša, saj ima definirano točko tečenja in točko pri maksimalni nosilnosti. Za silo na meji tečenja je vzeta vrednost eksperimentalne sile meje tečenja pločevine panela $F_{b,y}$, pripadajoči pomik d_y pa je dobljen kot

$$d_y = F_{b,y} / k_1, \quad (2.4)$$

kjer je togost k_1 definirana v poglavju 2.2.3. Za silo pri maksimalni nosilnosti je vzeta vrednost maksimalne eksperimentalne nosilnosti pločevine panela $F_{b,max}$, pripadajoči pomik d_{max} pa je določen

pri vrednosti 20 mm. Vrednost pomika je določena glede na rezultate preizkusov spojev dveh pločevin in predstavlja približno oceno pomika, pri katerem se spoj poruši. Bi-linearna ovojnica je definirana nekoliko konservativno, saj spoj maksimalno nosilnost povprečno doseže pri pomiku 5 do 7 mm, nato pa nosilnost niha na približno enaki ravni (slike 2.6 do 2.8). Pri tri-linearni ovojnici (model B) je edina razlika, da smo definirali dodatno točko pri pomiku 2 mm in sili $F_{b,2mm}$. Poglavitna prednost te ovojnice je, da z njo precej boljše opišemo eksperimentalne rezultata odnosa *sila – pomik* spojev dveh pločevin. Zaradi splošnosti smo definirali še dodatno bi-linearno ovojnico (model C), kjer smo za silo na meji tečenja upoštevali karakteristično vrednost, ki jo podaja enačba 2.2, upoštevajoč koeficient $\alpha = 2,1$. Pripadajoč pomik je bil določen s pomočjo Bryan-ove enačbe (enačba 2.3), upoštevajoč strižno ravnino skozi navoj ($n_0 = 5$). Maksimalno silo smo določili kot $1,25 F_{b,k}$. Pripadajoč pomik je bil, kot pri modelih A in B, določen pri pomiku 20 mm.

| spoj dveh pločevin | | | | | |
|--------------------|-------------|---------------|-------------|--------------------------------------|--------------------------------|
| model A | | model B | | model C | |
| D | F | D | F | D | F |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $F_{b,y}/k_1$ | $F_{b,y}$ | $F_{b,y}/k_1$ | $F_{b,y}$ | $F_{b,k}/k_{Bryan}$ ($n_0 = 5$) | $F_{b,k}$ (enačba 2.2) |
| 20 mm | $F_{b,max}$ | 2 mm | $F_{b,2mm}$ | 20 mm | $1,25 F_{b,k}$ (enačba 2.2) |
| | | 20 mm | $F_{b,max}$ | | |



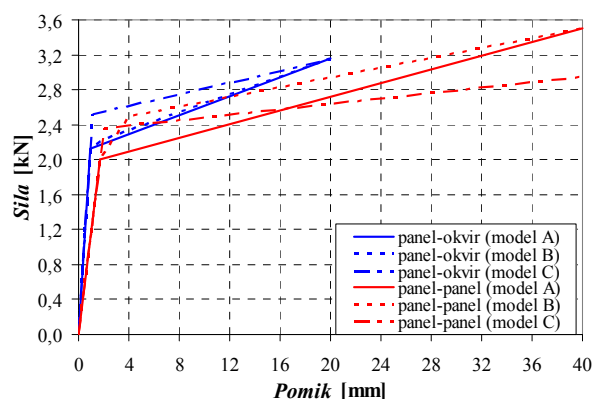
Slika 2.44: Definicija treh modelov ovojnice spoja dveh pločevin

Figure 2.44: Definition of the three models of the envelopes

Na podlagi definirane ovojnice spoja dveh pločevin, definiramo ovojnici za spoja panel – okvir in panel – panel. Za ovojnico spoja panel – okvir smo uporabili rezultate preizkusov B-1 do B-4 (preglednica 2.3). Ob tem smo sile pomnožili s koeficientom 1,15, kar predstavlja razmerje nosilnosti (f_u) pločevine fasadnih panelov, ki so bili preizkušeni (preglednica 2.5), in nosilnostjo pločevine (S250 GD), ki je bila uporabljena za preizkuse nosilnosti dveh pločevin (preglednica 2.1). Za ovojnico spoja panel – panel pa smo uporabili rezultate preizkusov A-1 (preglednica 2.3), ki smo jih prav tako pomnožili s koeficientom 1,15. Ob tem je potrebno poudariti, da gre pri spoju panel – panel (t. i. šivani spoj; slika 2.28b) za zaporedno vezan sistem dveh spojev tanjše in debelejšje pločevine. Zaradi tega je togost šivanega spoja pol manjša od spoja dveh pločevin, nosilnost pa je enaka (slika 2.45).

| model A | | spoj panel-okvir model B | | model C | |
|---------|--------|-----------------------------|--------|---------|--------|
| D [mm] | F [kN] | D [mm] | D [mm] | F [kN] | D [mm] |
| 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 0,95 | 2,13 | 0,95 | 2,13 | 0,88 | 2,52 |
| 20,00 | 3,16 | 2,00 | 2,24 | 20,00 | 3,15 |
| | | 20,00 | 3,16 | | |

| model A | | spoj panel-panel model B | | model C | |
|---------|--------|-----------------------------|--------|---------|--------|
| D [mm] | F [kN] | D [mm] | D [mm] | F [kN] | D [mm] |
| 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 1,72 | 2,00 | 1,72 | 2,00 | 0,82 | 2,36 |
| 40,00 | 3,50 | 4,00 | 2,50 | 40,00 | 2,95 |
| | | 40,00 | 3,50 | | |

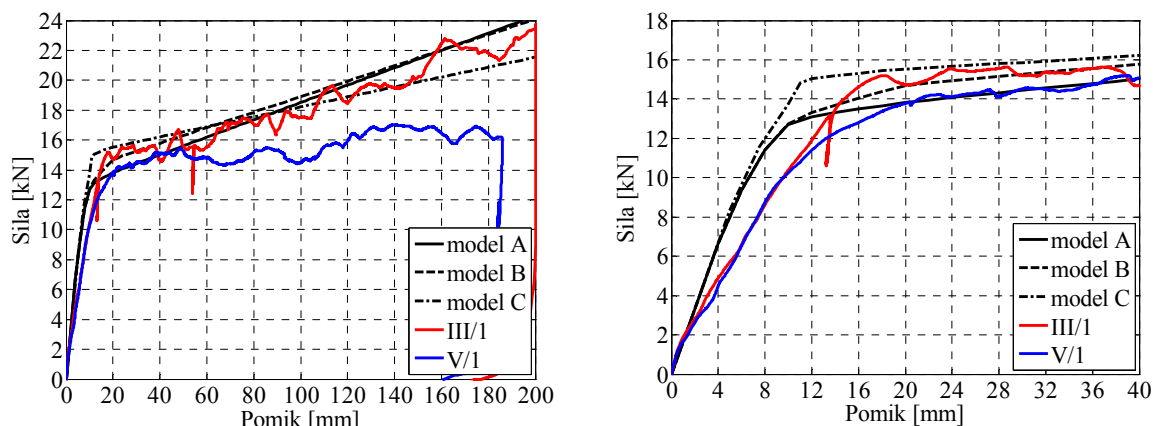


Slika 2.45: Vrednosti karakteristik ovojníc modelov A, B in C spojev panel – panel in spojev okvir – panel
Figure 2.45: Characteristics of the envelopes of the model A, B and of the panel – frame connections and seam connections

Rezultati in primerjave

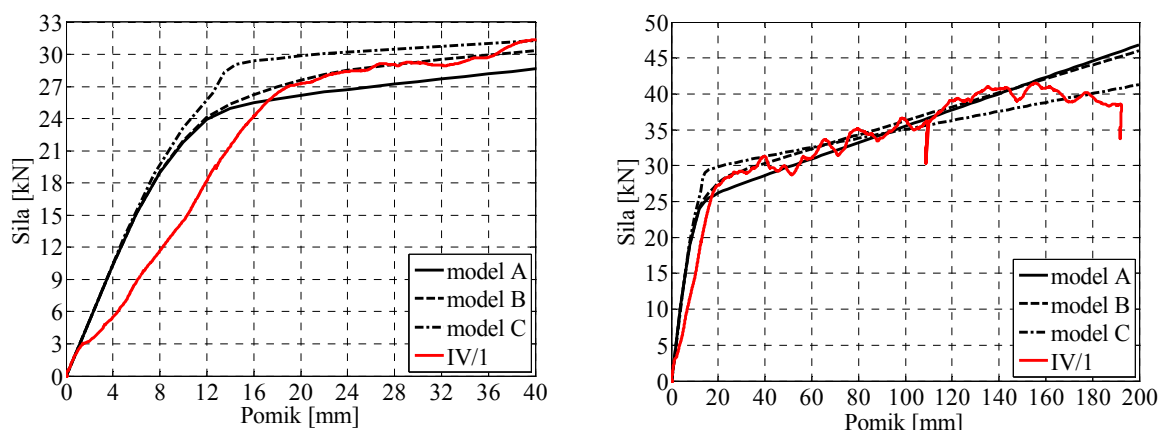
Na sliki 2.46 je predstavljena primerjava rezultatov preizkusov preizkušancev III/1 in V/1 ter treh numeričnih analiz. Gre za preizkušanca, ki sta imela 4 spoje panel – okvir na tekoči meter in 6 spojev med sosednjima paneloma (razdalja med dvema spojem je 45 cm). Edina razlika med preizkušancema III in V serije je v izvedbi šivanega spoja. Prvi je imel dvostranski šivani spoj, drugi pa enostranskega (na notranji pločevini). Iz rezultatov testov je opaziti, da se kljub temu oba preizkušanca do meje tečenja obnašata enako, razlika pa je v večji utrditvi preizkušanca z dvostranskim šivanim spojem.

Rezultati numerične analize se v inženirskem smislu zelo dobro ujemajo z rezultati preiskav. Zlasti modela A in B dobro ujameta silo na meji elastičnosti ($F_{p,y} = 13,2$ kN), medtem ko je pri modelu C sila na meji elastičnosti nekoliko višja ($F_{p,y} = 14,8$ kN). Na drugi strani je zanimiva tudi primerjava togosti sistemov fasadnih panelov, kjer imata preizkušanca povprečno začetno togost ($k_{p,1}$) enako 1,05 kN/mm, matematični modeli pa 1,42 kN/mm. Obnašanje matematičnih modelov je tako približno 35 % bolj togo kot obnašanje preizkušancev III/1 in V/1, katerim lahko bolj podajno obnašanje pripišemo na račun sistemskih nepopolnosti, ki jih v poenostavljenem matematičnem modelu nismo zajeli.



Slika 2.46: Primerjava numeričnih analiz in eksperimentalnih rezultatov preizkušancev III-1 in V-1
Figure 2.46: Comparison of the numerical analysis and experimental results of the specimens III-1 and V-1

Na sliki 2.47 je predstavljena primerjava rezultatov preizkušanca IV/1 ter treh numeričnih analiz. Gre za preizkušane, ki je imel 8 spojev panel – okvir na tekoči meter in 11 spojev med sosednjima paneloma (razdalja med dvema spojeva je 22,5 cm). Preizkušane IV/1 je imel dvostranski šivani spoj. Rezultati numerične analize se v inženirskem smislu zelo dobro ujemajo z rezultati preiskav. Zlasti modela A in B dobro simulirata silo na meji elastičnosti ($F_{p,y} = 25,1$ kN), medtem ima model C nekoliko večjo silo na meji elastičnosti ($F_{p,y} = 28,8$ kN). Zanimiva je tudi primerjava togosti sistemov fasadnih panelov, kjer ima preizkušane IV/1 povprečno začetno togost ($k_{p,1}$) enako 1,52 kN/mm, matematični modeli pa 2,00 kN/mm. Obnašanje matematičnih modelov je tako približno 31 % bolj togo kot obnašanje preizkušanca. Podobno kot pri prejšnjem primeru (slika 2.46) je večja podajnost preizkušanca posledica sistemskih nepopolnosti, ki jih v poenostavljenem matematičnem modelu nismo zajeli. To tezo potrjuje tudi slika 2.47, kjer opazimo, da sta testna in numerična togost do velikosti sile 3,0 kN enaki.



Slika 2.47: Primerjava numeričnih analiz in eksperimentalnih rezultatov preizkušanca IV-1
Figure 2.47: Comparison of the numerical analysis and experimental results of the specimen IV-1

Zaključki

Rezultati kažejo, da s poenostavljenim matematičnim modelom lahko dobimo dobro oceno nosilnosti poljubnega sistema fasadnih panelov pri monotoni obtežbi, ki je v okviru inženirske natančnosti. Predvsem nosilnost sistema lahko v primeru, če poznamo rezultate preizkusov dveh pločevin (model A in B), izračunamo precej natančno. Ocena z modelom C, ki temelji na EN 1998-1-3 in Bryan-ovi enačbi za podajnost spoja, daje nosilnost, ki je približno 5 do 10 % precenjena tako, da predlagamo upoštevanje varnostnega faktorja $\gamma_{M2} = 1,25$ (projektna nosilnost). Če poznamo rezultate preizkusov dveh pločevin (modela A in B), seveda lahko izračunamo nosilnost še precej bolj natančno.

Na drugi strani dobimo z matematičnim modelom v programu SAP2000 nekoliko preveliko togost (okoli 25 %), kar je posledica sistemskih nepopolnosti, ki niso bile zajete v matematičnem modelu. Idealizirane začetne togosti ($k_{p,1}$) so za ovojnice modelov A, B in C praktično enake. Tako je najboljša rešitev, da glede na opravljene teste predlagamo redukcijski faktor 0,75 ($k_{mod,1}$), s katerim pomnožimo numerično izračunano togost sistema fasadnih panelov in tako upoštevamo njegove sistemske nepopolnosti, na katere kljub skrbni montaži fasadnih panelov ne moremo vplivati.

Predlagan matematični model se je izkazal za zelo robustnega (dobra konvergenca), kar je poleg njegove preprostosti druga zelo pomembna lastnost, ki omogoča račun karakteristik poljubnega sistema fasadnih panelov tudi v praksi. Tako je s predstavljenim matematičnim modelom mogoče določiti povprečno začetno togost ($k_{p,1}$), silo na meji tečenja ($F_{p,y}$) in nosilnost ($F_{p,u}$) za poljuben sistem fasadnih panelov, ki jih nato lahko uporabimo pri modeliranju diagonal v okvirnih konstrukcijah, kar je opisano v naslednjem poglavju.

2.4 Modeliranje večslojnih fasadnih panelov v okvirnih konstrukcijah

2.4.1 Uvod

Vpliv večslojnih fasadnih panelov v enem polju nadomestimo s parom nadomestnih diagonal, katerima moramo predpisati ovojnico sila – pomik. Pri načrtovanju idealizirane ovojnice nadomestnih diagonal si žal nismo mogli pomagati z ugotovitvami in modelom, ki sta ga predlagala De Matteis in Landolfo (1999b in 2000b). V prvi vrsti zaradi uporabljenih fasadnih panelov, ki so se močno razlikovali kot paneli, ki sta jih uporabila italijanska avtorja. V našem primeru je šlo za 12 cm debel fasadni panel, ki je sestavljen iz dveh 0,55 mm debelih jeklenih pločevin in 12 cm debelega jedra iz mineralne volne, ki je zelo podajno. Posledica tega je, da silo prenaša samo notranja pločevina. Na drugi strani so italijanski raziskovalci preizkusili fasadne panele debeline 4 cm s poliuretanskim jedrom (PU), ki pri vsiljevanju horizontalnih pomikov delujejo kot celota. Jeklene pločevine so bile enake debeline kot v našem primeru, jedro pa je bilo 3-krat tanjše. Zaradi tega razloga je De Matteis modeliral fasadni panel kot dve pločevini, ki sta 4 cm narazen in povezani z elastičnimi vzmetmi. Prav tako pa je spoj panel – okvir modeliral z elastičnimi vzmetmi.

V našem primeru so testi petih različnih konfiguracij sistema fasadnih panelov jasno pokazali, da se pri vsiljevanju horizontalnih pomikov, deformira le notranja pločevina. Kar pomeni, da večino strižnih sil iz okvirne konstrukcije na sistem fasadnih panelov prenese notranja pločevina panelov (Bryan 1994, ECCS 2001, Rozman 2008a). Prav tako smo s preizkusi dokazali, da ima sistem fasadnih panelov brez šivanih spojev (panel – panel) zelo omejeno nosilnost, ki je pri prenosu horizontalnih obtežb zanemarljiva. Posledica tega je bila, da smo se pri preizkušanju spojev panel – okvir lahko omejili le na spoj notranje pločevine fasadnega panela in debelejšo jeklene pločevine, ki je predstavljala fasadno podkonstrukcijo. Omenjena predpostavka nam je omogočila, da iz rezultatov obnašanja obodne pločevine na bočni pritisk, lahko definiramo ovojnico za spoj panel – okvir in šivani spoj. Pri tem se lahko opremo na eksperimentalne rezultate spojev dveh pločevin (model A in B) ali pa na nosilnost pločevine na bočni pritisk po EN 1993-1-3, v povezavi z Bryan-ovo enačbo (2.3) za podajnost spoja dveh pločevin (model C).

2.4.2 Matematični model nadomestne diagonale (ND)

V matematičnem modelu okvirne konstrukcije večslojne fasadne panele v enem polju nadomestimo s parom enakih nadomestnih diagonal (ND), ki nosita v nategu in tlaku. Ovojnico sila – pomik za nadomestno diagonalo (odnos $F_d - d_d$) določimo na sledeč način:

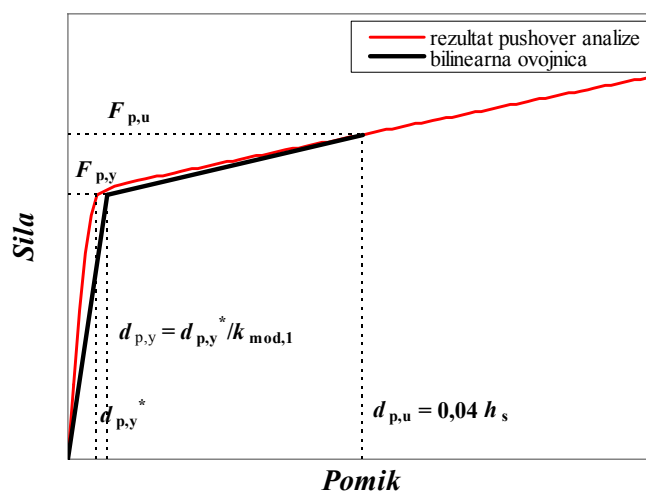
1. Izberemo si model ovojnice (odnos $F_b - d_b$) za spoj dveh pločevin (model A, B ali C; poglavje 2.3.3, slika 2.44).
2. Glede na izbran model ovojnice spoja dveh pločevin, določimo ovojnici za spoja panel – okvir in panel – panel (šivan spoj). Pri slednjem moramo upoštevati, da gre za zaporedno vezavo

dveh vzmeti oziroma spojev dveh pločevin, kar pomeni, da je nosilnost šivanega spoja enaka kot pri spoju dveh pločevin, togost pa je 2-krat manjša (poglavje 2.3.3, slika 2.45).

3. Izdelamo »ad-hoc« matematični model za obravnavan sistem fasadnega panela v programu, ki omogoča nelinearno statično analizo (npr. SAP2000). Notranjo pločevino modeliramo z membrano (2D KE), spoje pa z nelinearnimi vzmetmi, ki jim predpišemo ovojnice, ki smo jih definirali v prejšnji točki (2.). Matematični model je prikazan v poglavju 2.3.3.
4. Upoštevajoč rezultate nelinearna statične analize (pushover analiza) obravnavanega sistema fasadnega panela določimo njegovo bi-linearno ovojnico (slika 2.48, odnos $F_p - d_p$). Določimo dve točki te ovojnice. Prva je točka meje tečenja ($d_{p,y}, F_{p,y}$). Pomik $F_{p,y}^*$, ki ga določimo iz krivulje sila – pomik matematičnega modela, moramo zaradi nekoliko preveč togega obnašanja matematičnega modela korigirati s koeficientom $k_{mod,1}$, ki je enak 0,75. Tako dobimo

$$d_{p,y} = d_{p,y}^* / k_{mod,1} \quad (2.5)$$

Drugo točko definiramo pri porušitvi ($d_{p,u}, F_{p,u}$). Pomik $d_{p,u}$ določimo pri $0,04 h_s$, kjer h_s pomeni razdaljo med obema vrstama spojev panel – okvir. Pri tem pomiku je pri cikličnih preizkusih začela padati nosilnost, kar je bila posledica porušitev prvih vijakov (slike 2.33, 2.35 in 2.36). Nato pri pomiku $d_{p,u}$ iz krivulje sila – pomik določimo silo $F_{p,u}$.



Slika 2.48: Določitev bi-linearne ovojnice sila – pomik za obravnavan sistem fasadnih panelov (SFP)

Figure 2.48: Definition of the bi-linear envelope of the sandwich panel shear walls

5. Togost sistema fasadnih panelov (SFP) pretvorimo na togost nadomestne diagonale z enačbo

$$k_{d,1} = k_{p,1} / 2 \cos^2 \alpha \quad (2.6)$$

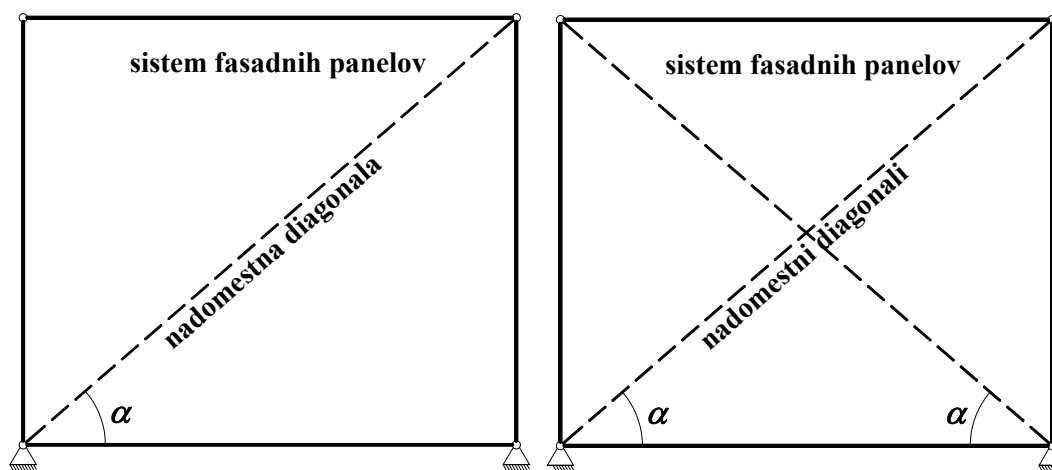
kjer je α naklon nadomestne diagonale (slika 2.49), $k_{d,1}$ pa je njena začetna togost. Nosilnost sistema fasadnih panelov pretvorimo na nosilnost ekvivalentne diagonale z

$$F_{d,i} = F_{p,i} / 2 \cos \alpha , \quad (2.7)$$

kjer je $F_{d,i}$ nosilnost ekvivalentne diagonale ($F_{d,y}$ ali $F_{d,u}$). Pomike sistema fasadnih panelov pa pretvorimo na pomike ekvivalentne diagonale z enačbo

$$d_{d,i} = d_{p,i} \cos \alpha . \quad (2.8)$$

Enačbe (2.6 do 2.8) veljajo za primer, ko sistem fasadnih panelov (SFP) nadomestimo z dvema nadomestnima diagonalama (par diagonal; slika 2.49b), ki nosita v nategu in tlaku. V primeru, da sistem fasadnih panelov nadomestimo z dvema nadomestnima diagonalama, ki nosita samo v nategu, oziroma samo z eno diagonalo (slika 2.49a), ki nosi v nategu in tlaku, moramo vrednosti v enačbah (2.6 in 2.7) pomnožiti z 2.



(a) (b)
Slika 2.49: Modeliranje ene (a) oziroma dveh nadomestnih diagonal (ND, b)
Figure 2.49: Modelling of the equivalent diagonal members (one (a) or two (b))

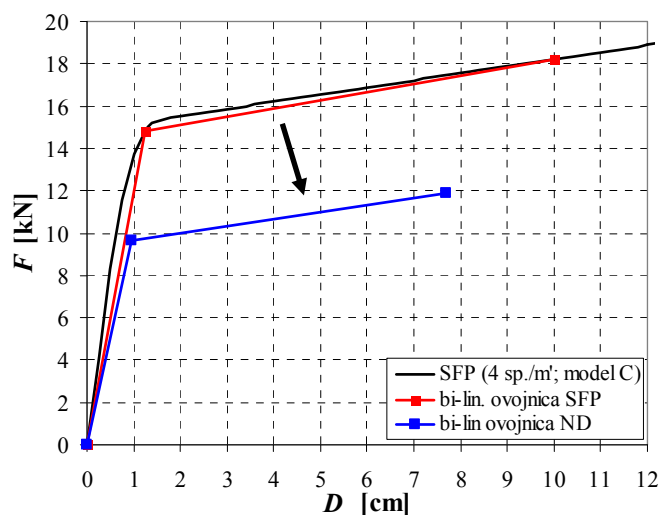
V matematičnem modelu okvirne konstrukcije sisteme fasadnih panelov modeliramo z nadomestnimi diagonalami, katerim predpišemo plastične členke z ovojnico *сила – pomik* iz točke 5.

2.4.3 Aplikacija nadomestnih diagonal v členkastem okviru

Pri upoštevanju vpliva fasadnih panelov v poljubnem polju okvirne konstrukcije se izkaže za najboljšo možnost, da fasadne panele nadomestimo z dvema nadomestnima diagonalama (slika 2.49b), katerima predpišemo nosilnost v nategu in tlaku (De Matteis 2009b). V tem primeru veljajo enačbe (2.5) do (2.8). Ta možnost omogoča razširitev matematičnega modela tudi na področje nelinearne dinamike.

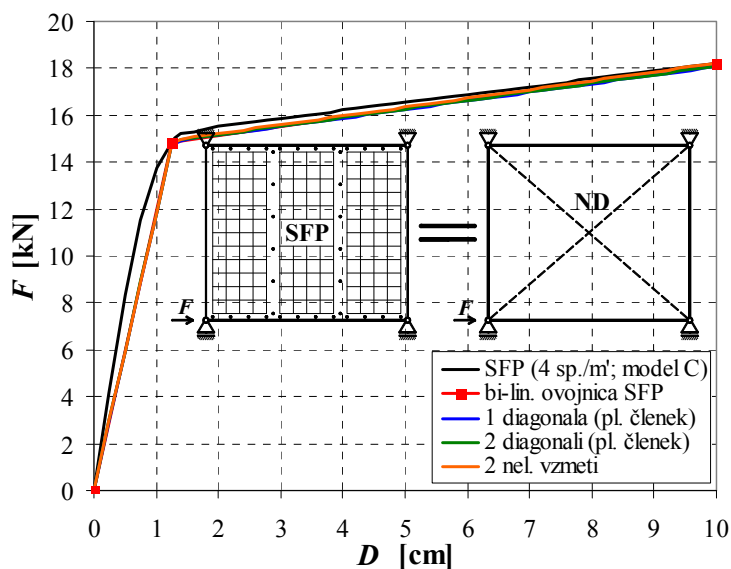
V poglavju 2.4.2 smo definirali matematični model nadomestne diagonale (ND), katerega lahko določimo glede na rezultate preiskav sistemov fasadnih panelov (SFP) ali rezultate numeričnih analiz (poglavje 2.3.3). Za preizkus obnašanja dveh nadomestnih diagonal v členkastem okviru (2.49b), s katerima nadomestimo poljuben sistem fasadnih panelov, smo izbrali primer nelinearne statične (pushover) analize sistema fasadnih panelov s štirimi spoji panel – okvir na tekoči meter panela, pri

katerem smo za ovojnice spojev upoštevali model C (slika 2.46). Na sliki 2.50 (rdeča krivulja) je prikazana idealizacija pushover krivulje obravnavanega SFP, pri kateri smo upoštevali koeficient $k_{mod,1} = 1$, saj je bil namen le preveriti ustreznost matematičnega modela členkastega okvira z nadomestnima diagonalama. Bi-linearno ovojnico SFP smo nato z enačbami (2.5) do (2.8) pretvorili v ovojnico ND, katero smo nato uporabili za modeliranje nosilnosti plastičnega členka oziroma vzmeti.



Slika 2.50: Idealizacija in transformacija bi-linearne ovojnice
Figure 2.50: Idealization and transformation of the bi-linear envelope

Na sliki 2.51 je prikazana primerjava nosilnosti obravnavanega sistema fasadnih panelov ($b/h = 300/260$ cm, 4 spoji panel – okvir na tekoči meter) s tremi različnimi modeli členkastega okvira. Pri prvem smo nosilnost fasadnih panelov modelirali z eno nadomestno diagonalo (slika 2.49a), ki je bila obremenjena v nategu. Diagonalo smo modelirali z elastičnim končnim elementom (KE), kateremu smo določili obnašanje v plastičnem območju z modificirano ovojnico sila – pomik (glede na bi-linearno ovojnico ND prikazano na sliki 2.50, je bila sila pomnožena z 2). Pri drugem matematičnem modelu smo modelirali dve nadomestni diagonalni (slika 2.49b), ki sta imeli nosilnost določeno v nategu in tlaku. Tretji matematični model je podoben drugemu modelu, razlika je le v tem, da smo pri tretjem modelu modelirali nadomestni diagonalni z nelinearnima vzmetema, katerima smo nosilnost prav tako predpisali v nategu in tlaku. Poglavitna prednost slednjega modela je, da elastični KE s predpisanim plastičnim členkom nadomestimo z vzmetjo (hitrejše modeliranje). Primerjava rezultatov jasno kaže, da vsi trije matematični modeli ustrezno simulirajo obnašanje obravnavanega sistema fasadnih panelov. Za nadaljnje delo smo si zaradi univerzalnosti izbrali drugi matematični model (2 diagonalni s plastičnima členkoma).



Slika 2.51: Primerjava odnosa sila - pomik SFP s tremi matematičnimi modeli

Figure 2.51: Comparison of force – displacement diagrams of the sandwich panel shear walls with three mathematical models

2.5 Vpliv orientacije večslojnih fasadnih panelov

2.5.1 Uvod

V poglavju 2.3.3 smo matematično modelirali preizkuse sistemov fasadnih panelov serije III, IV in V. Preizkušanci so se med sabo razlikovali po številu spojev (preglednica 2.6). Z numeričnimi simulacijami smo zelo dobro ponazorili rezultate eksperimentov (sliki 2.46 in 2.47). Zaradi omejenega števila preizkušancev SFP (9), smo lahko preizkusili le nekaj parametrov, ki vplivajo na nosilnost SFP. Glavne ugotovitve opravljenih preizkusov so:

- za zagotovitev nosilnosti SFP je potrebno obvezno povezati sosedne panele s šivanimi spoji (spoji panel – panel),
- podvojeno število spojev panel – okvir podvoji nosilnost in poveča idealizirano elastično togost preizkušancev ($k_{p,1}$) za približno 50 % (preglednica 2.8),
- pri 4 spojih panel – okvir na tekoči meter zadostuje enostranski šivani spoj.

Zaradi omejenega programa testiranja žal nismo mogli preveriti nekaterih pomembnih dejavnikov, ki vplivajo na obnašanje SFP pri horizontalni obtežbi. Ti dejavniki so:

- vpliv orientacije panelov (vertikalno ali horizontalno),
- vpliv različnih dimenzij SFP (podvojena velikost),
- vpliv različnih oblik SFP (kvadratna ali pravokotna)
- vpliv razdalje med dvema linijama spojev panel – okvir (h_s).

Za študij vplivov teh dejavnikov smo se odločili analizirati osem različnih konfiguracij sistemov fasadnih panelov. Rezultati so opisani v naslednjem poglavju.

2.5.2 Računski primeri

V preglednici 2.9 je predstavljenih osem različnih konfiguracij sistemov fasadnih panelov, uporabljenih za študij vplivov dejavnikov, omenjenih v prejšnjem poglavju. Pri vseh osmih primerih smo se odločili za enako število spojev panel – okvir ($n_1 = 4$) oziroma panel – panel ($n_2 = 2$) na tekoči meter (slika 2.29). Uporabili smo poenostavljen matematični model (slika 2.43), ki je opisan v poglavju 2.3.3. Tako smo lahko naredili parametrično študijo vpliva orientacije panelov in vplivov oblike in dimenzij sistemov fasadnih panelov.

Preglednica 2.9: Karakteristike obravnavanih sistemov fasadnih panelov (SFP)

Table 2.9: Characteristic of the sandwich panel shear walls

| Model | b^* | h^* | n_1 | n_2 | orientacija |
|--------------|-------|-------|-------|-------|-------------|
| | [m] | [m] | | | |
| 1. SFP 3x3-V | 3,0 | 3,0 | 4 | 2 | vert. |
| 2. SFP 3x3-H | 3,0 | 3,0 | 4 | 2 | horiz. |
| 3. SFP 6x6-V | 6,0 | 6,0 | 4 | 2 | vert. |
| 4. SFP 6x6-H | 6,0 | 6,0 | 4 | 2 | horiz. |
| 5. SFP 3x6-V | 3,0 | 6,0 | 4 | 2 | vert. |
| 6. SFP 3x6-H | 3,0 | 6,0 | 4 | 2 | horiz. |
| 7. SFP 6x3-V | 6,0 | 3,0 | 4 | 2 | vert. |
| 8. SFP 6x3-H | 6,0 | 3,0 | 4 | 2 | horiz. |

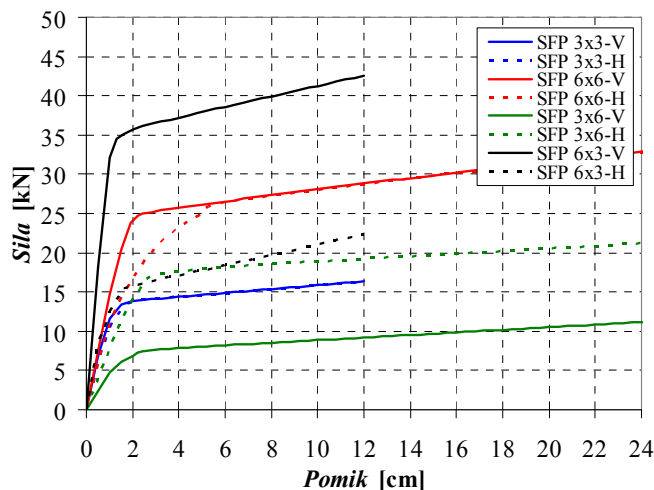
* pri vertikalni orientaciji panelov velja $h = h_s$, pri horizontalni pa $b = h_s$

Pri vseh osmih modelih smo ovojnice sila – pomik modelirali z modelom C (slika 2.45; $\gamma_{M2} = 1,00$). Širina posameznih panelov je bila v vseh primerih 1,0 m. Tako so bili modeli SFP št. 1, 2, 5 in 8 sestavljeni iz treh fasadnih panelov, ostali pa iz šestih. Na sliki 2.52 je predstavljena primerjava obnašanja osmih modelov pri monotoni horizontalni obtežbi. Pri primerjavi kvadratnih SFP opazimo, da imajo pari SFP 3x3-V in SFP 3x3-H oziroma SFP 6x6-V in SFP 6x6-H enako nosilnost. Seveda imata slednja dva sistema dvakrat večjo nosilnost, kar izhaja iz dvakrat večjih dimenzij in s tem posledično tudi večjim številom spojev panel – okvir. Pri primerjavi kvadratnih SFP opazimo, da imata oba sistema s horizontalno orientacijo panelov (št. 2 in 4) manjšo elastično togost ($k_{p,1}$, preglednica 2.10) od sistemov z vertikalno orientacijo panelov (št. 1 in 3). Pri primerjavi pravokotnih sistemov fasadnih panelov (SFP) opazimo, da sta nosilnost in togost odvisni od števila spojev panel – okvir, ki pa je odvisno od dolžine stranice, kjer so spoji panel – okvir nameščeni (b pri vertikalni orientaciji panelov oziroma h pri horizontalni orientaciji). Prav tako je nosilnost obratno-sorazmerna z višino SFP (h). Tako ima največjo nosilnost sistem SFS 6x3-V (št. 7), ki ima v eni liniji 24 spojev (6 m x 4 spoji/m') in višino $h = 3,0$ m. Najmanjšo nosilnost pa ima sistem SFS 3x6-V (št. 5), ki ima v eni liniji 12 spojev panel – okvir in višino $h = 6,0$ m.

Preglednica 2.10: Primerjava nosilnosti in togosti različnih konfiguracij SFP

Table 2.10: Comparison of the strength and stiffness of the various sandwich panel shear walls

| Model | numerična analiza | | | ocena |
|-----------|-------------------|-----------|-------------|------------|
| | $F_{p,v}$ | $F_{p,u}$ | $k_{p,l}^*$ | $F_{p,oc}$ |
| | [kN] | [kN] | [kN/mm] | [kN] |
| SFP 3x3-V | 13,47 | 16,35 | 0,890 | 15,08 |
| SFP 3x3-H | 12,86 | 16,32 | 0,857 | 15,08 |
| SFP 6x6-V | 23,85 | 32,87 | 1,189 | 30,15 |
| SFP 6x6-H | 24,88 | 32,75 | 0,498 | 30,15 |
| SFP 3x6-V | 6,86 | 11,17 | 0,342 | 7,54 |
| SFP 3x6-H | 15,27 | 21,21 | 0,611 | 30,15 |
| SFP 6x3-V | 32,20 | 42,60 | 3,187 | 60,30 |
| SFP 6x3-H | 14,47 | 22,32 | 0,965 | 15,08 |



Slika 2.54: Primerjava nosilnosti različnih konfiguracij sistemov fas. panelov (SFP)

Figure 2.54: Comparison of the strength of the various sandwich panel shear walls

2.5.3 Zaključki

S parametrično študijo osmih sistemov fasadnih panelov (SFP) smo ugotovili, da na nosilnost vplivajo:

- število spojev panel – okvir,
- oddaljenost spojev panel – okvir od središča sistema fasadnih panelov (SFP),
- višina sistema fasadnih panelov (h).

Pokazali smo tudi, da orientacija panelov pri kvadratnih SFP vpliva le na njihovo togost. Tako se sistemi s horizontalno orientacijo fasadnih panelov obnašajo nekoliko manj togo kot sistemi z vertikalno orientacijo (preglednica 2.10, slika 2.54). Prav tako smo pokazali, da lahko za hitro oceno nosilnosti poljubnega sistema fasadnih panelov uporabimo momentno ravnotežno enačbo, pri kateri predpostavimo, da je vsota momentov v središču enaka nič. Ocena je dobra zlasti pri kvadratnih sistemih fasadnih panelov (SFP). Tako na izjemno hiter način preverimo pravilnost numeričnih simulacij sistemov fasadnih panelov, pri katerih lahko pogosto pride do napak, ki imajo velik vpliv na rezultate, odkrijemo pa jih ponavadi le ob zelo natančni analizi matematičnega modela (slika 2.43).

2.6 Pomembnejše ugotovitve

V tem poglavju smo predstavili rezultate preizkusov spojev dveh pločevin in devetih preizkusov petih različnih sistemov fasadnih panelov. Slednji preizkusi so pokazali, da je v vseh primerih prišlo do enakega porušnega mehanizma; lokalne porušitve spoja *notranja pločevina panela – jeklena konstrukcija* (panel – okvir). Za omenjeni spoj je zaradi majhne debeline jeklene pločevine (0,55 mm) vedno merodajna nosilnost na bočni pritisk omenjene pločevine. Pomembnejše ugotovitve preizkusov dveh pločevin so:

- bočna nosilnost enojne pločevine do pomika 2 mm ($F_{b,2mm}$) je med 1,94 in 2,13 kN; v splošnem nam *Evrokod 3* (SIST 2005b) poda zelo dobro oceno nosilnosti ($F_{b,Rd}^2$; upoštevamo $\alpha = 2,1$ za vse debeline pločevine),
- bočna nosilnost enojne pločevine ($F_{b,max}$) je med 2,70 in 3,07 kN; v splošnem nosilnost dobro ocenimo, če pri izračunu nosilnosti $F_{b,Rd}^2$ upoštevamo varnostni faktor $\gamma_{M2} = 1,0$,
- bočna nosilnost dvojne zlepljene pločevine (cianoakrilatno sekundno lepilo) je približno dvakrat večja od enojne pločevine,
- stik zlepljene pločevine se je izkazal za dokaj podajnega, saj je dosežena togost dosegle le 60 % pričakovane,
- spoj dveh pločevin se obnaša duktilno; v plastičnem območju ne pride do padca nosilnosti, ampak od pomika 5 do 7 mm, ko doseže maksimalno nosilnost ($F_{b,max}$) niha na približno enakem nivoju.

Preizkusi so pokazali, da bi nosilnost in togost spojev najlažje povečali z debelejšo pločevino na mestu spojev. Možnost bi bila tudi uporaba zlepljene pločevine, vendar bi morali zagotoviti boljšo nosilnost in togost lepljenega stika. Takšna rešitev bi bila zelo primerna, saj bi na tak način lahko ojačili samo robove večslojnih panelov, t. j. mesta spojev.

Rezultate preizkusov spoja panel – okvir smo tudi matematično obdelali tako, da smo določili tri vrednosti nosilnosti ($F_{b,j}$, $F_{b,2mm}$ in $F_{b,max}$) in jih primerjali z dvema teoretičnima vrednostma, ki ji definira EN 1993-1-3. Pri prvi vrednosti ($F_{b,Rd}^1$) smo koeficient α upoštevali po standardu, vendar so primerjave z rezultati preizkusov pokazale, da so vrednostni za pločevine tanjše od 1,0 mm izrazito podcenjene. Zato smo pri drugi različici ($F_{b,Rd}^2$) za vse debeline pločevine upoštevali koeficient $\alpha = 2,1$. Varnostni faktor γ_{M2} je bil v obeh primerih 1,25. Primerjava med rezultati preizkusov ($F_{b,y}$ in $F_{b,2mm}$) in vrednostima po EC3 ($F_{b,Rd}^1$ in $F_{b,Rd}^2$) je pokazala dobro ujemanje. V primeru, da smo upoštevali varnostni faktor γ_{M2} 1,00, pa so vrednosti primerljive z maksimalnimi eksperimentalnimi nosilnostmi ($F_{b,max}$). Standard EC3 je v vseh primerih na konzervativni strani. Z Bryan-ovo formulo za podajnost oziroma togost smo v primeru, ko gre strižna ravnina skozi navoje, izredno dobro ocenili povprečno začetno togost preizkušancev ($k_{b,1}$).

Preizkuse spoja panel – okvir smo modelirali tudi numerično s pomočjo programa ABAQUS. Izdelali smo matematični model, pri katerem smo jekleno pločevino modelirali s 3D KE, vijak pa smo modelirali kot togo telo. Primerjava numeričnih analiz je pokazala dobro ujemanje izračunanih

nosilnosti z rezultati preizkusov in z vrednostmi, ki jih podaja *Evrokod*. Na drugi strani pa kaže primerjava togosti slabo ujemanje, saj je matematični model več kot 2-krat bolj tog kot preizkušanci.

Podrobno smo predstavili in analizirali devet testov za določitev strižne nosilnosti fasadnih panelov pri različnem načinu pritrjevanja na konstrukcijo. Cilj teh preizkusov je bil preveriti njihove strižne lastnosti pri načinu pritrjevanja, ki jih podjetje Trimo uporablja tudi v praksi. Preverili smo tudi izboljšane načine pritrjevanja, ki bi strižnemu panelu omogočili zadostno strižno odpornost za prevzem horizontalne obtežbe.

Prva ugotovitev je prav gotovo, da je bilo uspešno opravljenih vseh 9 testov in, da so rezultati omogočili boljše poznavanje problema. Testi jasno kažejo, da je strižna nosilnost celotnega sistema odvisna od izvedbe pritrjevanja panelov.

Preiskave fasadnih panelov so pokazale na pomembnost povezave med posameznimi fasadnimi paneli s šivanim spojem, ki uspešno prepreči medsebojni zdrs in tako zagotavlja, da se celoten sistem obnaša kot togo telo. Preizkušanci s šivanim spojem imajo 2,5 do 3 krat večjo strižno nosilnost in togost. S testi smo tudi dokazali, da ima tudi enostransko šivan spoj zadovoljive strižne lastnosti v primerjavi z dvostransko šivanim. To je izredno pomembno, saj je enostransko šivani spoj za prakso veliko bolj sprejemljiv.

Glavne ugotovitve preizkusov fasadnih panelov lahko strnemo v pet točk:

1. Porušni mehanizem je pri vseh načinih pritrjevanja enak, to je pretrgana pločevina na mestu vijakov. Do porušitve pride zaradi prekoračenih bočnih pritiskov v pločevini. Posledica omenjene porušitve je ta, da celoten sistem fasadnih panelov disipira razmeroma malo energije (»pinching« efekt).
2. Pri cikličnih testih je prišlo tudi do pretrganja (robnih) vijakov. To se je zgodilo med desetim in dvanajstim ciklom, to je pri pomiku okrog 100 mm. Tako je pri nizko-cikličnem utrujanju sistemu fasadnih panelov nosilnost začela padati pri rotaciji okoli 0,04 (d/h_s), kar pomeni, da je sistem zelo duktilen. Pri monotonih testih so vsi preizkušeni sistemi fasadnih panelov prestali tudi dvakrat večje pomike (do 200 mm) brez porušitve vijakov, nosilnost pa je vseskozi naraščala. Tako lahko zaključimo, da že trenutni način pritrjevanja panelov preprečuje padec panelov iz konstrukcije tudi pri velikih horizontalnih pomikih.
3. V praksi najbolj pogost način pritrjevanja (2 vijaka na posamezni panel) ne zagotavlja zadostne strižne nosilnosti za namen sodelovanja fasadnih panelov z nosilno konstrukcijo pri dinamičnih obremenitvah.
4. Z uporabo enostranskega ali dvostranskega šivanega spoja in z 4 vijaki na panel na obeh konceh je strižna nosilnost panelov takšna, da omogoča prevzem horizontalnih obremenitev pri dinamičnih obremenitvah. Za prevzem vetra v elastičnem območju pa bi morali sistemu fasadnih panelov nekoliko povečati začetno togost.
5. Z drugačnim načinom pritrjevanja panelov na konstrukcijo, kjer bi namesto vijaka uporabili druga vezna sredstva ali bi samo lokalno odebelili pločevino (slika 2.3) na mestu stika, bi lahko strižno nosilnost in togost panelov še ustrezno povečali.

Glavna ugotovitev vseh opravljenih preizkusov je, da sta strižna nosilnost in togost sistema fasadnih panelov odvisni samo od spojev določenega panela z fasadno podkonstrukcijo (panel – okvir). V praksi

se uporabljata 2 spoja panel – okvir na tekoči meter, kar je absolutno premalo za kakršno koli strižno nosilnost in togost, ki bi jo bilo vredno upoštevati pri analizi okvirnih konstrukcij. Zato smo predlagali 4 oziroma 8 spoje na tekoči meter, ki ob predpostavki, da povežemo fasadne panele med seboj in na ta način izničimo medsebojne pomike sosednjih panelov, zagotavljajo dokaj veliko strižno nosilnost in togost. Ta vpliv fasadnih panelov bi lahko bil pomemben za obnašanje večetažnih jeklenih konstrukcij, medtem ko je pri večetažnih armiranobetonskih konstrukcijah vpliv fasadnih panelov zanemarljiv.

Preizkuse sistema fasadnih panelov smo modelirali matematično s pomočjo programa ABAQUS. Modelirali smo samo notranjo pločevino večslojnega fasadnega panela, saj so testi pokazali, da prenaša večino strižnih sil. Podobne ugotovitve zasledimo v Baehre (1994) in ECCS (2001). Spojev med paneli nismo modelirali, ampak smo predpostavili enotno pločevino. Posledično z analiziranim primerom lahko solidno ocenimo strižno nosilnost sistema fasadnih panelov ($\pm 10\%$), žal pa je ocena togosti izjemno slaba, saj se analizirani matematični model obnaša izrazito preveč toga. Poleg omenjene pomanjkljivosti ima obravnavan model še nekaj pomanjkljivosti kot so: velika numerična zahtevnost, slaba konvergenca in velika kompleksnost.

Zaradi zahtevnosti matematičnega modela v ABAQUS-u, ki bi ga morali za boljše rezultate dodatno izboljšati, smo izdelali poenostavljen matematični model, pri katerem smo panele modelirali kot ločene membrane (2D KE). Spoje panel – okvir in panel – panel smo modelirali z nelinearnimi vzmetmi, katerim smo predpisali ovojnico sila – pomik. Ovojnice smo definirali na podlagi obnašanja spoja dveh pločevin, ki smo ga obravnavali eksperimentalno in teoretično (EN 1993-1-3, Bryan). S predlaganim matematičnim modelom smo relativno dobro opisali obnašanje poljubnega sistema fasadnih panelov. Zlasti nosilnost lahko z obravnavanim modelom opišemo precej natančno, medtem ko sistemske nepopolnosti, ki jih z matematičnim modelom ne moremo zajeti, vplivajo na nekoliko manjšo togost preizkušancev od rezultatov matematičnega modela. Zato smo togost, ki smo jo dobili z numeričnimi analizami, pomnožili s koeficientom $k_{\text{mod},1}$, ki smo mu predpisali vrednost 0,75.

Iz rezultatov poenostavljenega modela, ki ga lahko modeliramo v poljubnem programu, ki omogoča nelinearno statično (pushover) analizo (npr. SAP2000), definiramo bi-linearno ovojnico nadomestne diagonale, s katero upoštevamo vpliv večslojnih fasadnih panelov v okvirnih konstrukcijah. Pri modeliranju vpliva fasadnih panelov smo se odločili, da modeliramo dve nadomestni diagonalni z linearnima končnima elementoma, katerima predpišemo vsakemu po en plastični členek. Plastičnemu členku definiramo ovojnico *sila – pomik*, katera ima nosilnost določeno samo v nategu. Obnašanje nadomestnih diagonal smo preverili tudi v členkastem okviru (poglavje 2.4.3) in tako potrdili njihovo pravilno delovanje v okvirni konstrukciji. Prav tako pa smo s poenostavljenim modelom sistema fasadnih modelov modelirali osem različnih konfiguracij in tako izvedli parametrično študijo s katero smo ugotovili še nekaj pomembnih parametrov, ki vplivajo na obnašanje poljubnega sistema fasadnih panelov (SFS). Ugotovitve in zaključki parametrične študije so podrobno predstavljene v poglavju 2.5.

Z opravljenimi preiskavami in analizo eksperimentalnih rezultatov smo jasno dokazali, da možnost upoštevanja vpliva sodelovanja fasadnih in strešnih panelov z jekleno konstrukcijo obstaja. Žal pa se

podjetje Trimco ni odločilo, da bi nadaljevali razvoj panelov v tej smeri, saj se je večanje števila pritrditev (spojev) oziroma večanje njihove nosilnosti izkazalo za neekonomično.

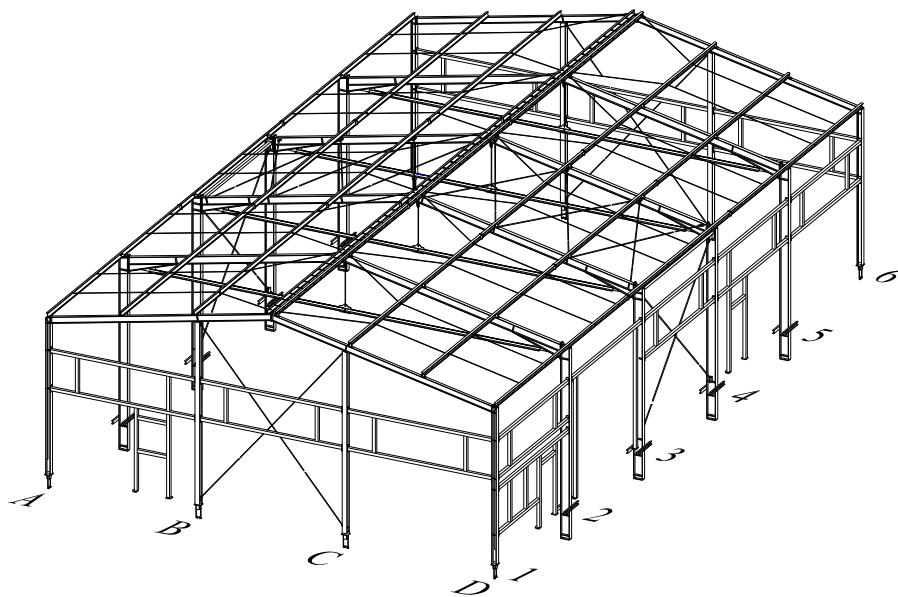
3 VPLIV VEČSLOJNIH FASADNIH PANELOV NA ODZIV TIPSKE JEKLENE HALE

V prejšnjem poglavju smo izdelali matematični model sistema fasadnih panelov (SFP) in ga verificirali z eksperimentalnimi rezultati. S parametrično študijo smo preverili še nekaj dodatnih dejavnikov, ki vplivajo na obnašanje SFP, vendar jih zaradi premalo izvedenih preizkusov nismo mogli preveriti eksperimentalno. Nato smo verificiran matematični model SFP prevedli v matematični model para nadomestnih diagonal (ND), s katerim nadomestimo vpliv fasadnih panelov v okvirnih konstrukcijah.

Rezultati preizkusov devetih sistemov fasadnih panelov (SFP) in poznejše numerične simulacije so pokazale, da imajo SFP pri številu spojev panel – okvir, ki je še ekonomsko sprejemljivo, dokaj nizko nosilnost, ki pri armiranobetonskih okvirnih stavbah oziroma pri jeklenih večetažnih okvirnih stavbah ne bi imela pomembnejšega vpliva. Zato smo prišli do sklepa, da je vpliv fasadnih panelov v prvi fazi potencialno najbolj zanimiv pri eno-etažnih jeklenih konstrukcijah, pri čemer mislimo predvsem na industrijske hale, kjer se večslojni fasadni paneli praviloma uporabljajo. Skupaj s podjetjem Trimo Trebnje d.d. smo se odločili, da z nelinearno statično analizo analiziramo potresno odpornost njihove tipske hale TTH 375 (Trimo 2006).

3.1 Opis konstrukcije

Za preizkus vpliva večslojnih fasadnih panelov smo izbrali tipsko jekleno halo TTH M375 proizvajalca Trima d.d. iz Trebnjega (slika 3.1; Trimo 2006). Objekt je tlorisnih dimenzij konstrukcije 15,0 x 25,0 m in je namenjen za poslovno-proizvodno dejavnost. Višina osi kapne lege je 5,0 m. Naklon strehe je 10°. Ovoj konstrukcije sestavljajo večslojni fasadni (FTV) in strešni paneli (STV) debeline 12 cm. Paneli so proizvod istega proizvajalca kot nosilna konstrukcija in jih ponavadi imenujemo kar sendvič paneli, saj so sestavljeni iz dveh tankih jeklenih pločevin (0,55 mm) in iz jedra mineralne volne poljubne debeline.

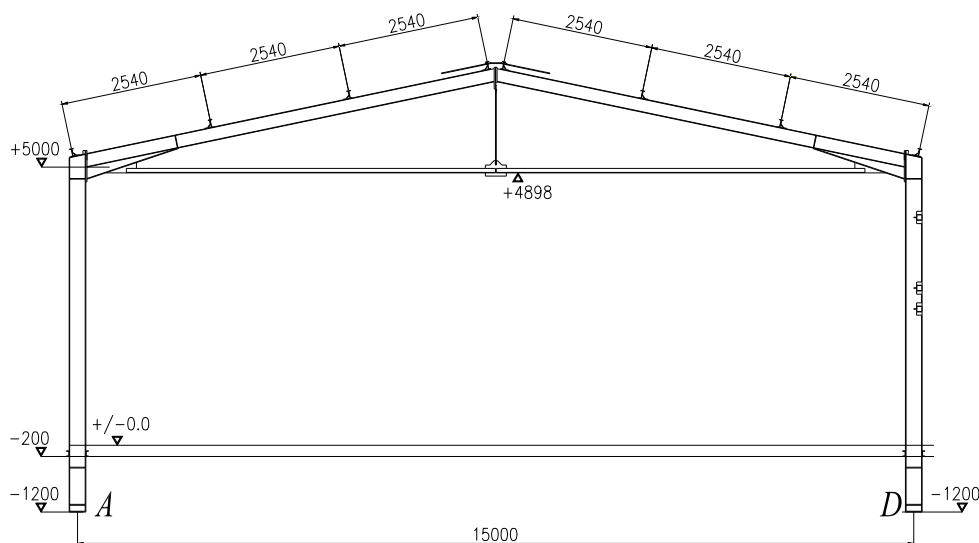


Slika 3.1: Tipična hala Trim (TTH M375)
Figure 3.1: Typical industrial building (Trim TTH M375)

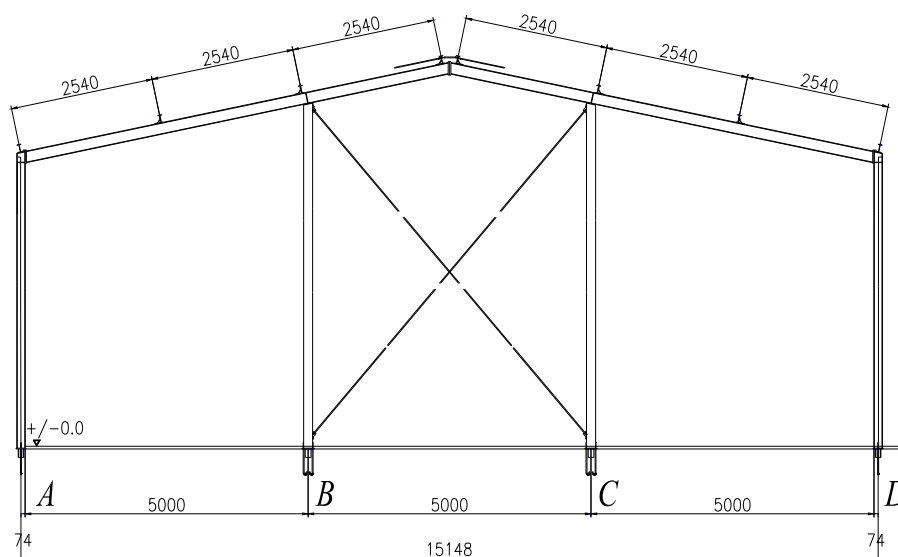
3.1.1 Osnovne karakteristike konstrukcije

Osnovno nosilno konstrukcijo predstavljajo 4 notranji ravninski okviri (slika 3.2) z natezno vezjo na medsebojnem rastru 5,0 m in dva fasadna okvira (slika 3.3). Notranji okviri so togo sidrani (vpeti), medtem ko sta fasadna okvira sidrana členkasto v prečni smeri in togo v vzdolžni smeri konstrukcije. Stebri okvirov so iz IPE 300 (notranji) in HEA 160 (fasadni), grede pa iz IPE 240 (notranji) in IPE 200 (fasadni). V čelnih oseh imamo še fasadne stebre HEA 160, ki so tudi členkasto sidrani v prečni smeri ter togo v vzdolžni smeri.

Kvaliteta jekla nosilne konstrukcije je S235 JR. Upoštevana meja tečenja $f_y = 23,5 \text{ kN/cm}^2$. Vijaki za okvirno konstrukcijo so kvalitete 10.9 (DIN 6914), vijaki zavetrovanja pa kvalitete 8.8 (DIN 934). Celotna primarna nosilna konstrukcija je v vijakeni izvedbi.



Slika 3.2: Notranji prečni okvir hale (os 2, 3, 4 in 5)
Figure 3.2: Inner transversal frame of the building (axes N_o. 2, 3, 4 and 5)

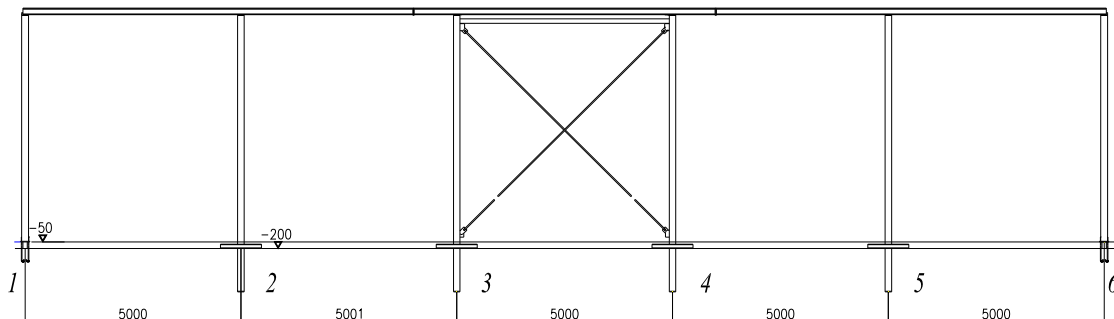


Slika 3.3: Zunanji prečni okvir hale (os 1 in 6)
Figure 3.3: Outer transversal frame of the building (axes N_o. 1 and 6)

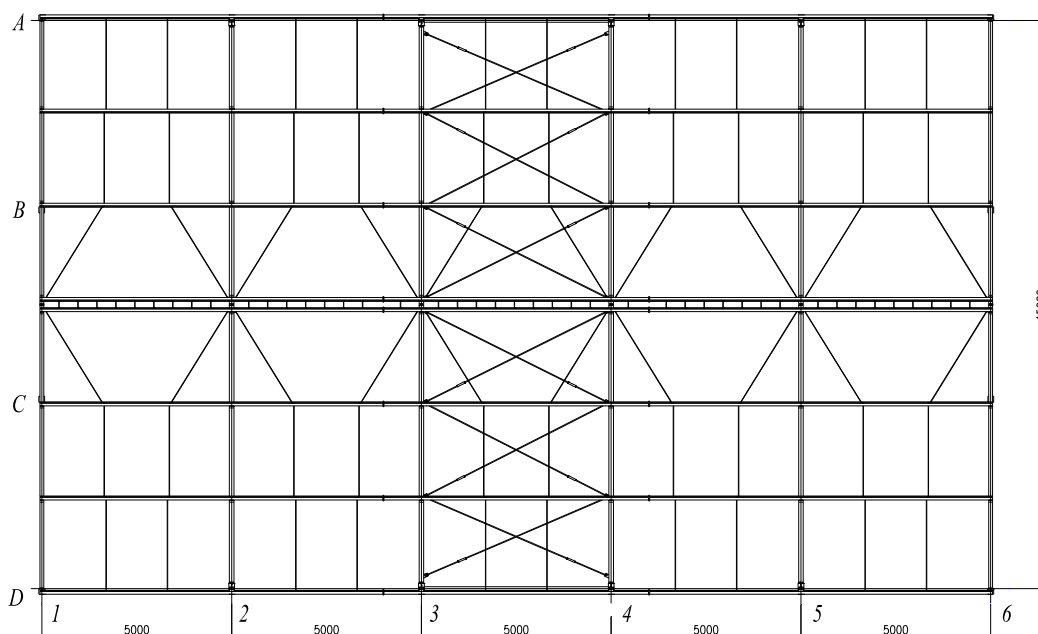
Prečni okviri so v vzdolžni smeri med seboj povezani z legami iz profilov IPE 140, katerih tlačni pas je v šibki smeri bočno podprt z zategami premera 12 mm v vsakem polju strehe. Podpiranje je izvedeno na razmaku 1667 mm (tretjina polja). Strešne lege so kontinuirani nosilci preko petih polj, razmak med njimi pa znaša 2540 mm (slika 3.3).

Stabilizacijsko povezje sestavljata strešno (slika 3.5) in vzdolžno zavetrovanje (slika 3.4), ki potekata v polju med osema 3 in 4. Strešno zavetrovanje predstavlja sistem nateznih diagonal ($\phi 20$) v katerem nastopajo strešne lege kot vertikale. Vertikalno vzdolžno zavetrovanje (slika 3.4) poteka v istem polju

kot strešno in je izvedeno iz nateznih diagonal ($\phi 27$). Fasadna prečna okvira sta stabilizirana z dvema nateznima diagonalama ($\phi 16$) v srednjem polju (med osema B in C).



Slika 3.4: Vzdolžni okvir (os A in D)
Figure 3.4: Longitudinal frame of the building (axes A and D)



Slika 3.5: Ostrešje hale
Figure 3.5: Roofing of the industrial steel building

Obravnavana jeklena hala je bila projektirana za območje Tolmina in ima tudi podkonstrukcijo za pritrditev oken (slika 3.1), ki pri statični analizi (Trimo 2006) ni bila upoštevana. Prav tako pa smo tudi sami v nadaljevanju zanemarili vpliv podkonstrukcije. Fasadni paneli so bili pritrjeni horizontalno in prostoležeče (čez eno polje – 5,0 m). Fasadne panele v enem polju konstrukcije imenujemo tudi sistem fasadnih panelov (SFS). Strešni paneli so bili položeni v prečni smeri.

3.1.2 Vplivi na konstrukcijo (obtežba)

Pri obravnavani konstrukciji je bila pri projektiranju (PGD) upoštevana naslednja vertikalna obtežba (Trimo 2006):

- *lastna teža jeklene nosilne konstrukcije*
- *lastna teža fasadne konstrukcije**
 - panel FTV 120 0,30 kN/m²
- *lastna teža strehe*
 - panel SNV 120 0,30 kN/m²
 - lege 0,10 kN/m²
 - ostalo 0,10 kN/m²
- *obtežba snega*

conA B, $s_k = 1,40$ kN/m² (nadmorska višina 220 m)

$$S = \mu_i \cdot c_e \cdot c_t \cdot s = 0,8 \cdot 1,40 = 1,12 \text{ kN/m}^2$$

Poleg vertikalne obtežbe sta bili pri projektiranju upoštevani naslednji dve horizontalni obtežbi:

- *obtežba vetra*

conA A, $v_{\text{ref}} = 25$ m/s, $h = 5,5$ m

$$Q_{\text{ref}} = \frac{\rho}{2} \cdot v_{\text{ref}}^2 = 0,39 \text{ kN/m}^2 \quad c_e(z) = 1,9$$
$$w = 1,9 \cdot 0,39 \text{ kN/m}^2 = 0,74 \text{ kN/m}^2$$
- *potresna obtežba*

$a_g = 0,20$ g, tip tal C, DCM (srednja stopnja duktilnosti)

* Lastna teža fasadnih panelov je bila upoštevana pri nelinearni statični (»pushover«) analizi, medtem ko je bila pri projektiranju konstrukcije zanemarjena. Upoštevana je bila teža zgornje polovice fasadnih panelov.

3.2 Modeliranje konstrukcije

Pri numerični analizi konstrukcij je izbira ustreznega matematičnega modela izrednega pomena. Pomembno je, da izbrani model, ki ga uporabljamo za elastično in nato še za nelinearno analizo, zajame vse bistvene lastnosti konstrukcije, na drugi strani pa ostane še vedno dokaj preprost in pregleden.

Za analizo konstrukcije smo uporabili komercialen program SAP2000, ki omogoča tudi upoštevanje materialne in geometrijske nelinearnosti.

3.2.1 Geometrija, obtežba in vrsta analize

Model konstrukcije je sestavljen iz linijskih elementov, ki se stikajo v vozliščih. Tlorisne dimenzije so predstavljene na sliki 3.5, prečni prerezi pa na slikah 3.2 in 3.3. Stalna in spremenljiva obtežba sta upoštevana na nivoju strešne konstrukcije. Teža fasadne konstrukcije je podana s točkovnimi silami v osi stebrov. Teža strešnih panelov, obtežba snega in obtežba vetra so podane linijsko na grede. Lastna teža jeklenih elementov nosilne konstrukcije je upoštevana s specifično težo jekla 77 kN/m^3 . Vertikalna obtežba za potresno obtežno kombinacijo (W) je upoštevana po EC8 in EC1 kot:

$$W = G + \Psi_{2i} \cdot Q = G + 0,3 \cdot Q, \quad (3.1)$$

kjer je G stalen vpliv (lastna teža jeklene konstrukcije in ovoja), Q pa spremenljiv vpliv. Upoštevana obtežba znaša 350 kN ($0,933 \text{ kN/m}^2$). Teža jeklene nosilne konstrukcije znaša $90,8 \text{ kN}$ ($0,242 \text{ kN/m}^2$), ostalo pa predstavlja teži sekundarne konstrukcije in ovoja (fasadnih in strešnih panelov).

Maso smo določili po izrazu iz EC8:

$$G + \varphi \cdot \Psi_{2i} \cdot Q, \quad (3.2)$$

kjer je $\Psi_{2i} = 0,3$ za pisarne in $\varphi = 1,0$ za vsa tri nadstropja. V obravnavanem primeru pri določitvi vertikalne obtežbe za potresno kombinacijo oziroma mase nismo upoštevali nobenega spremenljivega vpliva (koristna obtežba, sneg, veter,...). Mase in masni vztrajnostni momenti so bili podani na dva načina:

- porazdeljeni po elementih,
- podani v masnem središču posamezne etaže (CM).

Rezultati so bili v obeh primerih enaki, zato smo na koncu upoštevali prvi način. Ekscentričnost mase pri analizi hale ni bila upoštevana (zaradi enostavnosti in jasnosti prikazanega primera), saj smo predpostavili dvojno simetričnost konstrukcije, kar nam je omogočilo, da smo »pushover« analizo izvedli le v dveh glavnih smereh globalnega koordinatnega sistema (v prečni in vzdolžni smeri).

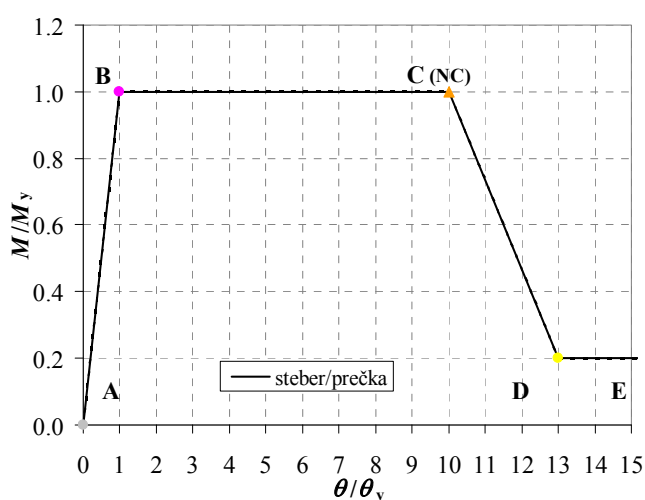
Pri vseh matematičnih modelih, razen pri modelu D-3, smo v nivoju strehe definirali togo diafragmo, Konstrukcijo smo obravnavali prostorsko. Predpostavili smo, da strešni paneli debeline 12 cm, skupaj s sekundarnimi legami, povežejo prečne okvire med seboj. Tako se jeklena hala, ki jo sestavlja šest prečnih okvirov, pri horizontalni obtežbi obnaša kot togo telo.

3.2.2 Nelinearen matematični model

Nelinearen matematični model ponavadi definiramo tako, da linearnemu modelu definiramo materialno nelinearnost v diskretnih točkah. Stebrom in gredam definiramo upogibni plastični členek v obeh vozliščih. Zavetrovalnemu elementu (jeklena diagonala) in nadomestni diagonalni sistema fasadnih panelov pa definiramo osni plastični členek na sredini končnega elementa (KE). Plastičnemu členku predpišemo ovojnico moment – rotacija oz. osna sila – pomik, ki definira njegovo obnašanje v plastičnem območju. S tem definiramo konstrukciji obnašanje tudi v plastičnem območju.

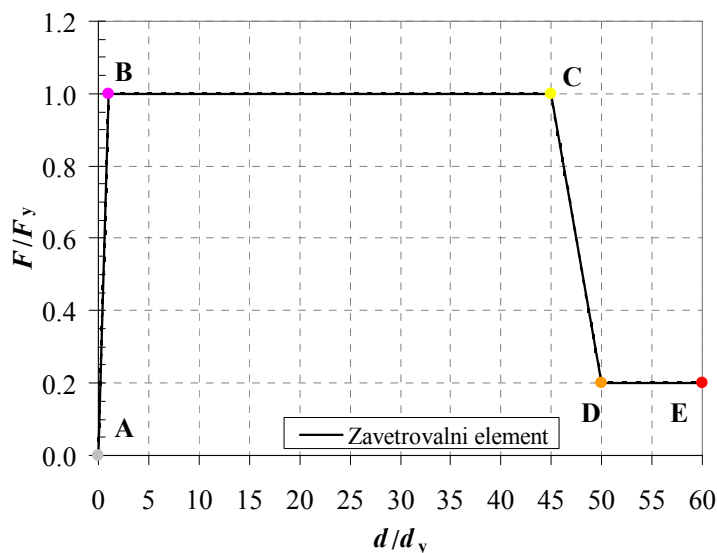
Modeliranje nelinearnosti primarnih nosilnih elementov

Pri modeliranju upogibnih plastičnih členkov stebrov in gred smo predpostavili bi-linearen odnos moment – rotacija brez utrjevanjem prereza (slika 3.6). Omenjena predpostavka je zelo konzervativna. Pri stebrih in gredah je bila ovojnica simetrična. Dokler na mestu pl. članka ni dosežen moment na meji tečenja M_y ($W_y \cdot f_y$), v plastičnem členu ni izvršene nobene rotacije. To pomeni, da program do tega trenutka (med točko A in B) računa pomike po elastični teoriji. Elastične deformacije se izvršijo po celem elementu (linearnem KE), plastične deformacije pa samo na mestu plastičnih členkov. Plastični členek se aktivira pri plastifikaciji prereza (točka B), ko je v prerezu dosežen moment na meji tečenja (M_y). Rotacijo na meji porušitve (θ_u) smo predpostavili pri $10 \cdot \theta_y$ (FEMA 356).



Slika 3.6: Odnos moment – rotacija plastičnega članka za steber in prečko
Figure 3.6: The moment – rotation relationship of the plastic hinge of the column and beam

Osni plastični členek za zavetrovalne elemente (jeklene diagonale) je prikazan na sliki 3.7. Tudi tu smo predpostavili bi-linearen odnos brez utrjevanja. Predpostavili smo, da se jeklena diagonala poruši (točka C) pri deformaciji 5,0 % ($\varepsilon_u / \varepsilon_u = d_u / d_u = 45$). Plastičnim členkom jeklenih diagonal smo predpisali nosilnost samo v nategu.



Slika 3.7: Odnos sila – pomik plastičnega členka za zavetrovalni element (jekleno diagonalo)
Figure 3.7: The force – displacement relationship of the steel diagonal plastic hinge

Modeliranje nelinearnosti sistemov fasadnih elementov (SFS)

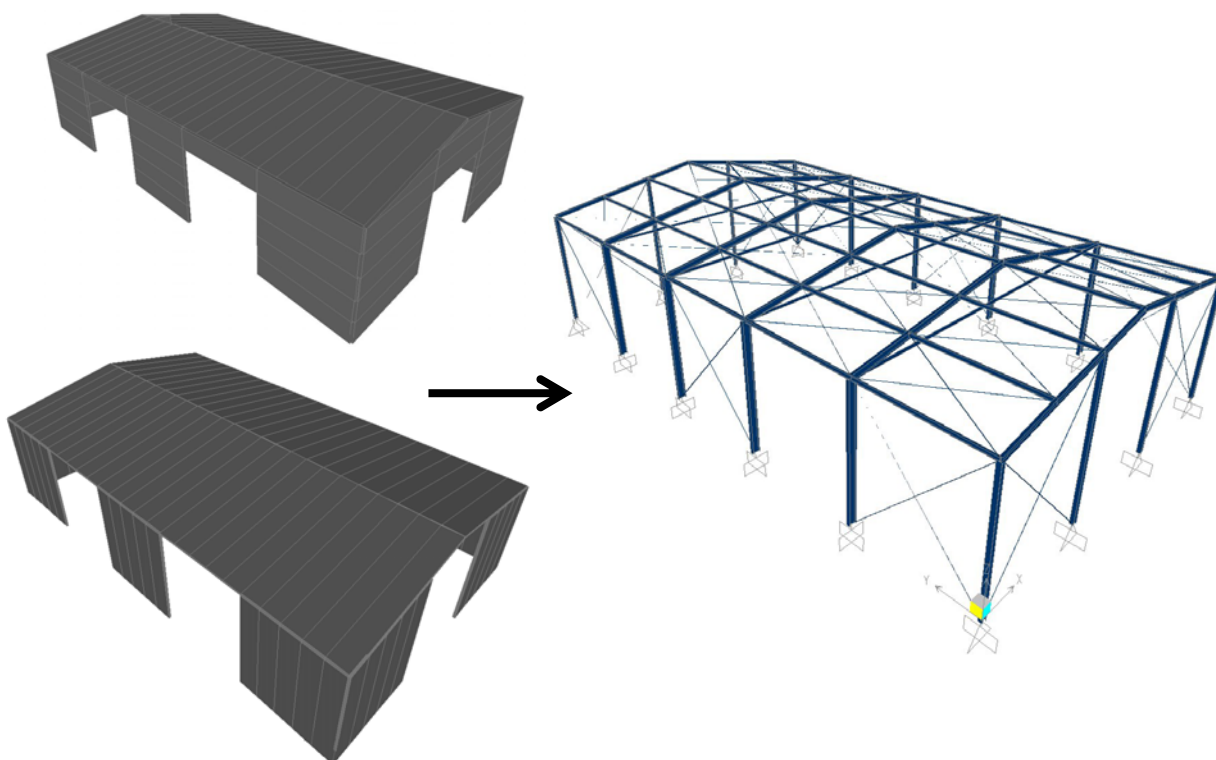
Modeliranje mehanskih karakteristik smo izvedli v skladu s postopkom, ki je opisan v poglavju 2. Tako smo vpliv fasadnih panelov, ki so lahko pritrjeni vertikalno ali horizontalno na halo, modelirali z nadomestnimi diagonalami (slika 3.8). Dimenziji sistemov fasadnih panelov sta v obeh smereh (prečni in vzdolžni) $b/h = 5,0/5,0$ m. S programom SAP2000 smo analizirali 4 različne sisteme sistemov fasadnih sistemov (preglednica 3.1). Črka V oziroma H v imenu modela pomeni vertikalno oziroma horizontalno orientacijo fasadnih panelov. Številka v imenu modela pa pomeni število spojev panel – okvir na tekoči meter (n_1 ; 4 ali 8). Število spojev panel – panel na tekoči meter (n_2) pri obravnavanih različicah pa je bilo 2 oziroma 4 (preglednica 3.1). Pri modeliranju ovojnice sila – pomik za spoja panel – okvir in panel – panel smo uporabili model C (slika 2.45), pri katerem smo upoštevali varnostni faktor $\gamma_{M2} = 1,25$. Prav tako smo predpostavili enake materialne karakteristike jeklene pločevine kot pri opravljenih preizkusih sistemov fasadnih panelov (preglednica 2.5). Širina posameznih panelov je bila v vseh primerih 1,0 m. Tako so bili sistemi sestavljeni iz petih fasadnih panelov dolžine 5,0 m. Modelirali pa smo samo notranjo jekleno pločevino posameznega panela.

Preglednica 3.1: Karakteristike obravnavanih sistemov fasadnih panelov (SFP)

Table 3.1: Characteristic of the sandwich panel shear walls

| | Različica | b^* | h^* | n_1 | n_2 | orientacija |
|----|------------------|-------|-------|-------------|-------------|--------------------|
| | | [m] | [m] | [spojev/m'] | [spojev/m'] | |
| 1. | V-4 | 5,0 | 5,0 | 4 | 2 | vert. |
| 2. | H-4 | 5,0 | 5,0 | 4 | 2 | horiz. |
| 3. | V-8 | 5,0 | 5,0 | 8 | 4 | vert. |
| 4. | H-8 | 5,0 | 5,0 | 8 | 4 | horiz. |

* pri vertikalni orientaciji panelov velja $h = h_s$ (statična višina), pri horizontalni pa $b = h_s$



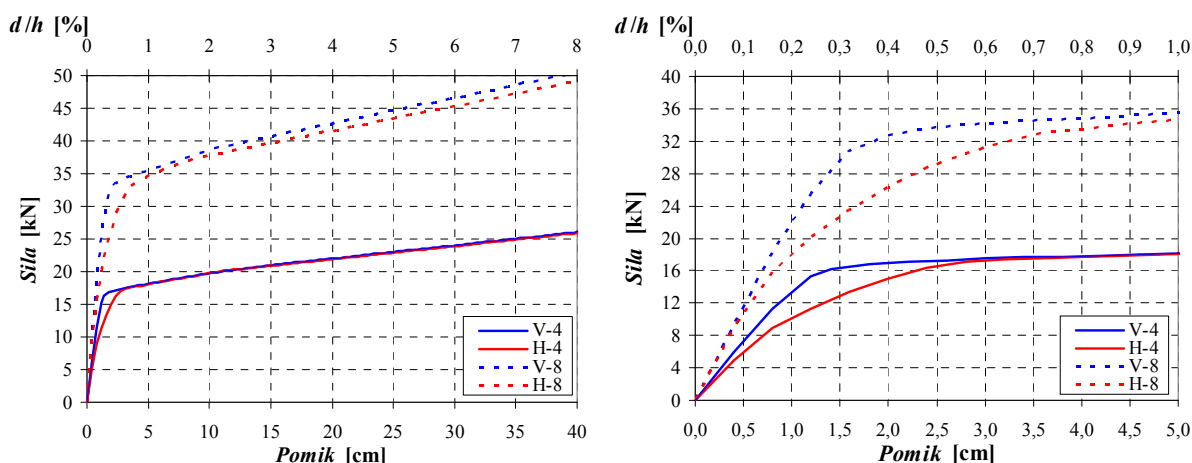
a) jeklena hala z ovojem (vert. oz. hort. postavitev fas. panelov

b) hala z nadomestnimi diagonalami

Slika 3.8: Jeklena hala TTH M375 – upoštevanje vpliva strižnih panelov z nadomestnimi diagonalami

Figure 3.8: Industrial steel building TTH M375 – modelling of the equivalent diagonal members

Na sliki 3.9 so predstavljeni rezultati pushover analiz štirih obravnavanih različic. Podobno kot smo ugotovili že v drugem poglavju, tudi pri kvadratnem SFS dimenzij $b/h = 5,0/5,0$ m podvojeno število spojev panel – okvir prinese dvakrat večjo nosilnost. Prav tako pa se različici (V-4 in V-8) z vertikalno postavitvijo panelov obnašata precej bolj togo kot različici s horizontalno postavitvijo (H-4 in H-8).



Slika 3.9: Primerjava osmih različnih konfiguracij SFP (4 spoji panel – okvir/m²)

Figure 3.9: Comparison of the eight configuration of the sandwich panel shear walls (4 connections panel – frame/m²)

V preglednici 3.2 so prikazane primerjave sile na meji elastičnosti ($F_{p,y}$), nosilnosti ($F_{p,u}$) in ocene nosilnosti, ki jo dobimo z momentno ravnotežno enačbo ($F_{p,oc}$). Nosilnost $F_{p,u}$ je bila določena pri 0,04 h (20 cm). Pri primerjavah opazimo, da pri vseh štirih različicah SFP z momentno ravnotežno enačbo izredno dobro ocenimo približno strižno nosilnost, saj se ocena nahaja med mejo elastičnosti in nosilnostjo. V preglednici je prikazana tudi pretvorba mehanskih karakteristik sistema fasadnih panelov (SFP) na mehanske karakteristike dveh nadomestnih diagonal (ND). Uporabljeni sta enačbi (2.6) in (2.7). Predpostavili smo, da nadomestni diagonalni (ND) prenašata obtežbo v tlaku in v nategu.

Preglednica 3.2: Mehanske karakteristike sistemov fasadnih panelov (SFP) in nadomestnih diagonal (ND)

Table 3.2: Characteristics of the various sandwich panel shear walls and the equivalent diagonal members

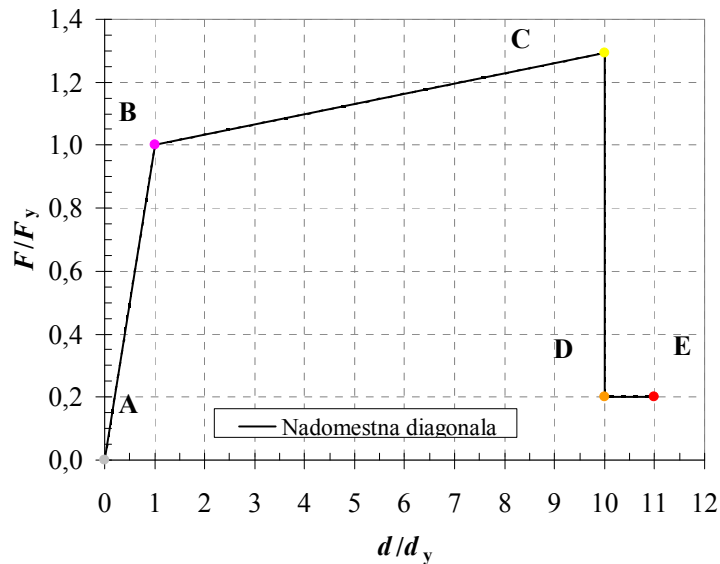
| Različica | Sistem fasadnih panelov (SFP) | | | Nadomestni diagonalni (ND) | | | |
|-------------------------|-------------------------------|-------------------|------------------------|----------------------------|-------------------|-------------------|----------------------|
| | numerična analiza | | | ocena | | | |
| | $F_{p,y}$ [kN] | $F_{p,u}$ [kN] | $k_{p,1}^*$ [kN/mm] | $F_{p,oc}$ [kN] | $F_{d,y}$ [kN] | $F_{d,u}$ [kN] | $k_{d,1}$ [kN/mm] |
| V-4 [†] | 17,0 | 22,0 | 1,02 | 20,1 | 12,02 | 15,56 | 1,02 |
| H-4 | 17,0 | 21,9 | 0,51 | 20,1 | 12,02 | 15,50 | 0,51 |
| V-8 | 33,4 | 42,7 | 1,58 | 40,2 | 23,62 | 30,16 | 1,59 |
| H-8 | 33,2 | 41,6 | 0,71 | 40,2 | 23,48 | 29,42 | 0,71 |

Izmed štirih sistemov fasadnih sistemov, ki smo jih numerično analizirali v programu po MKE in tako dobili njihove mehanske karakteristike, za račun vpliva fasadnih panelov na tipsko jekleno halo izberemo različico V-4. Eden izmed vzrokov za izbrano različico je ta, da smo preizkusili 9

* Pomik na meji elastičnosti ($d_{p,y}^*$) je bil v skladu z enačbo (2.4) deljen s koeficientom $k_{mod,1} = 0,75$ zaradi sistemskih nepopolnosti, ki jih z matematičnim modelom nismo zajeli. Posledično so vrednosti togosti $k_{p,1}$ (preglednica 3.2) 25 % manjše od togosti, ki smo jih izračunali z matematičnimi modeli SFP (slika 3.9).

[†] Izbrana različica.

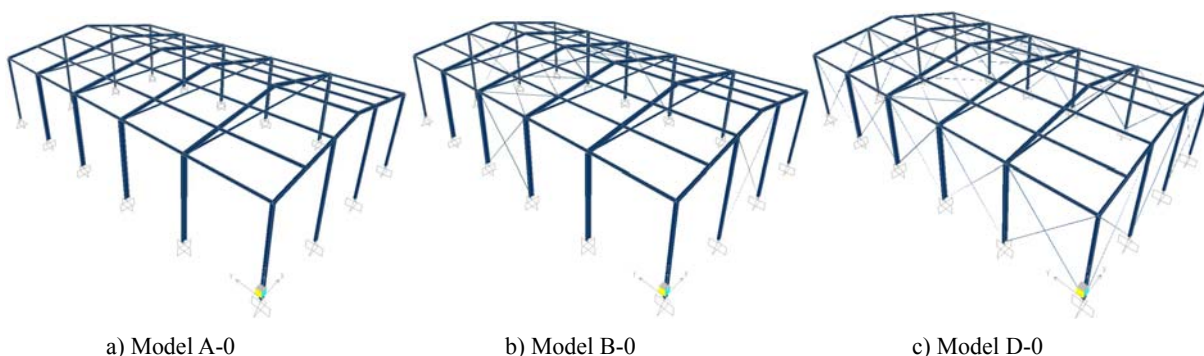
preizkušancev SFP z vertikalno postavitvijo fasadnih panelov. Drugi razlog pa je, da so štirje spoji panel – okvir na tekoči meter še ekonomsko sprejemljivi, medtem ko je 8 spojev na tekoči meter iz ekonomskega stališča odločno preveč. Na sliki 3.10 je predstavljena ovojnica plastičnega členka nadomestne diagonale s katero nadomestimo vpliv fasadnih panelov.



Slika 3.10: Odnos sila – pomik plastičnega členka za nadomestni diagonali sistema fasadnih panelov
Figure 3.10: The moment – rotation relationship of the equivalent diagonal member plastic hinge

3.2.3 Računski modeli

Modeliranje jeklene hale z upoštevanjem fasadnih panelov je potekalo v 3 fazah (slika 3.11). V prvi fazi (A) smo modelirali samo nosilno konstrukcijo brez zavetrovalnih elementov, v drugi fazi (B) smo modelirali tudi obstoječe zavetrovalne elemente (jeklene diagonale: $\phi 16$ – prečno, $\phi 27$ – vzdolžno, $\phi 20$ – streha). V tretji fazi (C in D) pa smo modelirali tudi vpliv panelov na nosilnost in togost panelov. Modeli C in D se med sabo razlikujejo samo v številu upoštevanih sistemov fasadnih panelov v vzdolžni smeri. Tako smo pri modelih D upoštevali vpliv panelov v vseh poljih v vzdolžni smeri (10), pri modelih C pa samo v šestih poljih (možnost odprtin). Pri modelih C-0 in D-0 tem smo upoštevali fasadne zavetrovalne elemente (jeklene diagonale) in fasadne panele hkrati, medtem ko so pri modelih C-1, D-1, D-2 in D-3 vlogo fasadnih zavetrovalnih elementov v celoti prevzeli fasadni paneli. Pri vseh računskih modelih, razen pri modelu D-3, smo na nivoju kapne lege upoštevali togo diafragmo, s katero smo 6 prečnih okvirjev povezali v celoto. Pri modelih D-2 in D-3 smo ostrežje povezali z nadomestnimi diagonalami, ki so nadomestili vpliv strešnih panelov. Za mehanske karakteristike nadomestnih diagonal strešnih panelov smo predpostavili $F_{p,y} = F_{p,u} = 15,0$ kN in togost $k_{p,1} = 1,0$ kN/mm. Z modeliranjem nadomestnih diagonal (ND) za sisteme strešnih panelov (SSP) smo hoteli preveriti, če lahko z ND nadomestimo togo diafragmo (preglednica 3.3; primerjava modelov D-2 in D-3).



Slika 3.11: Jeklena hala TTH M375 – računski modeli

Figure 3.11: Industrial steel building TTH M375 – mathematical models

Preglednica 3.3: Računski modeli

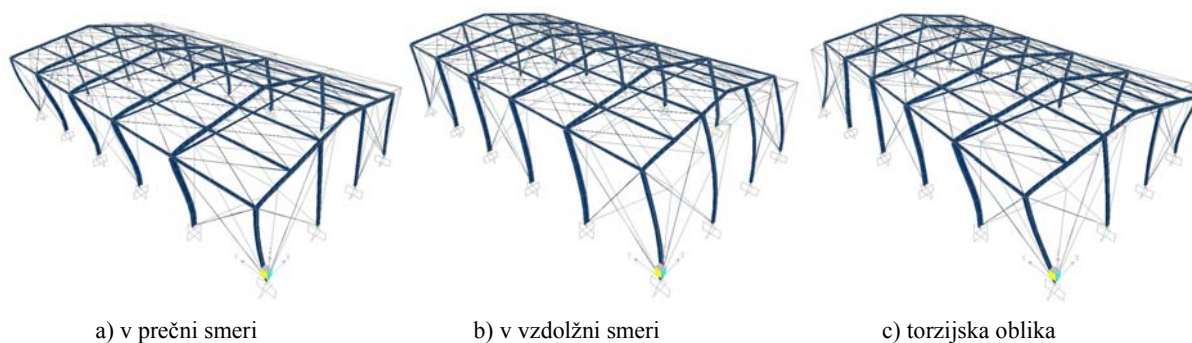
Table 3.3: Mathematical models

| Model | Toga diafragma | Zavetrovalni elementi | | | Upoštevanje vpliva panelov | | |
|-------|----------------|-----------------------|----------|----------|----------------------------|------------------------|-----------|
| | | prečno | vzdolžno | streha | prečno | vzdolžno | streha |
| A-0 | DA | / | / | / | / | / | / |
| B-0 | DA | 2. polje | 3. polje | 3. polje | / | / | / |
| C-0 | DA | 2. polje | 3. polje | 3. polje | 1. in 3. polje | 1. in 5. polje | / |
| C-1 | DA | / | / | 3. polje | 1. in 3. polje | 1., 3. in 5. polje | / |
| D-0 | DA | 2. polje | 3. polje | 3. polje | 1. in 3. polje | 1., 2., 4. in 5. polje | / |
| D-1 | DA | / | / | 3. polje | 1. in 3. polje | 1. do 5. polje | / |
| D-2 | DA | / | / | / | 1. in 3. polje | 1. do 5. polje | vsa polja |
| D-3 | NE | / | / | / | 1. in 3. polje | 1. do 5. polje | vsa polja |

3.3 Analiza odziva konstrukcije

3.3.1 Elastična modalna analiza

Rezultati modalne analize različnih modelov so predstavljeni v preglednici 3.4. Predstavljeni sta prvi nihajni obliki v prečni in vzdolžni smeri ter torzijska nihajna oblika (slika 3.12, primer za model C-1). Zanimiva je primerjava modela B-0 (model predpostavljen pri projektiranju) z modeli serije C in D, pri katerih smo na različne načine upoštevali vpliv nadomestnih diagonal. Model D-3 je najrealnejši primer modeliranja jeklene hale z upoštevanjem vpliva strižnih panelov. Pri tem modelu strešni strižni paneli nadomestijo togo diafragmo. Model se obnaša nekoliko bolj podajno kot modeli pri katerih je bila definirana toga diafragma. Iz rezultatov je razvidno, da ima toga diafragma (model D-2) največji vpliv na torzijsko nihajno obliko (9 % manjši nihajni čas od modela D-3) in na nihajno obliko v prečni smeri (5 % manjši nihajni čas od modela D-3), medtem ko v vzdolžni smeri vpliva toge diafragme ni. Zaključimo lahko, da je upoštevanje toge diafragme, ki močno poenostavi postopek modeliranja, dopusten.



Slika 3.12: Prve tri nihajne oblike konstrukcije (model C-1)
 Figure 3.12: The first three modes of free vibration (model C-1)

Preglednica 3.4: Primerjava nihajnih časov

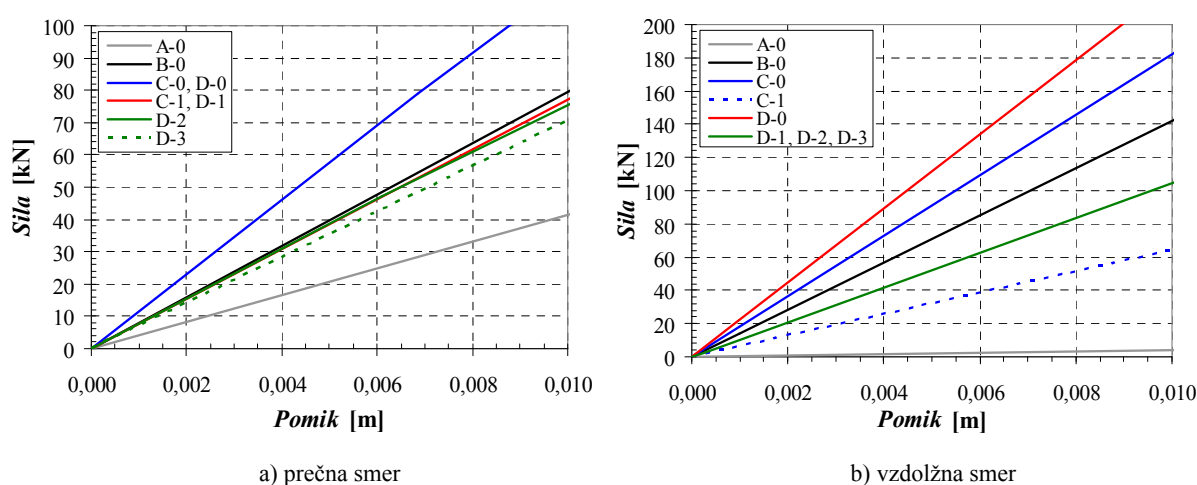
Table 3.4: Comparison of free vibration periods

| Model | T_{pr} [s] | T_{vz} [s] | T_{tor} [s] |
|-------|--------------|--------------|---------------|
| A-0 | 0,59 | 2,50 | 0,91 |
| B-0 | 0,35 | 0,28 | 0,21 |
| C-0 | 0,28 | 0,26 | 0,18 |
| C-1 | 0,36 | 0,365 | 0,26 |
| D-0 | 0,28 | 0,25 | 0,18 |
| D-1 | 0,36 | 0,30 | 0,23 |
| D-2 | 0,36 | 0,29 | 0,23 |
| D-3 | 0,38 | 0,29 | 0,26 |

Osnovni nihajni čas T_1 (v prečni smeri) lahko po EC-8 (SIST 2005d) približno določimo po naslednji enačbi:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} = 0,085 \cdot \left(5,0 + \frac{1,32}{2} \right)^{3/4} = 0,31s. \quad (3.3)$$

Višina do kapne lege je 5,0 m. Rezultat se relativno dobro ujema z numeričnimi rezultati modelov serije B, C in D. Začetne togosti konstrukcije v prečni in vzdolžni smeri so prikazane na sliki 3.13. V prečni smeri imata modela C-0 in D-0 enako začetno togost, prav tako imata enako togost tudi modela C-1 in D-1. V vzdolžni smeri pa imajo enako začetno togost modeli D-1, D-2 in D-3. Primerjava prikaže, da lahko z upoštevanjem fasadnih panelov dosežemo ali celo presežemo začetno togost, ki je bila upoštevana pri projektiranju jeklene hale (model B-0).



Slika 3.13: Začetne togosti konstrukcije
Figure 3.13: Initial stiffness of the structure

3.3.2 Nelinearna statična analiza

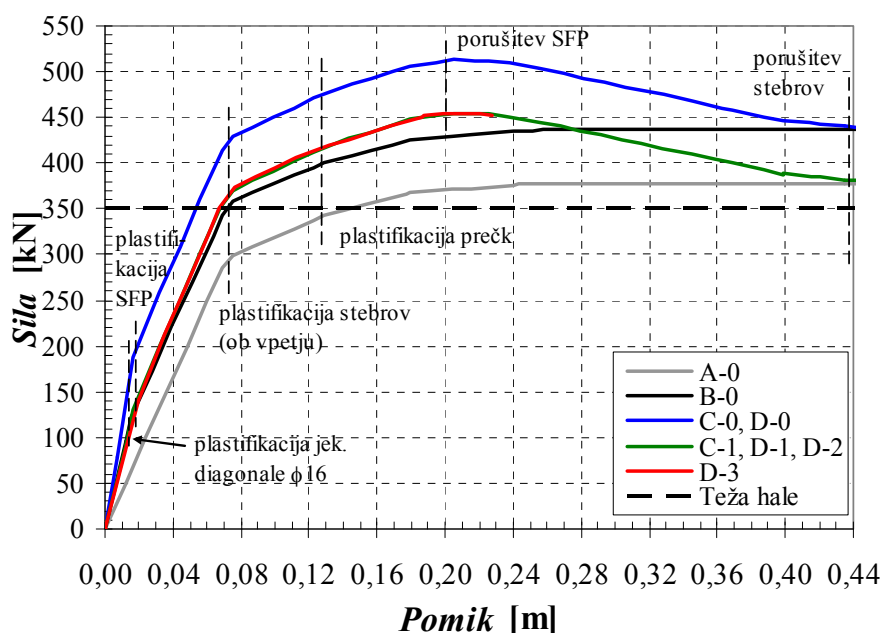
Z matematičnim modelom konstrukcije, kjer smo definirali materialno nelinearnost diskretno (stebrom in gredam smo predpisali upogibne plastične členke, zavetrovalnim elementom in nadomestnim diagonalam pa osne plastične členke), smo opravili nelinearno statično »pushover« analizo. Pri »pushover« analizi je bila upoštevana vertikalna obtežba po enačbi (3.1), ki znaša 350 kN. Enotska horizontalna obtežba je bila definirana v višini kapne lege na vse stebre. Opravljena je bila tudi primerjava z različico, pri kateri je bila enotska horizontalna obtežba definirana le v centru mas (CM), vendar razlik zaradi upoštevanja toge diafragme ni.

Na slikah 3.14 in 3.15 so prikazani rezultate »pushover« analize v prečni in vzdolžni smeri. Pri obeh smereh je opazno veliko povečanje nosilnosti pri upoštevanju vpliva strižnih panelov (modeli C in D). Opazno je tudi, da fasadni paneli niso tako togi kot zavetrovalne diagonale, vendar se lahko z večjim številom sistemov fasadnih panelov (SFP) približamo ali celo presežemo togost modela, ki se ponavadi upošteva pri projektiranju jeklenih hal (model B). Prav tako imajo SFP dokaj veliko nosilnost, ki bi lahko koristila tudi pri večetažnih jeklenih konstrukcijah, saj pri obravnavani hali potresna obtežba zaradi majhne mase ($m = 35,7$ t; $m/A = 95,2$ kg/m²) ni merodajna.

V prečni smeri (slika 3.14) imata modela C-0 in D-0 enako nosilnost, prav tako imajo enako nosilnost tudi modeli C-1, D-1, D-2 in D-3 (slika 3.14). Model D-3 konvergira le do pomika 21,4 cm (slika 3.14), kar je posledica dejstva, da smo togo diafragma nadomestili z nadomestnimi diagonalami strešnih panelov. Pri primerjavi modelov A-0 in B-0 je razvidno, da imajo zavetrovalni elementi (4 diagonale $\phi 16^*$) zmeren vpliv na povečano nosilnost (17 %) in dokaj pomemben vpliv na povečano začetno togost (67 %). Na drugi strani je vpliv nadomestnih diagonal fasadnih panelov prav tako pomemben, tako na nosilnost[†] (21 %), kot na začetno togost konstrukcije (64 %). Glede na zasnovo industrijskih hal (konstrukcija sestavljena iz prečnih okvirov) je logično, da je nosilnost konstrukcije v prečni smeri praviloma precej večja kot v vzdolžni smeri. Nosilnost različice A-0, pri kateri nismo upoštevali jeklenih diagonal in fasadnih panelov, znaša v prečni smeri 375 kN, kar ustreza pospešku 1,07 g. Različice C-1, D-1, D-2 in D-3 imajo nosilnost enako 455 kN (1,30 g), različica B-0 pa 435 kN (1,24 g). Rezultati kažejo, da ima 6 prečnih okvirov nosilnost, ki ustreza 1,07 g, prečno zavetrovanje (4 jeklene diagonale $\phi 16$) prispeva 0,17 g, fasadni paneli (upoštevani v 4 poljih) pa 0,23 g. Na sliki 3.14 so prav tako označeni tudi pomiki, pri katerih se pojavi plastifikacija posameznih konstrukcijskih elementov v prečni smeri. Diagram nazorno prikaže vpliv določenega konstrukcijskega sistema na obnašanje jeklene hale v prečni smeri. Obnašanje posameznih konstrukcijskih elementov je predstavljeno v preglednici 3.5. Jeklana hala doseže maksimalno nosilnost pri pomiku $0,04 h$ ($d = 20,0$ cm). Po tem pomiku nosilnost postopoma pade na nivo nosilnosti jeklene hale brez upoštevanja vpliva fasadnih panelov (model B-0).

* V prečni smeri nameščene 4 diagonale $\phi 16$, od tega sta pri horizontalni obtežbi dve diagonalni obremenjeni natezno, dve pa tlačno (predpisana tlačna nosilnost je enaka 0).

† Primerjava modela A-0 z modeli C-1, D-1, D-2 in D-3.



Slika 3.14: Odnos med prečno silo in pomikom na vrhu konstrukcije v prečni smeri
 Figure 3.14: The force – displacement diagrams for the transversal direction

Preglednica 3.5: Obnašanje konstrukcijskih elementov jeklene hale

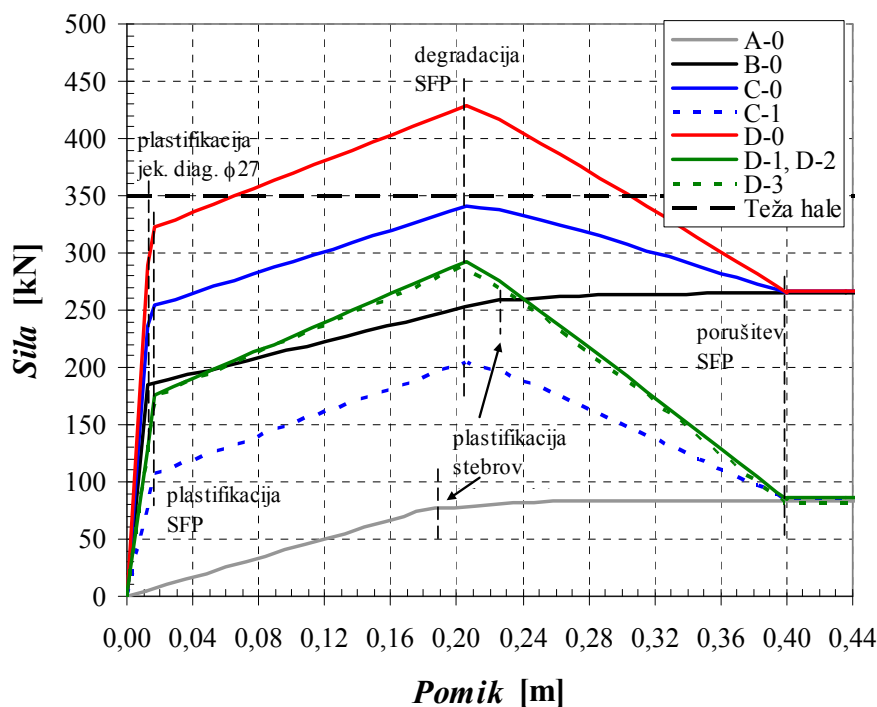
Table 3.5: The behaviour of the structural elements of the industrial building

| konstrukcijski element | prečna smer | | vzdolžna smer | |
|------------------------|-------------|------------|---------------|------------|
| | d_v [cm] | d_u [cm] | d_v [cm] | d_u [cm] |
| jek. diagonale | 1,24 | 55,3 | 1,24 | 55,3 |
| SFP V-4 | 1,67 | 20,0 | 1,67 | 20,5 |
| stebri (IPE 300) | 7,74 | 44,3 | 22,5 | / |
| prečke (IPE 240) | 12,9 | / | * | * |

V vzdolžni smeri (slika 3.15) imata modela D-1 in D-2 enako nosilnost, medtem ko ima model D-3 nekoliko manjšo nosilnost od modelov D-1 in D-2, kar je posledica dejstva, da pri modelu D-3 nismo upoštevali toge diafragme na nivoju kapne lege. Pri rezultatih v vzdolžni smeri je razvidno, kako pomembni so zavetrovalni elementi za stabilnost hale, saj ima hala (model A-0: 6 prečnih okvirov) v vzdolžni smeri zelo majhno nosilnost (80 kN kar ustreza pospešku 0,22 g). Pri modelu B-0 je nosilnost približno 250 kN (0,70 g). Pri upoštevanja vpliva fasadnih panelov dosežemo nosilnost 205 kN (0,59 g; model C-1) oziroma 290 kN (0,83 g; modeli D-1, D-2 in D-3). Model C-1 ima glede na model A-0 2,6-krat večjo nosilnost, model D-1 (SFP upoštevani v vseh vzdolžnih poljih) pa kar 3,6-krat večjo nosilnost od modela A-0. V vzdolžni smeri ima 6 prečnih okvirov nosilnost, ki ustreza 0,22 g, vzdolžno zavetrovanje (4 jeklene diagonale $\phi 27$) prispeva 0,48 g, fasadni paneli pa 0,37 g (model C-1) oziroma 0,61 g (modeli D-1, D-2 in D3). Na sliki 3.15 so označeni tudi pomiki pri katerih določeni

* Jeklena hala nima prečk v vzdolžni smeri.

konstrukcijski elementi plastificirajo oziroma se porušijo pri obremenjevanju v vzdolžni smeri. V tej smeri so zavetrovalni elementi (4 diagonale $\phi 27^*$) obvezni (model B-0), saj prečni okviri v svoji šibki smeri nimajo zadostne nosilnosti. Pri modelih C-1, D-1, D-2 in D-3 opazimo, da s fasadnimi paneli močno povečamo nosilnost konstrukcije, ki ima, tako kot v prečni smeri, maksimalno nosilnost pri pomiku $0,04 h$ ($d = 20,0$ cm). Po tem pomiku pa nosilnost postopoma pade na nivo nosilnosti šestih prečnih okvirov v njihovi šibki smeri.



Slika 3.15: Odnos med prečno silo in pomikom na vrhu konstrukcije v vzdolžni smeri
Figure 3.15: The force – displacement diagrams for the longitudinal direction

Rezultati pushover analiz (sliki 3.14 in 3.15) jasno kažejo zelo pomemben vpliv sodelovanja fasadnih panelov z jekleno nosilno konstrukcijo. Vpliv na togost konstrukcije je nekoliko manjši, saj je upoštevana nadomestna diagonala sistema fasadnih panelov (V-4) 3,9-krat manj toga od jeklene diagonale premera 20 mm oziroma 7,2-krat manj toga od jeklene diagonale premera 27 mm. Na drugi strani ima upoštevana nadomestna diagonala 2,9-krat manjšo nosilnost od jek. diagonale $\phi 20$ oziroma 5,3-krat manjšo od diagonale $\phi 27$. Iz tega lahko zaključimo, da lahko s fasadnimi paneli v 3 do 5 poljih v vzdolžni smeri povsem nadomestimo klasično zavetrovanje z jeklenimi diagonalami, medtem ko je v prečni smeri vpliv fasadnih panelov zaradi zadostne nosilnosti primarne nosilne konstrukcije manj pomemben.

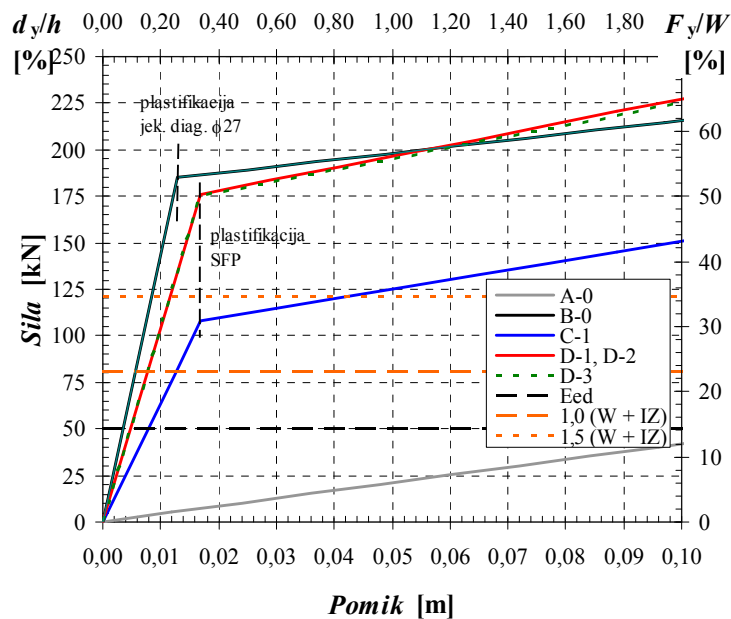
* V vzdolžni smeri so 4 diagonale $\phi 27$, od tega sta dve pri horizontalni obtežbi natezni, dve pa tlačni.

3.3.3 Ocena obnašanja

Primerjava nosilnosti hale s potresno silo in s kombinacijo sile vetra in izbočnih sil v vzdolžni smeri

Pri projektiranju enoetažnih jeklenih hal se izkaže, da potresna kombinacija praktično nikoli ni merodajna za projektiranje vzdolžnega zavetrovanja oziroma horizontalne odpornosti hale v vzdolžni smeri, ampak je merodajna kombinacija obtežbe vetra in izbočnih sil. To se je izkazalo tudi pri obravnavanem primeru. Na sliki 3.16 je prikazana primerjava odnosa prečne sile in pomika na nivoju kapne lege za obravnavane različice jeklene hale (primerjava pushover krivulj). Prikazani so tudi nivoji prečne sile zaradi potresa v vzdolžni smeri ($E_{Ed} = 50,3$ kN) ter zaradi obtežbe vetra v vzdolžni smeri in izbočnih sil (MSU: $1,0 (W + IZ) = 80,8$ kN oziroma MSN: $1,5 (W + IZ) = 121,3$ kN). Potresna sila je bila izračunana za projektni pospešek temeljnih tal $a_g = 0,20$ g, tip tal C ($S = 1,15$) in faktor obnašanja $q = 4$. Vrednost prečne sile pri mejnem stanju uporabnosti (MSU, 80,8 kN) doseže različica B-0 pri pomiku 0,85 cm, različica C-1 pri pomiku 1,26 cm, različice D-1, D-2 in D-3 pa pri pomiku 0,77 cm. V primeru prečne sile pri mejnem stanju nosilnosti (MSN), pri kateri je bil upoštevan varnostni faktor 1,5, so pomiki pri konstrukcijah B-0, D-1, D-2 in D-3 1,5-krat večji kot pri MSU, kar pomeni, da je nivo prečne sile še vedno v elastičnem območju. Na drugi strani pa se pri konstrukciji C-1 pri sili 121,3 kN in pomiku 4,30 cm sistemi fasadnih panelov (SFP) že plastificirajo.

Zaključimo lahko, da v primeru upoštevanja SFP v šestih (C-1) ali desetih (D1, D-2 in D-3) vzdolžnih poljih jeklene hale, konstrukciji zagotovimo zadostno horizontalno nosilnost za prevzem obtežbe vetra in izbočnih sil. V slednjem primeru (D-1, D-2 in D-3) sistemi fasadnih panelov (SFP) tudi v mejnem stanju nosilnosti (MSN) ostanejo v elastičnem območju.

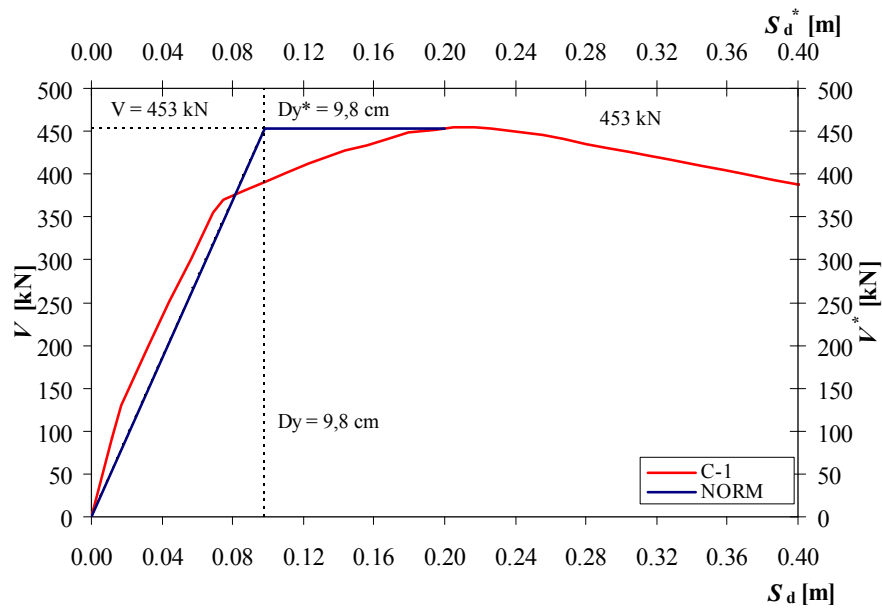


Slika 3.16: Primerjava pushover krivulj v vzdolžni smeri in prečne sile zaradi obtežbe potresa, vetra in izbočnih sil
Figure 3.16: Comparison of the force – displacement diagrams, seismic load, wind load and buckling forces (longitudinal direction)

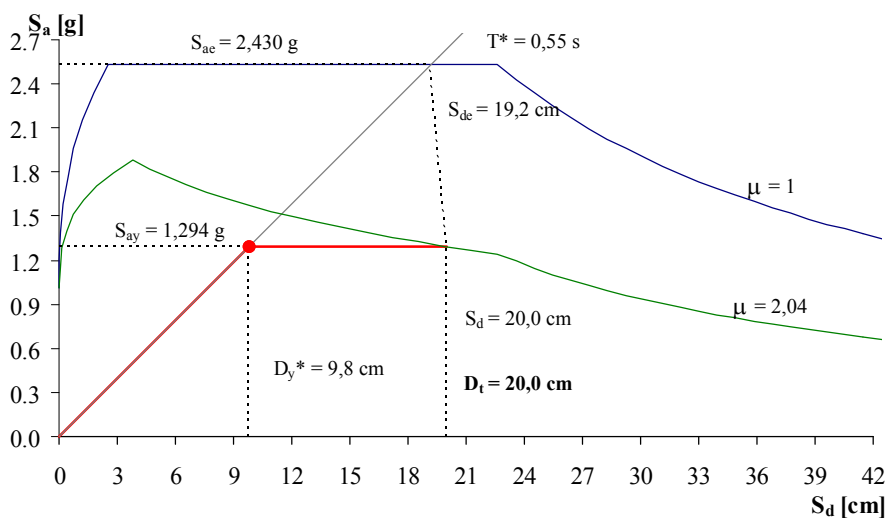
Ocena potresne kapacitete z metodo N2

Stavbo smo analizirali z N2 metodo, ki je vključena v EC8 in povezuje nelinearno statično analizo sistema z več prostostnimi stopnjami ter spektralno analizo ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo. Koraki N2 metode so opisani v Dodatku B EC8-1 (SIST 2005d).

Oceno kapacitete smo naredili za izbran pomik, ki znaša 4 % višine kapne lege ($d_u = 20,0$ cm), kar predstavlja pomik, pri katerem svojo mejno deformacijo dosežejo sistemi fasadnih panelov. Ocena potresne kapacitete je zelo konzervativna, saj lahko jeklene hale prenesejo tudi veliko večje pomike, in je namenjena samo za primerjavo in za občutek o velikostnem redu potresnih kapacitet jeklenih hal. V analizi smo upoštevali spekter po EC8 za tla tipa C ($S = 1,15$, $T_B = 0,20$ s, $T_C = 0,60$ s, $T_D = 2,0$ s). Na sliki 3.16 je prikazan potek računa po N2 metodi za model C-1 v prečni smeri. Prikazana je bilinearna idealizacija pushover krivulje (slika 3.16a). Jeklena hala je sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF), zaradi tega pushover krivulje ni treba pretvoriti na sistem z eno prostostno stopnjo (transformacijski faktor $F = 1,0$). Na sliki 3.16b je prikazana določitev potresne kapacitete pri izbranem ciljnim pomiku $D_t = 20,0$ cm ($D_t/h = 0,04$).



a) idealizacija »pushover« krivulje (MDOF → SDOF)



b) grafični prikaz N2 metode (določitev ciljnega pomika), $a_g = 0,845$ g

Slika 3.17: N2 analiza modela C-1 (prečna smer)

Figure 3.17: N2 method of the model C-1 (transversal direction)

V preglednici 3.6 je prikazana primerjava potresnih kapacitet, izraženih z maksimalnimi pospeški tal (a_g) vseh obravnavanih modelov v prečni in vzdolžni smeri. Potresne kapacitete so bile izračunane analogno kot v primeru modela C-1 za prečno smer (slika 3.17). V prečni smeri ima konstrukcija brez zavetrovalnih elementov (A-0) potresno kapaciteto, izraženo z maksimalnim pospeškom tal $a_g = 0,74$ g, konstrukcije, pri katerih smo upoštevali fasadne panele (C-1, D-1, D-2 in D-3), pa imajo 11 % večjo (0,85 g) potresno kapaciteto od modela A-0. V vzdolžni smeri ima model A-0 potresno kapaciteto $a_g = 0,25$ g, modeli D-1, D-2 in D-3 imajo potresno kapaciteto 2,8-krat večjo (0,69 g) od osnovnega modela (A-0). Iz primerjav potresnih kapacitet je razvidno, da fasadni paneli pomembno vplivajo na

potresno kapaciteto obravnavane konstrukcije, zlasti v vzdolžni smeri. Na koncu moramo še enkrat poudariti, da so primerjane potresne kapacitete izredno konzervativne. Realno lahko pričakujemo, da bi imela konstrukcija B-0 potresno kapaciteto večjo od 2,0 g v obeh smereh, kar je posledica izredno duktilne jeklene konstrukcije, ki je bila projektirana po EC-8, in izredno majhne vertikalne obtežbe upoštevane pri potresni obtežbi (v našem primeru je bila upoštevana samo lastna teža konstrukcije).

Preglednica 3.6: Primerjava nosilnosti in potresne kapacitete

Table 3.6: Comparison of the strength and seismic capacity

| Model | <i>prečna smer</i> | | | | | | | |
|-----------------------|----------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| | A-0 | B-0 | C-0 | C-1 | D-0 | D-1 | D-2 | D-3 |
| $F_u^* = F_y$ [kN] | 371 | 429 | 513 | 454 | 513 | 454 | 454 | 454 |
| d_y [cm] | 10,6 | 9,4 | 8,9 | 9,8 | 8,9 | 9,8 | 9,8 | 9,9 |
| \bar{F}_u/W^\dagger | 1,06 | 1,23 | 147 | 1,30 | 1,47 | 1,30 | 1,30 | 1,30 |
| a_g [g] | 0,74 | 0,81 | 0,94 | 0,85 | 0,94 | 0,85 | 0,85 | 0,84 |
| Model | <i>vzdolžna smer</i> | | | | | | | |
| | A-0 | B-0 | C-0 | C-1 | D-0 | D-1 | D-2 | D-3 |
| $F_u = F_y$ [kN] | 78 | 253 | 341 | 204 | 429 | 292 | 292 | 288 |
| d_y [cm] | 18,7 | 6,6 | 6,5 | 11,0 | 6,4 | 6,8 | 9,5 | 9,4 |
| \bar{F}_u/W | 0,22 | 0,72 | 0,97 | 0,58 | 1,23 | 0,84 | 0,84 | 0,82 |
| a_g [g] | 0,25 | 0,77 | 0,90 | 0,53 | 1,01 | 0,69 | 0,69 | 0,69 |

* F_u je pripadajoča sila pomika $d_u = 0,04 h = 20$ cm (nosilnost konstrukcije).

† Vertikalna obtežba za potresno obtežno kombinacijo (W) je izračunana po enačbi (3.1).

3.4 Pomembnejše ugotovitve

V tem poglavju je prikazan račun potresne odpornosti enoetažne jeklene hale tipske zasnove z nelinearno statično analizo. Analizirali smo več različic jeklene hale brez upoštevanja vpliva fasadnih panelov in z njim. Vpliv fasadnih panelov smo modelirali z nadomestnimi diagonalami, katerim smo mehanske karakteristike določili po postopku, ki je opisan v poglavju 2. Uporabljen je bil program SAP2000. Potresno kapaciteto smo ocenili glede na konzervativno predpostavljene ciljne pomike z metodo N2. Vpliv torzije na velikost pomikov zaradi simetričnosti konstrukcije nismo upoštevali. Podrobno je bil analiziran vpliv fasadnih panelov na obnašanje konstrukcije pri potresni obtežbi.

Enoetažne jeklene hale so konstrukcijski sistemi, ki potrebujejo zavetrovanje v vzdolžni smeri, medtem ko imajo prečni okviri v prečni smeri zadostno horizontalno nosilnost. Za enoetažne jeklene hale obnašanje pri potresni obtežbi skoraj nikoli ni kritično, ampak je merodajna kombinacija obtežbe vetra in izbočnih sil. To izhaja iz majhne teže le-teh. Zato je obravnavan primer služil bolj za prikaz velikosti vpliva fasadnih panelov na obnašanje konstrukcije pri horizontalni obtežbi in za proučevanje plastičnih mehanizmov pri različnih predpostavkah.

Najpomembnejša ugotovitev parametrične študije tipske jeklene hale je prav gotovo, da sistemi fasadnih panelov (SFP) pomembno vplivajo na nosilnost, togost in potresno kapaciteto konstrukcije. Problem je slabo obnašanje fasadnih panelov pri ciklični obtežbi, saj zaradi zarezne deformacije notranje pločevine fasadnih panelov, paneli povsem izgubijo nosilnost do pomika, ki je bil predhodno že dosežen. Zadostno nosilnost in togost sistemov fasadnih panelov pri ciklični obtežbi lahko zagotovimo le s šivanim spojem, s katerim fasadne panele enega polja povežemo v togo diafragma. Žal so šivani spoji izjemno dragi in se zaradi tega ne uporabljajo v praksi. Če bi hoteli vpliv fasadnih panelov upoštevati pri projektiranju okvirnih konstrukcij, bi morali najprej rešiti problem spojev panel – okvir, da bi se bolje obnašali pri ciklični obtežbi. To bi lahko storili le s tem, da bi na mestu spoja uporabili debelejšo pločevino (1,0 do 2,0 mm), oziroma bi na mestu spojev na notranjo pločevino fasadnega panela ($d = 0,55$ mm) prilepili dodatno jekleno pločevino, s katero bi močno ojačali spoj. Na ta način bi spoju panel – okvir sorazmerno z debelino povečali nosilnost in togost in tako omogočili, da bi posamezen spoj med potresom ostal v elastičnem območju. To bi pomenilo, da bi spoju npr. dopustili obremenitev samo do 40 % nosilnosti $F_{b,2mm}$. Na ta način bi preprečili, da se spoj panel – okvir nepovratno deformira. Z močnim povečanjem nosilnosti in togosti posameznega spoja bi tako za upoštevanje vpliva fasadnih panelov pri prenašanju horizontalnih obremenitev zadostovali 2 do 4 spoji panel – okvir na tekoči meter, ki bi imeli dopustno obremenitev določeno glede na pogoj o preprečitvi nepovratnih deformacij. Drug problem, ki bi ga morali nujno rešiti, pa se nanaša na problematiko šivanih spojev, ki imajo funkcijo povezati sosednje fasadne panele med seboj. Šivani spoj bi morali rešiti na nivoju proizvodnje panelov, saj so naknadni »ad hoc« poizkusi povezave sosednjih panelov izjemno dragi in pridejo v poštev samo v znanstvene namene. Za prakso pa bi morali pri sami izdelavi fasadnega panela izdelati tudi sistem šivanih spojev. Na ta način bi lahko fasadne panele upoštevali kot zavetrovalne elemente, ki konstrukciji omogočijo prenos horizontalnih

obtežb. Z modificiranimi fasadnimi paneli bi lahko zagotovili prenos horizontalnih obtežb tudi pri večetažnih jeklenih konstrukcijah.

Ugotovili smo, da se streha iz strešnih panelov debeline 12 cm obnaša podobno kot toga diafragma. Tako konstrukcija deluje kot celota, kar je pri potresu izredno pomembno.

Na koncu je potrebno povedati, da bi fasadni paneli v principu lahko nadomestili klasična zavetrovanja (jeklene diagonale, strižne stene,...), vendar je veliko vprašanje, če je to ekonomsko upravičeno. Zlasti bi bili fasadni paneli primerni za prenos obtežbe vetra, kjer odpadejo problemi pri cikličnih obremenitvah. Prav tako bi lahko strešni paneli povsem nadomestili bočno zavetrovanje leg, kar bi prihranilo nekaj časa pri montaži konstrukcije. Seveda pa bi bilo potrebno za aplikacijo upoštevanja vpliva fasadnih in strešnih panelov izvesti še vrsto numeričnih študij, ki bi bazirali na rezultatih eksperimentov. Vpliv panelov pa bi prav gotovo v večji meri prišel do izraza pri večetažnih jeklenih konstrukcijah.

4 STRIŽNI PANELI

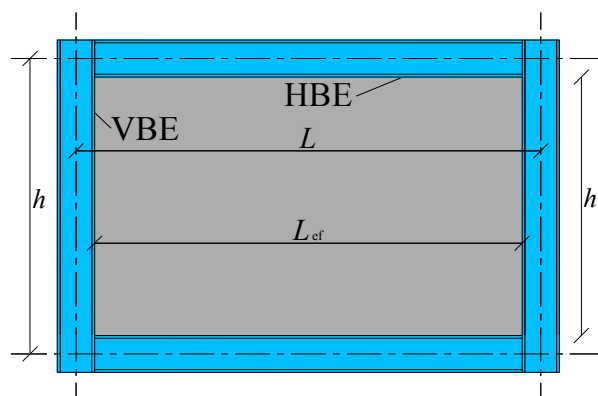
4.1 Uvod

Strižni paneli (SP) se v zadnjem času vedno pogosteje uporabljajo kot konstrukcijski sistem za prenos horizontalnih obtežb v okvirnih konstrukcijah. Tako je glavna naloga strižnih panelov, da prenesejo potresne sile in sile, ki jih povzroča veter, do temeljev. Pri tem mislimo predvsem na jeklene okvirne konstrukcije, na drugi strani je tudi pri armiranobetonskih okvirnih konstrukcijah uporaba strižnih panelov pogosta, predvsem pri statičnih/potresnih utrditvah obstoječih objektov. Prav tako so za projektanta strižni paneli zanimiva alternativa armiranobetonskim stenam in jedrom dvigal, ki pri okvirnih konstrukcijah prenašajo skoraj celotno horizontalno obtežbo.

Tipični strižni panel (SP, slika 4.1) je sestavljen iz jeklene pločevine (stojina) in obodnih elementov, ki se delijo na vertikalne (VBE – stebri) in horizontalne (HBE – prečke). Jeklene okvire iz obodnih elementov delimo glede na vrsto spoja steber – prečka. Tako ločimo:

- okvire s členkasto pritrjenimi prečkami (členkasti okviri),
- okvire s togim spojem steber – prečka (togi okviri).

Členkast okvir je statično predoločena konstrukcija, zato je nosilnost SP v primeru členkastega okvira odvisna samo od karakteristik pločevine. V drugem primeru (SP s togim okvirom) pa gre za interakcijo togega okvira in pločevine. Glavna naloga obodnih elementov strižnega panela (SP) je prenos osnih sil, ki so posledica strižne deformacije SP.



Slika 4.1: Primer jeklenega strižnega panela (JSP)
Figure 4.1: Example of a steel plate shear wall (SPSW)

Strižni panel je najpogosteje sestavljen iz jeklene pločevine debeline od 1 do 6 mm (JSP; ang. *steel plate shear wall – SPSW*). Uporablja se jeklo s čim nižjo mejo tečenja (f_y), da se prepreči izbočenje pločevine v tlaku pred njeno plastifikacijo. To se da preprečiti tudi s prečnimi in vzdolžnimi

ojačitvami. V zadnjih letih sta De Matteis in Mazzolani (2007) predlagala uporabo strižnih panelov iz čistega aluminija (ASP; ang. *aluminium plate shear wall – APSW*). Glavna prednost aluminija pri strižnih panelih je njegova nizka meja tečenja ($f_y = 20$ MPa), ki omogoča plastifikacijo pločevine pred njenim izbočenjem, kar omogoča ASP, da disipira veliko več energije kot JSP (De Matteis et al. 2008a in 2008b).

Poglavitne prednosti strižnih panelov (SP) so:

1. Sistem strižnih panelov je v primeru, da je pravilno načrtovan, izredno učinkovit disipator energije.
2. Zaradi tvorjenega nateznega polja, ki se obnaša kot natezna diagonala, ima sistem SP razmeroma veliko začetno togost, kar je zelo ugodno pri omejitvi horizontalnih pomikov zaradi potresa in vetra.
3. V primerjavi z AB strižnimi stenami so jekleni SP veliko manjši in s tem lažji, kar se pozna pri manjših dimenzijah stebrov in temeljev. To pa vodi do manjše mase oz. potresne obtežbe konstrukcije. Prav tako je prednost manjših elementov prihranek etažne površine.
4. Montaža jeklenih SP je veliko hitrejša v primerjavi z AB stenami, kar se odraži v času in stroških gradnje.
5. Z uporabo delavniško izdelanih elementov je mogoče zagotoviti kakovost in hitrost gradnje.
6. Uporaba jeklenih SP je primerna tudi za regije z mrzlim podnebjem, kjer je možnost uporabe armiranega betona v zimskih mesecih omejena.
7. Velika prednost jeklenih strižnih panelov je hitra potresna sanacija poškodovanih elementov, saj se poškodovani elementi na dokaj enostaven način zamenjajo.

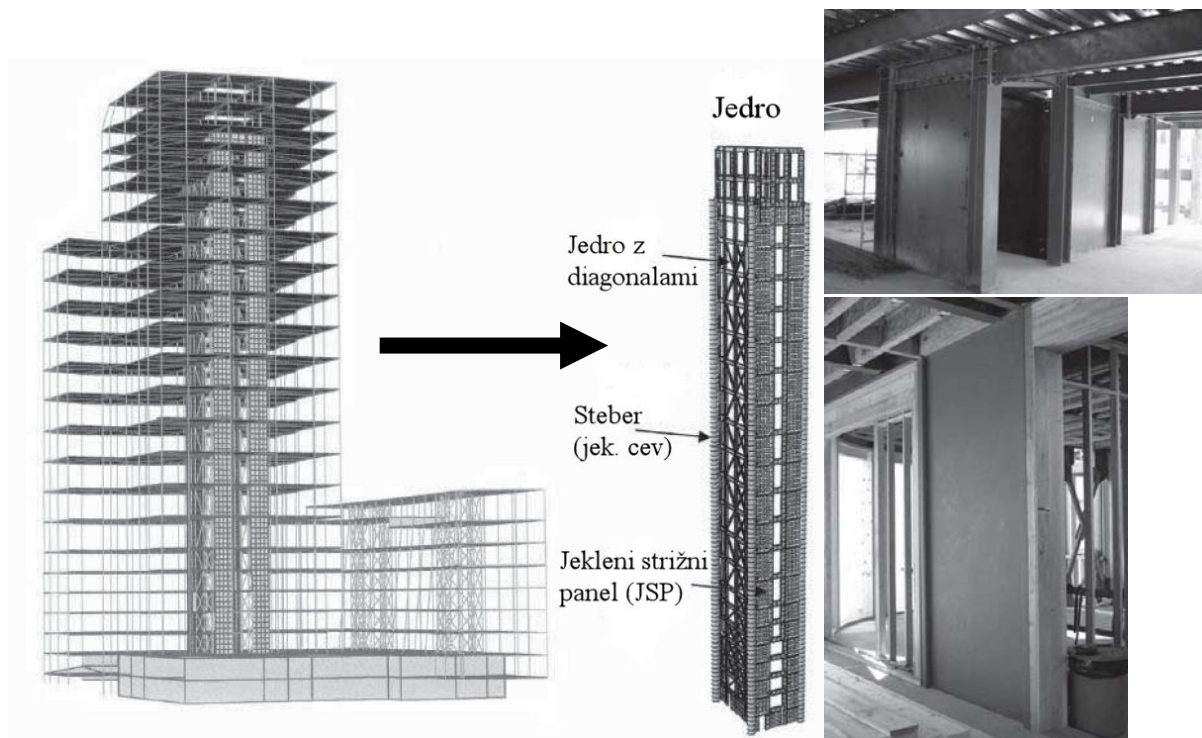
Glede na klasično zavetrovanje okvirnih konstrukcij imajo strižni paneli naslednje prednosti:

1. Manjše projektne potresne sile zaradi večje duktilnosti.
2. Hitrejša izvedba.
3. Omogočajo učinkovitejšo projektiranje horizontalnega nosilnega sistema (pravilno prenašanje večjih strižnih sil).

Strižni paneli imajo glede na ostale sisteme za prenos horizontalnih sil naslednje slabosti:

1. Problem stikovanja na okvirno konstrukcijo, zlasti pri obstoječih konstrukcijah, ki jih hočemo utrditi s SP.
2. Strižni paneli omejujejo komunikacijo v objektu (prehodi, okna, odprtine za inštalacije...).
3. V primerjavi z jeklenimi diagonalami so precej težji konstrukcijski sistem in s tem tudi dražji.

V disertaciji smo se omejili na obnašanje jeklenih strižnih panelov brez ojačitev (sliki 4.1 in 4.2), ki so po svetu tudi najbolj razširjeni, saj so ekonomsko bolj sprejemljivi od panelov z ojačitvami. Uporaba omenjenih strižnih panelov je zlasti razširjena v Kanadi in ZDA, kjer je obravnavana tematika zajeta tudi v standardih (CSA 2001 in AISC 2005a). JSP brez ojačitev so razširjeni tudi na Japonskem in v Mehiki.



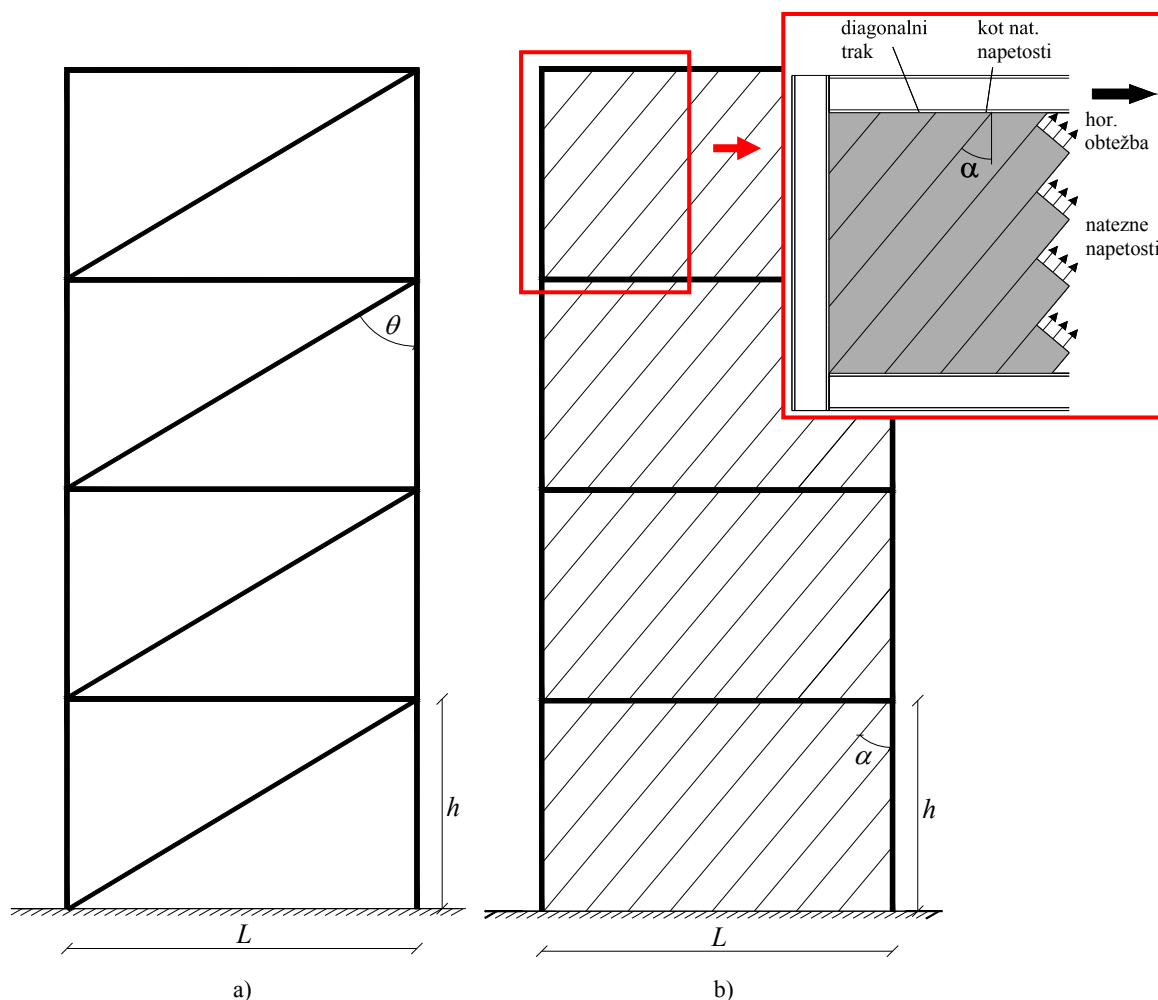
Slika 4.2: Jekleni strižni paneli (JSP) brez ojačitev – sistem za prenos horizontalnih obtežb (slika: Sabelli in Bruneau 2006)
Figure 4.2: Steel plate shear walls (SPSW) – lateral load bearing system (photo: Sabelli in Bruneau 2006)

4.2 Jekleni strižni paneli brez ojačitev

Jekleni strižni paneli (JSP) so se v preteklosti v ZDA in Kanadi dokaj pogosto uporabljali kot konstrukcijski sistem za prenos horizontalnih obtežb v stavbah. Do začetka 80-tih prejšnjega stoletja so projektanti za projektno nosilnost JSP uporabljali vrednost elastične kritične strižne nosilnosti, ki je določena po linearni teoriji izbočenja. Posledica tega je bilo dimenzioniranje JSP z močnimi ojačitvami, kar pa zaradi višjih stroškov, v primerjavi z armiranobetonskimi strižnimi stenami, ni bilo privlačno za uporabo v praksi. Čeprav je Basler (1961) pokazal, da natezno polje stojine visokostenskega jeklenega nosilca v postkritičnem območju zagotovi precejšno nosilnost, togost in duktilnost, tega fenomena niso izkoriščali do sredine 80-tih let prejšnjega stoletja. Prvi, ki je formuliral idejo o izkoriščanju nateznega polja JSP v postkritičnem območju, je bil Thorbull (1983). S preizkusi sta idejo potrdila Timler in Kulak (1983), prav tako pa tudi njene ekonomske prednosti (Timler 1998). To pa je vodilo k njihovi veliki razširjenosti v praksi v zadnjih dvajsetih letih v Srednji Ameriki in na Japonskem, kar se je odrazilo tudi v zelo obširnem raziskovalnem delu na tem področju.

4.2.1 Analiza in dimenzioniranje jeklenih strižnih panelov po CAN/CSA S16-01 in ANSI/AISC 341-05

Kanadski standard (CSA 2001) in ameriški standard (AISC 2005a) enako obravnavata analizo in dimenzioniranje jeklenih strižnih panelov (JSP) brez ojačitev. Razlika med obema standardoma je le v definiciji strižne nosilnosti pločevine, kjer je ameriški standard nekoliko bolj konzervativen. Omenjena problematika je bila prvič zajeta v kanadski standard leta 1994. V nadaljevanju se sklicujemo na ameriški standard ANSI/AISC 341-05 (AISC 2005a).



Slika 4.3: Model nadomestne natezne diagonale (a) in model sestavljen iz ozkih trakov (trakast model) (b)
Figure 4.3: Equivalent story brace model (a) and detailed strip model (b)

Standarda obravnavata linearno in nelinearno statično analizo jeklenih strižnih panelov (JSP) na dva načina. Prvi (poenostavljen) način je analiza z matematičnim modelom nadomestne natezne diagonale (slika 4.3a). Pri drugem matematičnem modelu pa pločevino razdelimo na najmanj 10 trakov enake širine (slika 4.3b) tako, da strižni panel (SP: obodni elementi in pločevina) modeliramo z linijskimi KE (1D). Zaradi razdelitve pločevine na trakove matematični model imenujemo trakast model (ang. *strip model*). Matematični model z nadomestno natezno diagonalo je primeren predvsem za preliminarne analize pri projektiranju okvirnih konstrukcij z JSP. Prav tako je omenjeni model primeren za analizo večjih okvirnih konstrukcij z JSP, pri katerih bi bilo modeliranje s trakastim modelom zamudno oziroma bi pri matematičnem modelu konstrukcije lahko prišlo do problemov s konvergenco. Na drugi strani je trakast model primeren za analizo mehanskih karakteristik poljubnega JSP in analizo manjših okvirnih konstrukcij. Model z nadomestno natezno diagonalo je povsem analogen kot model s parom nadomestnih diagonal, ki je opisan v poglavju 2. Zato v tem poglavju podrobneje obravnavamo trakast model. Poleg obeh omenjenih matematičnih modelov standard AISC (2005a) za analizo JSP dovoljuje tudi ortotropni membranski model, ki pa ga v disertaciji nismo

obravnnavali. Ortotropen membranski model je primeren predvsem za simulacijo obnašanja posameznega JSP oziroma samo določenega njegovega dela/komponente, ni pa primeren za analizo obnašanja JSP v okvirnih konstrukcijah (problemi s konvergenco), kar je eden izmed glavnih ciljev disertacije.

Trakast model (ang. *strip model*)

Za preliminarno določanje dimenzij JSP uporabimo model konstrukcije z nadomestno diagonalo (slika 4.3a), ki je členkasto pritrjena na okvir. Naprej s statično in modalno analizo izračunamo prerez nadomestne diagonale (A). Togost jeklenega strižnega panela (JSP) pretvorimo na togost nadomestne natezne diagonale z enačbo

$$k_{d,1} = k_{p,1} / \cos^2 \theta, \quad (4.1)$$

kjer je θ naklon nadomestne diagonale (slika 4.3a), $k_{d,1}$ pa je njena začetna togost. Nosilnost sistema fasadnih panelov pretvorimo na nosilnost ekvivalentne diagonale z

$$F_{d,i} = F_{p,i} / \cos \theta, \quad (4.2)$$

kjer je $F_{d,i}$ nosilnost ekvivalentne diagonale ($F_{d,y}$ ali $F_{d,u}$). Enačbi (4.1 in 4.2) veljata za primer, ko strižni panel (SP) nadomestimo z nadomestno natezno diagonalo. Na podlagi rezultatov statične in modalne analize nato določimo debelino pločevine z enačbo, ki bazira na energijskem principu (Thorburn et al. 1983)

$$t = \frac{2A \sin \theta \sin 2\theta}{L \sin 2\alpha}, \quad (4.3)$$

kjer je θ kot med vertikalno osjo in nadomestno diagonalo, L je širina polja in α je kot med vertikalno osjo in naklonom natezних napetosti v pločevini panela, ki je določen z enačbo

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{tL}{2A_c}}{1 + th \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c L} \right)}, \quad (4.4)$$

kjer je t debelina jeklene pločevine, A_c in I_c sta povprečni prerez oziroma vztrajnostni moment stebra panela (VBE), A_b pa je povprečni prerez prečke panela (HBE) in h je višina etaže (Timler in Kulak 1983). Standard prav tako predpisuje minimalni vztrajnostni moment stebra panela (VBE), da se preprečijo prevelike deformacije stebra, ki bi vodile do predčasnega izbočenja pločevine izven ravnine

$$I_c \geq \frac{0,00307th^4}{L}. \quad (4.5)$$

Ko imajo izpolnjeno zahtevo (4.5), lahko izdelamo bolj natančen model, ki ga imenujemo trakast model (ang. *strip model*).

Razmerje dolžine in višine (L/h) ne sme biti manjše od 0,8 in ne večje od 2,5. Maksimalna vitkost (razmerje manjše vrednosti dolžine oziroma višine ($\min\{L, h\}$) in debeline (t)) pločevine je omejena z

$$\lambda \leq 25\sqrt{E/f_y}, \quad (4.6)$$

oziroma, če upoštevamo $\lambda_1 = \pi\sqrt{E/f_y}$ in $\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1$, dobimo

$$\bar{\lambda} \leq 7,96. \quad (4.7)$$

Zahtevano je, da so morebitne odprtine v pločevini JSP ojačane z obodnimi elementi (VBE in HBE) v celotni višini oziroma širini panela, razen če to opravičimo s preizkusi in analizo. Spoj pločevine z obodnimi elementi mora imeti nosilnost enako kot je pričakovana meja tečenja pločevine v nategu. Prav tako morajo biti nosilnost obodnih elementov večja od meje tečenja pločevine v nategu. Pri spoju stebra (VBE) in prečke (HBE) jeklenega strižnega panela morajo biti pasnice obvezno privarjene na steber, medtem ko je lahko stojina prečke na steber privarjena ali privijačena. Projektna nosilnost tega spoja mora biti

$$M_u \geq 1,1R_yM_p, \quad (4.8)$$

kjer je M_u upogibna nosilnost spoja, M_p upogibna nosilnost prečke (HBE), R_y pa je razmerje med pričakovano in nazivno mejo tečenja jekla. Projektna strižna nosilnost spoja (V_u) mora biti večja od strižne sile, ki izhaja iz upogibnega momenta $1,1R_yM_p$. Obodni elementi JSP morajo izpolnjevati zahteve za prvi razred kompaktnosti (plastični prerezi). Horizontalni obodni elementi (HBE) morajo biti bočno podprti na razdalji manjšo od $0,086 i_z E/f_y$, kjer je i_z vztrajnostni polmer okoli šibke osi profila. Bočna podpora mora imeti nosilnost vsaj 2,0 % natezne nosilnosti podprte pasnice ($A_p f_y$).

Pričakovana nosilnost JSP s členkastim okvirom je določena z enačbo

$$V_{sp, RD} = 0,50R_y f_y t L_{ef} \sin 2\alpha, \quad (4.9)$$

kjer je L_{ef} širina jeklene pločevine (slika 4.1), α pa je kot med vertikalno osjo in naklonom nateznih napetosti, ki se aktivirajo v pločevini pri horizontalnem pomiku JSP. Nominalna nosilnost je določena tako, da je pričakovana nosilnost JSP (4.9) deljena s koeficientom vpliva dodatne nosilnosti (overstrength), ki znaša za JSP 1,2 (Berman in Bruneau 2003). Nominalna nosilnost JSP je tako določena

$$V_{sp, RD} = 0,42R_y f_y t L_{ef} \sin 2\alpha. \quad (4.10)$$

Za primer JSP s togim okvirom je pričakovana nosilnost določena z enačbo

$$V_{sp, RD} = 0,50R_y f_y t L_{ef} \sin 2\alpha + \frac{4M_{pl,c}}{h_s}, \quad (4.11)$$

kjer je $M_{pl,c}$ polnoplastični moment v stebri, h_s pa je etažna višina obravnavane etažne konstrukcije. Za določitev začetne togosti pločevine JSP (K_{pl}) je Sabouri-Ghomi s sodelavci (2005) predlagal enačbo

$$K_{pl} = \frac{C_{m1} \cdot E_s \cdot L \cdot t}{C_{m2} \cdot 4 \cdot h}, \quad (4.12)$$

kjer sta C_{m1} in C_{m2} modifikacijska koeficienta ($0,8 < C_{m1} < 1,0$; $1,0 < C_{m2} < 1,7 \Rightarrow 0,47 < C_{m1}/C_{m2} < 1,0$), ki se določita na podlagi rezultatov eksperimentov ali numeričnih analiz. E_s je elastični modul jekla. Togost pločevine JSP je v veliki meri odvisna od vztrajnostnega momenta obodnih elementov, ki preprečujejo bočno zvrnitev pločevine.

4.2.2 Primer matematičnega modeliranja jeklenih strižnih panelov (JSP)

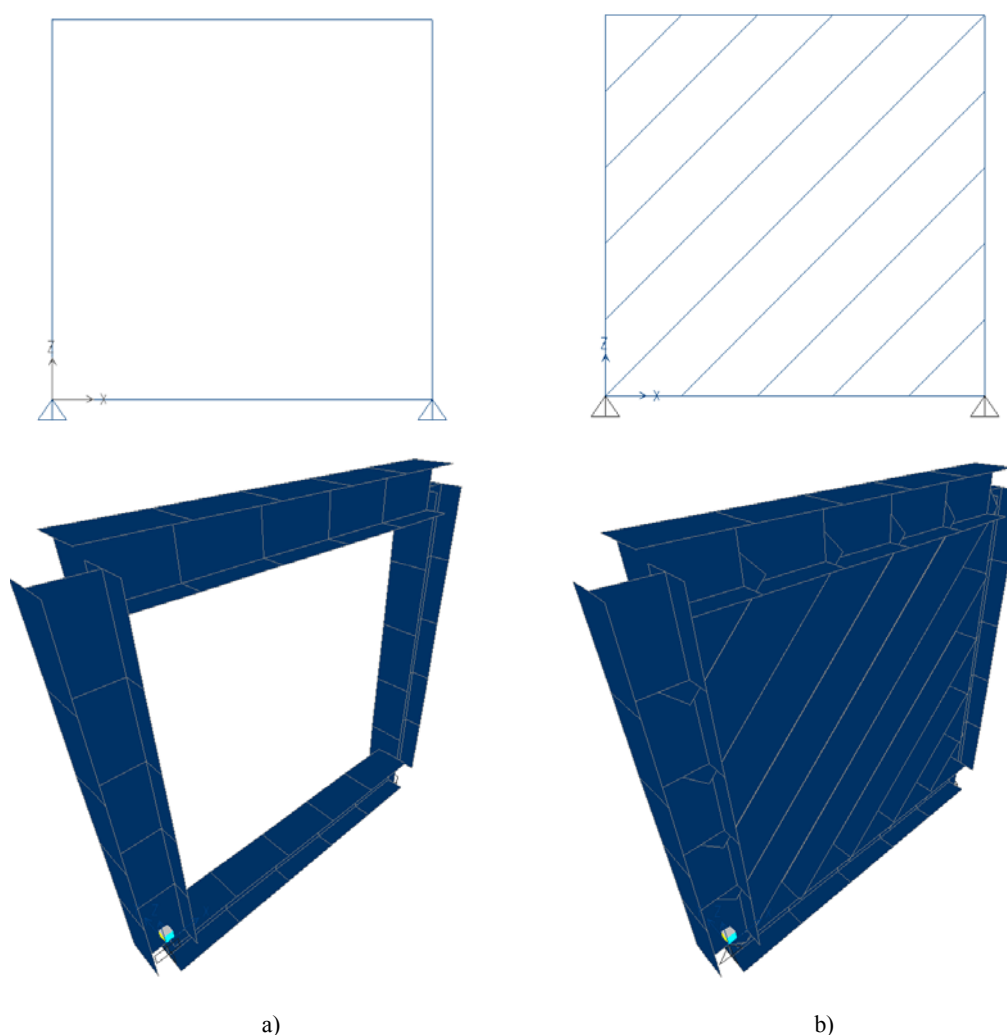
Trakast model (ang. *strip model*)

Za primer matematičnega modeliranja smo izbrali enoetažni JSP osnih dimenzij $L/h_s = 2500/2500$ mm, ki smo ga analizirali s trakastim modelom (slika 4.3b). Obodni elementi JSP (okvir) so iz profila HEB 300 in jekla S235. Jeklena pločevina je dimenzij $L/h/t = 2200/2200/3$ mm. Spoj okvir – pločevina je polno nosilen (v varjeni izvedbi). Upoštevana je meja tečenja $f_y = 15,0$ kN/cm². Za obodne elemente in jekleno pločevino smo predpostavili elasto-plastičen diagram σ – ε brez utrjevanja. Z nelinearno statično (pushover) analizo smo obravnavali tri različice enoetažnega, in sicer

- **okvir** (JSP brez pločevine),
- **pločevino** (JSP s členkastim okvirom),
- **JSP** (s togim okvirom; interakcija **okvira** in **pločevine**).

Prva različica (okvir) je predstavljena zaradi boljšega razumevanja interakcije togega okvira in pločevine. V praksi se uporabljata tako JSP s členkastim okvirom (pločevina), kot JSP s togim okvirom.

Na sliki 4.4 so predstavljeni matematični modeli vseh treh različic. Med modelom pločevine in JSP praktično ni nobene vizualne razlike. Edina razlika je ta, da smo pri modelu pločevine modelirali členkaste stike med stebri in prečkami. Trakast model pločevine oziroma JSP smo modelirali z 9 trakovi debeline 35 cm, kar je manj kot to zahteva standard (10; AISC 2005a). Standard izjemoma dovoljuje modeliranje manj trakov od predpisanih, vendar moramo dokazati, da so rezultati korektni. To smo v nadaljevanju tudi dokazali. Razlog modeliranja 9 trakov je bil enostavnost modeliranja, saj je bil to preliminaren model, ki pa je zelo dobro opisal obnašanje pločevine oziroma JSP pri horizontalni obtežbi.



Slika 4.4: Matematični model okvira (a) in matematični model pločevine* oziroma JSP (b)

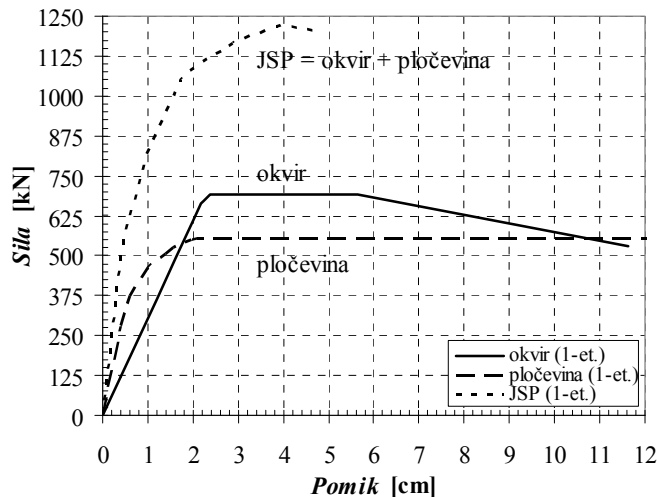
Figure 4.4: Mathematical model of the frame (a) and mathematical model of steel plate and steel plate shear wall (SPSW) respectively (b)

Vse obravnavane različice smo modelirali z linijskimi KE (1D). Materialno nelinearnost smo modelirali v diskretnih točkah s plastičnimi členki. Okviru (stebri – VBE in prečke – HBE) smo v vozliščih predpisali momentne plastične členke, pri katerih je moment odvisen od osne sile (P-M). Jeklenim trakovom pa smo predpisali osne plastične členke. Vsakemu jeklenemu traku smo definirali en pl. členek (v njegovi sredini). Poleg enoetažnega JSP smo na enak način analizirali še njegovo dvo- in trietažno različico. Rezultati devetih pushover analiz so prikazani na sliki 4.5. Nosilnost jeklene pločevine po standardu AISC (2005a) je enaka 558,5 kN (4.9), nosilnost enoetažnega okvira je enaka 702,7 kN (metoda plastičnih členkov; 2. del enačbe 4.11). Nosilnost JSP je enaka vsoti nosilnosti okvira in pločevina (1261 kN; enačba 4.11). S pushover analizo smo dobili naslednje nosilnosti za enoetažne konstrukcije

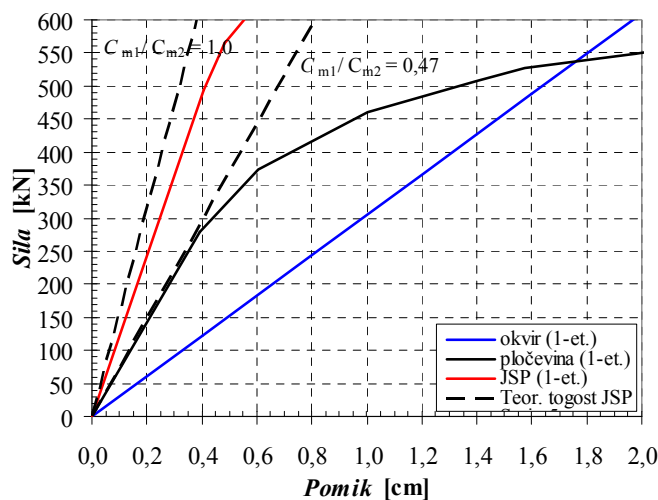
* Pri matematičnem modelu pločevine sta prečki (HBE) členkasto pripeti na stebra (VBE).

- okvir (brez pločevine): 693,4 kN,
- pločevino (JSP s členkastim okvirom): 556,2 kN,
- JSP: 1221 kN

V vseh treh primerih se rezultati pushover analize v inženirskem smislu dobro ujemajo z analitičnimi (okvir) oziroma empiričnimi rešitvami (pločevina). Razlika med nosilnostjo okvira med numerično in analitično rešitvijo (1,3 %) je posledica upoštevanja interakcije osna sila – upogibni moment.



Slika 4.5: Odnos prečne sile ob vpetju in pomika na vrhu konstrukcije za enoetažni okvir, pločevino in JSP
 Figure 4.5: Diagrams force – displacement of the one-story frame, steel plate and SPSW respectively



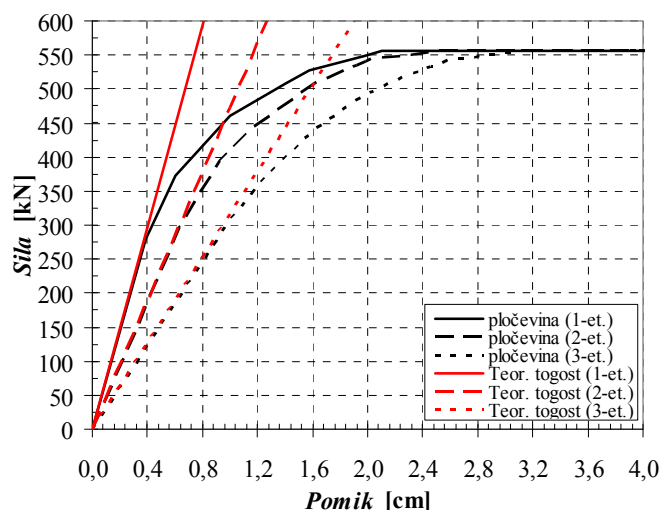
Slika 4.6: Primerjava začetne togosti jeklene pločevine (K_{pl})
 Figure 4.6: Comparison of the initial stiffness of the steel plate (K_{pl})

Na sliki 4.6 je predstavljena primerjava začetne togosti (K_{pl}) jeklene pločevine. Odnos prečne sile ob vpetju in pomika zgornjega roba pločevine (pushover analiza) je primerjan s togostjo dobljeno po empirični formuli 4.12, ki podaja razmerje modifikacijskih faktorjev C_{m1}/C_{m2} med 0,47 in 1,0.

Omenjen interval začetne togosti je prav tako prikazan na sliki 4.6. Začetna togost numerične analize se ujema s teoretično togostjo v primeru upoštevanja razmerja modifikacijskih koeficientov $C_{m1}/C_{m2} = 0,47$ ($C_{m1} = 0,8$, $C_{m2} = 1,7$). Na sliki 4.6 sta prikazani tudi začetni togosti okvira in JSP (okvir + pločevina). Glede na to, da smo za eno-etažno jekleno pločevino določili razmerje modifikacijskih faktorjev C_{m1}/C_{m2} , nas je zanimalo obnašanje razmerja pri večetažnih pločevinah. Tako smo matematično modelirali tudi dvo- in tri-etažno pločevino (slika 4.7). Pri dvo- in tri-etažni pločevini je razmerje enako $C_{m1}/C_{m2} = 0,60$. Pri dodatnih numeričnih simulacijah smo prišli do zaključka, da je razmerje C_{m1}/C_{m2} odvisno od:

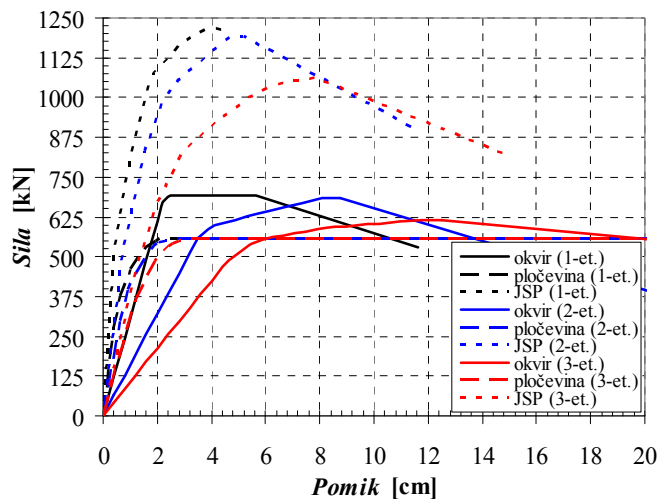
- števila etaž,
- togosti obodnih elementov.

Tako je priporočljivo togost pločevine JSP oziroma celega JSP izračunati z numerično simulacijo matematičnega modela z nadomestno diagonalo.



Slika 4.7: Primerjava začetne togosti eno-, dvo- in tri-etažne jeklene pločevine (K_{pl})
Figure 4.7: Comparison of the initial stiffness of the one-, two- and three-storey steel plate (K_{pl})

Na sliki 4.8 je predstavljena primerjava odnosa sila – pomik za eno-, dvo- oziroma trietažne konstrukcije. Posamezni konstrukcijski elementi so enaki v vseh etažah. Posledično je kritična vedno prva etaža. Zaradi tega so tudi nosilnosti enake, ne glede na število etaž določene konstrukcije.

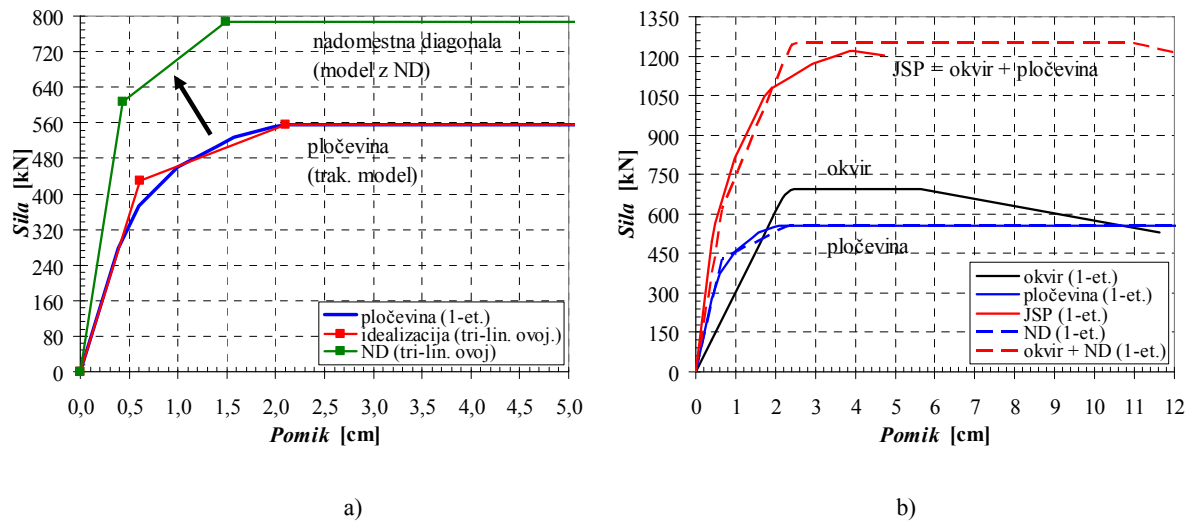


Slika 4.8: Odnos prečne sile ob vpetju in pomika na vrhu konstrukcije za eno-, dvo- in trietažne okvire, pločevine oziroma JSP

Figure 4.8: Diagrams force – displacement of the one-, two- and three-story frames, steel plates and SPSW respectively

Matematični model z nadomestno natezno diagonalo

Na podlagi rezultatov nelinearne statične analize trakastega modela je možno definirati ovojnico sila pomik za nadomestno diagonalo. Pushover krivuljo pločevine (slika 4.9a) smo idealizirali s tri-linearno ovojnico, ki smo jo pretvorili v tri-linearno ovojnico nadomestne diagonale. Uporabili smo enačbi (4.1) in (4.2) za pretvorbo nosilnosti oziroma začetne togosti JSP na nadomestno diagonalo ter enačbo 2.8 za pretvorbo pomikov. Z nadomestno natezno diagonalo (ND) smo modelirali matematični model pločevine in JSP. Edina razlika med obema modeloma je ta, da pri JSP obdaja pločevino tog okvir, pri pločevini pa členkast okvir, ki nima nobene nosilnosti in togosti. Primerjava trakastega modela JSP in pločevine z modeloma z nadomestno diagonalo (JSP, pločevina) je predstavljena na sliki 4.9b. Iz primerjave je mogoče zaključiti, da so pri obeh različicah modeliranja pločevine rezultati odvisni le od idealizacije. Pri primerjavi rezultatov matematičnih modelov JSP ugotovimo, da se model z ND obnaša nekoliko bolj podajno, medtem ko je nosilnost nekoliko večja od trakastega modela JSP. Zelo pomemben zaključek primerjave je tudi ta, da matematični model z ND nima nobenih problemov s konvergenco, medtem ko trakast model odpove pri normiranem pomiku 1,9 %.



Slika 4.9: Idealizacija pushover krivulje (a), primerjava rezultatov analize (pushover krivulje) trakastega modela in modela z ND (b)

Figure 4.9: Idealization of the pushover curve (a), comparison of results of the pushover curves of the strip model and equivalent diagonal member model (b)

4.3 Pomembnejše ugotovitve

V tem poglavju smo predstavili dva matematična modela modeliranja jeklenih strižnih panelov (JSP). Predstavljena sta:

- model z nadomestno natezno diagonalo,
- trakast model (ang. *string model*), pri katerem JSP modeliramo z desetimi nateznimi diagonalami, ki predstavljajo trakove pločevine JSP, ki so obremenjeni v nategu.

S trakastim modelom smo preverili obnašanje JSP s členkastim okvirom (pločevina) in JSP s togim okvirom (JSP). Analizirali smo eno-, dvo-, in trietažni jekleni okvir, pločevino oziroma JSP. Analiza je pokazala prednosti in slabosti obeh modelov. Prav tako je pokazala, kateri vhodni parametri matematičnih modelov pomembno vplivajo na rezultate analize. Ugotovili smo, da 9 oziroma 10 trakov v trakastem modelu povsem zadošča za korektne rezultate, saj smo se približali nosilnosti, ki jo podaja standard (AISC 2005a), na manj kot 0,5 %.

Rezultate nelinearne statične analize (pushover) enoetažnega JSP s členkastim okvirom (pločevina) smo idealizirali s tri-linearno ovojnico in jo pretvorili na model z nadomestno diagonalo (ND). Analiza matematičnega modela z ND je v inženirskem smislu dala dobre rezultate. Pokazala pa je na zelo pomembno prednost modela z ND, t. j. dobra konvergenca, ki je pri matematičnih modelih večjih in bolj kompliciranih konstrukcij izrednega pomena.

Tako priporočamo, da se mehanske karakteristike poljubnega JSP najprej izračunajo po standardu AISC (2005a), nato se obnašanje obravnavanega JSP preveri s trakastim modelom. V matematičnem modelu okvirne konstrukcije z JSP pa JSP modeliramo z nadomestnimi nateznimi diagonalami (ND), saj tako matematičnemu modelu zagotovimo robustnost (dobro konvergenco), kar je osnovni predpogoj za analizo konstrukcij z JSP.

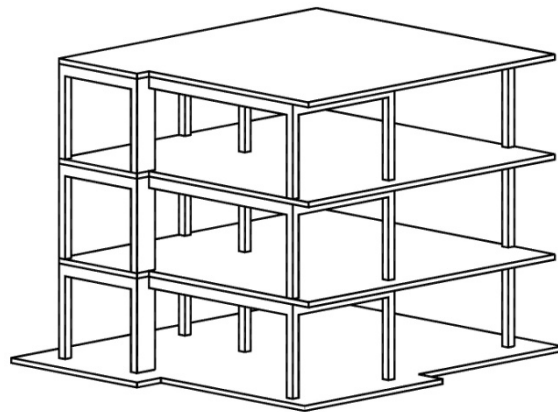
Namen prikazanega poglavja ni bil razviti nov matematični model, temveč pregledati stanje na področju jeklenih strižnih panelov (JSP) brez ojačitev, saj je bil razvoj na tem področju od sredine 80-tih let prejšnjega stoletja res silovit, zlasti v Severni Ameriki. Tako je bil poglobitni namen disertacije pri JSP izsledke raziskav na tem področju uporabiti za raziskavo možnosti utrjevanja starejših armiranobetonskih okvirnih konstrukcij, ki nimajo zadostne potresne odpornosti. Omenjene AB okvirne konstrukcije so značilne za vso Evropo, predvsem pa je ta problem zanimiv za njene JV države, ki ležijo na srednje do zelo potresno-ogroženih območjih.

5 POTRESNA ANALIZA AB OKVIRNE KONSTRUKCIJE

V tem poglavju obravnavamo starejšo trietažno nesimetrično armiranobetonsko okvirno konstrukcijo (SPEAR), ki je bila projektirana samo na vertikalno obtežbo. Poleg osnovne konstrukcije obravnavamo še štiri različice, ki smo jih delno oziroma v celoti sprojektirali po *Evrokodu 8*. Glavni namen tega poglavja je prikazati zahteve novega standarda v primerjavi s starejšo gradbeno prakso in njihov vpliv na potresno odpornost armiranobetonskih (AB) konstrukcij. Predstavljena je primerjava potresnega obnašanja petih različic obravnavane konstrukcije. Primerjali smo plastične mehanizme konstrukcije in potresne kapacitete posameznih obravnavanih različic, ki smo jih določili po N2 metodi, ki je bila razvita na IKPIR-u in je sestavni del *Evrokoda 8*. Primerjali smo tudi deformacije posameznih različic. Osnovni model smo primerjali z različicama Test 0,15 in Test 0,25. Obe različici smo projektirali pri nespremenjeni obtežbi, geometriji in dimenzijah nosilnih elementov po *Evrokodu 8*. Prvo na 0,15 g projektne pospeška tal, drugo pa na 0,25 g, kar je po Karti potresne nevarnosti v Sloveniji največja vrednost (za tla tipa A). Zaradi omenjenih izhodišč nismo mogli zagotoviti *pogoju globalne in lokalne duktilnosti*, ki ga zahteva standard. Zaradi tega smo na koncu analizirali še različici EC8 M in EC8 H, ki sta bili v celoti projektirani po zahtevah standarda. V ta namen smo morali pri obeh konstrukcijah povečati dimenzije stebrov in nekoliko prilagoditi dimenzije gred. Obe različici sta bili projektirani na projektni pospešek 0,25 g. Pri EC8 M smo upoštevali srednjo stopnjo duktilnosti (DCM), pri EC8 H pa visoko stopnjo duktilnosti (DCH). Poleg primerjav obnašanja pri potresni obtežbi smo prikazali tudi primerjave količine betona in vzdolžne armature za vse analizirane konstrukcije, kar omogoča oceno vpliva zahtev novih standardov na ceno konstrukcije.

5.1 Opis konstrukcije in obtežba

Obravnavana trietažna nesimetrična konstrukcija (slika 5.1) predstavlja poenostavljeno različico tipičnih starejših AB konstrukcij v Grčiji in drugod ob Sredozemlju brez ustrezne potresne odpornosti. Konstrukcija je bila projektirana samo na vertikalno silo brez upoštevanja potresnih sil, upoštevajoč gradbeno prakso in materiale, ki so se uporabljali v zgodnjih sedemdesetih letih 20. stoletja. Konstrukcija je bila v okviru projekta SPEAR (*Seismic Performance, Assessment and Rehabilitation – Potresno obnašanje konstrukcij, ocena in sanacija poškodb*) psevdodinamično (PsD) preizkušena v laboratoriju Evropske unije ELSA v Ispri, Italija (Negro et al. 2004, Fajfar et al. 2006).



Slika 5.1: Konstrukcija SPEAR
 Figure 5.1: The SPEAR structure

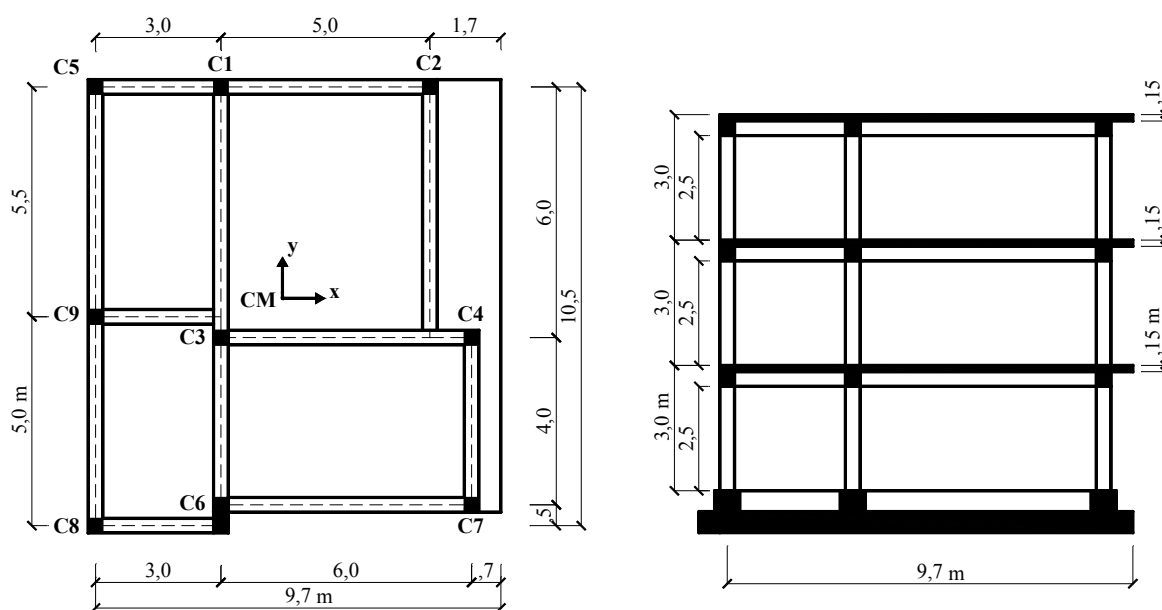
5.1.1 Osnovne karakteristike konstrukcije

Objekt je tlorisnih dimenzij 9,7 x 10,5 m (slika 5.2) in je namenjen za bivalne prostore. Etažna višina je 3,0 m, svetla višina stebrov med prečkami pa 2,5 m. Objekt obsega 3 etaže, ki so po tlorisu in višini med seboj enake.

Preglednica 5.1: Obravnavane različice konstrukcije

Table 5.1: The different variants of the structure

| Različica | Opis |
|-----------|---|
| Test | prvotna konstrukcija, ki je bila PsD preizkušena v laboratoriju ELSA (Ispira, Italija) |
| Test 0,15 | konstrukcija delno projektirana po EC8 ($a_g = 0,15$ g, DCM ($q = 3,45$) tip tal C) ob nespremenjeni geometriji, dimenzijah nosilnih elementov in vertikalni obtežbi |
| Test 0,25 | konstrukcija delno projektirana po EC8 ($a_g = 0,25$ g, DCM ($q = 3,45$), tip tal C) ob nespremenjeni geometriji, dimenzijah nosilnih elementov in vertikalni obtežbi |
| EC8 M | konstrukcija projektirana po EC0, EC1 in EC8 ($a_g = 0,25$ g, DCM ($q = 3,45$), tip tal C) ob nespremenjeni geometriji, dimenzije nosilnih elementov so bile ustrezno povečane |
| EC8 H | konstrukcija projektirana po EC0, EC1 in EC8 ($a_g = 0,25$ g, DCH ($q = 5,20$), tip tal C) ob nespremenjeni geometriji, dimenzije nosilnih elementov so bile ustrezno povečane |



(a) (b)
Slika 5.2: (a) Tloris in (b) prečni prerez konstrukcije SPEAR
Figure 5.2: (a) Plan and (b) cross-section of the SPEAR structure

Različice Test, Test 0,15 in Test 0,25

Vse tri različice imajo enako geometrijo, vertikalno obtežbo in dimenzije nosilnih elementov, razlikujejo pa se v količini vzdolžne in prečne armature.

Stebri so dimenzij $b/h = 25/25$ cm, medtem ko je močan steber (C6) dimenzije $b/h = 25/75$ cm. Grede so dimenzij $b/h = 25/50$ cm. Na sliki 5.3a so prikazani tipični konstrukcijski elementi osnovne konstrukcije ter njihova vzdolžna in prečna armatura. Na prvi pogled je razvidno, da je armatura nosilnih elementov zelo šibka. Ob tem je potrebno poudariti, da je bila pri osnovni konstrukciji (Test) uporabljena gladka armatura s srednjo natezno trdnostjo $46,7 \text{ kN/cm}^2$ ($\phi 8$), $45,9 \text{ kN/cm}^2$ ($\phi 12$) in $37,7 \text{ kN/cm}^2$ ($\phi 20$). Srednja vrednost tlačne trdnosti betona konstrukcije je $2,5 \text{ kN/cm}^2$. Naštete karakteristike materiala so bile upoštevane pri izračunu karakteristik prerezov elementov (M_y in θ_{um}^{pl}) različice Test.

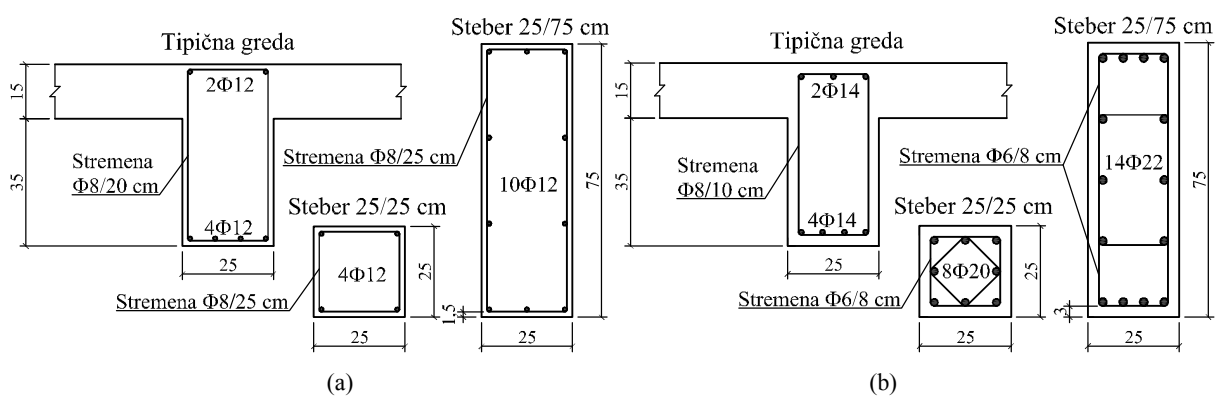
Pri spremenjenih konstrukcijah Test 0,15 in Test 0,25, kakor tudi pri EC8-M in EC8-H, smo pri projektiranju po EC8-1 upoštevali projektne vrednosti betona C25/30 in jekla RA 400/500, pri izračunu karakteristik prerezov za nelinearno analizo pa smo upoštevali karakteristične vrednosti materialov (preglednica 5.4).

Pri osnovni konstrukciji (Test) so najbolj kritični elementi stebri, ki so izrazito šibkejši od gred ($\sum M_{Rc} \approx 0,15 - 0,20 \sum M_{Rb}$). Delež skupne vzdolžne armature (ρ) pri osnovni konstrukciji za tipični steber ($25/25$ cm) znaša 0,72 %, kar je manj kot je zahteva EC8 (1,0 %), prav tako pa ni izpolnjena zahteva o najmanj osem palicah vzdolžne armature. Razdalje med strižnimi stremeni so prevelike (25 cm) in tako ni zagotovljeno zadostno objetje betonskega jedra. Krovni sloj betona je pri

prvotni konstrukciji (Test) znašal 1,5 cm, pri različicah Test 0,15 in Test 0,25 pa smo ga povečali na 3,0 cm (EN 1992-1-1: 2004: Poglavje 4). Pri zadnjih dveh različicah smo izrazito povečali količino armature v stebrih (slika 5.3b). Zaradi nespremenjenih dimenzij nosilnih elementov konstrukcije sicer nismo mogli zadostiti Pogoju globalne in lokalne duktilnosti, ki zahteva

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} , \quad (5.1)$$

kjer je $\sum M_{Rc}$ vsota projektnih upogibnih nosilnosti stebrov, $\sum M_{Rb}$ pa vsota projektnih upogibnih nosilnosti gred v določenem vozlišču, se je pa razmerje med nosilnostmi stebrov in prečkom precej izboljšalo v primerjavi s prvotno konstrukcijo in znaša za različico Test 0,25: $(\sum M_{Rc} \approx 0,65 - 0,90 \sum M_{Rb})$. Primerjava razmerij je za vse različice konstrukcije SPEAR prikazana na sliki 5.7.



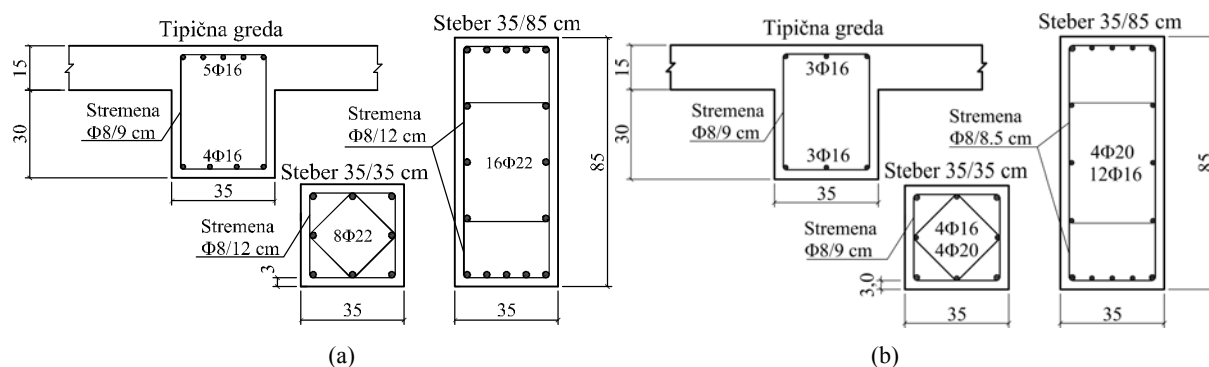
Slika 5.3: Tipični nosilni elementi različic (a) Test in (b) Test 0,25

Figure 5.3: Typical cross-sections of the beams and columns of the variants (a) Test and (b) Test 0.25

Medetažni stropni konstrukciji in strešna konstrukcija so enake in so izvedene kot masivne armiranobetonske plošče debeline 15 cm.

Različici EC8 M in EC8 H

Različici EC8 M in EC8 H v celoti upoštevata *Evrokoda*. Pri zasnovi konstrukcije smo izhajali iz osnovne konstrukcije (Test). Nespremenjena je ostala geometrija celotne konstrukcije, dimenzije posameznih nosilnih elementov pa smo spremenili. Dimenzije stebrov so se povečale na $b/h = 35/35$ cm, medtem ko je močan steber (C6) dimenzije $b/h = 35/85$ cm. Grede so dimenzij $b/h = 35/45$ cm (slika 5.4). Krovni sloj betona znaša 3,0 cm (SIST EN 1992-1-1, Poglavje 4). Plošče so enake kot pri osnovni različici.



Slika 5.4: Tipični prerezi grede in stebrov različic (a) EC8 M in (b) EC8 H
Figure 5.4: Typical cross-sections of the beams and columns of the variants (a) EC8 M and (b) EC8 H

Za razliko od predhodnih različic, pri katerih je bila vzdolžna armatura v vseh stebrih določene etaže enaka (z izjemo stebra C6), smo pri različicah EC8 M in EC8 H izbrali 7 tipov armiranja (preglednica 5.2) in za vsak steber izbrali najprimernejšega, to je tistega, ki je najbližji zahtevam standarda in povzroča najmanjšo dodatno nosilnost. Tako znaša povprečni delež skupne vzdolžne armature (ρ) za prvi dve etaži 2,51 % (EC8 M) oziroma 1,87 % (EC8 H), za tretjo etažo pa 1,77 % oziroma 1,33 %. Pri različici EC8 M je močan steber C6 ($b/h = 35/85$ cm) v prvih dveh etažah armiran s $16\phi 22$ ($\rho_1 = 2,04$ %) in s $16\phi 16$ ($\rho_1 = 1,08$ %) v tretji etaži, pri različici EC8 H pa s $4\phi 20$ in $12\phi 16$ ($\rho_1 = 1,23$ %) v prvih dveh etažah oziroma z $12\phi 16$ in $4\phi 14$ ($\rho_1 = 1,02$ %) v tretji.

Preglednica 5.2: Izbrani tipi armiranja za stebre $b/h = 35/35$ cm različic EC8 M in EC8 H

Table 5.2: Selected types of reinforcement for columns $b/h = 35/35$ cm for the variants EC8 M and EC8 H

| Tip | armatura | A_s [cm ²] | ρ [%] | EC8 M | | EC8 H | |
|-----|--------------------------|-----------------------------|---------------|----------------|----------------|--------------------|----------------|
| | | | | N1-2 | N3 | N1-2 | N3 |
| A | 8 ϕ 14 | 12,32 | 1,01 | | | | C8, C9 |
| B | 8 ϕ 16 | 16,08 | 1,31 | | C5, C8, C9 | | C1, C3, C5, C7 |
| C | 4 ϕ 16, 4 ϕ 20 | 20,61 | 1,68 | | C7 | C2, C5, C7, C8, C9 | C2, C4 |
| D | 8 ϕ 20 | 25,13 | 2,05 | C7, C9 | C1, C2, C3, C4 | C1, C4 | |
| E | 8 ϕ 22 | 30,41 | 2,48 | C2, C4, C5, C8 | | C3 | |
| F | 4 ϕ 22, 4 ϕ 25 | 34,84 | 2,84 | C3 | | | |
| G | 8 ϕ 25 | 39,27 | 3,21 | C1 | | | |

5.1.2 Vplivi na konstrukcijo (obtežba)

V preglednici 5.3 so zbrani vplivi, ki smo jih upoštevali pri projektiranju in analizi posameznih različic. Pri različicah EC8 smo upoštevali realne vrednosti za lastno težo, tako da smo poleg lastne teže konstrukcije upoštevali še težo estriha, zaključne obloge, predelnih sten in fasade v velikosti 2,7 kN/m², medtem ko je ta dodatna teža pri testnih konstrukcijah znašala samo 0,5 kN/m². Prav tako je bil pri različicah EC8 upoštevan tudi vpliv snega, ki pa ga pri potresni obtežni kombinaciji ne upoštevamo in je bil merodajen samo pri projektiranju gred zgornje etaže. Vpliv vetra ni bil upoštevan pri nobenem računskem modelu, ker zaradi velikosti vpliva potresa ne bi bil merodajen.

Preglednica 5.3: Upoštewane obtežbe

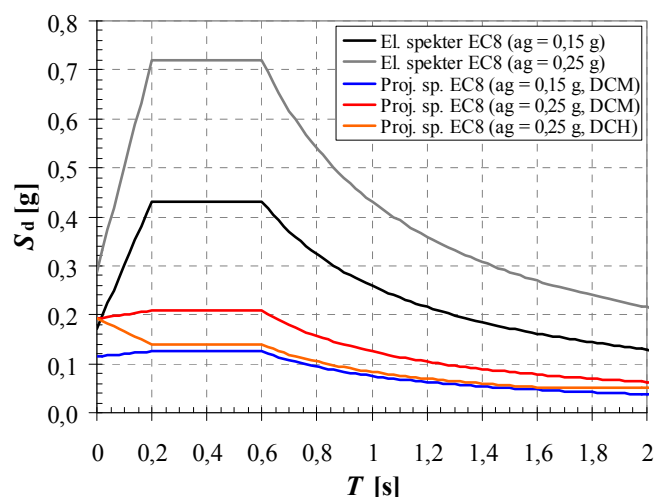
Table 5.3: Load cases

| Vpliv | Test | Test | | EC8 | |
|------------------------|-----------------------|--------------|------------------------|--------------|--------------|
| | | 0,15 | 0,25 | M | H |
| Lastna teža konstr. | DA | | | | |
| Druga lastna teža | 0,5 kN/m ² | | 2,7 kN/m ² | | |
| Koristna obtežba | 2,0 kN/m ² | | | | |
| Sneg | / | | 1,52 kN/m ² | | |
| Potres ($a_g; q$) | / | 0,15 g; 3,45 | 0,25 g; 3,45 | 0,25 g; 3,45 | 0,25 g; 5,20 |
| - tip tal | C | | | | |
| Vpliv slučajne torzije | NE | DA | | | |

Potresni vpliv smo upoštevali po EC8 z upoštevanjem projektnih spektrov pospeškov (SIST EN 1998-1, Poglavje 3.2.2.5), ki so predstavljeni na sliki 5.5. Projektne spektre dobimo z redukcijo elastičnih spektrov za faktor obnašanja konstrukcije (q). Pri analizi je bil upoštevan faktor obnašanja 3,45 za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM) oziroma 5,20 za visoko stopnjo duktilnosti (DCH). Upoštevana je bila enačba (SIST EN 1998-1, Poglavje 5.2.2.2):

$$q = \begin{cases} 3,0 \alpha_u / \alpha_1 & \text{DCM} \\ 4,5 \alpha_u / \alpha_1 & \text{DCH} \end{cases} \quad (5.2)$$

Za koeficient α_u / α_1 , ki upošteva dodatno nosilnost, smo zaradi predpostavljene tlorisne nepravilnosti za vse obravnavane različice upoštevali vrednost 1,15. Kot kažejo rezultati nelinearne statične analize, prikazani v poglavju 5.3.2, je dejanska dodatna nosilnost precej večja, zato bi v naslednji iteraciji lahko upoštevali večjo vrednost koeficienta α_u / α_1 in s tem manjši potresni vpliv.



Slika 5.5: Elastični in projektne spektri po Evrokodu 8 za tla C
 Figure 5.5: Elastic and design acceleration spectrum according to Eurocode 8, for ground type C

5.1.3 Primerjava obravnavanih različic konstrukcije

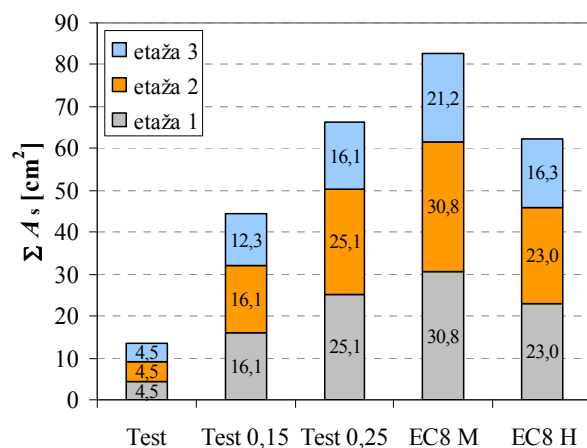
V preglednici 5.4 so predstavljene osnovne karakteristike vseh petih obravnavanih različic, ki so podrobneje opisane v poglavjih 5.1.1 in 5.1.2. Oznake N1, N2 in N3 pomenijo prvo, drugo oziroma tretjo etažo konstrukcije.

Preglednica 5.4: Značilnosti različic konstrukcije

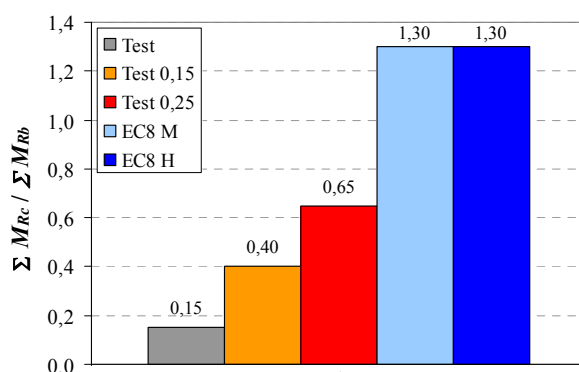
Table 5.4: Overview of the characteristics of the different variants of the structure

| Predmet analitičnega modeliranja | | Predpostavke | | | | |
|----------------------------------|-------------------------|--|--|----------------------------|--|-----------------------------|
| | | Test | Test | | EC8 | |
| | | | 0,15 | 0,25 | M | H |
| Geometrijske karakteristike | Geometrija | Konstrukcija SPEAR | | | | |
| | Stebri | b/h = 25/25 cm | | | b/h = 35/35 cm | |
| | | 4φ12 | 8φ16 (N1-2) 8φ14 (N3) | 8φ20 (N1-2) 8φ16 (N3) | optimalno dimenzionirana vzd. armatura po EC8 za vsak steber | |
| | Močan steber | b/h = 25/75 cm | | | b/h = 35/85 cm | |
| | | 10φ12 | 14φ16 (N1-2) 14φ14 (N3) | 14φ22 (N1-2) 14φ16 (N3) | 16φ22 (N1-2) 16φ16 (N3) | 12φ16, 4φ20 12φ14, 4φ16 |
| | Grede | b/h = 25/50 cm | | | b/h = 35/45 cm | |
| Pravilnost po višini | DA | | | | | |
| Florisna pravilnost | NE | | | DA | | |
| Material | Beton | - $f_c = 25$ MPa | $f_{cd} = 16,7$ MPa (dimenzioniranje; C25/30) $f_c = 25$ MPa (nelinearna analiza) | | | |
| | Jeklo | - $f_y = 459$ MPa | $f_{yd} = 348$ MPa (dimenzioniranje; RA400) $f_y = 400$ MPa (nelinearna analiza) | | | |
| Obtežba | Vertikalna obtežba [kN] | G + 0,30 Q | | | N1: 1939, N2: 1292; N3: 648 | |
| | Izračun mase | G + 0,15 Q (N1 in N2) G + 0,30 Q (N3) | | | | N1: 2917, N2: 1951; N3: 975 |
| | Masa [t] | N1 in N2: 67,3; N3: 62,8; Σ: 197,3 | | | N1&2: 96,3; N3: 94,4; Σ: 287,0 | |

Zanimiva je primerjava vzdolžne armature stebrov (brez močnega stebra C6) posameznih različic (slika 5.6), ki kaže zahtevano količino vzdolžne armature v posameznih etažah konstrukcije SPEAR, če jo projektiramo le na vertikalno obtežbo (Test) in če upoštevamo tudi potresno obtežbo. Čeprav smo vzdolžno armaturo pri modelu Test 0,25 povečali do maksimalne mere, ki jo dovoljuje standard EC8 ($\rho = 4,0\%$), pa pogoju globalne in lokalne duktilnosti (SIST EN 1998-1, Poglavje 4.4.2.3) nismo mogli zadostiti brez povečanja dimenzij stebrov na $b/h = 35/35$ cm. Prilagoditi smo tudi dimenzije gred ($b/h = 35/45$ cm). Pri tem se je skupna količina betona nosilne konstrukcije (stebri, grede, plošče) povečala za $9,33$ m³ (13,7 %, preglednica 5.5), kar ob relativno nizki ceni betona povzroča zelo majhno povečanje stroškov nosilne konstrukcije. Razmerja vsot nosilnosti stebrov in gred za najbolj kritično vozlišče so prikazana na sliki 5.7.



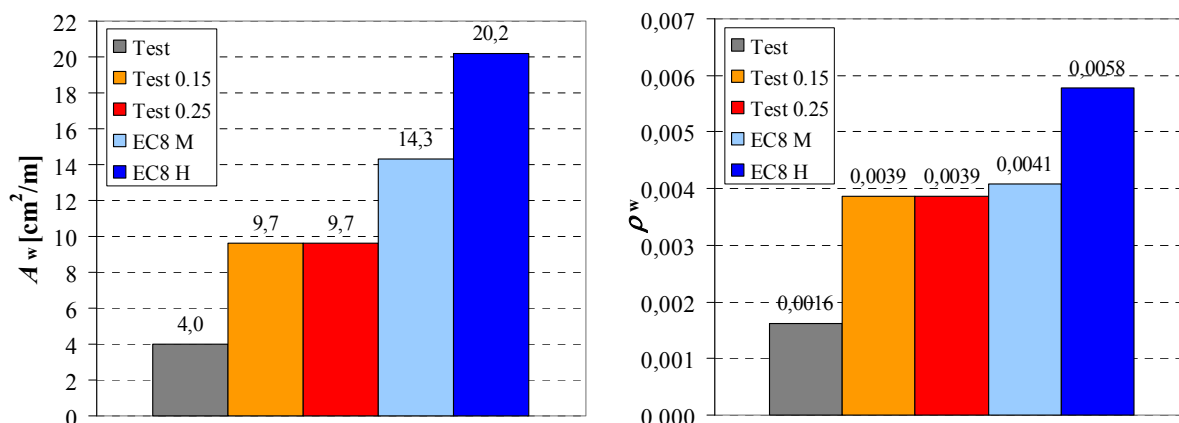
Slika 5.6: Primerjava količine vzdolžne armature stebrov (brez C6)
Figure 5.6: The quantity of longitudinal reinforcement in a typical column



Slika 5.7: Primerjava razmerja vsot upogibnih nosilnosti stebrov in gred
Figure 5.7: The ratio of the sums of the moments of resistance of the columns and beams

S spremembo dimenzij elementov je bilo mogoče projektirati konstrukcijo dosledno v skladu z Evrokodom. Ob tem je potrebno še omeniti, da smo pri modelih EC8 upoštevali celotno obtežbo v skladu s standardi Evrokod, kar se je odrazilo pri vertikalni obtežbi in masi, ki sta za približno 50 % večji kot pri prvotni konstrukciji (preglednica 5.4). To razliko je treba upoštevati pri primerjavi različic, projektiranih dosledno po EC8, z različicami prvotne konstrukcije (Test). Spremenjena konstrukcija, za razliko od prvotne konstrukcije, tudi ustreza pogojem Evrokoda 8 za tlorisno pravilnost (SIST EN 1998-1, Poglavje 4.2.3.2).

Različica EC8 M ima v tipičnem steburu približno 33 % več vzdolžne armature kot različica EC8 H, slednja pa ima približno 41 % več prečne armature v kritični coni tipičnega stebra kot konstrukcija EC 8 M (slika 5.8). Različica EC8 H ima 4,6-krat več vzdolžne armature v tipičnem steburu in kar 5,0-krat več prečne armature v kritičnem območju tipičnega stebra osnovne različice Test.



Slika 5.8: Primerjava količine prečne armature za tipičen stebler
Figure 5.8: The quantity of stirrups (transversal reinforcement) in a typical column

V preglednici 5.5 je predstavljena primerjava količine armature v stebrih, gredah in skupno (stebri, grede in plošče) za vse obravnavane konstrukcije. Pri primerjavi niso bili zajeti temelji in stopnice obravnavanih različnih konstrukcije SPEAR. Konstrukcija EC8 M ima skupno 74 % več armature kot testna konstrukcija, konstrukcija EC8 H pa 50 %. Primerjali smo tudi količino in stroške opaža, količina opaža je v vseh treh primerih enaka za grede in plošče. Pri dveh različicah EC8 se tako poveča samo količina opaža za stebre za 35 % glede na različico Test.

Preglednica 5.5: Primerjave količin betona in armature
Table 5.5: Comparison of the quantity of concrete and reinforcement

| | beton | | | | armatura | | | | | | | |
|------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|---------------------------------|-------------------|-------------------|------------------|-------------------|-------------------|------------------|---------------|--------------------|
| | V_s [m ³] | V_g [m ³] | V_p [m ³] | ΣV [m ³] | $m_{s,v}$ [kg] | $m_{s,p}$ [kg] | $m_{<s}$ [kg] | $m_{g,v}$ [kg] | $m_{g,p}$ [kg] | $m_{<g}$ [kg] | m_p [kg] | Σm [kg] |
| Test | 6,31 | 15,25 | 46,76 | 68,32 | 402,9 | 136,4 | 539,4 | 1069 | 506 | 1575 | 2794 | 4908 |
| Test 0,15 | 6,31 | 15,25 | 46,76 | 68,32 | 1226 | 309 | 1535 | 1486 | 778 | 2264 | 2794 | 6593 |
| Test 0,25 | 6,31 | 15,25 | 46,76 | 68,32 | 2119 | 309 | 2428 | 1486 | 778 | 2264 | 2794 | 7486 |
| EC8 M | 11,72 | 18,30 | 47,62 | 77,65 | 2303 | 499 | 2802 | 2069 | 863 | 2932 | 2794 | 8528 |
| EC8 H | 11,72 | 18,30 | 47,62 | 77,65 | 1697 | 633 | 2330 | 1361 | 863 | 2224 | 2794 | 7348 |

Opomba: s – stebri, g – grede, p – plošče, v – vzdolžna armatura, p – prečna armatura

V preglednici 5.6 so predstavljeni stroški nosilne konstrukcije in delež teh stroškov v celotni investiciji, za katero smo predpostavili vrednost 300.000 € (300 m²*1000 €/m²). Za ceno betona smo predpostavili 100 €/m³, za ceno armature s krivljenjem in polaganjem 1,00 €/kg, za ceno opaža pa 30, 25 oz. 15 €/m² (opaž za stebre, grede oz. plošče). Cene materialov smo hoteli predpostaviti čim bolj realno, seveda pa je to težko, še posebej v letu 2009, ko smo bili v začetku leta priča naglemu padcu cen in nato postopnemu višanju le-teh. Primerjava cene nosilne konstrukcije brez temeljev pokaže, da je različica EC8 M za 27 % dražja od testne konstrukcije, različica EC8 H pa za 21,5 %. Čeprav je povečanje stroškov nosilne konstrukcije občutno, to ne vpliva bistveno na ceno celotne investicije.

Preglednica 5.6: Primerjava stroškov nosilne konstrukcije trietažne AB konstrukcije brez temeljev

Table 5.6: Comparison of the costs of the load bearing structure (without foundation)

| cena: | betona | armature | opaža | skupaj | podražitev [†] | podražitev [‡] | delež* |
|-----------|--------|----------|-------|--------|-------------------------|-------------------------|--------|
| | [€] | [€] | [€] | [€] | [%] | [€/m ²] | [%] |
| Test | 6832 | 4908 | 8800 | 20540 | / | / | 6,8 |
| Test 0,15 | 6832 | 6593 | 8800 | 22225 | 8,2 | 5,62 | 7,4 |
| Test 0,25 | 6832 | 7486 | 8800 | 23118 | 12,5 | 8,59 | 7,7 |
| EC8 M | 7765 | 8528 | 9841 | 26134 | 27,2 | 18,65 | 8,7 |
| EC8 H | 7765 | 7348 | 9841 | 24954 | 21,5 | 14,71 | 8,3 |

* delež nosilne konstrukcije glede na celotne stroške objekta

Deleži stroškov nosilne konstrukcije (brez temeljev) so v razponu od 6,8 % (Test) do 8,7 % (EC8 M). Ob tem je potrebno opozoriti, da je bila upoštevana razmeroma nizka cena kvadratnega metra (1000 €/m²), ki je le nekoliko višja kot investicijska vrednost kvadratnega metra konstrukcije. Na trgu je lahko na določenih lokacijah (Ljubljana z okolico, Gorenjska, Primorska,...) ta cena presežena tudi do 4-krat. V tem primeru se delež stroškov nosilne konstrukcije zmanjša obratno-sorazmerno glede na ceno kvadratnega metra stavbe (npr. 1,7 % Test, 2,2 % EC8 M). Primerjava podražitev[‡] nosilnih konstrukcij izboljšanih različic konstrukcije SPEAR (Test) prikaže zahteve standarda EC8 po finančni plati. V primeru upoštevanja srednje stopnje duktilnosti (EC8 M) je kvadratni meter dražji za 19 € od osnovne konstrukcije Test, v primeru upoštevanja visoke stopnje duktilnosti (EC8 H) pa 15 €.

5.2 Modeliranje konstrukcije

5.2.1 Matematični model

Za analizo konstrukcije smo uporabili komercialen program SAP2000, ki omogoča tudi upoštevanje materialne in geometrijske nelinearnosti. Stebre in grede smo modelirali z linijskimi elementi (slika 5.9). Medetažnih AB plošč nismo modelirali, temveč smo v ravnini plošč definirali toge diafragme. Predpostavljeno je bilo, da so AB plošče neskončno toge v svoji ravnini in povsem podajne izven svoje ravnine. Sodelujoče širine gred smo določili po EC2, pri tem smo upoštevali razporeditev momentov pri potresni obtežni kombinaciji. Slučajno ekscentričnost, ki jo predpisuje Evrokod, smo upoštevali tako, da smo 3D modelu, v katerem so bile zajete vse geometrijske lastnosti konstrukcije, podali še torzijske momente, ki delujejo v posameznih etažah konstrukcije. Te smo dobili tako, da smo potresne sile v določeni smeri pomnožili z ustrežno slučajno ekscentričnostjo mase ($0,05 L_i$). Zaradi predpostavke o neskončni togosti plošč v njihovi ravnini je lahko prijemališče torzijskega momenta kjerkoli v nivoju plošče. Geometrijske nelinearnosti oz. teorije 2. reda (TDR) nismo upoštevali. Za začetno upogibno (EI) in strižno (GA_s) togost smo v skladu z EC8 upoštevali polovično vrednost ustrezne togosti nerazpokanih prereзов. Za višino etaž smo upoštevali 3,0 m, razen za prvo etažo, kjer smo zaradi vpliva vpetosti v temelje upoštevali nekoliko manjšo etažno višino (2,75 m). Ta predpostavka, ki smo jo naredili v postopku vrednotenja matematičnega modela, omogoča zelo dobro ujemanje rezultatov analiz z rezultati psevdodinamičnih testov.

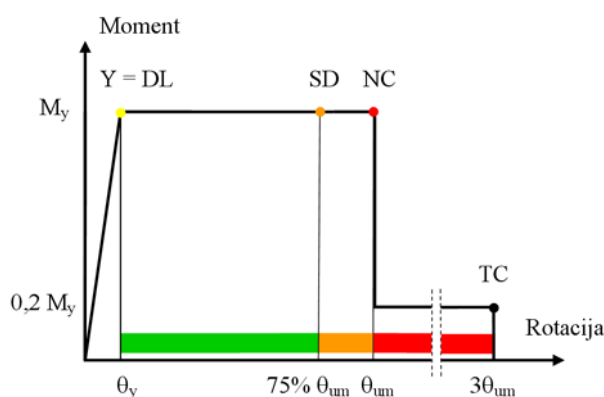


Slika 5.9: Matematični model v programu SAP2000
Figure 5.9: Mathematical model of the structure SPEAR (SAP2000)

Matematični model konstrukcije razširimo v nelinearno območje tako, da linearnemu modelu dodamo materialno nelinearnost. To storimo z definiranjem plastičnih členkov za vsak konstrukcijski element (steber, greda) v obeh njegovih vozliščih. Plastičnemu členku predpišemo ovojnico moment – rotacija,

ki definira njegovo obnašanje v plastičnem območju. S tem definiramo tudi plastično obnašanje celotne konstrukcije.

Pri modeliranju plastičnega članka smo predpostavili bi-linearen odnos moment – rotacija brez utrjevanja prereza in prav tako brez mehčanja prereza (slika 5.10). Ta predpostavka močno poenostavi modeliranje plastičnih členkov, saj je za vsak plastični članek treba izračunati le dve količini (moment na meji elastičnosti M_y in plastični del mejne rotacije θ_{um}^{pl}). Pri stebrih je ovojnica simetrična, pri gredah pa nesimetrična (geometrija, različna armatura spodaj – zgoraj). Rotacije na meji tečenja (θ_y) ni potrebno računati posebej, saj jo program izračuna sam z elastično analizo iz podatkov o togosti elementov.



Slika 5.10: Odnos med momentom in rotacijo plastičnega članka
Figure 5.10: The moment - rotation relationship of a plastic joint

Moment M_y smo za vsak element izračunali s pomočjo analize prereza elementa. Rotacija za mejno stanje blizu porušitve (NC) se imenuje tudi mejna rotacija, saj se nosilnost po nastopu le-te hitro zmanjšuje in kmalu nastopi porušitev elementa. Predpostavili smo, da pri doseženi rotaciji θ_{um} nosilnost prereza hipno pade na $0,2 M_y$, potem pa ostane na tem nivoju do $3\theta_{um}$ (slika 5.9). Oznaka Y pomeni tečenje armature, SD mejno stanje resnih poškodb, NC mejno stanje blizu porušitve, TC pa popolno porušitev prereza. Zaradi karakteristik programa je treba izračunati le plastični del deformacij θ_{um} , ki ga določimo po enačbi v EC8-3 (SIST EN 1998-3, enačba (A.3)):

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_{um} - \theta_y = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,0145 \cdot (0,25^\nu) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right]^{0,3} \cdot f_c^{0,2} \cdot \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,275^{100 \rho_d}) \quad (5.3)$$

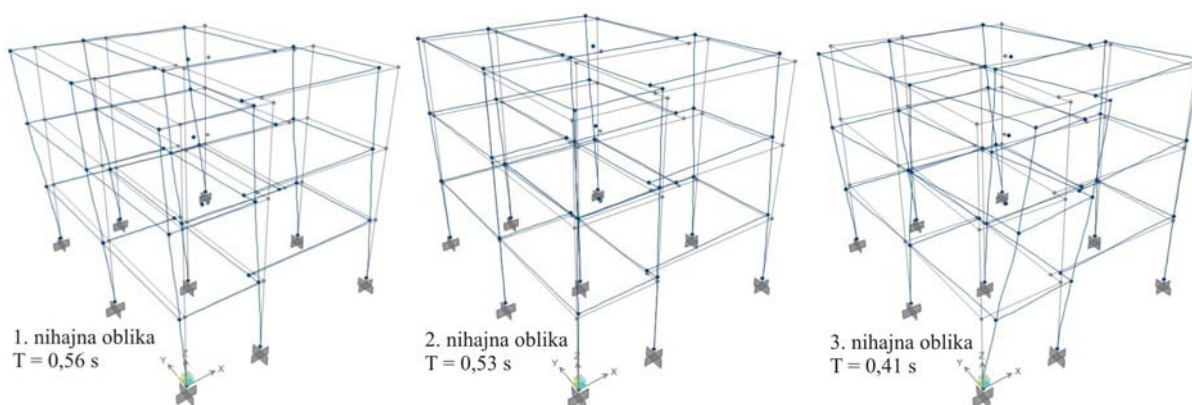
kjer pomenijo posamezni parametri naslednje: γ_{el} znaša 1,5 za primarne potresne elemente, ν je normirana osna sila v elementu: $\nu = N / (A_c \cdot f_c)$, ω, ω' je mehanski delež armiranja v natezni oz. tlačni coni: $\omega = (A_{st} \cdot f_y) / (A_c \cdot f_c)$, f_c je trdnost betona, f_y je natezna trdnost vzdolžne armature, L_V je razdalja med preučevanim prerezom in nično momentno točko, h je širina elementa v smeri obtežbe, α je faktor objetja betonskega prereza, ρ_{sx} je delež stremenske armature vzporedno s smerjo obtežbe: $\rho_{sx} = A_{sx} / (b_w \cdot s_h)$, s_h je razmak med stremeni, f_{yw} je natezna trdnost stremenske armature, ρ_d je delež diagonalne armature.

5.3 Analiza odziva konstrukcije

5.3.1 Elastična analiza

Nihajni časi in nihajne oblike

Z analizo lastnega nihanja izračunamo nihajne čase in nihajne oblike. Rezultati analize so predstavljeni v preglednici 5.7 in v sliki 5.11. Za vse obravnavane različice konstrukcije velja, da sta prvi dve nihajni obliki pretežno translatorski. Za prvo je dominantno nihanje v x smeri, za drugo pa v y smeri. Tretja nihajna oblika je pretežno torzijska.



Slika 5.11: Nihajne oblike in nihajni časi konstrukcije SPEAR – EC8

Figure 5.11: The first three modes of free vibration and the corresponding periods (Models EC8 M/H)

V preglednici 5.7 je prikazana primerjava začetnih nihajnih časov in efektivnih mas, dobljenih z elastično modalno analizo. V preglednici so prikazane tudi vrednosti, ki so bile izmerjene na testni konstrukciji (Negro et al., 2004) pri začetnem PsD preizkusu z majhno intenziteto ($a_g = 0,02$ g).

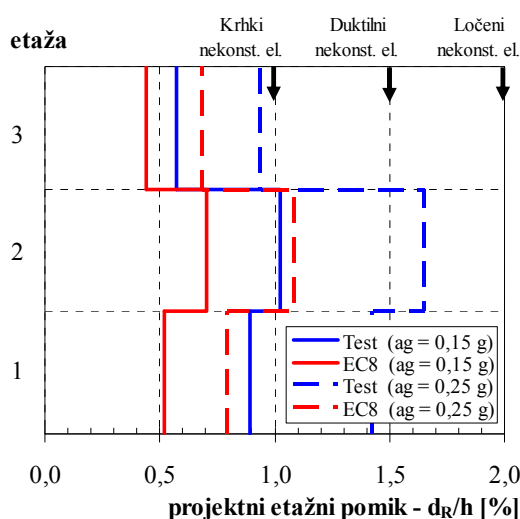
Preglednica 5.7: Primerjava nihajnih časov in efektivnih mas

Table 5.7: The periods and the effective mass ratios

| | Nih.obl. | 1 | 2 | 3 |
|------------------------|------------------------|------|------|------|
| Test | T [s] | 0,82 | 0,70 | 0,58 |
| | $m_{\text{eff},X}$ [%] | 68,4 | 15,7 | 3,1 |
| | $m_{\text{eff},Y}$ [%] | 5,3 | 50,8 | 26,6 |
| Test 0,15 | T [s] | 0,80 | 0,69 | 0,58 |
| | $m_{\text{eff},X}$ [%] | 69,0 | 15,6 | 2,7 |
| $m_{\text{eff},Y}$ [%] | | 4,8 | 47,8 | 30,3 |
| EC8 | T [s] | 0,56 | 0,53 | 0,41 |
| | $m_{\text{eff},X}$ [%] | 78,7 | 5,4 | 1,3 |
| | $m_{\text{eff},Y}$ [%] | 3,6 | 72,3 | 6,4 |
| PsD test | T [s] | 0,84 | 0,78 | 0,67 |

Primerjava etažnih pomikov

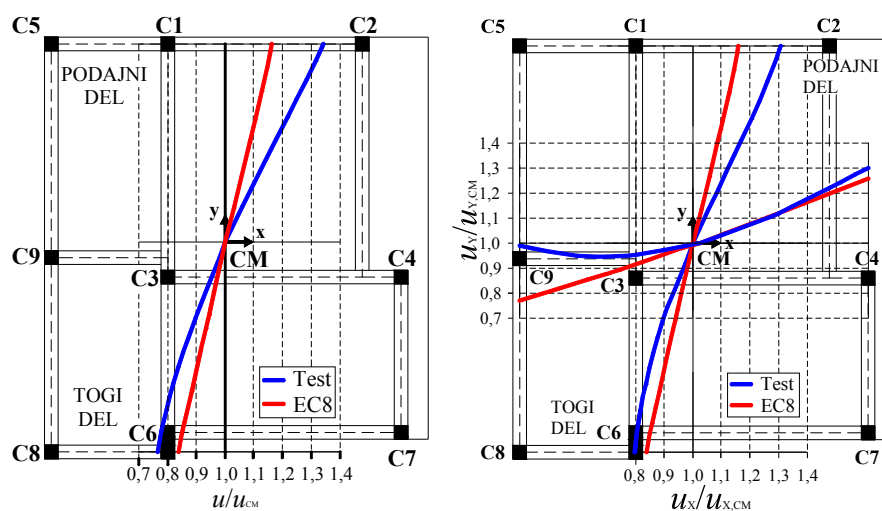
Standard EC8 predpisuje omejitve etažnih pomikov. Ta kriterij je za okvirne konstrukcije poleg pogoja globalne in lokalne duktilnosti eden izmed najbolj omejujočih pogojev EC8. Njegov namen je zagotovitev primernih dimenzij nosilnih elementov konstrukcije in s tem zadostne togosti konstrukcije. Na sliki 5.12 je prikazana primerjava projektnih etažnih pomikov za prvotno konstrukcijo SPEAR (Test) in njeno spremenjeno različico (EC8). Pomike, ki so neodvisni od faktorja obnašanja q , smo izračunali s pomočjo elastičnih spektrov po EC8 (slika 5.5). Prikazani so normirani povprečni etažni pomiki posameznih etaž za projektna pospeška tal 0,15 g in 0,25 g in dovoljeni etažni pomiki za tri tipe nekonstrukcijskih elementov po Evrokodu (SIST EN 1998-1, Poglavje 4.4.3.2). Etažni pomiki kažejo, da je različica EC8, pri kateri smo povečali dimenzije stebrov (in maso), veliko bolj toga od prvotne konstrukcije (Test). Kljub temu pa je pri konstrukciji EC8 pri projektnem pospešku 0,25 g v drugi etaži malenkostno presežen najstrožji kriterij (za krhke nekonstruktivne elemente).



Slika 5.12: Primerjava projektnih etažnih pomikov z dovoljenimi etažnimi pomiki za tri tipe nekonstrukcijskih elementov
Figure 5.12: Comparison of the storey drifts obtained by elastic analysis with the permissible storey drifts for the three different types of non-structural elements

Vpliv torzije

Zaradi nesimetričnosti konstrukcije SPEAR ima torzija velik vpliv na velikost pomikov krajnih stebrov vseh njenih različic. Še posebej ima velik vpliv na pomike testnih različic, ki so po Evrokodu 8 tudi tlorisno nepravilne (SIST EN 1998-1, Poglavje 4.2.3.2). Tako so pri obtežbi v x smeri pomiki v x smeri podajnega roba modalne analize (stebri C1, C2 in C5) kar za 34,5 % večji (slika 5.13) kot v centru mas (CM). Po drugi strani različici EC8 zaradi močnejših stebrov kljub enaki geometriji ravno še izpolnjujeta pogoj tlorisne pravilnosti. Posledično je vpliv torzije več kot dvakrat manjši. Tako so pomiki na podajnem robu samo 16,6 % večji kot v CM (slika 5.13).



Slika 5.13: Vpliv torzije na pomike na vrhu konstrukcije v x smeri pri obtežbi v x smeri. V tlorisu so pomiki normirani s pomikom v centru mas CM

Figure 5.13: The effect of torsion on the displacements at the top of the structure. In the floor plan the displacements are normalized to the displacement at the centre of mass CM. The flexible and stiff sides are indicated

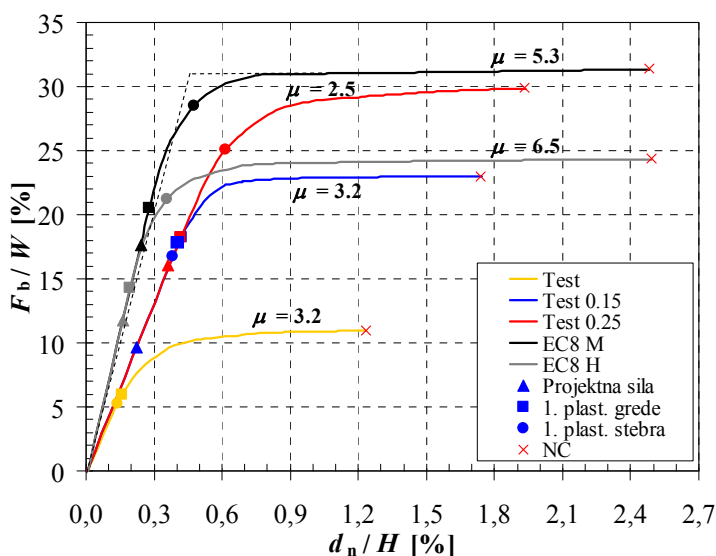
5.3.2 Nelinearna statična analiza

Z nelinearno statično (»pushover«) analizo izračunamo nelinearen odnos med celotno prečno silo in pomikom na vrhu konstrukcije (»pushover« krivuljo) in nato z N2 metodo določimo potresno kapaciteto konstrukcije, to je največjo intenziteto potresa, ki jo konstrukcija lahko prenese. N2 metoda je vključena v EC8 in povezuje nelinearno statično analizo sistema z več prostostnimi stopnjami in spektralno analizo ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo. Koraki N2 metode so opisani v Dodatku B standarda EC8-1, na katerega se nanašajo enačbe v nadaljevanju. Metoda je podrobneje razložena v (Fajfar 2002a). Vpliv torzije smo upoštevali po postopku opisanem v članku (Fajfar et al. 2005).

Nelinearna statična (»pushover«) analiza je bila narejena s programom SAP2000 neodvisno v obeh vodoravnih smereh (x in y smer). Za obe smeri smo upoštevali obtežbo v pozitivni in negativni smeri. Predpostavili smo »modalno« razporeditev vodoravnih sil po višini (EC8-1, 4.3.3.4.2.2) pri čemer je bila upoštevana osnovna nihajna oblika, ki je merodajna za določeno smer. Tako je bila razporeditev v x smeri določena iz prve nihajne oblike, razporeditev v y smeri pa iz druge nihajne oblike.

Na sliki 5.14 so za x smer, ki je merodajna, predstavljeni odnosi med prečno silo, normirano s celotno težo konstrukcije, in pomikom na vrhu, normiranim z višino konstrukcije. Označeni so tudi začetek plastifikacije posameznega obravnavanega modela in projektna vodoravna sila, na katero je bil določen model projektiran. Označeno je tudi mejno stanje konstrukcije NC (»near collapse«, to je stanje, ko je konstrukcija blizu porušitve). To mejno stanje je v Evrokodu 8 definirano na nivoju elementov, ne pa na nivoju konstrukcije. V naših analizah smo upoštevali, da je NC mejno stanje konstrukcije doseženo takrat, ko je doseženo NC mejno stanje v prvem stebri, torej ko je presežena rotacija θ_{um} . Pri določitvi mejnega stanja NC je bil upoštevan vpliv torzije po postopku, ki je opisan v

(Fajfar et al., 2005). Pri tem postopku pomike nelinearne statične (»pushover«) analize korigiramo tako, da upoštevamo torzijske vplive določene z elastično modalno analizo. Korekcijo opravimo samo, če je torzijski vpliv neugoden. Praviloma je to na podajni strani konstrukcije. Na sliki 5.14 je predstavljena tudi globalna duktilnost konstrukcije (μ) za vse različice, ki smo jo definirali kot razmerje med pomikom pri mejnem stanju NC in pomikom na meji elastičnosti bilinearnega sistema z idealizirano začetno togostjo (glej rezultate za EC8 M na sliki 5.14). Idealizacija začetne togosti je bila določena tako, da sta površini pod dejanskim in idealiziranim odnosom med obtežbo in deformacijo enaki.



Slika 5.14: Diagrami normirana sila – normiran pomik (x smer)

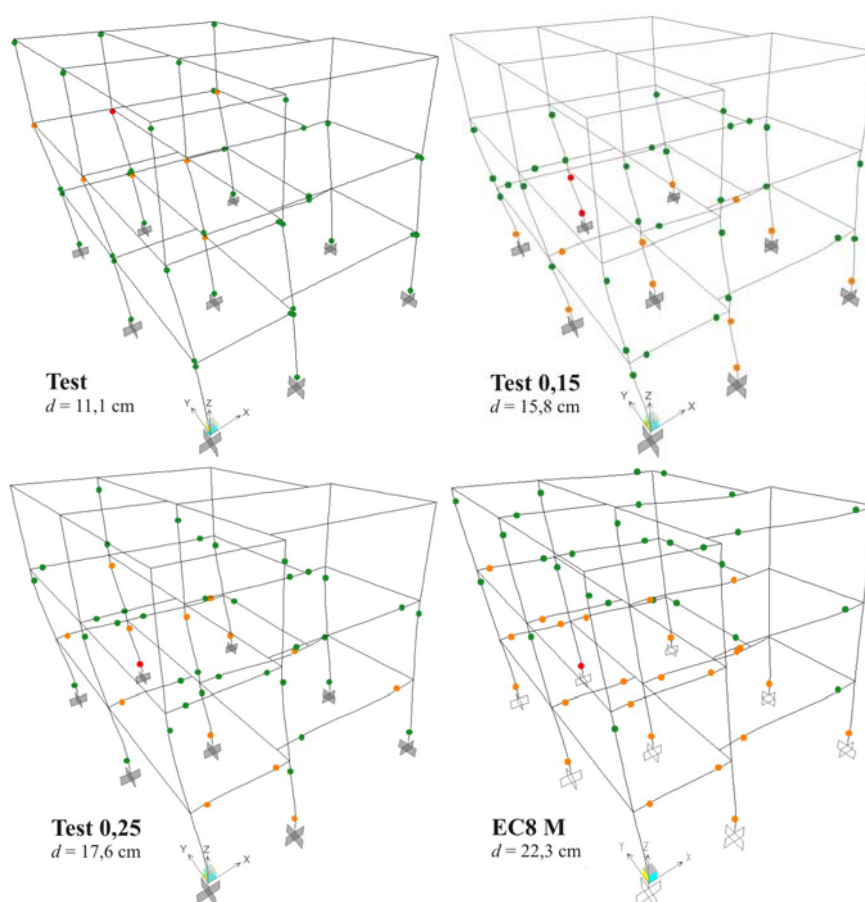
Figure 5.14: The normalized force – normalized displacement diagrams for the x direction

5.3.3 Ocena obnašanja

Na sliki 5.14 je opazna velika razlika v togosti med testno konstrukcijo in različicama EC8, prav tako imata slednji različici veliko večjo nosilnost (upoštevati moramo 50 % večjo težo) in tudi duktilnost. Različica EC8 H ima za 30 % večjo duktilnost od različice EC8 M. Obe pa imata večjo duktilnost, kot je predpostavljena pri projektiranju (pri faktorju obnašanja q). Pri vseh različicah konstrukcije je opazna tudi precejšnja dodatna nosilnost (»over-strength«), ki je predvsem posledica prerazporeditve sil zaradi statične nedoločenosti konstrukcij in nekoliko večje količine armature, kot bi bila računsko potrebna (5 do 15 %). Tudi dodatna nosilnost je večja od tiste, ki je bila upoštevana pri projektiranju. Pri ponovnem projektiranju konstrukcij bi lahko zato upoštevali za 30 % manjši potresni vpliv, saj bi za faktor dodatne nosilnosti lahko namesto 1,15 upoštevali največjo dovoljeno vrednost $\alpha_0/\alpha_1 = 1,5$.

Na sliki 5.15 so prikazani plastični členki posameznih različic za obremenitev v smeri x pri mejnem stanju NC. Z različnimi barvami so označene velikosti plastičnih deformacij (glej tudi sliko 5.10). Prikazane so tudi velikosti pomika, pri katerih je doseženo mejno stanje NC. Pri različici Test so

plastificirani skoraj vsi stebri prve in druge etaže v obeh vozliščih, medtem ko so grede večinoma ostale v elastičnem območju. Plastični mehanizem se je tvoril preko spodnjih dveh etaž. S povečanjem vzdolžne armature (Test 0,15 in Test 0,25) konstrukciji povečamo nosilnost in pomik pri mejnem stanju NC, medtem ko sta duktilnost in plastični mehanizem konstrukcije še zmeraj zelo podobna kot pri osnovni različici konstrukcije. Ugoden globalen plastični mehanizem, kjer so večinoma plastificirane grede in stebri spodaj ob mestu vpetja, smo zagotovili obema različicama EC8. Pri obeh različicah sta globalna plastična mehanizma enaka, zato na sliki 5.15 prikazujemo samo različico EC8 M. Zaradi vpliva torzije, ki je zaradi nesimetričnosti konstrukcije dokaj velik (slika 5.13), je bilo mejno stanje NC najprej doseženo v stebri C1 (robni steber) in sicer v zgornjem vozlišču druge etaže pri različici Test oziroma pri vpetju pri ostalih različicah.



Slika 5.15: Primerjava plastifikacije konstrukcije pri mejnem stanju NC (obremenitev v x smeri),
(● plastifikacija prereza, ● SD, ● NC)
Figure 5.15: Plastic hinges of structures at the NC limit state (loading in the x direction),
(● plastification of the cross-section, ● SD, ● NC)

Potresno kapaciteto konstrukcije, ki jo definiramo kot največjo intenziteto potresa, ki jo konstrukcija lahko prenese, smo ocenili s pomočjo N2 metode. Parametri idealiziranih pushover krivulj v x smeri za vse obravnavane konstrukcije so predstavljene v preglednici 5.7. Predstavljene so tudi še nekatere druge količine, katere se uporabljajo pri N2 metodi (EC8-Del 1, Dodatek B): pomik in sila na meji tečenja (D_y , F_y), pomik in sila pri mejnem stanju NC (D_{NC} , F_{NC}), masa ekvivalentnega sistema z eno

prostostno stopnjo (SDOF) m^* , transformacijski faktor Γ , nihajna čas idealiziranega ekvivalentnega SDOF sistema T^* , razmerje F_y/W , in pospešek ekvivalentnega SDOF sistema S_{ay} .

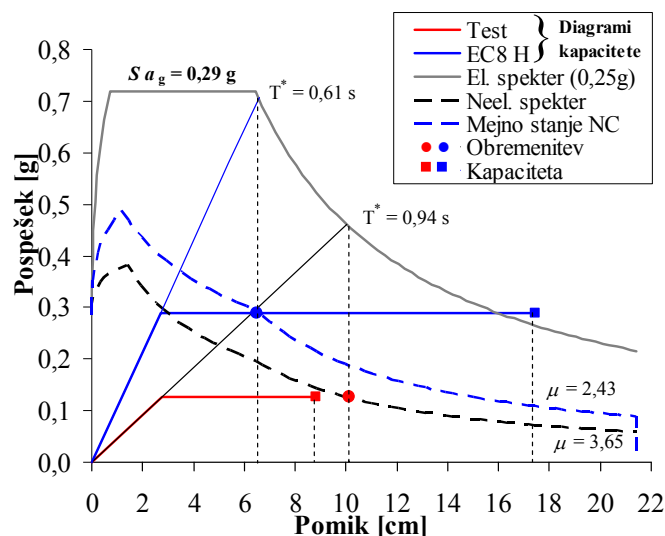
Preglednica 5.8: Karakteristike idealiziranih pushover krivulj v x smeri

Table 5.8: The characteristics of the idealized systems for the x direction

| Parameter | Test | Test 0.15 | Test 0.25 | EC8 M | EC8H |
|---------------|-------|-----------|-----------|-------|-------|
| F_y [kN] | 211 | 444 | 583 | 905 | 699 |
| D_y [cm] | 3,47 | 4,94 | 7,17 | 4,22 | 3,45 |
| D_{NC} [cm] | 11,1 | 15,8 | 17,6 | 22,3 | 22,4 |
| m^* [t] | 135 | 141 | 141 | 192 | 192 |
| T^* [s] | 0,94 | 0,79 | 0,83 | 0,59 | 0,61 |
| Γ | 1,26 | 1,24 | 1,24 | 1,28 | 1,28 |
| F_y/W | 0,109 | 0,229 | 0,301 | 0,310 | 0,239 |
| S_{ay} [g] | 0,126 | 0,261 | 0,343 | 0,375 | 0,290 |

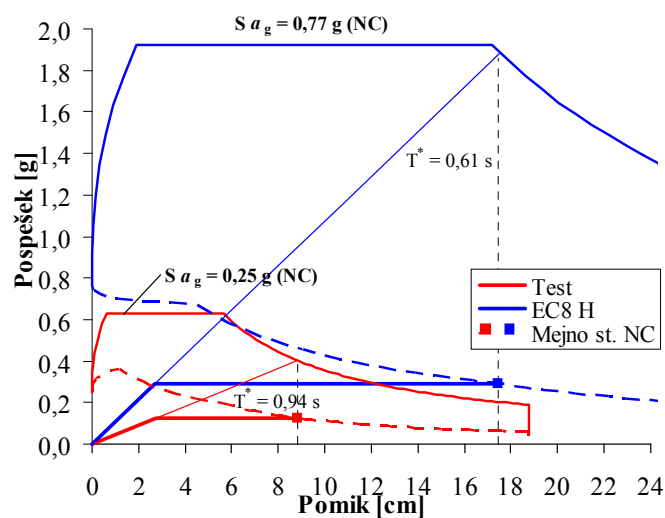
Ciljni pomik določimo ob upoštevanju elastičnega spektra. Na sliki 5.16 prikazujemo za konstrukciji Test in EC8 H rezultate v grafični obliki za negativno x smer, in podatke $a_g = 0,25$ g, $S = 1,15$, $T_B = 0,2$ s, $T_C = 0,6$ s in $T_D = 2,0$ s. Postopek za določitev ciljnega pomika je podan v (SIST 2005d) in sicer v Dodatku B. Ciljni pomik se določi na sistemu z eno prostostno stopnjo. V prvem koraku je potrebno določiti idealiziran odnos med silo ob vpetju in pomikom na vrhu (slika 5.14), nato pa se s pomočjo transformacijskega faktorja (Γ) določita pomik (d_y^*) in sila (F_y^*) na meji tečenja za ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF sistem). Masa ekvivalentnega SDOF sistema (m^*) je definirana po formuli B.2 v Dodatku B EN 1998-1, pri čemer je v našem primeru deformacijska oblika kar prva nihajna oblika. Nato izračunamo nihajni čas ekvivalentnega SDOF sistema (T^*) in maksimalni pomik d_t^* , ki ga pomnožimo s transformacijskim faktorjem (Γ) in dobimo ciljni pomik na vrhu konstrukcije (d_t). Ciljni pomik za različico Test znaša 12,1 cm, za različico EC8 H pa 8,4 cm. Ugotovimo, da je za testno konstrukcijo ciljni pomik večji kot je kapaciteta konstrukcije ($d_{NC} = 11,1$ cm), kar pomeni, da konstrukcija ne bi prestala obravnavanega potresa ($S_{ag} = 0,29$ g).

Podobno, vendar v drugem vrstnem redu, postopamo, ko iščemo pospešek, pri katerem bo prišlo do stanja NC (slika 5.17). V tem primeru izhajamo iz pomika na vrhu konstrukcije, ki ustreza mejnemu stanju blizu porušitve (NC). Po inverznem postopku od prejšnjega dobimo pripadajoč maksimalni pospešek tal 0,25 g (S_{ag}) za različico Test in 0,77 g za različico EC8 H. Različica EC8 M pa bi prenesla potresno gibanje tal z maksimalnim pospeškom tal $S_{ag} = 0,79$. Rezultati kažejo, da smo z ukrepi, ki jih predpisuje Evrokod 8, konstrukciji zagotovili veliko potresno odpornost. Potresna kapaciteta različic EC8 M in EC8 H je podobna. EC8 M ima skupno 16 % več armature kot EC8 H, ki pa ima zaradi večje količine strižnih stremen večjo globalno duktilnost (23 %).



Slika 5.16: Določitev ciljnega pomika ekvivalentnega SDOF sistema v AD formatu za projektno obtežbo ($S \cdot a_g = 0,29 \text{ g}$). Rezultati so prikazani za konstrukcijo Test in EC8 H

Figure 5.16: Demand spectra and capacity diagrams for idealized SDOF systems in acceleration – displacement (AD) format. The demand corresponds to the EC8 spectrum, Soil Type C, $a_g = 0,25 \text{ g}$, $S = 1,15$. Ductility demands are indicated

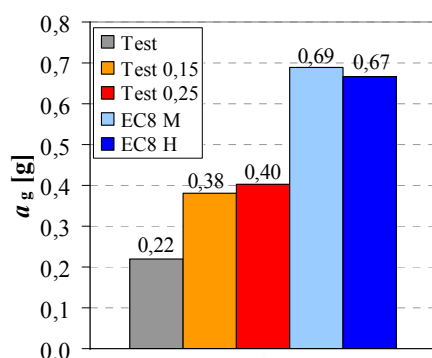


Slika 5.17: Določitev ciljnega pomika ekvivalentnega SDOF sistema v AD formatu za konstrukcijo Test in EC8 H pri mejnem stanju NC

Figure 5.17: Demand spectra and capacity diagrams for idealized SDOF systems in AD format. The demand is presented for the NC limit state of the variants Test and EC8 H

Na sliki 5.18 so predstavljene potresne kapacitete, izražene z maksimalnim pospeškom tal, pri mejnem stanju NC. Rezultati kažejo, da smo z ukrepi, ki jih predpisuje Evrokod 8, konstrukciji zagotovili veliko potresno odpornost. Zanimiva je npr. primerjava med različicama Test 0,25 in EC8 H. Čeprav sta obe konstrukciji projektirani na enak projektni pospešek tal, lahko druga konstrukcija zaradi bolj ugodnega plastičnega mehanizma prenese bistveno večji potres. Pri tem ima celo malo manj (7 %)

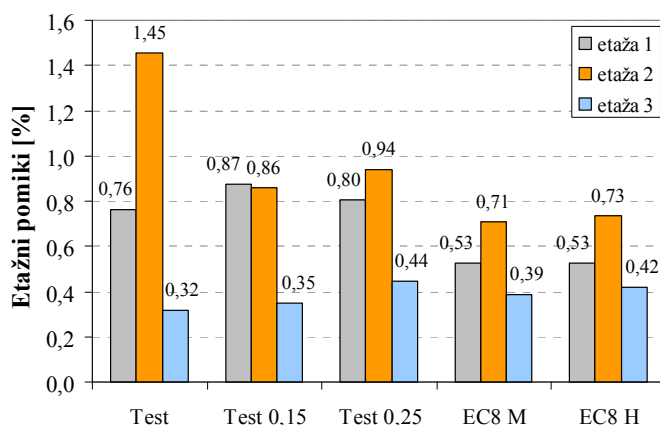
vzdolžne armature v stebrih (slika 5.6), ima pa več betona (14 %), strižne armature (50 %) in vzdolžne armature v gredah (30 do 40 %), ki pa je posledica za polovico večje upoštevane vertikalne obtežbe. Če bi obravnavano konstrukcijo projektirali po starih predpisih (Pravilnik, 1981) bi bila njena potresna kapaciteta nekje med različicama Test in Test 0,15. Potresna kapaciteta različic EC8 M in EC8 H je podobna. EC8 M ima 30 % več vzdolžne armature in 25 % manj stremenske armature v stebrih. Večja količina strižnih stremen omogoča večjo mejno rotacijo prerezov (θ_{um}) in posledično tudi večjo globalno duktilnost.



Slika 5.18: Primerjava potresnih kapacitet konstrukcij

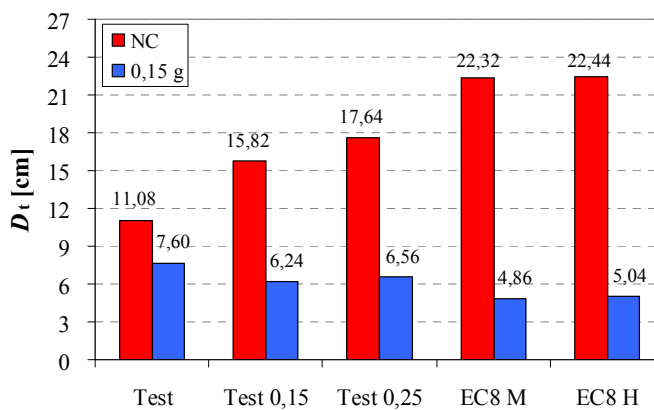
Figure 5.18: The seismic capacities in terms of peak ground acceleration of the different variants of the structure

Primerjava normiranih etažnih pomikov za tri etaže vseh različic konstrukcije je prikazana na sliki 5.19. Zaradi lažje primerjave so v vseh primerih prikazani pomiki pri enaki obremenitvi, to je pri pospešku tal 0,15 g. Opazno je, da je pri prvotni konstrukciji kritična druga etaža (N2), kar se je pokazalo tudi pri psevdodinamičnih testih. Pri različicah s povečano armaturo (Test 0,15 in Test 0,25) so etažni pomiki druge etaže bistveno manjši. Pri različicah EC8 M in EC8 H so zaradi večje togosti konstrukcije etažni pomiki manjši v prvih dveh etažah, ki sta kritični za obnašanje konstrukcije. To je dodatna prednost različic, ki so v celoti projektirane v skladu z Evrokodom 8. Primerjava etažnih pomikov na sliki 5.16, ki so izračunani z nelinearno analizo, s tistimi na sliki 5.12, ki so določeni z linearno analizo (primerjava je mogoča za $a_g = 0,15$ na sliki 5.12) kaže precejšno podobnost etažnih pomikov, dobljenih na dva različna načina.



Slika 5.19: Primerjava etažnih pomikov pri projektnem pospešku $a_g = 0,15$ g
Figure 5.19: Comparison of storey drifts for three ground accelerations for $a_g = 0,15$ g

Slika 5.20 prikazuje pomik na vrhu konstrukcije pri potresu s pospeškom tal 0,15 g in pomik pri mejnem stanju NC («blizu porušitve»), t. j. pomik, pri katerem prvi stebler doseže mejno rotacijo (θ_{um}). Primerjava razmerja obeh pomikov daje predstavbo, kolikšno rezervo ima še posamezna obravnavana konstrukcija pri nekem zmernem potresu, ki se lahko dogodi na območju Slovenije.



Slika 5.20: Primerjava pomikov na vrhu konstrukcije pri mejnem stanju »blizu porušitve« (NC) in pri $a_g = 0,15$ g
Figure 5.20: Comparison of the roof displacement at the NC limit state and for $a_g = 0,15$ g

5.4 Pomembnejše ugotovitve

Prikazana je primerjava potresnega obnašanja petih različic AB okvirne konstrukcije SPEAR. Prva različica simulira starejše objekte, ki niso bili projektirani na potresno obtežbo. Druga in tretja različica sta projektirani ob upoštevanju potresne obtežbe po Evrokodu 8, vendar z dimenzijami osnovne različice (razlika je samo v armiranju) in zato ne ustrezata pogoju globalne duktilnosti po Evrokodu 8. Zadnji dve različici imata enako geometrijo kot prve tri, s spremembami dimenzij nosilnih elementov, predvsem s povečanjem stebrov, pa smo v celoti zagotovili skladnost z zahtevami Evrokoda 8. Poleg standardne elastične analize smo naredili poenostavljeno nelinearno analizo z N2 metodo, ki je sestavni del Evrokoda 8. Primerjali smo togosti, nosilnosti in duktilnosti vseh različic. Za vse primere smo izračunali potresno kapaciteto, definirane kot največjo intenziteto potresa, ki ga konstrukcija lahko prenese (mejno stanje NC). Mejno stanje NC je bilo definirano zelo konservativno (po EC8-3; SIST 2005e). Upoštevan je bil vpliv torzije, ki zmanjša potresno kapaciteto med 10 in 15 %. Primerjali smo tudi plastične mehanizme in deformacije konstrukcije.

Vse opravljene primerjave vodijo do jasnega zaključka, da so ustrezno zasnovane konstrukcije, projektirane po novem standardu EC8, veliko varnejše od konstrukcij starejše gradbene prakse. Zaradi večjih potresnih sil imajo večjo nosilnost, zaradi boljših detajlov in zaradi zagotovitve ustreznega plastičnega mehanizma pa veliko večjo lokalno in globalno duktilnost. Zaradi večjih dimenzij stebrov imajo večjo togost. Njihove deformacije so manjše, kar pomeni manjšo škodo tudi pri manjših, bolj pogostih potresih. Rezultati analiz kažejo, da sta različici, v celoti projektirani po Evrokodu 8, sposobni prenesti potrese s pospeški tal do okrog 2/3 g. Ta vrednost je precej visoka, vendar je treba upoštevati velik raztros podatkov in rezultatov, ki je značilen za potresno inženirstvo. Glede na to lahko pričakujemo, da ima določen delež konstrukcij, projektiran po EC8, manjšo potresno kapaciteto. Upoštevati je treba tudi, da bi glede na rezultate analize v naslednji iteraciji lahko projektirali EC8 različici z za 30 % manjšo potresno obtežbo, če bi upoštevali dejansko dodatno nosilnost, ki je precej večja od tiste, ki smo jo upoštevali v računu.

Po drugi strani zaradi zahtev Evrokoda 8 stroški nosilne konstrukcije v povprečju nekoliko narastejo. Novi standardi nalagajo tudi nekaj več dela projektantom, vsaj v začetni fazi, ko še niso izdelana vsa računalniška orodja. Zavedati se moramo, da je to cena, ki jo je treba plačati za doseganje primerne potresne odpornosti gradbenih objektov.

6 POTRESNA UTRDITEV AB OKVIRNE KONSTRUKCIJE Z JEKLENIMI STRIŽNIMI PANELI

V poglavju 4 smo predstavili postopek za upoštevanje jeklenih strižnih panelov (JSP) pri analizi okvirnih konstrukcij. Predlagali smo dimenzioniranje JSP po ameriškemu standardu ANSI/AISC 341-05 (AISC 2005a), ki podaja tudi enačbo za izračun nosilnosti. Togost lahko določimo po Sabouri-Ghomi (2005). Mehanske karakteristike JSP preverimo z nelinearno statično (pushover) analizo trakastega matematičnega modela JSP v programu po MKE, ki nam potrdi pričakovano obnašanje izbranega JSP pri horizontalni obtežbi oziroma potrdi pravilnost izbranih dimenzij JSP in kvalitete jekla. Dobljeno pushover krivuljo (odnos sila – pomik) obravnavanega JSP idealiziramo s tri-linearno ovojnico, ki jo potem, tako kot pri sistemih fasadnih panelov (SFP), pretvorimo na ovojnico nadomestne diagonale (ND), s katerimi nadomestimo vpliv JSP v okvirnih konstrukcijah.

Nato smo v poglavju 5 obravnavali starejšo trietažno nesimetrično armiranobetonsko okvirno konstrukcijo SPEAR, ki je bila projektirana samo na vertikalno obtežbo. Poleg osnovne konstrukcije smo obravnavali še štiri različice, ki smo jih delno oziroma v celoti sprojektirali po Evrokodu 8. Predstavljena je bila primerjava potresnega obnašanja petih različic obravnavane konstrukcije. Primerjali smo plastične mehanizme konstrukcije in potresne kapacitete posameznih obravnavanih različic, ki smo jih določili po N2 metodi, ki je bila razvita na IKPIR-u in je sestavni del Evrokoda 8. Primerjali smo tudi deformacije posameznih različic. Glavni namen poglavja 5 je bil prikazati zahteve novega standarda v primerjavi s starejšo gradbeno prakso in njihov vpliv na potresno odpornost armiranobetonskih (AB) konstrukcij. Prav tako pa smo v poglavju 5 zelo natančno predstavili vse slabosti in pomanjkljivosti osnovne različice konstrukcije SPEAR (Test), ki ima dokaj nizko potresno odpornost. To bi posledično vodilo do nastanka resnih poškodb nosilne konstrukcije že pri srednje močnih potresih, ki jih lahko pričakujemo na območju Slovenije.

Medtem ko smo v poglavju 5 na primeru stavbe SPEAR podrobno predstavili vse prednosti konstrukcij, ki so projektirane po Evrokodu 8, je bil v poglavju 6 osnovni namen raziskati možnost utrjevanja starejših okvirnih AB konstrukcij z jeklenimi strižnimi paneli (JSP). Za primer smo si izbrali osnovno različico konstrukcije SPEAR (v nadaljevanju različica Test). Tako smo v poglavju 6 povezali delo, ki smo ga predstavili v poglavjih 4 in 5, z namenom raziskati obnašanje z JSP potresno utrjene konstrukcije. Utrjevanje potresno ogroženih objektov je prav gotovo zelo pomemben problem v Evropi, saj obstaja velik fond stavb, ki ni bil projektiran po predpisih za potresno odporno gradnjo. Področje ocene ogroženosti in utrditve objektov ureja standard EN 1998-3 (SIST 2005e).

6.1 Utrjevanje konstrukcije z JSP

Eden izmed bolj privlačnih načinov utrjevanja okvirnih konstrukcij so prav gotovo jekleni strižni paneli (JSP), ki jih pritrdimo v poljubna polja okvirne konstrukcije. Ta gradbeni poseg je v primerjavi z drugimi načini utrjevanja okvirnih stavb manj invaziven, hitrejši in posledično tudi cenejši. Pri ceni posega seveda ne smemo upoštevati le ceno materiala, ampak tudi ceno dela in izpada dohodka zaradi rekonstrukcije objekta. Pri vgradnji JSP moramo paziti predvsem na njihovo pravilno porazdelitev v tlorisu in po višini, saj lahko ob nepravilni postavitvi JSP konstrukcijo celo oslabimo. To se zgodi zaradi vpliva torzije ali pojava »mehke« etaže. Zaradi tega pride do nepravilnega prenašanja sil, pri katerem najbolj obremenjene konstrukcijske elemente še dodatno obremenimo, manj obremenjene konstrukcijske elemente pa razbremenimo. To pa na žalost vodi ravno k nasprotnemu cilju utrditve/rekonstrukcije objekta, saj na ta način potresno kapaciteto konstrukcije zmanjšamo.

6.1.1 Preliminarno dimenzioniranje jeklenih strižnih panelov (JSP)

Ko smo se odločili za utrjevanje z JSP, je prva naloga določitev dimenzij JSP. Te izberemo glede na potresno kapaciteto, ki naj bi jo imela potresno utrjena konstrukcija. Pri dimenzijah JSP (širina L , višina h in debelina t) smo ponavadi odvisni od geometrije konstrukcije, tako da v večini primerov vnaprej izberemo širino in višino JSP vnaprej. Nato določimo debelino pločevine JSP (t) glede na prvi dve izbrani dimenziji JSP in zahtevano potresno kapaciteto utrjene konstrukcije. Ena izmed možnosti bi bila reševanje s poskušanjem tako, da bi za izbrane dimenzije JSP naredili trakast model JSP, s katerim bi dobili pushover krivuljo (odnos sila ob vpetju JSP in pomika vrha JSP). Nato bi dobljeno pushover krivuljo idealizirali in pretvorili v ovojnico sila – pomik nadomestne diagonale, s katero bi nadomestili JSP v matematičnem modelu okvirne konstrukcije. Okvirno konstrukcijo bi nato analizirali z nelinearno statično analizo in z N2 metodo izračunali potresno kapaciteto, ki bi jo primerjali s predhodno izbrano/zahtevano kapaciteto konstrukcije. V primeru manjše potresne kapacitete utrjene konstrukcije od zahtevane bi morali celoten postopek ponoviti. Tako je jasno, da si z dobro izbranimi dimenzijami JSP delo močno olajšamo. Zaradi tega smo se odločili predlagati postopek preliminarnega dimenzioniranja JSP.

Postopek preliminarnega dimenzioniranja, ki smo ga predlagali, ima podobno zgradbo kot postopek, ki sta ga predlagala Mistakidis et al. (2007) in De Matteis (2009). Poglavitna razlika je v tem, da njun postopek temelji na nelinearni statični proceduri, ki jo predpisuje ATC – 40 (1996). Pri našem postopku preliminarnega dimenzioniranja JSP pa uporabimo N2 metodo, ki je vključena v EC8 in povezuje nelinearno statično analizo sistema z več prostostnimi stopnjami ter spektralno analizo ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo. Koraki N2 metode so opisani v Dodatku B EC8-1 (SIST 2005d). Metoda je podrobneje razložena v (Fajfar 2002a). Koraki preliminarnega dimenzioniranja JSP so naslednji:

1. Izberemo največjo intenziteto potresa, ki naj bi jo prenesla obravnavana konstrukcija. To storimo z izbiro potresne kapacitete ($a_{g,req}$ – zahtevan maksimalni pospešek temeljnih tal pri mejnem stanju NC)^a.
2. Z N2 izračunamo dejansko potresno kapaciteto obravnavane konstrukcije ($a_{g,ini}$). V primeru, da je

$$a_{g,ini} \leq a_{g,req} \quad (6.1)$$

je potrebno obravnavano stavbo potresno utrditi.

Omenjeni pogoj (neenačba 6.1) lahko zapišemo tudi kot

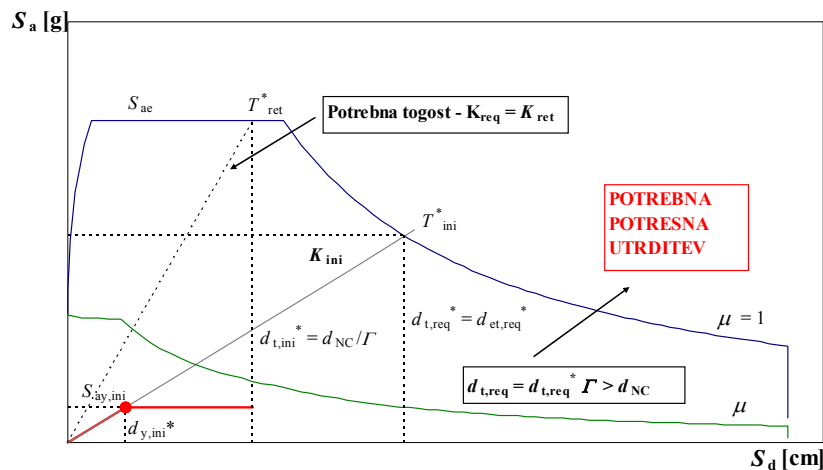
$$d_{t,req} = d_{t,req}^* \Gamma \geq d_{NC} = d_{t,ini}^* \Gamma, \quad (6.2)$$

kjer je $d_{t,req}$ zahtevan ciljni pomik konstrukcije, $d_{t,req}^*$ je zahtevan ciljni pomik idealiziranega SDOF sistema, d_{NC} je ciljni pomik obravnavane/prvotne konstrukcije, $d_{t,ini}^*$ je ciljni pomik idealiziranega SDOF sistema prvotne konstrukcije. Γ je transformacijski faktor in je definiran kot

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2}. \quad (6.3)$$

Primer določitve zahtevanega ciljnega pomika ($d_{t,req}^*$) je prikazan na sliki 6.1, kjer je prikazan diagram kapacitete (rdeča krivulja), ki je v resnici bi-linearna idealizirana pushover krivulja transformirana na sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF). Iz prikazane slike je razvidno, da je zahtevan ciljni pomik idealiziranega SDOF sistema $d_{t,req}^*$ dvakrat večji od dejanskega ciljnega pomika idealiziranega SDOF sistema prvotne konstrukcije $d_{t,ini}^*$, kar pomeni, da je potresna kapaciteta prvotne konstrukcije ($a_{g,ini}$) približno dvakrat manjša od zahtevane ($a_{g,req}$).

^a t. j., ko doseže prvi steber mejno stanje NC



Slika 6.1: N2 metoda – določitev potresne kapacitete^a
Figure 6.1: N2 method – defining of the seismic capacity

3. Iz grafičnega prikaza N2 metode (slika 6.1) sledi, da je najboljši način povečanja potresne kapacitete povečanje togosti konstrukcije. Potreben nihajni čas idealiziranega ekvivalentnega SDOF sistema potresno utrjene konstrukcije izračunamo po enačbi

$$T_{ret}^* = 2\pi \sqrt{\frac{d_{t,ini}}{S_{ac}}}, \quad (6.4)$$

kjer je $d_{t,ini}$ ciljni pomik idealiziranega SDOF sistema prvotne konstrukcije, S_{ac} pa je vrednost v elastičnem spektru odziva za pospeške pri nihajnem času T_{ret}^* .

Potrebno togost potresno utrjene konstrukcije izračunamo po enačbi

$$K_{ret} = \frac{S_{ac}}{d_{t,ini}} m^* = K_{ini} \left(\frac{T_{ini}^*}{T_{ret}^*} \right)^2, \quad (6.5)$$

kjer je m^* masa ekvivalentnega SDOF sistema in je definirana kot

$$m^* = \sum m_i \phi_i, \quad (6.6)$$

kjer je m_i masa v i -ti etaži, ϕ_i pa normiran pomik v i -ti etaži. T_{ini}^* je nihajni čas idealiziranega ekvivalentnega SDOF sistema prvotne konstrukcije. Pri dimenzioniranju JSP predpostavimo, da se masa prvotne konstrukcije z namestitvijo JSP ne poveča (zanemarimo približno 3 do 5 % povečanje mase).

4. Potrebno skupno togost jeklenih strižnih panelov - JSP (K_p) v določeni smeri določimo kot

^a d_{NC} pomik na vrhu konstrukcije pri katerem je doseženo mejno stanje NC, indeks **ini** se nanaša na prvotno konstrukcijo (initial), indeks **ret** na potresno utrjeno konstrukcijo (retrofitted), indeks **req** pa na zahtevane karakteristike.

$$K_p = K_{ret} - K_{mi}. \quad (6.7)$$

5. Ponavadi vnaprej določimo širino (L) in višino (h) JSP tako, da z uporabo enačbe (4.12) izračunamo potrebno debelino (t) pločevine JSP kot

$$t = \frac{4 \cdot C_{m2} \cdot h \cdot t}{C_{m1} \cdot E_s \cdot L} \cdot \frac{K_p}{n_p} \cdot m_{id}, \quad (6.8)$$

kjer je K_p togost vseh JSP v določeni smeri (K_{pl} je togost enega JSP), n_p je število JSP v določeni smeri, m_{id} pa je modifikacijski koeficient zaradi idealizacije pushover krivulje. Začetno togost idealiziranega sistema (bi-linearna idealizacija) določimo tako, da sta površini pod dejanskim in idealiziranim odnosom med obtežbo in deformacijo enaki. Zaradi tega je začetna togost idealiziranega sistema veliko manjša od dejanske začetne togosti konstrukcije. Pri tem moramo upoštevati, da imamo pri utrjeni konstrukciji 2 konstrukcijska sklopa (prvotna nosilna konstrukcija in JSP), kar vpliva tudi na odnos sila – pomik tako, da ima omenjen odnos tri-linearno obliko. Prvi del predstavlja obnašanje utrjene konstrukcije, ko sta oba konstrukcijska sklopa v elastičnem območju. Drugi del krivulje predstavlja obnašanje konstrukcije, ko se plastificira prvi konstrukcijski sklop, zadnji del krivulje pa del, ko sta plastificirana oba konstrukcijska sklopa. Posledično je »izguba bi-linearno idealizirane togosti« konstrukcije zelo velika in to izgubo nadomestimo tako, da povečamo debelino pločevine JSP in s tem povečamo tudi togost JSP. To povečanje pa naredimo z modifikacijskim faktorjem zaradi idealizacije m_{id} . Za njegovo vrednost priporočamo vrednost med 2 in 3.

S predlaganim postopkom dimenzioniranja JSP dobimo okvirne dimenzije JSP. Nato pa analogno kot pri fasadnih panelih analiziramo okvirno konstrukcijo po naslednjih korakih:

1. Izbrani JSP analiziramo s trakastim modelom. Opravimo nelinearno statično (pushover) analizo.
2. Pushover krivuljo, ki jo dobimo s pushover analizo, tri-linearno idealiziramo in jo pretvorimo v ovojnico nadomestne diagonale (enačbi 4.1 in 4.2).
3. Izdelamo matematični model z JSP utrjene okvirne konstrukcije (okvir z nadomestnimi diagonalami) in izvedemo pushover analizo.
4. Na podlagi pushover analize z N2 metodo izračunamo potresno kapaciteto utrjene konstrukcije.
5. V primeru, da je potresna kapaciteta utrjene konstrukcije ($a_{g,ret}$) manjša od zahtevane ($a_{g,req}$), postopek (t. 1 do 4), ponovimo z večjimi dimenzijami JSP.

6.2 Potresna utrditev konstrukcije SPEAR – osnovna različica Test

Za preizkus možnosti utrjevanja konstrukcij, ki niso bile projektirane po predpisih za potresnoodporno gradnjo, smo izbrali osnovno različico konstrukcije SPEAR (Test), ki je bila psevdo-dinamično preizkušena v merilu 1:1. Podroben opis konstrukcije SPEAR je predstavljen v poglavju 5.1.

Različica Test je potresno dokaj ogrožena, saj ima razmeroma nizko potresno kapaciteto. Njeno potresno kapaciteto konstrukcije smo ocenili s pomočjo N2 metode. V preglednici 6.1 prikazujemo potresno kapaciteto za mejno stanje NC – mejno stanje blizu porušitve »near collapse« (objekt je tik pred porušitvijo). Mejno stanje je definirano upoštevajoč EN 1998-3 (SIST 2005e), merodajni konstrukcijski elementi pa so samo stebri. Predpostavljen je bil tip tal C (enako kot v poglavju 5; $S = 1,15$).

Preglednica 6.1: Potresna kapaciteta konstrukcije različice Test

Table 6.1: Seismic capacity of the variant Test

| smer | F_y^b | F_y/W | NCT ^a | |
|-------------------------|---------|---------|------------------|--------------|
| | | | d_i | a_g |
| <i>x</i> + | 217 | 11,2 | 11,86 | 0,247 |
| <i>x</i> - ^c | 211 | 10,9 | 11,08 | 0,219 |
| <i>y</i> + | 249 | 12,9 | 16,82 | 0,364 |
| <i>y</i> - | 286 | 14,8 | 11,89 | 0,287 |

Merodajna smer je pričakovano negativna *x* smer. V vseh štirih smereh se prvi plastificira oz. doseže izbrano mejno stanje steber C3 v drugi etaži (zgoraj). Ocenjena potresna kapaciteta pri mejnem stanju NC je $a_g = 0,219$ g, pri čemer smo upoštevali tudi vpliv torzije, ki potresno kapaciteto zniža za približno 10 do 15 %. Omenjena vrednost se dobro ujema z rezultati psevdo-dinamičnih (PsD) preiskav, saj so se pri prvem PsD testu ($a_g = 0,15$ g) pojavile le manjše razpoke, pri drugem PsD testu ($a_g = 0,20$ g) pa so se pojavile prve resnejše razpoke na konstrukciji.

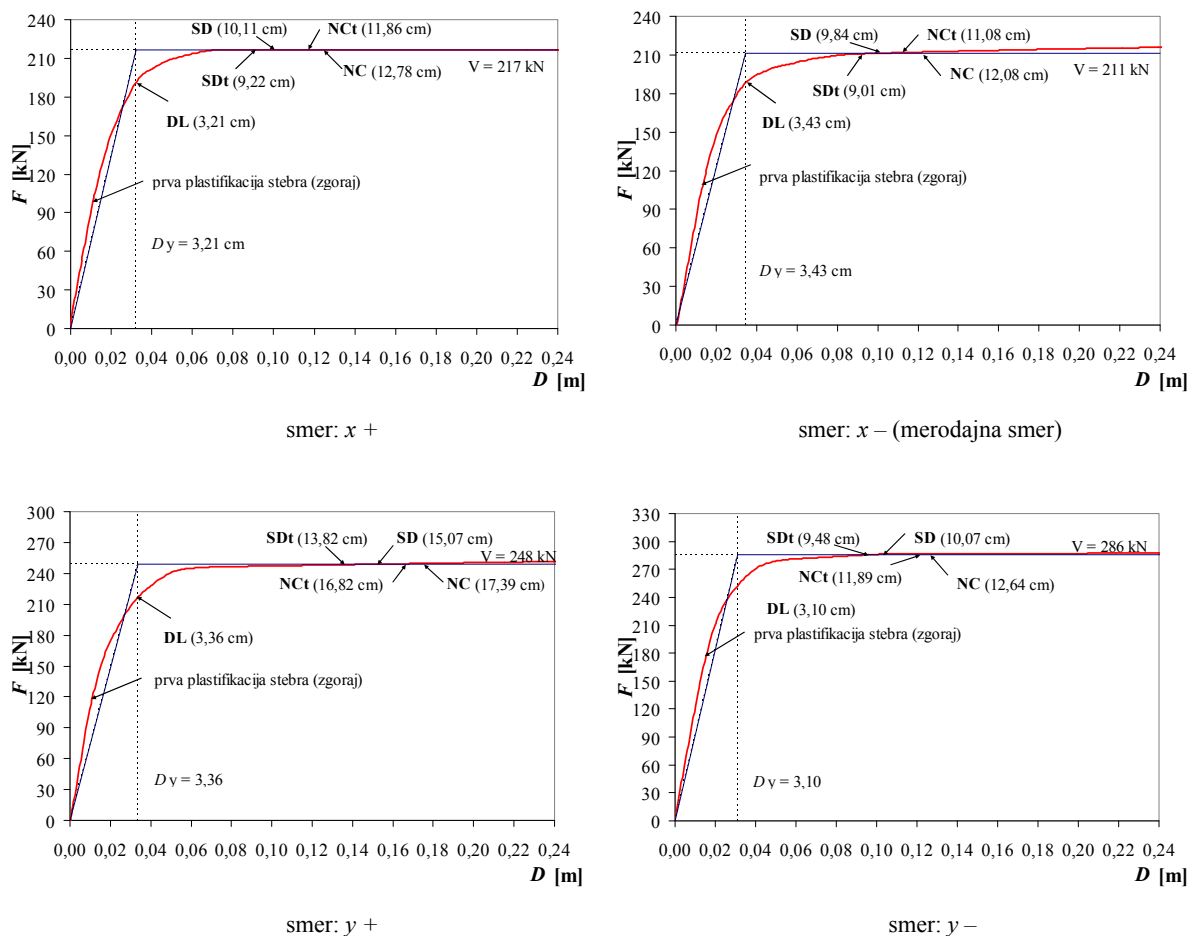
Na Sliki 6.2 so prikazana pushover krivulje za vse smeri obtežbe, na krivuljah so označena mejna stanja po EN 1998-3:

- DL – mejno stanje omejitve poškodb »damage limitation« (služi kot mejno stanje, kjer je sanacija objekta še vedno smiselna, objekt bi prav tako še preživel zmeren popotresni sunek),
- SD – mejno stanje resnejših poškodb »significant damage« (sanacija objekta v večini primerov ni smiselna, objekt bi preživel še blažji popotresni sunek),
- NC – mejno stanje blizu porušitve »near collapse« (objekt je tik pred porušitvijo).

^a Indeks t pomeni, da je bil upoštevan tudi vpliv torzije.

^b Pomen oznak F_y , W , d_{NC} , a_g je predstavljen v poglavju 5.

^c Merodajna smer.

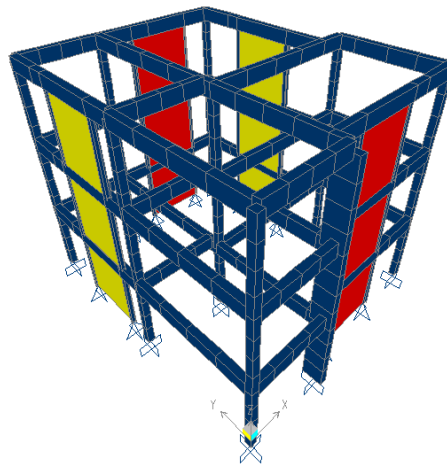


Slika 6.2: Pushover krivulje (Test)

Figure 6.2: Pushover curves (Test)

Glede na razmeroma majhno potresno kapaciteto ($a_g = 0,22$ g), se odločimo za potresno utrditev konstrukcije z jeklenimi strižnimi paneli. **Za zahtevano potresno kapaciteto smo izbrali $a_{g,req} = 0,40$ g.**

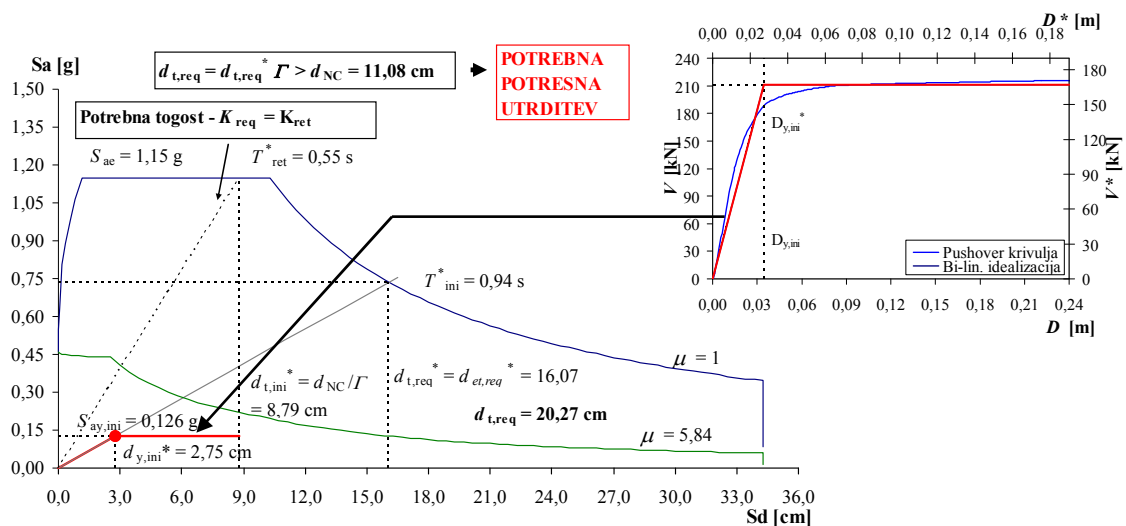
Različico Test smo utrdili z montažo dveh JSP v vsaki smeri in v vsaki etaži (slika 6.3). Tako je skupno število uporabljenih JSP 12 (2 smeri x 2 JSP x 3 etaže). Pri obravnavanemu jeklenemu strižnemu panelu (JSP) smo se odločili ohraniti enako geometrijo kot pri JSP, predstavljenem v poglavju 4 ($L/h = 250/250$ cm). Za to predpostavko smo se odločili, ker dimenzije ustrezajo dimenzijam konstrukcije SPEAR. Pri obravnavanem JSP smo se odločili za različico s členkastim okvirom, kar pomeni, da k nosilnosti in togosti JSP prispeva samo jeklena pločevina



Slika 6.3: Konstrukcija SPEAR z JSP
Figure 6.3: SPEAR building with installed steel plate shear walls (SPSW)

6.2.1 Dimenzioniranje in modeliranje jeklenih strižnih panelov (JSP)

Jeklene strižne panele (JSP) smo dimenzionirali po postopku, ki smo ga opisali v poglavju 6.1. Pushover krivuljo za merodajno smer (x -) smo obravnavali po N2 metodi (slika 6.4) in ugotovili, da je »deformacijska kapaciteta konstrukcije« za potresno kapaciteto $a_g = 0,40$ g enaka 20,27 cm ($d_{t,req}$). Potrebni ciljni pomik je tako približno dvakrat večji od dejanskega ciljnega pomika prvotne konstrukcije (Test; $d_{NC} = 11,08$ cm). Nihajni čas idealiziranega ekvivalentnega SDOF sistema prvotne konstrukcije znaša $T_{ini}^* = 0,94$ s, togost prvotne konstrukcije pa $K_{ini} = 60,86$ kN/cm.



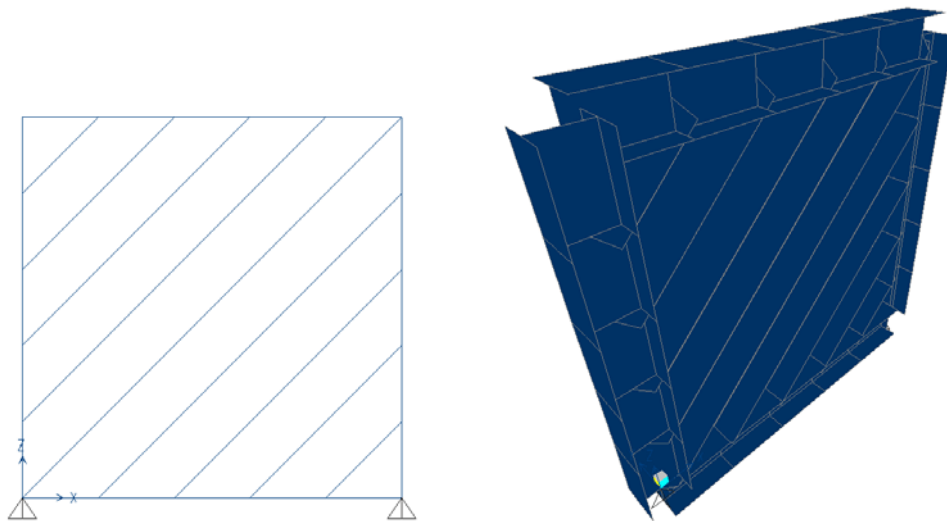
Slika 6.4: N2 metoda – določitev potresne kapacitete
Figure 6.4: N2 method – defining of the seismic capacity

Iz grafičnega prikaza N2 metode (slika 6.4) sledi, da je ustrezen način za povečanja potresne kapacitete povečanje togosti konstrukcije. Tako smo najprej po enačbi 6.4 določili ciljni nihajni čas

$T_{ret}^* = 0,55$ s, nato smo po enačbi 6.5 izračunali potrebno togost utrjene konstrukcije $K_{req} = K_{ret} = 173,9$ kN/cm. Na koncu pa smo po enačbah 6.7 in 6.8 določili potrebno debelino pločevine JSP $t = 1,1$ mm, pri tem smo upoštevali modifikacijski faktor zaradi idealizacije $m_{id} = 2,0$ (poglavje 6.1.1).

Upoštevajoč rezultat preliminarne dimenzioniranja debeline JSP s pomočjo N2 metode, smo se odločili za debelino pločevine JSP $t = 1,2$ mm. Jeklena pločevina ima mejo tečenja $f_y = 15,0$ kN/cm² (specialno jeklo z nizko mejo tečenja). Jekleni profil obodnih elementov JSP smo določili glede na pogoj (enačba 4.5), ki preprečuje prevelike deformacije vertikalnih obodnih elementov (stebrov), kar bi vodilo do predčasnega izbočenja izven ravnine. Omenjeni pogoj predpisuje minimalni vztrajnostni moment okoli močne osi ($I_c = 5756$ cm⁴). Izbrali smo jekleni profil HEA 240 ($I_y = 7760$ cm⁴), ki ustreza pogoju (enačba 4.5) do debeline pločevine $t = 1,6$ mm. Obodni elementi JSP so iz jekla kvalitete S235 ($f_y = 23,5$ kN/cm²). Izbrani JSP smo matematično modelirali s trakastim modelom (slika 6.5), s katerim smo izvedli nelinearno statično (pushover) analizo (slika 6.6).

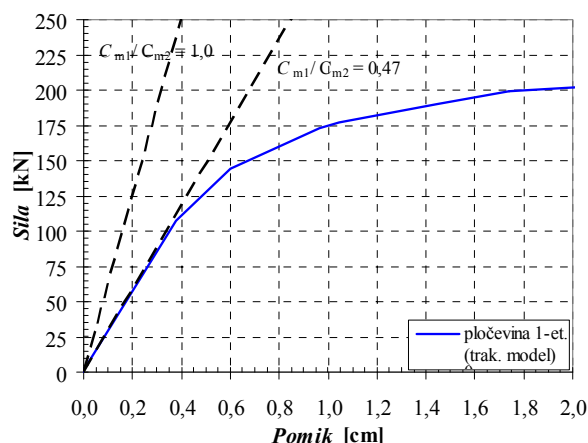
Masa obodnih elementov dvanajstih JSP (HEA 240) je 7236 kg, masa dvanajstih pločevin debeline 1,2 mm pa 706 kg. Skupna masa jekla predstavlja okoli 4 % mase prvotne konstrukcije (Test).



Slika 6.5: Matematični model JSP

Figure 6.5: Mathematical model of the steel plate shear wall (SPSW)

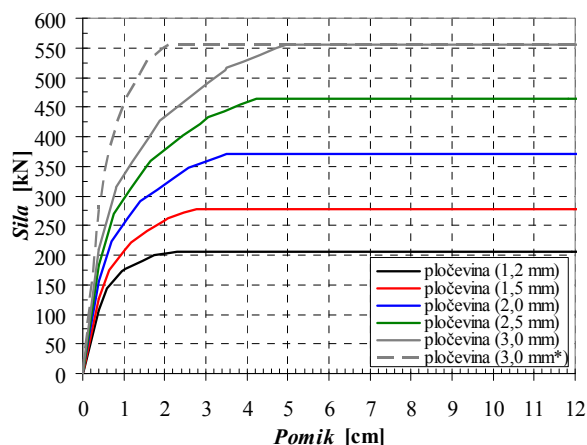
Na sliki 6.6 sta, poleg odnosa sila ob vpetju in pomika vrha obravnavanega JSP, prikazana dva mejna primera začetne togosti (K_{pl}) jeklene pločevine po Sabouri-Ghomi (2005). Odnos prečne sile ob vpetju in pomika zgornjega roba pločevine (pushover analiza) je primerjan s togostjo dobljeno po empirični formuli 4.12, ki podaja razmerje modifikacijskih faktorjev C_{m1}/C_{m2} med 0,47 in 1,0. Omenjen interval začetne togosti je prav tako prikazan na sliki 6.6. Začetna togost numerične analize se ujema s teoretično togostjo v primeru upoštevanja razmerja modifikacijskih koeficientov $C_{m1}/C_{m2} = 0,47$ ($C_{m1} = 0,8$, $C_{m2} = 1,7$). Do istega zaključka smo prišli tudi v poglavju 4 (slika 4.6), kjer smo obravnavali JSP sestavljen iz profilov HEB 300 in jeklene pločevine debeline $t = 3,0$ mm. Nosilnost trakastega matematičnega modela je enaka 207 kN, nosilnost izračunana po enačbi 4.11 pa 222 kN.



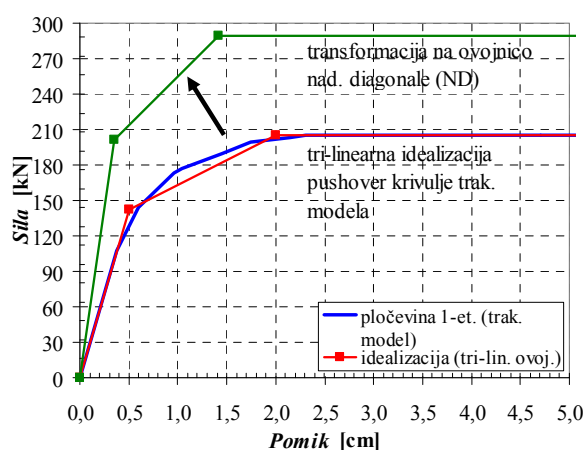
Slika 6.6: Primerjava numerične in teoretične začetne togosti jeklene pločevine (K_{pl})
Figure 6.6: Comparison of the numerical and the theoretical initial stiffness of the steel plate (K_{pl})

Na sliki 6.7 smo prikazali pushover krivulje za JSP s členkastim stikom steber prečka za debeline pločevine od 1,2 do 3,0 mm. Glede na analogijo s poglavjem 4 tudi tu uporabljamo termin *pločevina* za JSP s členkastimi stiki steber – prečka (nosi samo jeklena pločevina). Pri nosilnosti in togosti smo pokazali, da sta obe količini sorazmerni z debelino pločevine (t). Posebej zanimiva je primerjava zadnjih dveh različic JSP, ki imata obe debelino pločevine enako 3,0 mm. Razlika med obema različicama je samo v profilih obodnih elementov. Prvih pet različic JSP sestavljajo obodni elementi profila HEA 240, zadnjo različico pa obodni elementi profila HEB 300. Ob tem je potrebno poudariti, da ima profil HEA 240 za JSP s pločevino debeline $t = 3,0$ mm dvakrat premajhen vztrajnostni moment okoli svoje močne osi (enačba 4.5), kar se odraža v manjši začetni togosti JSP in tako posledično v enačbi 4.12 ne velja razmerje modifikacijskih koeficientov $C_{m1}/C_{m2} = 0,47$. Omenjeno razmerje smo potrdili pri debelinah pločevine 1,2 mm in 1,5 mm, za kateri profil HEA 240 zadošča. Prav tako smo razmerje modifikacijskih koeficientov $C_{m1}/C_{m2} = 0,47$ potrdili pri različici JSP z obodnimi elementi profila HEB 300 in pločevino debeline 3,0 mm (poglavje 4.2.2).

Na podlagi rezultatov nelinearne statične analize trakastega modela smo definirali ovojnico sila pomik za nadomestno diagonalo (slika 6.8). Pushover krivuljo pločevine smo idealizirali s tri-linearno ovojnico, ki smo jo pretvorili v tri-linearno ovojnico nadomestne diagonale. Uporabili smo enačbi (4.1) in (4.2) za pretvorbo nosilnosti oziroma začetne togosti JSP na nadomestno diagonalo ter enačbo 2.8 za pretvorbo pomikov.



Slika 6.7: Odnos prečne sile ob vpetju in pomika na vrhu konstrukcije za enoetažni JSP ($t = 1,2, 1,5, 2,0, 2,5$ in $3,0$ mm)^a
 Figure 6.7: Diagrams force – displacement of the one-story SPSW ($t = 1,2, 1,5, 2,0, 2,5$ in $3,0$ mm)



Slika 6.8: Idealizacija pushover krivulje JSP s členkastimi stiki (pločevina) in transformacija idealizirane ovojnice
 Figure 6.8: Idealization of the pushover curve of the SPSW with pinned joints and transformation of the idealized envelope

6.2.2 Analiza utrjene konstrukcije

Utrjeno konstrukcijo smo najprej analizirali z modalno analizo, nato pa smo naredili še nelinearno statično analizo. Rezultati pushover analize potresno utrjene konstrukcije SPEAR so predstavljeni na sliki 6.9, kjer jih primerjamo z pushover krivuljami prvotne konstrukcije (Test). Nosilnost in togost potresno utrjene konstrukcije sta 2,5 do 3-krat večji od prvotne konstrukcije. V preglednici 6.2 je prikazana primerjava začetnih nihajnih časov dobljenih z elastično modalno analizo. Enako kot

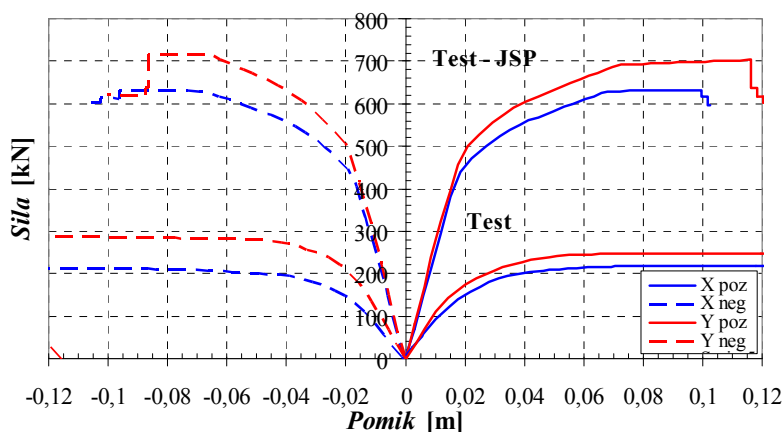
^a Primerjanih je šest različic, pri prvih petih gre za JSP z obodnimi elementi iz profila HEA 240, pri šesti različici (pločevina $3,0$ mm*) pa gre za JSP, ki smo ga obravnavali v poglavju 4 (obodni elementi: HEB 300). Pri vseh šestih primerih je bil stik steber – prečka členkast.

prvotna konstrukciji (Test), ima tudi potresno utrjena konstrukcija SPEAR (Test – JSP) prvi dve nihajni obliki translatorsni. Prva je v x smeri, druga pa v y smeri. Tretja nihajna oblika je torzijska.

Preglednica 6.2: Primerjava nihajnih časov in efektivnih mas

Table 6.2: The periods and the effective mass ratios

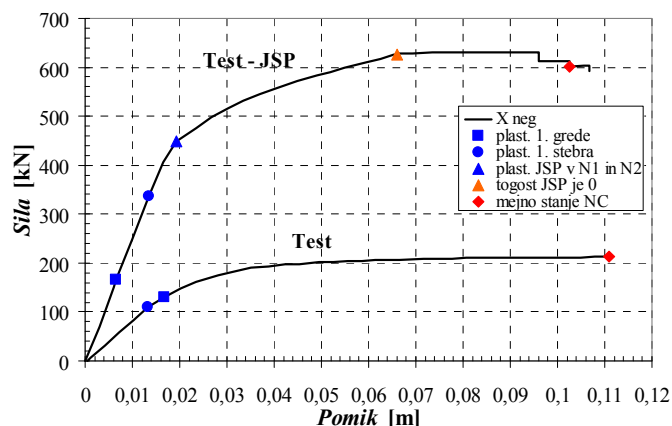
| | Nih.obl. | 1 | 2 | 3 |
|------------|----------|------|------|------|
| Test | T [s] | 0,82 | 0,70 | 0,58 |
| Test - JSP | T [s] | 0,36 | 0,35 | 0,27 |



Slika 6.9: Odnos prečne sile ob vpetju in pomika na vrhu konstrukcije za različici Test in Test – JSP

Figure 6.9: Diagrams force – displacement of the variants Test and Test – JSP

Tudi pri potresno utrjeni konstrukciji se je za merodajno smer izkazala smer x -, v kateri ima konstrukcija najmanjšo nosilnost. Na sliki 6.10 je za x - smer predstavljen odnos prečne sile ob vpetju in pomika na vrhu konstrukcije (pushover krivulja). Na sliki sta prikazani pushover krivulji neutrjene (Test) in utrjene (Test – JSP) različice konstrukcije SPEAR. Na predstavljeni pushover krivulji so označene točke plastifikacije prvega stebra, grede in JSP ter mejnega stanja NC. S primerjavo obeh obravnavanih pushover krivulj ugotovimo, da se pri potresno utrjeni konstrukcije najprej plastificira greda in ne steber, kot je to primer pri neutrjeni konstrukciji (Test).

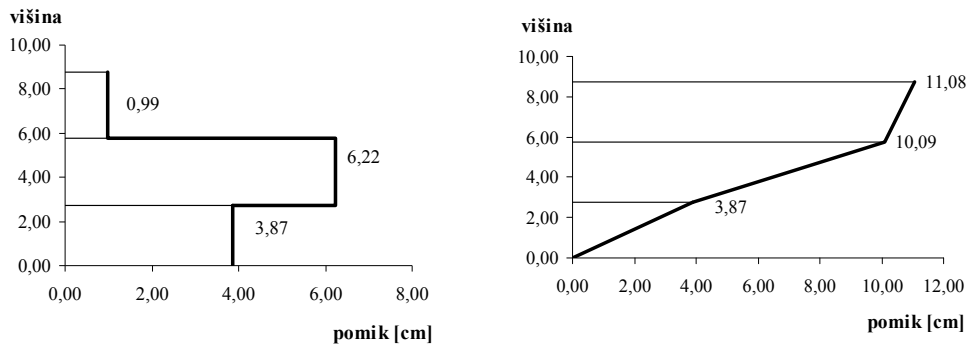


Slika 6.10: Odnos prečne sile ob vpetju in pomika na vrhu konstrukcije za enoetažni JSP (negativna x smer)

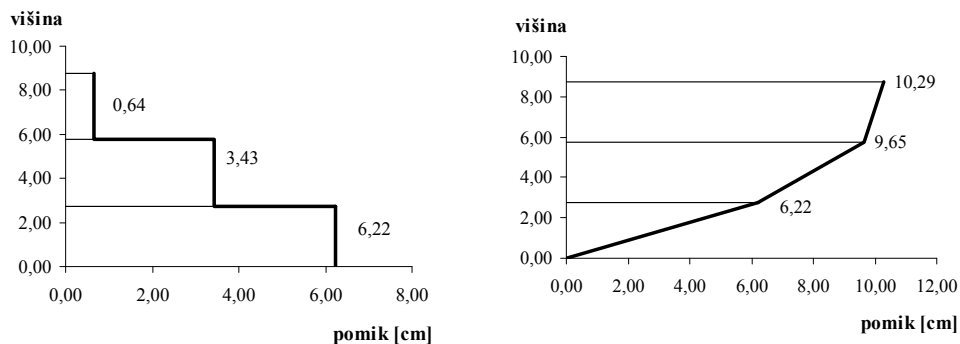
Figure 6.10: Diagrams force – displacement of the one-story SPSW (neg x direction)

Drugo pomembno razliko v obnašanju obeh različic ugotovimo pri primerjavi medetažnih oziroma etažnih pomikov pri mejnem stanju NC obeh različic (slika 6.11). Pri osnovni različici Test se je najprej porušil stebec C3 v zgornjem vozlišču druge etaže (doseženo mejno stanje NC), medtem ko je pri utrjeni konstrukciji najprej prišlo do porušitve stebra C3 v prvi etaži (ob vpetju).

Utrjena konstrukcija ima zelo podoben plastični mehanizem, kot ga zahteva Evrokod 8, oziroma kot ga imajo različice konstrukcije SPEAR, ki smo jih projektirali po Evrokodu 8 (poglavje 5). Pomik pri utrjeni konstrukciji, pri katerem doseže mejno stanje NC (10,29 cm), manjši kot pri neutrjeni konstrukciji (11,08 cm). To je posledica večje osne sile v kritični etaži (Test – JSP: 1. etaža (N1)), zaradi česar se druga najbolj kritična etaža (Test – JSP: N2) manj deformira kot v primeru, če je situacija obrnjena (npr. različica Test, kjer je kritična druga etaža).



Test



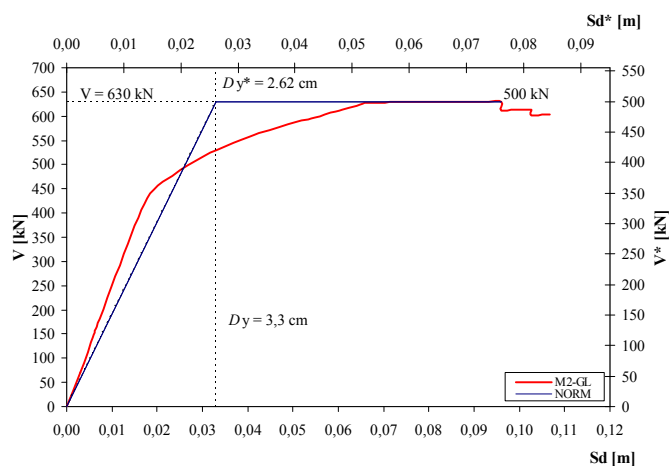
Test – JSP

Slika 6.11: Medetažni pomiki konstrukcije pri mejnem stanju NC (levo) in pomiki konstrukcije pri mejnem stanju NC (desno)

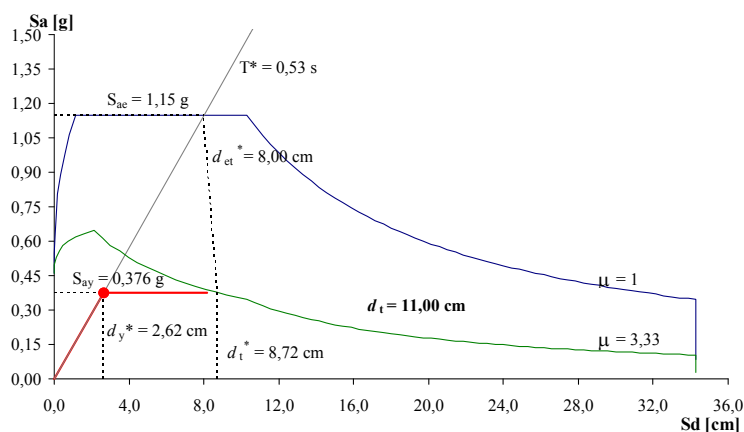
Figure 6.11: Inter-storey drifts at limit state NC (left) and storey drifts at limit state (right)

Za merodajno smer (x) na sliki 6.12 prikazujemo določitev ciljnega pomika (d_i) pri maksimalnem pospešku tal $a_g = 0,40$ g in tipu tal C ($S = 1,15$). Ciljni pomik pri zahtevani kapaciteti konstrukcije ($a_{g,req}$) znaša 11,0 cm in je večji od pomika pri katerem utrjena konstrukcija doseže mejno stanje NC ($d_{NC} = 10,29$ cm). Utrjena konstrukcija (Test – JSP) ima potresno kapaciteto enako 0,38 g. Zahtevane potresne kapacitete nismo v celoti dosegli predvsem zaradi problema bi-linearne idealizacije pushover krivulje, ki ima tri-linearno obliko (slika 6.12). Tako lahko zaključimo, da smo pri projektiranju JSP upoštevali premajhen modifikacijski faktor zaradi idealizacije ($m_{id} = 2$).

Kljub temu, da pri prikazanem primeru nismo dosegli zahtevane kapacitete, smo jasno pokazali prednosti utrjevanja s JSP. Utrjeni konstrukciji smo z relativno zelo šibkimi JSP ($t = 1,2$ mm) potresno kapaciteto povečali za 73 %. Ob tem pa smo izboljšali tudi plastični mehanizem utrjene konstrukcije glede na prvotno, saj se pri utrjeni konstrukciji grede plastificirajo pred prvim stebrom.



a) idealizacija »pushover« krivulje (MDOF → SDOF)

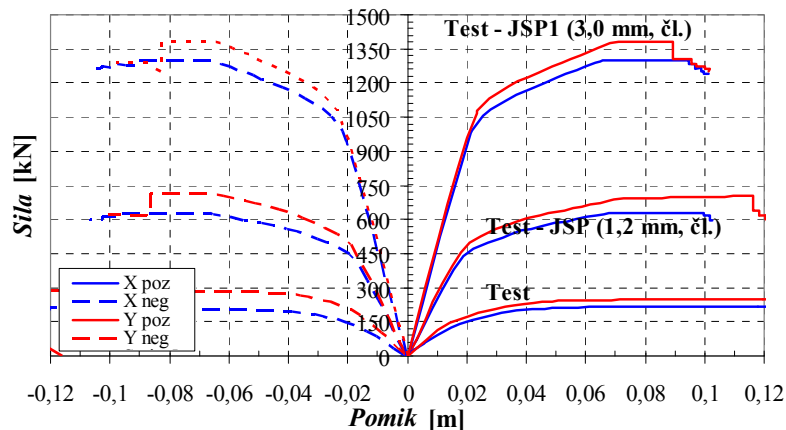


b) grafični prikaz N2 metode (določitev ciljnega pomika $d_t = 11,0$ cm pri maksimalnem pospešku tal $a_g = 0,40$ g)

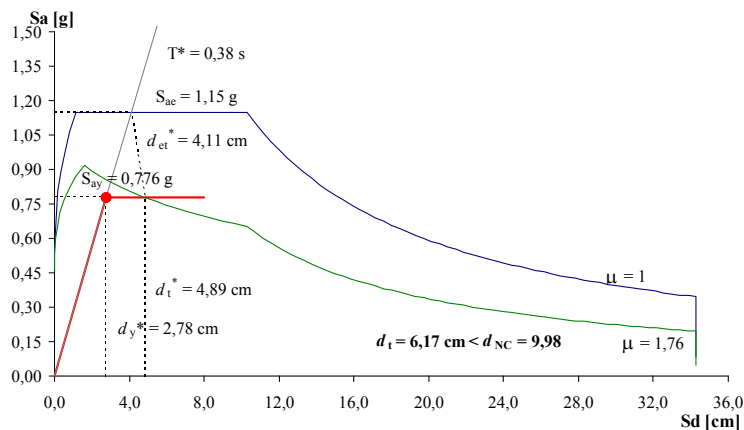
Slika 6.12: N2 analiza utrjene konstrukcije SPEAR (Test – JSP, neg. x smer)

Figure 6.12: N2 method of the seismic retrofitted structure SPEAR (Test – JSP, neg. x direction)

Zaradi boljšega razumevanja fenomena utrjevanja okvirnih stavb z JSP, smo analizirali še primer potresno utrjene konstrukcije (Test – JSP1), pri kateri smo uporabili močnejše jeklene strižne panele (JSP). Tako smo obravnavali primer potresno utrjene konstrukcije SPEAR z JSP, ki smo jih obravnavali v poglavju 4.2.2 (obodni elementi: HEB 300, S235; pločevina: $t = 3,0$ mm, $f_y = 15,0$ kN/cm²). Na sliki 6.13 je prikazana primerjava pushover krivulj različic Test, Test – JSP in Test – JSP1. Slednja različica ima v primerjavi z različico Test – JSP v x smeri dvakrat večjo nosilnost in togost, v y smeri pa ima dvakrat večjo nosilnost in 80 % večjo togost. Na sliki 6.14 je prikazan grafični prikaz N2 metode, s katero smo določili ciljni pomik (d_t) različice Test – JSP1 za merodajno smer x-. Ciljni pomik smo izračunali za maksimalni pospešek tal $a_g = 0,40$ g. Dobljeni ciljni pomik znaša 6,17 cm in je večji od pomika pri mejnem stanju NC ($d_{NC} = 9,97$ cm). Potresna kapaciteta različice Test – JSP1 znaša 0,64 g.



Slika 6.13: Odnos prečne sile ob vpetju in pomika na vrhu konstrukcije za različici Test in Test – JSP
Figure 6.13: Diagrams force – displacement of the variants Test and Test – JSP

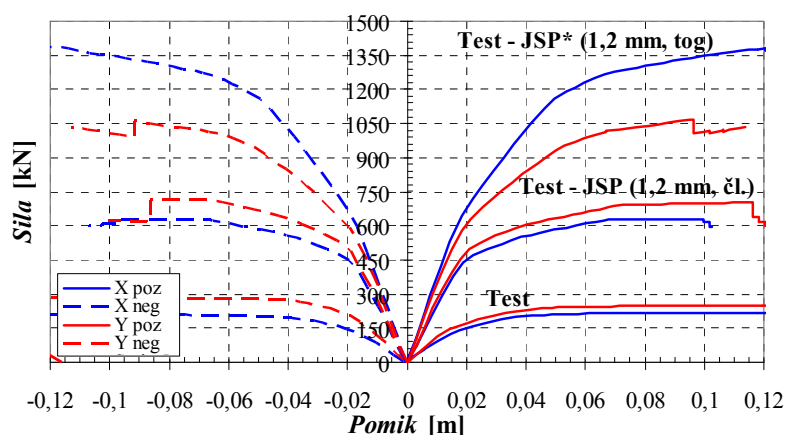


Slika 6.14: N2 analiza utrjene konstrukcije SPEAR (Test – JSP1, neg. x smer),
 (grafični prikaz N2 metode (določitev ciljnega pomika $d_t = 6,17$ cm pri maksimalnem pospešku tal $a_g = 0,40$ g))
Figure 6.14: N2 method of the seismic retrofitted structure SPEAR (Test – JSP1, neg. x direction)

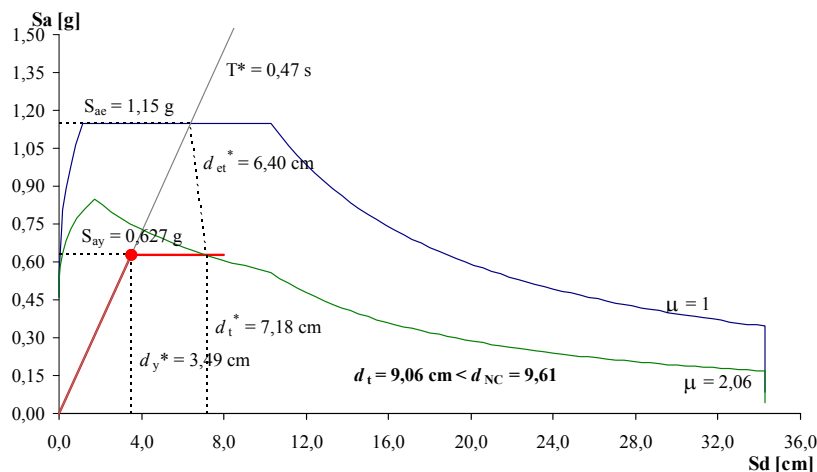
Primer upoštevanja JSP s togim stikom stebrov – prečka

Poleg členkastega stika stebrov – prečka v okviru JSP smo na primeru različice Test – JSP (pločevina: $t = 1,2$ mm, $f_y = 15,0$ kN/cm²; obodni elementi: HEA 240, S235, členkast stik stebrov – prečka) obravnavali tudi različico, ki ima stike med obodnimi elementi toge. Obravnavano različico smo označili Test – JSP*. Tog stik med stebrom in prečko pomeni za JSP dodatno nosilnost in togost, saj imamo poleg pločevine še dodaten konstrukcijski element – okvir. Masa obodnih elementov v obravnavanem primeru znaša kar 90 % celotne mase dvanajstih JSP (8,0 t), zato je smiselno, da obodni elementi prispevajo k večji nosilnosti in togosti JSP. Še posebej, ker so JSP ponavadi izdelani v delavnici in tako odpade njihovo zamudno sestavljanje in montaža na gradbišču, kjer je potrebno JSP samo sidrati v obstoječo konstrukcijo.

Na sliki 6.15 je prikazana primerjava pushover krivulj različic Test, Test – JSP in Test – JSP*. Slednja različica ima v primerjavi z različico Test – JSP v x smeri dvakrat večjo nosilnost in 40 % večjo togost, v y smeri pa ima 50 % večjo nosilnost in 30 % večjo togost. Na sliki 6.16 je prikazan grafični prikaz N2 metode, s katero smo določili ciljni pomik (d_t) različice Test – JSP* za merodajno smer y - . Ciljni pomik smo izračunali za maksimalni pospešek tal $a_g = 0,40$ g. Dobljeni ciljni pomik znaša 9,06 cm in je večji od pomika pri mejnem stanju NC ($d_{NC} = 9,59$ cm). Potresna kapaciteta različice Test – JSP* znaša 0,44 g.



Slika 6.15: Odnos prečne sile ob vpetju in pomika na vrhu konstrukcije za različici Test in Test – JSP
Figure 6.15: Diagrams force – displacement of the variants Test and Test – JSP



Slika 6.16: N2 analiza utrjene konstrukcije SPEAR (Test – JSP*, neg. x smer),
(grafični prikaz N2 metode (določitev ciljnega pomika $d_t = 9,06$ cm pri maksimalnem pospešku tal $a_g = 0,40$ g))
Figure 6.16: N2 method of the seismic retrofitted structure SPEAR (Test – JSP*, neg. x direction)

V preglednici 6.3 je prikazana primerjava prvih treh nihajnih časov, dobljenih z elastično modalno analizo za vse obravnavane različice. V preglednici je označena tudi smer nihajnih oblik. Pri vseh štirih različicah sta prvi dve nihajni obliki translatorski, tretja nihajna oblika pa je torzijska.

Preglednica 6.3: Primerjava nihajnih časov in efektivnih mas

Table 6.3: The periods and the effective mass ratios

| | Nih.obl. | 1 | 2 | 3 |
|-------------|-----------------|-----------|----------|-----------|
| Test | T [s] | 0,82 (x) | 0,70 (y) | 0,58 (t) |
| Test - JSP | T [s] | 0,36 (x) | 0,35 (y) | 0,27 (t) |
| Test – JSP1 | T [s] | 0,264 (x) | 0,263(y) | 0,194 (t) |
| Test – JSP* | T [s] | 0,34 (y) | 0,33 (x) | 0,25 (t) |

Različica Test – JSP* ima za 15 % večjo potresno kapaciteto od različice Test – JSP, ki ima členkast stik med obodnimi elementi. Plastični mehanizem je pri obeh različicah enak, prečke se plastificirajo pred stebri, kar zahteva tudi Evrokod 8.

6.3 Pomembnejše ugotovitve

Glavni namen tega poglavja je bil ugotoviti možnost utrjevanja okvirnih konstrukcij z jeklenimi strižnimi paneli (JSP), ki smo jih obravnavali v poglavju 4. Zato smo v tem poglavju prikazali račun potresne odpornosti trietažne nesimetrične armiranobetonske okvirne konstrukcije SPEAR, ki smo jo utrdili z jeklenimi strižnimi paneli (JSP). Obravnavano konstrukcijo smo podrobno obravnavali v poglavju 5, kjer smo obnašanje pri potresni obtežbi osnovne različice konstrukcije SPEAR (Test) primerjali s štirimi njenimi različicami, ki smo jih delno oziroma v celoti sprojektirali po Evrokodu 8.

Glavni korak k uspešnemu utrjevanju okvirnih stavb z jeklenimi strižnimi paneli (JSP) je prav gotovo pravilno dimenzioniranje JSP. Zaradi tega smo predlagali postopek preliminarnega dimenzioniranja JSP, ki temelji na N2 metodi. Pri predlaganem postopku z N2 metodo izračunamo za koliko moramo konstrukciji povečati togost, da bo imela zahtevano potresno kapaciteto ($a_{g,req}$). Ob povečanju togosti konstrukcije, se avtomatsko poveča tudi njena nosilnost. V principu je potresna kapaciteta odvisna od nosilnosti in duktilnosti. Če bi povečali samo togost, ne bi naredili ničesar, lahko bi še poslabšali. Ob predpostavki, da smo širino (L) in višino (h) določili vnaprej glede na geometrijo okvirne konstrukcije, s predlaganim postopkom določimo debelino pločevine (t) JSP. Nato pa analiziramo okvirno konstrukcijo po naslednjih korakih:

1. Izbrani JSP analiziramo s trakastim modelom. Opravimo nelinearno statično (pushover) analizo.
2. Pushover krivuljo, ki jo dobimo s pushover analizo, tri-linearno idealiziramo in jo pretvorimo v ovojnico nadomestne diagonale (enačbi 4.1 in 4.2).
3. Izdelamo matematični model z JSP utrjene okvirne konstrukcije (okvir z nadomestnimi diagonalami) in izvedemo pushover analizo.
4. Na podlagi pushover analize z N2 metodo izračunamo potresno kapaciteto utrjene konstrukcije.
5. V primeru, da je potresna kapaciteta utrjene konstrukcije ($a_{g,ret}$) manjša od zahtevane ($a_{g,req}$), postopek (t. 1 do 4), ponovimo z večjimi dimenzijami JSP.

S predlaganim postopkom smo analizirali tri različice konstrukcije SPEAR (Test):

- Test – JSP ($t = 1,2$ mm, HEA 240, členkast okvir),
- Test – JSP1 ($t = 3,0$ mm, HEB 300, členkast okvir),
- Test – JSP* ($t = 1,2$ mm, HEA 240, tog okvir).

Pri vseh treh različicah je prišlo do enakega plastičnega mehanizma, do porušitve stebra C3 ob vpetju (mejno stanje NC). Pred tem so se plastificirali vsi JSP v prvih dveh etažah, ki sta merodajni za obnašanje obravnavane konstrukcije. Za razliko od neutrjene konstrukcije (Test), kjer je bila kritična druga etaža, je pri potresno utrjenih konstrukcijah kritična prva etaža. Prav tako je pri utrjenih konstrukcijah prišlo do izboljšanja plastičnega mehanizma konstrukcije, saj so se pri utrjenih konstrukcijah grede plastificirale pred stebri.

Različica Test – JSP ima potresno kapaciteto (izraženo s pospeškom tal) 0,38 g, kar predstavlja pomembno povečanje potresne kapacitete glede na prvotno konstrukcijo (0,22 g). Različico Test – JSP smo projektirali na potresno kapaciteto 0,40 g. Nekoliko manjša (5 %) potresna kapaciteta je v celoti posledica bi-linearne idealizacije pushover krivulje, ki jo zahteva N2 metoda. Krivulja utrjene konstrukcije je tri-linearne oblike, zaradi česar pride pri bi-linearne idealizaciji do precejšnje izgube togosti, ki jo nadomestimo z modifikacijskim faktorjem zaradi idealizacije m_{id} . Za vrednost faktorja m_{id} smo predlagali vrednost od 2 do 3. Pri različici Test – JSP smo uporabili $m_{id} = 2,0$, kar se je na koncu izkazalo za prenizek popravek togosti, saj je bila potresna kapaciteta 5 % nižja od zahtevane. Kljub temu smo s prikazanim primerom nazorno prikazali uspešnost utrjevanja okvirnih konstrukcij s JSP.

Z različico Test – JSP1 smo preverili obnašanje utrjene konstrukcije, katero smo utrdili z 2,5-krat močnejšimi JSP kot pri različici Test – JSP. Poglavitno vprašanje je bilo, ali močnejši JSP negativno vplivajo na konstrukcijske elemente prvotne konstrukcije. Analiza je pokazala, da ne pride do tega. Potresna kapaciteta različice Test – JSP* je 0,64 g, kar predstavlja 70 % povečanje potresne kapacitete glede na različico TEST – JSP oziroma 2,9-kratno povečanje potresne kapacitete glede na prvotno konstrukcijo (Test).

Pri različici Test – JSP* smo preverili vpliv tega okvira JSP na obnašanje utrjene konstrukcije in vpliv na konstrukcijske elemente prvotne konstrukcije. Tudi pri različici Test – JSP* nismo ugotovili nobenih negativnih vplivov na konstrukcijske elemente prvotne konstrukcije. Potresna kapaciteta različice Test – JSP je 0,44 g, kar je 15 % več kot pri različici Test – JSP (členkast okvir).

S predlaganim postopkom preliminarne dimenzioniranja JSP in analize okvirnih konstrukcij (nelinearna statična analiza, N2 metoda) z upoštevanjem JSP smo pripravili učinkovito orodje, s katerim izračunamo potresno kapaciteto z JSP potresno utrjene konstrukcije. Trije obravnavani primeri so pokazali, da je potresno utrjevanje okvirnih konstrukcij z JSP izredno učinkovito. Zanimivo je, da je uporaba JSP izredno razširjena v Severni Ameriki, Mehiki in na Japonskem, medtem ko je v Evropi uporaba JSP še v povojih. Evropske države imajo velik fond okvirnih konstrukcij, ki niso bile projektirane po predpisih o potresnoodporni gradnji in jih je potrebno potresno utrditi. Utrjevanje z JSP je za te objekte vsekakor realna opcija, vendar bi bilo potrebno pred tem opraviti še obsežno raziskovalno delo, s katerim bi preučili vse dobre in tudi slabe strani utrjevanja okvirnih konstrukcij z JSP.

7 ZAKLJUČKI

Glavni prispevki doktorske disertacije so:

- Pridobili smo nova eksperimentalna znanja na področju:
 - obnašanja spojev
 - obnašanja in cikličnega odziva sistemov fasadnih panelov
- Na podlagi eksperimentalnih rezultatov smo razvili in preverili model ovojnice nadomestne diagonale za modeliranje fasadnih panelov
- Dopolnili smo računski model za modeliranje okvirnih stavb z upoštevanjem:
 - vpliva fasadnih in strešnih panelov
 - vpliva jeklenih strižnih panelov
- Preverili smo velikost vpliva
 - fasadnih in strešnih panelov
 - jeklenih strižnih panelovna obnašanje okvirov pri potresni obtežbi
- Preverili smo možnost utrjevanja starejših okvirnih zgradb z jeklenimi paneli
- Raziskali smo vpliv predpisov na potresno odpornost in stroške okvirne konstrukcije

Eksperimentalni rezultati obnašanja večslojnih fasadnih panelov

Celovito smo raziskali obnašanje različnih sistemov fasadnih panelov, kar nam je omogočilo, da smo predlagali ovojnico za nadomestno diagonalo, s katero nadomestimo panele pri modeliranju okvirne konstrukcije. Pri tem smo definirali dva postopka. V prvem pri definiranju ovojnice nadomestne diagonale izhajamo iz nosilnosti na bočni pritisk in togosti obodne pločevine fasadnega panela, ki ju dobimo s preiskavami. Pri drugem postopku pa nosilnost na bočni pritisk obodne pločevine fasadnega panela dobimo po EN 1993-1-3, togost spoja pa po Bryan-ovi enačbi. Prednost prvega postopka je v tem, da lahko zelo natančno določimo odnos *sila – pomik* poljubnega sistema fasadnih panelov, če imamo na razpolago rezultate preiskav spojev dveh pločevin, od katerih je tanjša obodna pločevina fasadnega panela. Poglavitna prednost drugega postopka je predvsem v tem, da ne potrebujemo preiskav nosilnosti spojev dveh pločevin. V tem primeru potrebujemo samo rezultate nateznega preizkusa obodne pločevine fasadnega panela. Ocena nosilnosti sistema fasadnih panelov je po drugem postopku konzervativna (10 do 15 % podcenjena).

Matematično modeliranje okvirnih konstrukcij

Okvirne konstrukcije s fasadnimi oziroma strižnimi paneli smo modelirali tako, da smo matematičnim modelom konstrukcij namesto panelov predpisali nadomestne diagonale, katerim smo predpisali ovojnico *sila – pomik*. Karakteristike ovojnice za fasadne panele smo določili po postopku, ki smo ga

sami definirali glede na rezultate preizkusov, karakteristike ovojnice za jeklene strižne panele pa smo določili po ameriškem standardu AISC.

Vpliv večslojnih fasadnih panelov

Vpliv večslojnih fasadnih panelov je odvisen predvsem od nosilnosti od posameznih sistemov fasadnih panelov, ki pa je ponavadi precej omejena, saj je premosorazmerna s številom spojev *panel – okvir*. Ekonomično število spojev (vijakov) na en meter je štiri ali manj, kar ima za posledico dokaj omejeno nosilnost, ki pa vseeno pride do izraza pri enoetažnih jeklenih halah. Tako smo pokazali, da lahko fasadna in strešna konstrukcija nadomesti zavetrovalne elemente konstrukcije.

Vpliv strižnih panelov

Jekleni strižni paneli (JSP) imajo veliko večjo nosilnost kot fasadni paneli. Njihovo načrtovanje in montaža sta razmeroma preprosti in zaradi tega je rekonstrukcija z JSP zelo hitra. Takšni paneli so lahko dobra alternativa za armiranobetonske stene oziroma druga horizontalna zavetrovanja. V doktorski disertaciji smo na primeru konstrukcije SPEAR dokazali, da so jekleni strižni paneli učinkovit sistem za utrditev starejših večetažnih konstrukcij. S premišljeno postavitvijo JSP okvirnim konstrukcijam povečamo njihovo togost in nosilnost. Pomik, pri katerem odpove prvi steber (mejno stanje NC), pri tem ohranimo pri enaki vrednosti kot pri prvotni konstrukciji. Duktilnost se zaradi tega in zaradi kombinacije povečanja nosilnosti in togosti poveča, kar vodi do povečanja potresne kapacitete okvirne konstrukcije utrjene z JSP. S tem pa je izpolnjen osnovni namen utrjevanja okvirnih konstrukcij z JSP. Poleg povečanja potresne kapacitete JSP vplivajo tudi na pravilnejši plastični mehanizem utrjene konstrukcije, saj smo pri vseh numerično obravnavanih različicah ugotovili, da pride pri potresno utrjenih konstrukcijah najprej do plastifikacije gred in nato do plastifikacije stebrov, medtem ko je bila situacija pri prvotni konstrukciji obratna. Posledica ugodnejšega plastičnega mehanizma je tudi večja potresna kapaciteta, saj sta potresna kapaciteta in plastični mehanizem tesno povezana.

Predlagane izboljšave

Pri fasadnih panelih bi morali, če bi hoteli upoštevati njihov prispevek k nosilnosti in togosti okvirnih konstrukcij, rešiti naslednja problema:

- izboljšanje obnašanja spoja okvir – panel,
- rešiti detajl spoja panel – panel, da bi bil primeren za industrijsko proizvodnjo.

Pri prvem problemu mislimo predvsem izboljšanje obnašanja pri ciklični obtežbi. To bi lahko storili le s tem, da bi na mestu spoja uporabili debelejšo pločevino (1,0 do 2,0 mm), oziroma da bi na mestu spojev na notranjo pločevino fasadnega panela ($d = 0,55$ mm) prilepili dodatno jekleno pločevino, s

katero bi močno ojačali spoj. Na ta način bi spoju panel – okvir sorazmerno z debelino povečali nosilnost in togost in tako omogočili, da bi posamezen spoj med potresom ostal v elastičnem območju. To bi pomenilo, da bi spoju npr. dopustili obremenitev samo do 40 % nosilnosti $F_{b,2mm}$. Na ta način bi preprečili, da se spoj panel – okvir nepovratno deformira.

Drug problem, ki bi ga morali nujno rešiti, pa se nanaša na problematiko šivanih spojev, ki imajo funkcijo povezati sosednje fasadne panele med seboj. Šivani spoj bi morali rešiti na nivoju proizvodnje panelov, saj so naknadni »ad hoc« poizkusi povezave sosednjih panelov izjemno dragi in pridejo v poštev samo v znanstvene namene. Za prakso pa bi morali pri sami izdelavi fasadnega panela izdelati tudi sistem šivanih spojev.

Po študiju rezultatov eksperimentov in numeričnih simulacij smo skupaj s podjetjem Trimo, d.d., prišli do zaključka, da bi bil razvoj fasadnega panela, ki bi imel poleg svojih standardnih funkcij (hidroizolacija, termoizolacija, estetski vidik...) še funkcijo nosilnega sistema, predrag.

8 POVZETEK

V disertaciji smo analizirali obnašanje večslojnih fasadnih panelov (SFP) in jeklenih strižnih panelov (JSP) v okvirnih konstrukcijah pri potresni obtežbi. Uporaba večslojnih fasadnih panelov je značilna za Evropo, kjer se uporabljajo kot nekonstrukcijski elementi. Na drugi strani je uporaba jeklenih strižnih panelov (JSP) značilna predvsem za Severno Ameriko in Japonsko. JSP se uporabljajo kot konstrukcijski elementi za prenos horizontalnih obtežb in za zagotovitev zadostne togosti večetažnih okvirnih konstrukcij. Večslojne fasadne smo v prvem delu disertacije raziskali eksperimentalno in analitično, jeklene strižne panele pa smo v drugem delu disertacije obravnavali samo analitično. Prav tako smo v drugem delu disertacije raziskali tudi možnost utrjevanja okvirnih stavb z JSP.

V sodelovanju s podjetjem Trimo, d.d., Trebnje smo načrtovali in izvedli okoli 30 strižnih preizkusov jeklenih pločevin (nosilnost na bočni pritisk) in 9 preizkusov sistemov fasadnih panelov (SFP) dimenzij 3,0/2,6 m. V svetu sta samo dve raziskovalni skupini izvedli podobne preizkuse. Naš namen je bil nadgraditi tuje izsledke z našimi ugotovitvami. Posebnost naših preizkusov je bila ta, da smo obravnavali večslojne panele debeline 12 cm, ki imajo jedro iz kamene volne, medtem ko so bili do sedaj preizkušeni fasadni paneli s poliuretanskim (PU) jedrom debeline 4 cm. Trend o učinkoviti rabi energije narekuje iz leta v leto večjo termo-izolativnost stavb, zaradi česar se fasadnih panelov debeline 4 cm za stanovanjske objekte ne uporablja več.

Opravljenе raziskave fasadnih panelov lahko razdelimo na dva sklopa. Pri prvem sklopu smo testirali obnašanje spojev dveh jeklenih pločevin, ki sta spojeni z enim vijakom. Tanjša pločevina predstavlja obodno pločevino večslojnega fasadnega panela, debelejša pa predstavlja podkonstrukcijo, na katero so privijačeni fasadni paneli. Testirali smo pločevine treh različnih kvalitet, ki jih uporablja Trimo za izdelavo fasadnih in strešnih večslojnih panelov. Uporabili smo dva različna tipa vijakov, ki jih omenjeno podjetje uporablja za montažo panelov. Čeprav je bil prvi sklop le dodatek k drugemu sklopu, kjer smo na testnem okviru testirali 9 sistemov fasadnih panelov, je bila ta faza izjemno pomembna, saj se je izkazalo, da sta poglobitveni mehanski karakteristiki sistema fasadnih panelov (ovoj konstrukcije), to sta strižna nosilnost in strižna togost, odvisni od bočne nosilnosti spojev panel – okvir in panel - panel. V drugem sklopu je bilo raziskanih več različnih načinov pritrjevanja panelov na jekleno podkonstrukcijo. Glavni cilj je bil preveriti delovanje sistema fasadnih panelov kot diafragme pri različnih načinih pritrjevanja. Določene so bile osnovne mehanske lastnosti, kot sta strižna nosilnost in togost preizkušancev. V praksi se za tipične objekte najpogosteje uporablja 2 do 4 vijake na meter spoja med panelom in jekleno podkonstrukcijo. Poleg minimalnega načina pritrditve (2 vijaka na meter) smo preizkušali še štiri nove možne načine pritrjevanja panelov. Tako smo preučevali vpliv povečevanja števila vijakov v spoju med panelom in jekleno podkonstrukcijo in vpliv šivanega spoja med posameznimi paneli, ki pa se je do sedaj v praksi le redko uporabljal. Opravljeni so bili preizkusi pri monotoni naraščajoči in pri ciklični obtežbi.

Na podlagi eksperimentalnih rezultatov SFP smo ugotovili, da pri prenosu horizontalnih obtežb sodeluje samo notranja pločevina večslojnega fasadnega panela. Na podlagi te ugotovitve smo lahko močno poenostavili modeliranje SFP. Tako smo SFP matematično modelirali kot posamezne notranje pločevine, katere smo povezali med seboj s spoji panel – panel. Na obremenilni okvir oziroma podkonstrukcijo pa smo jih povezali s spoji panel – okvir. Spoje smo modelirali z nelinearnimi vzmetmi, katerim smo predpisali ovojnico sila – pomik, ki smo jo dobili na podlagi strižnih preizkusov jeklene pločevine. Predlagali smo tri različne modele ovojnice spoja okvir panel oziroma panel – panel (model A, B in C). Prva dva modela temeljita na rezultatih preizkusov, medtem ko gre pri modelu C za teoretičen model, ki omogoča analizo spojev in sistemov fasadnih panelov brez opravljenih preiskav nosilnosti spojev dveh pločevin. Model C izhaja iz vrednosti nosilnosti, ki jo podaja EN 1993-1-3, pripadajoči pomiki pa so določeni po Bryan-u (1993). Tako smo na podlagi predlaganih modelov ovojnic sila – pomik za spoje okvir – panel oziroma panel – panel, izdelali zanesljiv matematični model sistema fasadnih panelov (SFP), s katerim lahko izračunamo nosilnost in začetno togost poljubnega SFP (dimenzije, število spojev).

Vpliv posameznega sistema fasadnih panelov (SFP) na obnašanje okvirnih konstrukcij smo matematično modelirali s parom nadomestnih diagonal, katerima smo predpisali ovojnico sila – pomik, ki smo jo dobili z idealizacijo odnosa sila – pomik, dobljenim z nelinearno statično (pushover) analizo SFP in s transformacijo idealiziranega odnosa. Tako smo dobili zanesljivo metodo upoštevanja večslojnih fasadnih panelov v okvirnih konstrukcijah.

Predlagani matematični model/metodo upoštevanja vpliva večslojnih fasadnih panelov smo preizkusili z analizo enoetažne jeklene hale. Jeklena hala je bila tipska hala proizvajalca Trimo Trebnje tlorisnih dimenzij 25,0/15,0 m in višine do kapne lege 5,0 m (raster 5,0 m). Enoetažne jeklene hale so konstrukcijski sistemi, ki potrebujejo zavetrovanje v vzdolžni smeri, medtem ko imajo prečni okviri v prečni smeri zadostno horizontalno nosilnost. Za enoetažne jeklene hale obnašanje pri potresni obtežbi skoraj nikoli ni kritično, ampak je merodajna kombinacija obtežbe vetra in izbočnih sil. To izhaja iz majhne teže le-teh. Zato je obravnavan primer industrijske hale služil bolj za prikaz velikosti vpliva fasadnih panelov na obnašanje konstrukcije pri horizontalni obtežbi in za proučevanje plastičnih mehanizmov pri različnih predpostavkah.

Analizirali smo več različic jeklene hale brez upoštevanja vpliva fasadnih panelov in z njim. Uporabljen je bil program SAP2000. Potresno kapaciteto smo ocenili glede na konzervativno predpostavljene ciljne pomike z metodo N2. Vpliv torzije na velikost pomikov zaradi simetričnosti konstrukcije nismo upoštevali. Podrobno je bil analiziran vpliv fasadnih panelov na obnašanje konstrukcije pri potresni obtežbi. Najpomembnejša ugotovitev parametrične študije tipske jeklene hale je prav gotovo, da sistemi fasadnih panelov (SFP) lahko pomembno vplivajo na nosilnost, togost in potresno kapaciteto konstrukcije. Problem je slabo obnašanje fasadnih panelov pri ciklični obtežbi, saj zaradi zarezne deformacije notranje pločevine fasadnih panelov, paneli povsem izgubijo nosilnost do pomika, ki je bil predhodno že dosežen. Zadostno nosilnost in togost sistemov fasadnih panelov pri ciklični obtežbi lahko zagotovimo le s šivanim spojem, s katerim fasadne panele enega polja povežemo v togo diafragma. Žal so šivani spoji izjemno dragi in se zaradi tega ne uporabljajo v

praksi. Če bi hoteli fasadne panele upoštevati pri projektiranju okvirnih konstrukcij kot del nosilne konstrukcije, bi morali najprej rešiti problem spojev panel – okvir, da bi se bolje obnašali pri ciklični obtežbi. To bi lahko storili le s tem, da bi na mestu spoja uporabili debelejšo pločevino (1,0 do 2,0 mm), oziroma bi na mestu spojev na notranjo pločevino fasadnega panela ($d = 0,55$ mm) prilepili dodatno jekleno pločevino, s katero bi močno ojačali spoj. Drug problem, ki bi ga morali nujno rešiti, pa se nanaša na problematiko šivanih spojev, ki imajo funkcijo povezati sosednje fasadne panele med seboj. Šivani spoj bi morali rešiti na nivoju proizvodnje panelov, saj so naknadni »ad hoc« poizkusi povezave sosednjih panelov izjemno dragi in pridejo v poštev samo v znanstvene namene. Za prakso pa bi morali pri sami izdelavi fasadnega panela izdelati tudi sistem šivanih spojev. Na ta način bi lahko fasadne panele upoštevati kot zavetrovalne elemente, ki konstrukciji omogočijo prenos horizontalnih obtežb. Z modificiranimi fasadnimi paneli bi lahko zagotovili prenos horizontalnih obtežb tudi pri večetažnih jeklenih konstrukcijah (do 5 etaž). Fasadni paneli bi bili primerni predvsem za prenos obtežbe vetra, kjer odpadejo problemi pri cikličnih obremenitvah. Na koncu je potrebno povedati, da bi fasadni paneli v principu lahko nadomestili klasična zavetrovanja (jeklene diagonale, strižne stene,...), vendar je veliko vprašanje, če je to ekonomsko upravičeno.

V drugem delu disertacije smo v poglavju 4 predstavili dva matematična modela modeliranja jeklenih strižnih panelov (JSP). Prvi je model z nadomestno natezno diagonalo, drugi pa trakast model (ang. *string model*), pri katerem JSP modeliramo z desetimi nateznimi diagonalami, ki predstavljajo trakove pločevine JSP, ki so obremenjeni v nategu. Namen poglavja 4 ni bil razviti nov matematični model, temveč pregledati stanje na področju jeklenih strižnih panelov (JSP) brez ojačitev, saj je bil razvoj na tem področju od sredine 80-tih let prejšnjega stoletja res silovit, zlasti v Severni Ameriki. Tako je bil poglavitni namen disertacije pri JSP izsledke raziskav na tem področju uporabiti za raziskavo možnosti utrjevanja starejših armiranobetonskih okvirnih konstrukcij, ki nimajo zadostne potresne odpornosti. Omenjene AB okvirne konstrukcije so značilne za vso Evropo, predvsem pa je ta problem zanimiv za njene JV države, ki ležijo na srednje do zelo potresno-ogroženih območjih.

V poglavju 5 smo prav zato obravnavali starejšo trietažno nesimetrično armiranobetonsko okvirno konstrukcijo SPEAR, ki je bila projektirana samo na vertikalno obtežbo in je tipična predstavnica gradbene prakse v JV evropskih državah. Poleg osnovne konstrukcije smo obravnavali še štiri različice, ki smo jih delno oziroma v celoti sprojektirali po Evrokodu 8. Predstavljena je bila primerjava potresnega obnašanja petih različic obravnavane konstrukcije. Primerjali smo plastične mehanizme konstrukcije in potresne kapacitete posameznih obravnavanih različic, ki smo jih določili po N2 metodi, ki je bila razvita na IKPIR-u in je sestavni del Evrokoda 8. Primerjali smo tudi deformacije posameznih različic. Glavni namen poglavja 5 je bil prikazati zahteve novega standarda v primerjavi s starejšo gradbeno prakso in njihov vpliv na potresno odpornost armiranobetonskih (AB) konstrukcij. Prav tako pa smo v poglavju 5 zelo natančno predstavili vse slabosti in pomanjkljivosti osnovne različice konstrukcije SPEAR (Test), ki ima dokaj nizko potresno odpornost. To bi posledično vodilo do nastanka resnih poškodb nosilne konstrukcije že pri srednje močnih potresih, ki jih lahko pričakujemo na območju Slovenije.

Vse opravljene primerjave vodijo do jasnega zaključka, da so ustrezno zasnovane konstrukcije, projektirane po novem standardu EC8, veliko varnejše od konstrukcij starejše gradbene prakse. Zaradi večjih potresnih sil imajo večjo nosilnost, zaradi boljših detajlov in zaradi zagotovitve ustreznega plastičnega mehanizma pa veliko večjo lokalno in globalno duktilnost. Zaradi večjih dimenzij stebrov imajo večjo togost. Njihove deformacije so manjše, kar pomeni manjšo škodo tudi pri manjših, bolj pogostih potresih. Rezultati analiz kažejo, da sta različici, v celoti projektirani po Evrokodu 8, sposobni prenesti potrese s pospeški tal do okrog 2/3 g.

Na koncu smo v zadnjem poglavju (poglavje 6) raziskali možnost utrjevanja okvirnih konstrukcij z jeklenimi strižnimi paneli (JSP), ki smo jih obravnavali v poglavju 4. Za testno konstrukcijo smo si izbrali osnovno različico konstrukcije SPEAR (Test), ki smo jo obravnavali v poglavju 5. Najprej smo predlagali postopek preliminarne dimenzioniranja JSP, ki temelji na N2 metodi. Pri predlaganem postopku z N2 metodo izračunamo za koliko moramo konstrukciji povečati togost, da bo imela zahtevano potresno kapaciteto ($a_{g,req}$). Ob predpostavki, da smo širino (L) in višino (h) določili glede na geometrijo okvirne konstrukcije vnaprej, s predlaganim postopkom določimo debelino pločevine (t) JSP. S predlaganim postopkom smo analizirali tri različice konstrukcije SPEAR (Test). Z analizo smo raziskali kakšni so plastični mehanizmi konstrukcije in kakšen vpliv ima na obnašanje utrjene konstrukcija močnejši JSP (debelejša pločevina ali tog okvir). Pomembna ugotovitev analiz je ta, da v vseh treh primerih pride do enakega plastičnega mehanizma, ki je bolj ugoden kot pri prvotni konstrukcije (Test), saj se pri potresno utrjenih konstrukcijah grede plastificirajo pred stebri. Pomembno je tudi, da pri utrjenih konstrukcijah ni bilo ugotovljenega nobenega negativnega vpliva JSP na nosilno elemente prvotne konstrukcije.

Na koncu lahko zaključimo, da smo s predlaganim postopkom preliminarne dimenzioniranja JSP in analize okvirnih konstrukcij (nelinearna statična analiza, N2 metoda) z upoštevanjem JSP, smo pripravili učinkovito orodje, s katerim izračunamo potresno kapaciteto z JSP potresno utrjene konstrukcije. Trije obravnavani primeri so pokazali, da je potresno utrjevanje okvirnih konstrukcij z JSP izredno učinkovito. Kaže, da je utrjevanje z JSP je za te objekte vsekakor realna opcija, vendar bi bilo potrebno pred tem opraviti še obsežno raziskovalno delo, s katerim bi podrobno preučili vse dobre in tudi slabe strani utrjevanja okvirnih konstrukcij z JSP.

VIRI

- ABAQUS. 2004. ABAQUS Finite Element Analysis, Version 6.5-1. Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc.
- AISC. 2005a. Seismic Provisions for the Structural Steel Buildings. ANSI/AISC 341-05, Chicago. American Institute of Steel Construction, Inc.
- AISC. 2005b. Specifications for Structural Steel Buildings. ANSI/AISC 360-05, Chicago. American Institute of Steel Construction, Inc.
- Alinia, M.M. 2005. A study into optimization of stiffeners in plates subjected to shear load. *International Journal of Thin Walled Structures*, 43, 5: 845-860.
- Alinia, M.M., Dastfan, M. 2007. Cyclic behaviour, deformability and rigidity of stiffened steel shear panels. *Journal of Constructional Steel research*, 63, 4: 554-563.
- Applied Technology Council (ATC). 1996. ATC - 40: Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings (Vol. 1). Report No. SSC 96-01.
- Astaneh-Asl, A., 2001. Seismic Behavior and Design of steel Shear Walls, Rep. 1st Edn., Prepared for Structural Educational Council. University of California at Berkeley, Berkeley, California.
- Baehre, R., Ladwein, T. 1994. Diaphragm action of sandwich panel. *Journal of Constructional Steel Research*, 31, 2-3: 305-316.
- Basler, K. 1961. Strength of plate girders in shear. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 87, 7:150-180.
- Benson Shing, P., Mehrabi, A.B. 2002. Behaviour and analysis of masonry-infilled frames. *Prog. Struct. Engng. Mater.*, 4: 320-331.
- Berman, J., Bruneau, M. 2003. Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 129, 11: 1448-1456.
- Berman, J., Bruneau, M. 2005. Experimental Investigation of Light-Gauge Steel Plate Shear Walls. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 131, 2: 259-267.
- Bruneau, M., Bhagwager, T. 2002. Seismic Retrofit of Flexible Steel Frames Using Thin Infill Panels. *Engineering Structures*, 24, 4: 443-453.
- Bryan, E.R. 1993. The design of bolted joints in cold-formed steel sections. *Thin-Walled Structures*, 16, 1-4: 239-262.
- Caccese, V., Elgaaly, M., Chen, R. 1993. Experimental Study of Thin Steel-Plate Shear Walls Under Cyclic Load. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 119, 2: 573-587.
- CREA 1997. Consortium CREA, Mazzolani, F.M., Landolfo, R., De Matteis, G. Analysis of the contributing effect of building panels on steel structure resistance to seismic and aeolian phenomena. Technical Final Report, European Community Commission, Executive Committee F6 Steel Structures, Agreement No. 7210-SA/421.
- Dawe, J.L., Liu, Y., Seah, C.K. 2001. A computer model for predicting infilled frame behaviour. *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 28: 133-148.

- Dawe, J.L., Liu, Y., Seah, C.K. (2001). A parametric study of a masonry infilled steel frames. *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 28, 149-157.
- De Mateis, G., Landolfo, R. 1999a. Structural behaviour of sandwich panel shear walls: An experimental analysis. *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, 32, 5: 331-341.
- De Mateis, G., Landolfo, R. 1999b. Mechanical fasteners for cladding sandwich panels: Interpretative models for shear behaviour. *Thin-Walled Structures*, 35, 1: 61-79.
- De Mateis, G., Landolfo, R. 2000a. Modeling of lightweight sandwich shear diaphragms for dynamic analyses. *Journal of Constructional Steel Research*, 53, 1: 33-61.
- De Mateis, G., Landolfo, R. 2000b. Diaphragm action of sandwich panels in pin-jointed steel structures: A seismic study. *Journal of Earthquake Engineering*, 4, 3: 251-275.
- De Mateis, G., Landolfo, R., Mazzolani, F.M. 2003. Seismic response of MR steel frames with low-yield steel shear panels. *Engineering Structures*, 25, 2: 155-168.
- De Mateis, G. 2005. Effect of lightweight cladding panels on the seismic performance of moment resisting steel frames. *Engineering Structures*, 27, 11: 1662-1676.
- De Mateis, G., Mazzolani, F.M., Panico, S. 2007. Pure aluminium shear panels as dissipative devices in moment-resisting steel frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36, 7: 841-859.
- De Mateis, G., Mazzolani, F.M., Panico, S. 2008a. Experimental tests on pure aluminium shear panels with welded stiffeners. *Engineering Structures*, 30, 6: 1734-1744.
- De Mateis, G., Formisano, A., Panico, S., Mazzolani, F.M. 2008b. Numerical and experimental analysis of pure aluminium shear panels with welded stiffeners. *Computers and Structures*, 86, 6: 545-555.
- De Mateis, G., Formisano, A., Mazzolani, F.M. 2009. An innovative methodology for seismic retrofitting of existing RC buildings by metal shear panels. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38, 1: 61-78.
- Dolšek, M., Fajfar, P. 2004. Inelastic spectra for infilled reinforced concrete frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 33, 15: 1395-1416.
- Dolšek, M., Fajfar, P. 2005. Simplified non-linear seismic analysis of infilled reinforced concrete frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34, 1: 49-66.
- Dolšek, M., Fajfar, P. 2008a. The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame – a deterministic assessment. *Engineering Structures*, 30, 7: 1991-2001.
- Dolšek, M., Fajfar, P. 2008b. The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame – a probabilistic approach. *Engineering Structures*, 30, 11: 3186-3192.
- Driver, R. G., Kulak, G. L., Laurie Kennedy D.J., Elwi A. E. 1997. Seismic Behaviour of Steel Plate Shear Walls. University of Alberta, Department of Civil and Environmental Engineering. Structural Engineering Report No. 215.
- Driver, R. G., Kulak, G. L., Elwi A. E., Laurie Kennedy D.J., 1998a. Cyclic Tests of Four-Story Steel Plate Shear Wall. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 124, 2: 112-120.

- Driver, R. G., Kulak, G. L., Elwi A. E. Laurie Kennedy D.J., 1998b. FE and Simplified Models of Steel Plate Shear Wall. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 124, 2: 121-130.
- ECCS, 1986. Recommended Testing Procedure for Assessing the Behaviour of Structural Steel Elements under Cyclic Loads. Publication No. 45, European Convention for Constructional Steelwork, Brussels.
- ECCS, 1995. European Recommendations for the Application on Metal Sheeting acting as a Diaphragm. Publication No. 88, European Convention for Constructional Steelwork, Brussels.
- ECCS, 2009. Preliminary European Recommendations for the Testing and Design of Fastenings for Sandwich Panels. Publication No. 127, European Convention for Constructional Steelwork, Brussels.
- Elgaaly, M., Caccese, V., Du, C. 1993. Post-Buckling Behaviour of Steel-Plate Shear Walls Under Cyclic Loads. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 119, 2: 588-605.
- Elgaaly, M. 1998. Thin Steel Plate Shear Walls Behavior and Analysis. *Thin Walled Structures*, Elsevier, 32, 1-3: 151-180.
- Fajfar, P. 2000. A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design. *Earthquake Spectra*, 16, 3: 573-592.
- Fajfar, P. 2002a. Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi. *Gradbeni vestnik*, let. 51, 302-315, november 2002.
- Fajfar, P. 2002b. Structural Analysis in Earthquake Engineering, A Breakthrough of Simplified Non-Linear Methods. Proc. 12th European Conference on Earthquake Engineering, London.
- Fajfar, P., Marušić, D., Peruš, I. 2005. Torsional Effects in the Pushover-Based Seismic Analysis of Buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 9, 6: 831-854.
- Fajfar P, Dolšek M, Marušić D, Stratan A. 2006. Pre- and post-test mathematical modelling of a plan-asymmetric reinforced concrete frame building, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35, 11: 1359–1379.
- FEMA 356. 2000. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA 450. 2003a. NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures. Part 1: Provisions. The Building Seismic Safety Council of the National Institute of Building Sciences, Washington, D.C., 2003 Edition.
- FEMA 450. 2003b. NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures. Part 2: Commentary. The Building Seismic Safety Council of the National Institute of Building Sciences, Washington, D.C., 2003 Edition.
- Fülöp, L.A., Dubina, D. 2004a. Performance of wall-stud cold-formed shear panels under monotonic and cyclic loading; Part I: Experimental research. *Thin-Walled Structures*, 42, 2: 321-338.
- Fülöp, L.A., Dubina, D. 2004b. Performance of wall-stud cold-formed shear panels under monotonic and cyclic loading; Part II: Numerical modeling and performance analysis. *Thin-Walled Structures*, 42, 2: 339-349.
- Fiorino, L., Della Corte, G, Landolfo, R. 2007. Experimental tests on typical screw connections for cold-formed steel housing. *Engineering Structures*, 29, 8: 1761-1773.

- Formisano, A., De Matteis, G., Mazzolani, F.M. 2008. Numerical and experimental behaviour of full-scale RC structure upgraded with steel and aluminium shear panels. *Computers and Structures*, in press.
- Kharrazi, M.H.K., Prion H.G.L., Ventura C.E. 2008. Implementation of M-PFI method in design of steel plate walls. *Journal of Constructional Steel Research*, 64, 4: 465-479.
- Lashari, M. 2009. Finite Element Analysis of Thin Steel Plate Shear Walls. *World Academy of Sciences, Engineering and Technology*, 58, 436-440.
- Li, C.-H., Tsai, K.-C., Lin C.-H., Chen, P.-C. 2010. Cyclic tests of four two-story narrow steel plate shear walls. Part 2: Experimental results and design implications. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39, 7: 801-826.
- Lubell, A.S., Prion, H.G.L., Ventura, C.E., Rezai, M. 2000. Unstiffened Steel Plate Shear Wall Performance Under Cyclic Loading. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 126, 4: 453-460.
- Mazzolani, F.M. 2008. Innovative metal systems for seismic upgrading of RC structures. *Journal of Constructional Steel Research*, 64, 7-8: 882-895.
- Mistakidis, E.S., De Mateis, G., Formisano, A. 2007. Low yield metal shear panels as an alternative for the seismic upgrading of concrete structures. *Advantages in Engineering Software*, 38, 8-9: 626-636.
- Nakashima, M., Iwai, S., Iwata, M., Takeuchi, T., Konomi, S., Akazawa, T., Saburi, K., 1994. Energy dissipation behaviour of shear panels made of low yield steel. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 23: 1299-1313.
- Nakashima, M. 1995. Strain-hardening behaviour of shear panel made of low yield steel. Part I: Test. *Journal of Structural Engineering*, 121, 12: 1742-1749.
- Nakashima, M., Matsumiya, T., Suita, K., Liu, D. 2006. Test on full-scale three-storey steel moment frame and assessment of ability of numerical simulation to trace cyclic inelastic behaviour. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35, 1: 3-19.
- Negro, P., Mola, E., Molina, J., Magonette, G. E. 2004. Full Scale PSD Testing of a Torsionally Unbalanced Three-Storey Non-Seismic RC Frame. *Proc. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver*.
- Okazaki, T., Nakashima, M., Suita, K., Matsumiya, T. 2007. Interaction between cladding and structural frame observed in a full-scale steel building test, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36, 1: 35-53.
- Pinelli, J.P., Craig, J.I., Goodno, B.J. 1995. Energy-based seismic design of ductile cladding systems. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 121, 3: 567-578.
- Qu, B., Driver, R.G., Grondin, G.Y. 2009. Design of Steel Plate Shear Considering boundary Frame Moment Resisting Action. *Journal of Structural Engineering*, 135, 12: 1511-1521.
- Rahai, A., Hatami, F. 2009. Evaluation of composite shear wall behavior under cyclic loadings. *Journal of Constructional Steel Research*, 65, 7: 1528-1537.
- Rezai, M. 1999. Seismic Behaviour of Steel Plate Shear Walls by Shake Table Testing. PhD Dissertation, Vancouver, Canada, University of British Columbia Department of Civil Engineering.

- Rozman, M., Skuber, P., Gorenc, B., Remec, Č., Beg, D. 2008a. Testi strižne nosilnosti fasadnih panelov TRIMO. *Gradbeni vestnik*, 57, junij 2008: 163-172.
- Rozman, M., Fajfar, P. 2008b. Primerjava potresnega obnašanja armiranobetonske stavbe starejše in sodobne gradbene prakse. *Gradbeni vestnik*, 57, maj 2008: 129-140.
- Rozman, M., Fajfar, P. 2009. Seismic response of a RC frame building designed according to old and modern practices. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 7, 3: 779-799.
- Sabelli, R., Bruneau, M. 2006. *Steel Plate Shear Walls (AISC Design Guide No. 20)*. Chicago, Illinois, American Institute of Steel Construction.
- Sabouri-Ghomi, S., Roberts, T.M. 1992. Nonlinear Dynamic Analysis of Steel Plate Shear Walls Including Shear and Bending Deformations. *Engineering Structures*, 14, 5: 309-317.
- Sabouri-Ghomi, S., Ventura C.E., Kharrazi, M.H.K. 2005. Shear Analysis and Design of Ductile Steel Plate Walls, 131, 6: 878-889.
- Seilie, I. F., Hooper, J. D. 2005. *Steel Plate Shear Walls: Practical Design and Construction*. Modern Steel Construction, April 2005: 29-33.
- Shishkin, J. J., Driver, R. G., Grondin, G. Y. 2009. Analysis of steel Plate Shear Walls Using the Modified Strip Model. *Journal of Structural Engineering*, 135, 11: 1357-1365.
- SIMULIA. 2007. *Abaqus Online Documentation: Version 6.7*. Dassault Systèmes.
- SIST. 2004. *Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij*. SIST EN 1990. Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST. 2005a. EN 1992-1-1:2005 – Evrokod 2 : Projektiranje betonskih konstrukcij – Del 1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe. Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST. 2005b. EN 1993-1-1:2005 – Evrokod 3 : Projektiranje jeklenih konstrukcij – Del 1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe. Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST. 2005c. EN 1993-1-8:2005 – Evrokod 3 : Projektiranje jeklenih konstrukcij – Del 1-8: Projektiranje spojev. Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST. 2005d. EN 1998-1:2005 – Evrokod 8 : Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – Del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST. 2005e. EN 1998-3:2005 – Evrokod 8 : Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – Del 3: Ocena in prenova stavb. Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST. 2005f. Nacionalni dodatek k SIST EN 1998-1. Marec 2005. Slovenski inštitut za standardizacijo. Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST. 2005g Nacionalni dodatek k SIST EN 1992-1-1. September 2005. Slovenski inštitut za standardizacijo. Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST. 2007. EN 1993-1-3:2007 – Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij – Del 1-3: Dodatna pravila za hladno oblikovane profile in pločevino. Slovenski inštitut za standardizacijo.
- Thorburn, L. J., Kulak, G. L., Montgomery, C. J. 1983. *Analysis of steel plate shear walls*. Structural Engineering Report No. 107, Alberta, Canada, Univ. of Alberta, Edmonton, Dept. of Civil Engineering.

- Timler, P. A., Kulak, G. L. 1983. Experimental study of steel plate shear walls. Structural Engineering Report No. 114, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.
- Timler, P. A. 1998. Design procedures development analytical verification, and cost evaluation of steel plate shear wall structures. Earthquake Engineering Research Facility Technical Rep. No. 98-01, Dept. of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, British Columbia, Canada.
- Timler, P.A., Ventura, C.E., Prion, H., Anjam, R. 1998. Experimental and Analytical Studies of Steel Plate Shear Walls as Applied to the Design of Tall Buildings. *The Structural Design of Tall Buildings*, 7, 3: 233-249.
- Trimo (2006). Projekt za pridobitev gradbenega dovoljenja (PGD) TTH M375, projekt 1346. Trebnje, Trimo d.d.
- Tsai, K.-C., Li, C.-H., Lin C.-H., Tsai, C.-Y., Yu, Y.-J. 2010. Cyclic tests of four two-story narrow steel plate shear walls. Part 1: Analytical studies and specimen design *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39, 7: 775-799.
- Veladi, H, Armaghani, A., Davaran, A. 2007. Experimental Investigation on Cyclic Behaviour of Steel Shear Walls. *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, 8, 1: 63-75.
- Vian, D. Bruneau, M. 2004. Testing of Special LYS Steel Plate Shear Walls. *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, British Columbia, Canada, Paper No. 978.
- Xue, M., Lu, L.W. 1994. Interaction of Infilled Steel Shear Wall Panels with Surrounding Frame Members. *Proceedings of The Structural Stability Research Council Annual Technical Session*, Betlehem, PA, pp. 339-354.
- Zhao, Q., Astaneh-Asl 2007. Seismic Behaviour of Composite Shear Wall Systems and Application of Smart Structures Technology. *Steel Structures*, 7, 1: 69-75.

Priloga A Eksperimentalni rezultati preizkusov spojev dveh pločevin

A.1 Natezni preizkusi

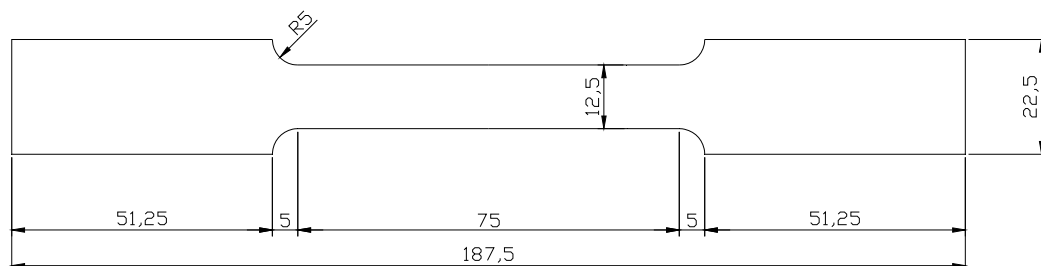
Podjetje Trimo Trebnje, d.d. pri proizvodnji fasadnih panelov uporablja jekleno pločevino kvalitete S250GD*, S280GD in S320GD. Za pridobitev podatkov o meji tečenja (f_y) in natezni trdnosti jekla (f_u) smo izvedli štiri teste na preizkušancih izdelanih iz pločevine izrezane iz fasadnega panela FTV 120. Poleg teh štirih testov pa smo opravili še 8 t. i. »ad hoc« testov na jeklenih trakovih dimenzij $l/d/t = 250/30/0,55$ mm. Poglavitni namen teh testov je bil preizkusiti preizkuševalno opremo in dobiti približne materialne karakteristike jeklenih trakov, ki so se pozneje uporabili za preizkus nosilnosti na bočni pritisk.

A.1.1 Natezni preizkusi po SIST EN 10002-1:2002

Preizkušena pločevina je bila debeline 0,6 mm (debelina jekla 0,55 mm, ostalo plast cinka in barve). Kvaliteta jekla pločevine je bila S250GD, katerega nazivne karakteristike so:

- $R_{p0,2} = f_y = 250 \text{ MPa}$,
- $R_m = f_{su} = 330 \text{ MPa}$,
- $A_{80} = 19\%$.

Dejanske mehanske karakteristike pločevine panelov smo določili z nateznimi preizkusi, ki smo jih opravili v mesecu oktobru 2007. Za pridobitev podatkov o meji tečenja (f_y) in natezni trdnosti jekla (f_u) smo izvedli štiri teste na preizkušancih izdelanih iz pločevine izrezane iz fasadnega panela FTV 120, ki je bil uporabljen za teste strižnih panelov. Dva preizkušanca smo izrezali iz pločevine prečno (T-1 in T-2), dva pa vzdolžno (L-1 in L-2). Preizkušanci (jeklene epruvete, (slika A.1)) so bili izdelani upoštevajoč standard SIST EN 10002:2002 (Dodatek B).



Slika A.1: Skica preizkušanca za natezni test
Figure A.1: Specimen for the tensile test

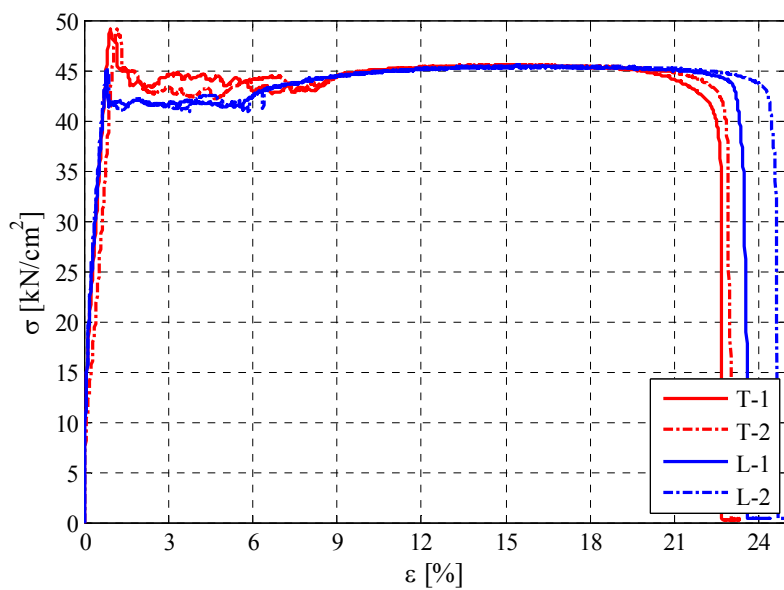
* Po podatkih Trima Trebnje d.d. je kvaliteta pločevine fasadnih panelov FTV 120 uporabljenih pri testiranjih S250GD.



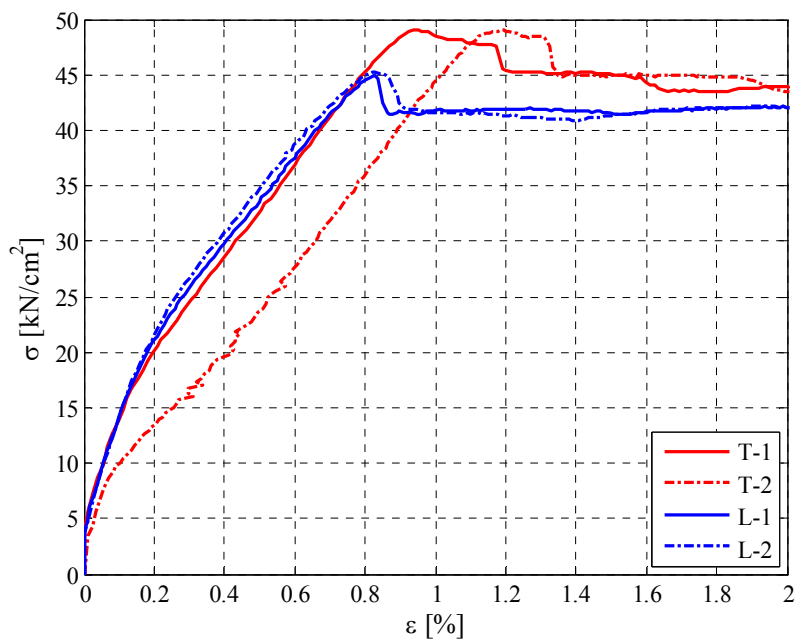
Slika A.2: Natezni preizkušane (epruveta) vpet v preizkuševalno napravo
Figure A.2: Specimen ready for tensile test

Rezultati nateznih preizkusov pločevine so prikazani na slikah A.3 in A.4 ter preglednici A.1. Dejanske materialne karakteristike so občutno višje od nominalnih. Mejo tečenja (f_y) smo nekoliko reducirali zaradi prevelike začetne hitrosti obremenjevanja* (0,001 /s; po standardu: 0,00025 – 0,0025 /s). Jeklena pločevina preizkušanih fasadnih panelov ima približno 80 % večjo mejo tečenja (f_y) kot je nominalna, kar se je posledično odrazilo pri večji strižni odpornosti fasadnih panelov. Pri testiranju epruvet je prišlo do zdrsa med čeljustjo in epruveto, tako da so deformacije nekoliko prevelike.

* V začetnem delu obremenjevanja (do 0,01) bi morali zmanjšati hitrost na 0,0005 /s).



Slika A.3: Diagram nateznih preizkusov epruвет
Figure A.3: The force – deformation curves



Slika A.4: Rezultati nateznih preizkusov epruвет
Figure A.4: The force – deformation curves

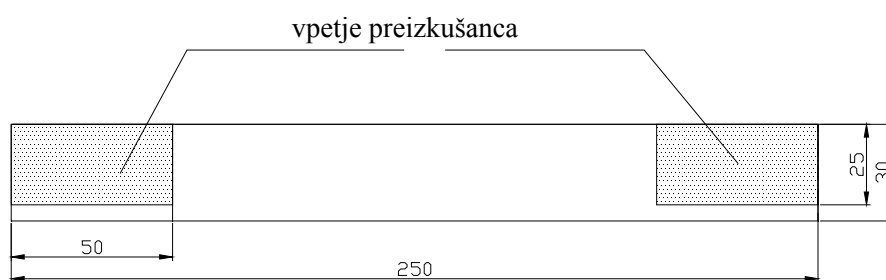
Preglednica A.1: Materialne karakteristike jeklene pločevine fasadnih panelov

Table A.1: Material characteristic of the sandwich panel steel sheeting

| Preizkušavec | f_y [kN/cm ²] | f_u [kN/cm ²] | ϵ_u [%] |
|--------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------------|
| T-1 | 43,1 | 45,5 | 22,6 |
| T-2 | 42,7 | 45,5 | 22,8 |
| L-1 | 41,8 | 45,4 | 23,3 |
| L-2 | 42,0 | 45,3 | 24,4 |

A.1.2 »Ad hoc« natezni preizkusi

Preizkušeni jekleni trakovi so bili dimenzij $l/d/t = 250/30/0,55$ mm. Kvalitete jekla pločevin so bile S250GD, S280GD in S320GD. Zaradi širine čeljusti, ki je znašala 25 mm, je bil preizkušavec vpet ekscentrično. Kljub temu je bilo vseh 8 preizkušancev uspešno testiranih in ni pri nobenem prišlo do porušitve ob vpetju (ob čeljusti preizkuševalne naprave).



Slika A.5: Skica preizkušanca za natezni test

Figure A.5: Steel sheeting specimen



Slika A.6: Natezni preizkušavec (jek. trak) vpet v preizkuševalno napravo
(zožitev preizkušanca pri $\varepsilon \approx 30\%$)

Figure A.6: Steel sheeting specimen ($\varepsilon \approx 30\%$)

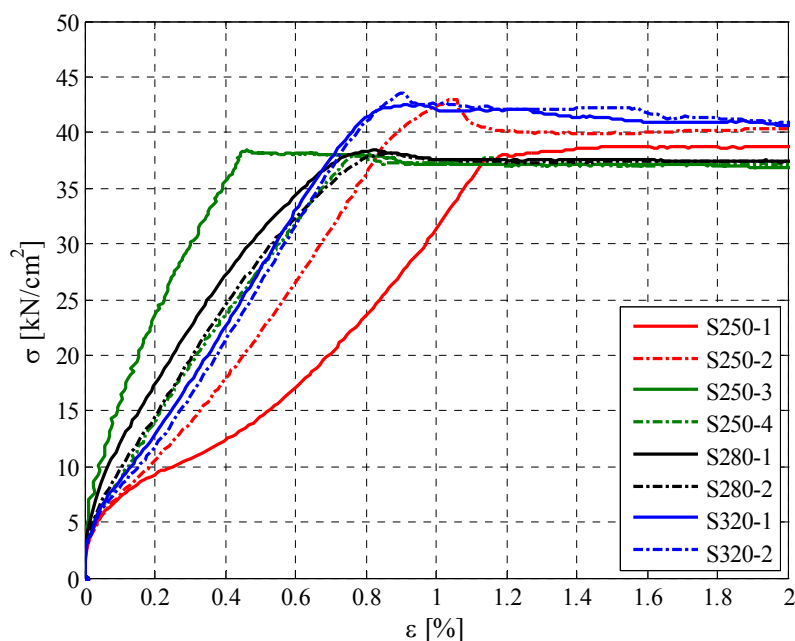
Rezultati nateznih preizkusov jeklenih trakov so prikazani na slikah A.7 in A.8 ter preglednici A.2. Dejanske materialne karakteristike so občutno višje od nominalnih. Mejo tečenja (f_y) smo nekoliko reducirali zaradi prevelike začetne hitrosti obremenjevanja* (0,001 /s; po standardu: 0,00025 – 0,0025 /s). Pri testiranju jeklenih trakov je prišlo zaradi njihove barve do zdrsa med čeljustjo in jeklenim trakom, tako da so deformacije nekoliko prevelike. Pri preizkušancu S250-3 in S250-4, ki smo ju izvedli naknadno, smo hitrost do deformacije 0,04 zmanjšali na 0,0004 /s, nad to deformacijo pa smo preizkušavec obremenjevali s standardno hitrostjo 0,001 /s. Prav tako smo pri obeh preizkušancih na mestu vpetja odstranili barvo, kar je pripomoglo k temu, da smo močno omejili nezaželen zdrs.

* V začetnem delu obremenjevanja (do 0,01) bi morali zmanjšati hitrost na 0,0005 /s).

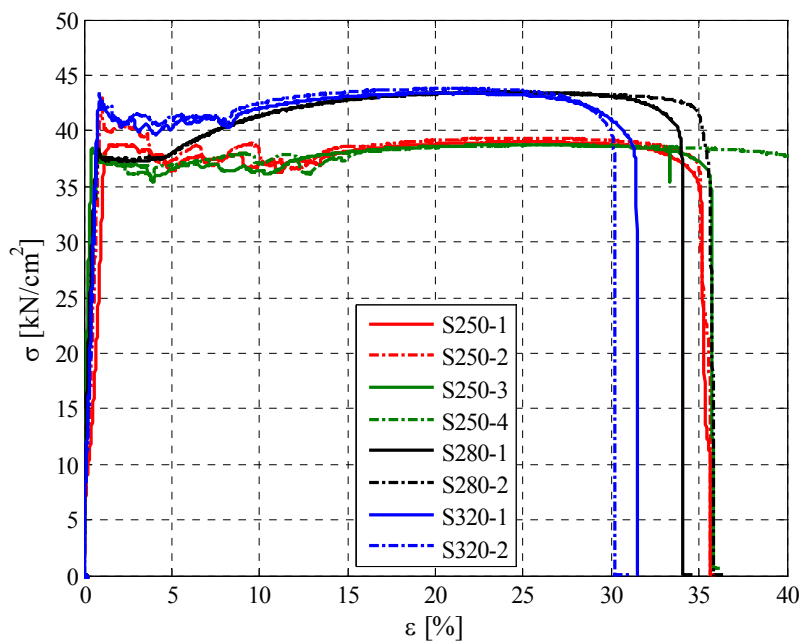
Preglednica A.2: Materialne karakteristike jeklenih trakov
Table A.2: Material characteristics of the steel sheeting specimens

| Preizkušaneec | f_y [kN/cm ²] | f_u [kN/cm ²] | ϵ_u [%] |
|---------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------------|
| S250-1 | 38,0 | 39,0 | 35,0 |
| S250-2 | 38,4 | 39,4 | 35,0 |
| S250-3 | 37,9 | 39,5 | 35,7 |
| S250-4 | 37,9 | 39,6 | 42,9 |
| S280-1 | 37,5 | 43,5 | 33,9 |
| S280-2 | 37,4 | 43,5 | 35,1 |
| S320-1 | 41,6 | 43,7 | 31,3 |
| S320-2 | 41,4 | 43,8 | 30,1 |

Poglavitna ugotovitev testov je ta da, čeprav smo testirali jeklene trakove treh različnih nazivnih kvalitet (S250GD, S280GD in S320GD), so njihove materialne karakteristike skoraj enake. Meja tečenja (f_y) pri jeklenih trakovih iz jeklene pločevine S250GD je okoli 38,0 kN/cm², pri jeklu S280GD je meja tečenja celo nekoliko nižja (1-2 %), pri jeklu S320GD pa je meja tečenja za približno 10 % višja (Preglednica A.2). Porušne deformacije (ϵ_u) pa so ravno obratno sorazmerne nazivni kvaliteti jeklene pločevine (jeklo S320GD je najmanj duktilno).



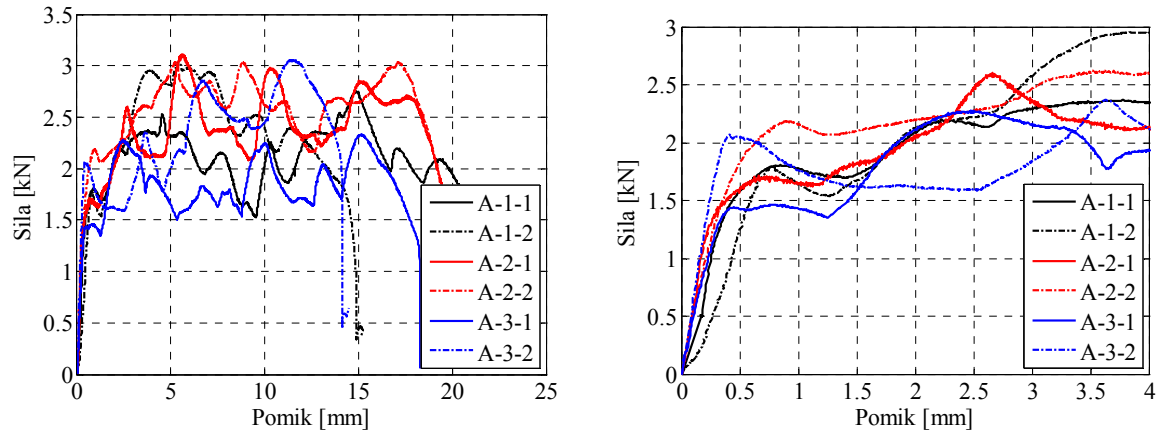
Slika A.7: Rezultati nateznih preizkusov jeklenih trakov
Figure A.7: The force – deformation diagram of the specimens



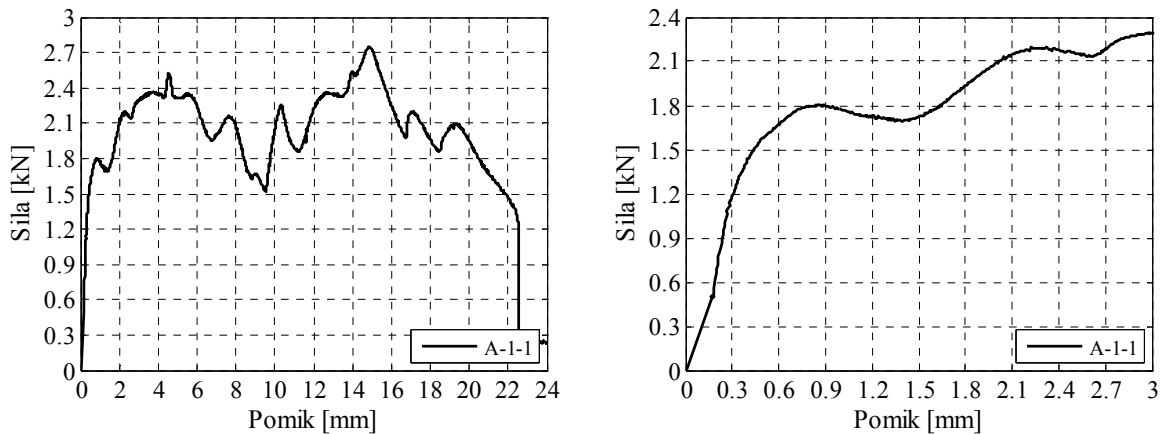
Slika A.8: Rezultati nateznih preizkusov jeklenih trakov
Figure A.8: The force – deformation diagram of the specimens

A.1.3 Serija A (vijak TDB-A)

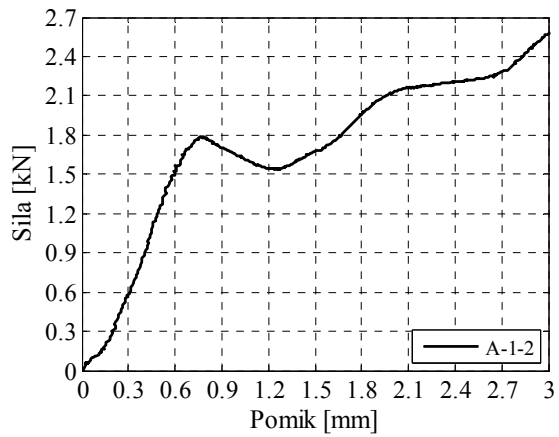
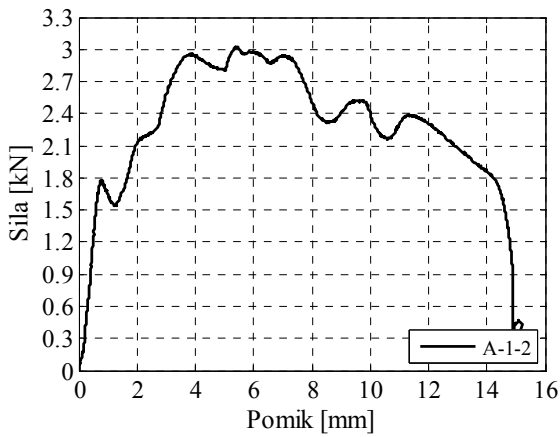
Opis preizkusov spojev dveh pločevin je opisan v poglavju 2.2 (seriji TDA-S in TDB-S).



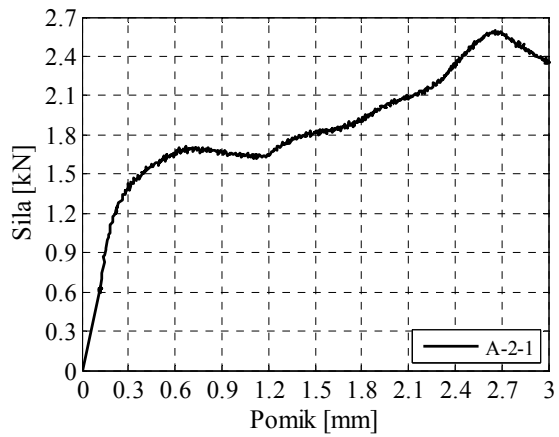
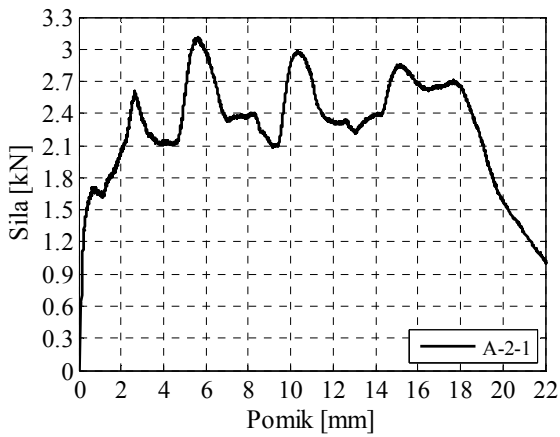
Slika A.9: Primerjava rezultatov testov na bočni pritisk za vijak TDA-S
Figure A.9: Comparison of the results (TDA-S)



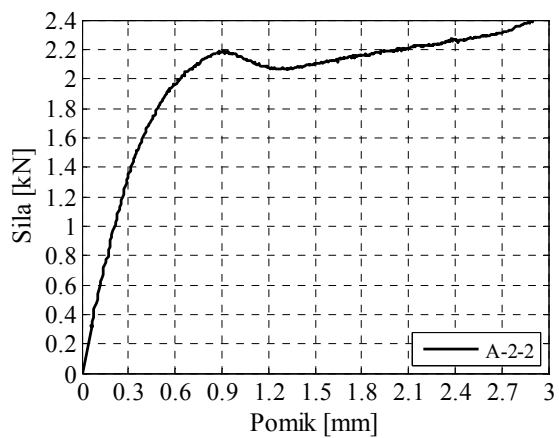
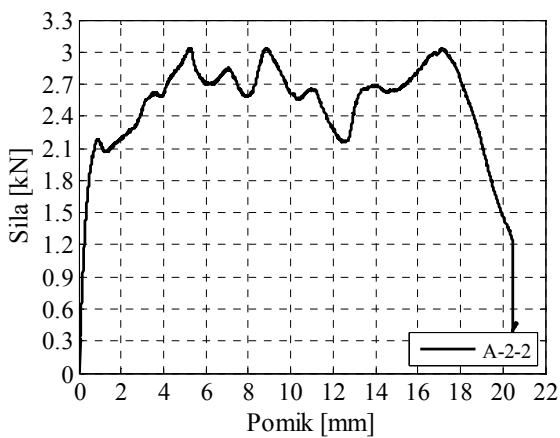
Slika A.10: Diagrama sila – pomik za preizkušane A-1-1
Figure A.10: The force – displacement diagrams of the specimen A-1-1



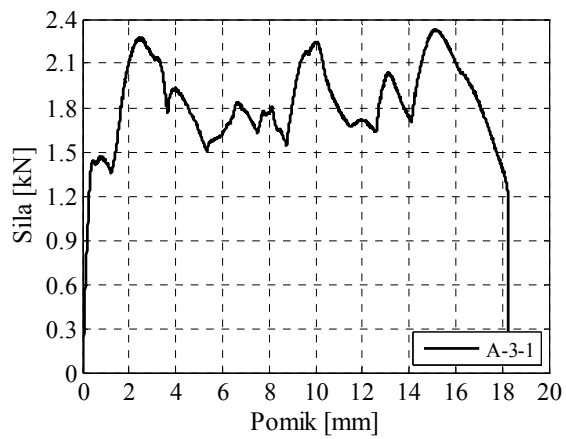
Slika A.11: Diagrama sila – pomik za preizkušane A-1-2
Figure A.11: The force – displacement diagrams of the specimen A-1-2



Slika A.12: Diagrama sila – pomik za preizkušane A-2-1
Figure A.12: The force – displacement diagrams of the specimen A-2-1

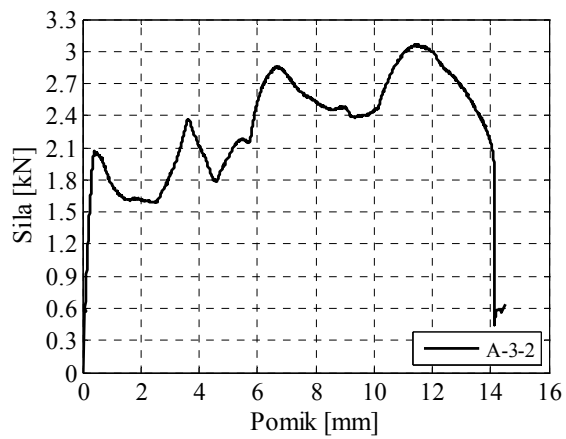
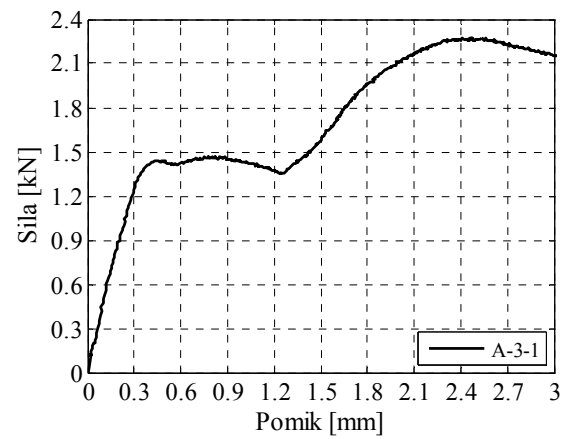


Slika A.13: Diagrama sila – pomik za preizkušane A-2-2
Figure A.13: The force – displacement diagrams of the specimen A-2-2



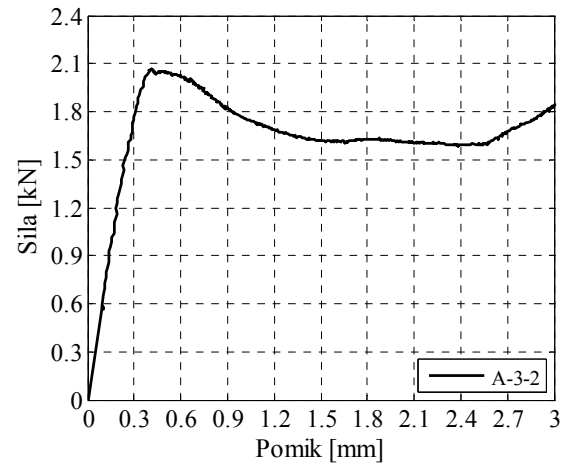
Slika A.14: Diagrama sila – pomik za preizkušane A-3-1

Figure A.14: The force – displacement diagrams of the specimen A-3-1

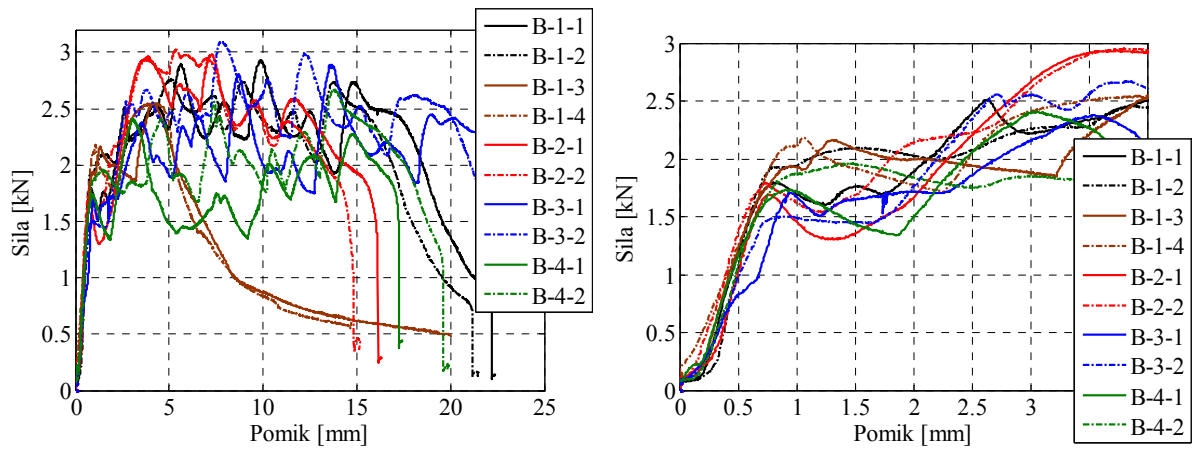


Slika A.15: Diagrama sila – pomik za preizkušane A-3-2

Figure A.15: The force – displacement diagrams of the specimen A-3-2

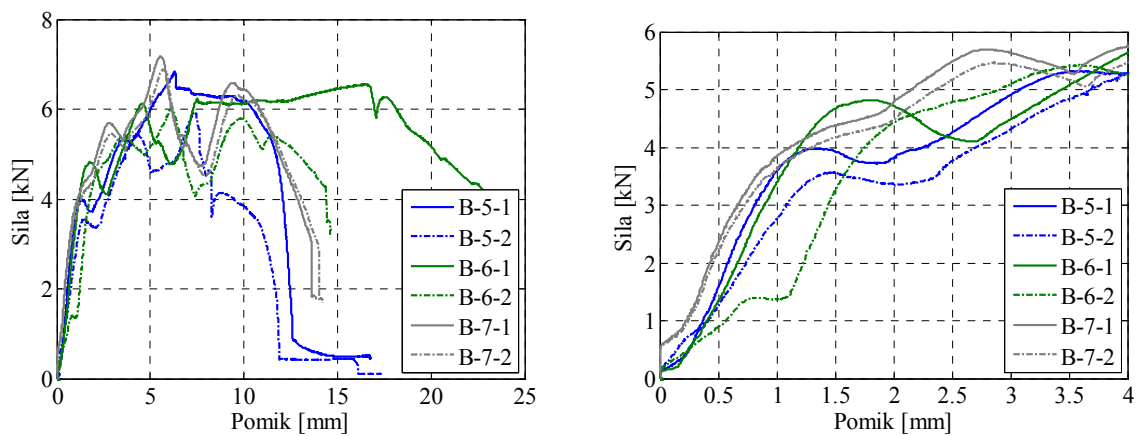


A.1.4 Serija B (vijak TDB-S)



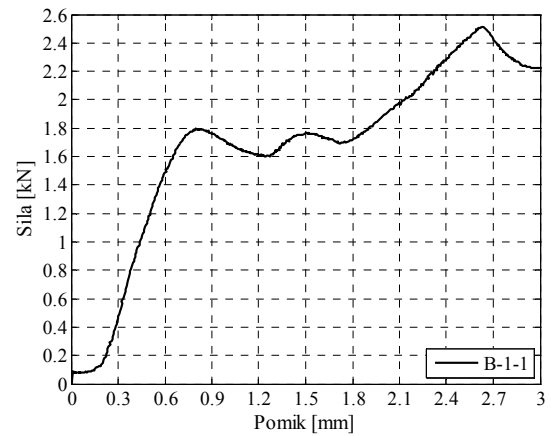
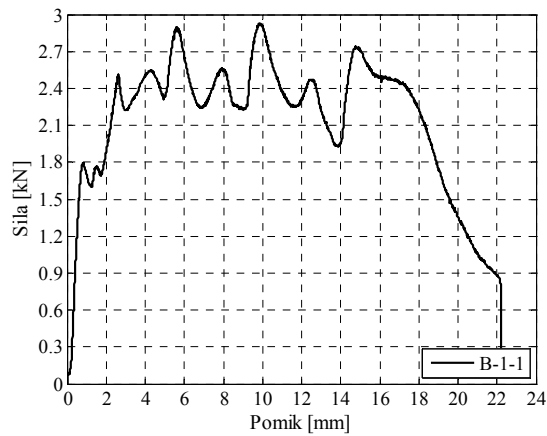
Slika A.16: Primerjava rezultatov testov na bočni pritisk za vijak TDB-S

Figure A.16: Comparison of the results (TDB-S)

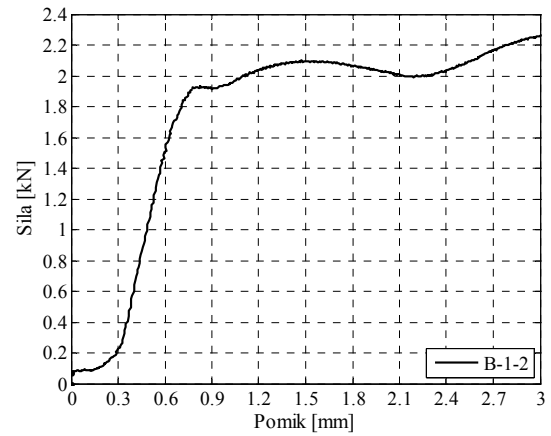
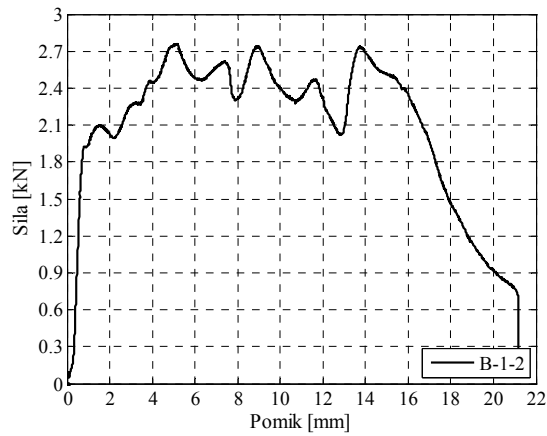


Slika A.17: Primerjava rezultatov testov na bočni pritisk za vijak TDB-S in podvojeno pločevino

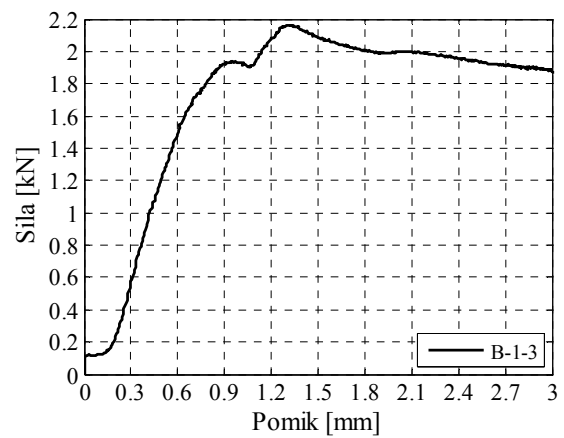
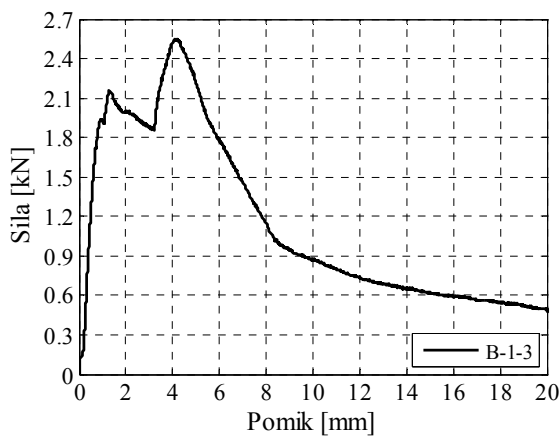
Figure A.17: Comparison of the results (TDB-S) and doubled steel sheeting



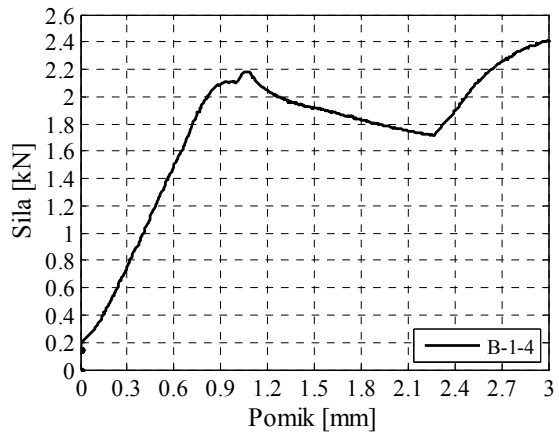
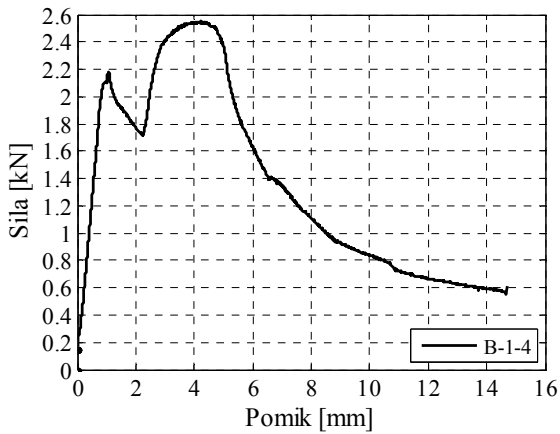
Slika A.18: Diagrama sila – pomik za preizkušanece B-1-1
Figure A.18: The force – displacement diagrams of the specimen B-1-1



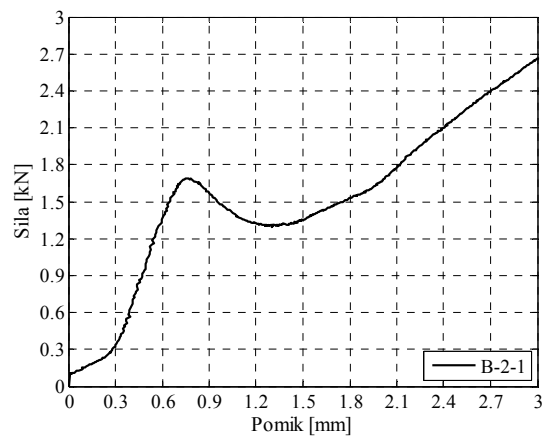
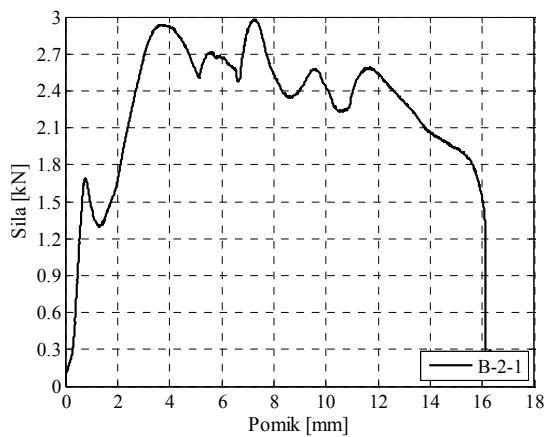
Slika A.19: Diagrama sila – pomik za preizkušanece B-1-2
Figure A.19: The force – displacement diagrams of the specimen B-1-2



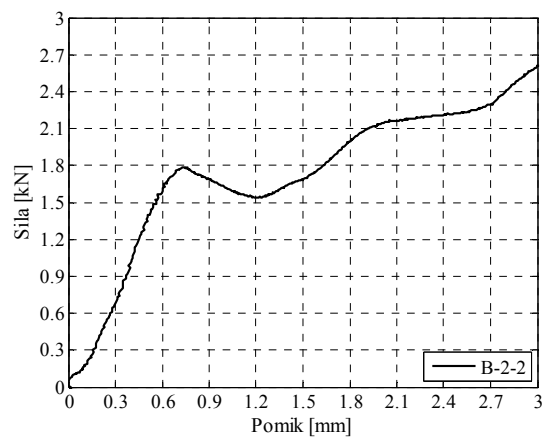
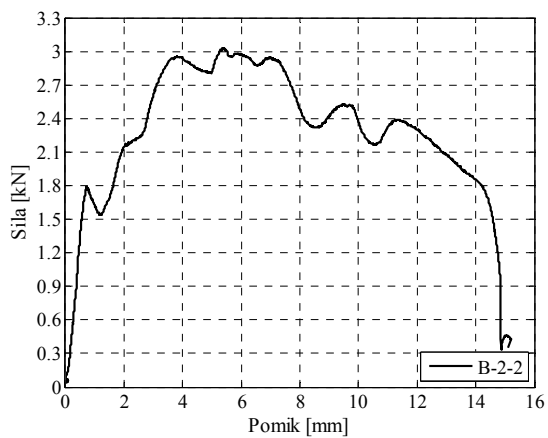
Slika A.20: Diagrama sila – pomik za preizkušanece B-1-3
Figure A.20: The force – displacement diagrams of the specimen B-1-3



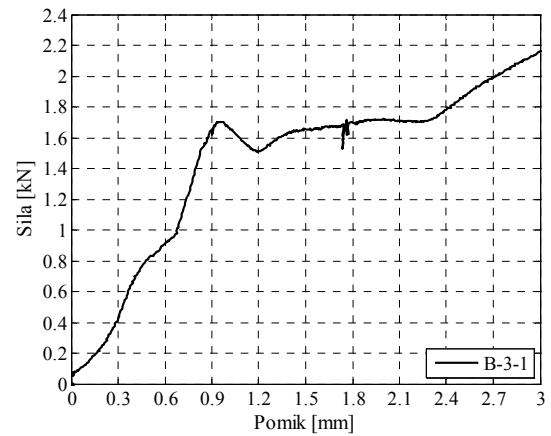
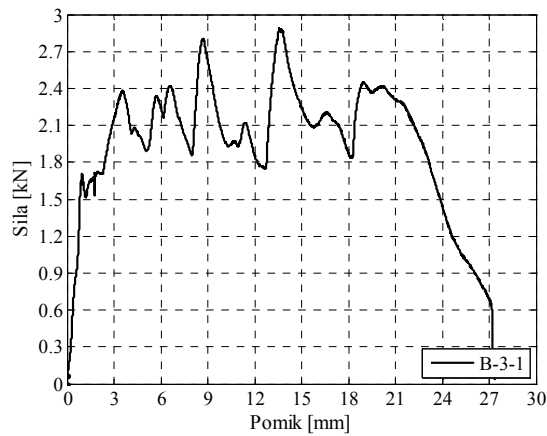
Slika A.21: Diagrama sila – pomik za preizkušanece B-1-4
Figure A.21: The force – displacement diagrams of the specimen B-1-4



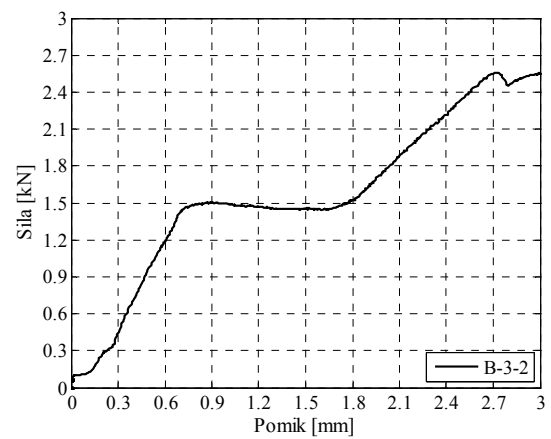
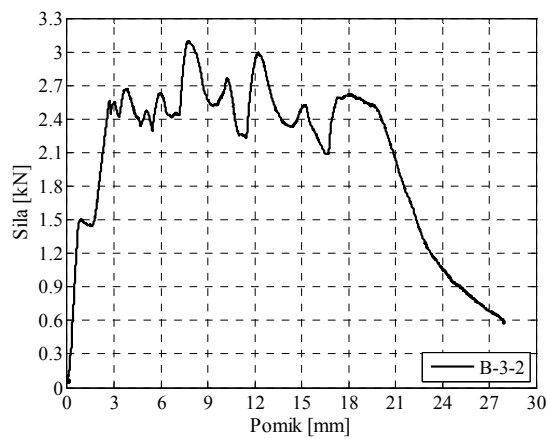
Slika A.22: Diagrama sila – pomik za preizkušanece B-2-1
Figure A.22: The force – displacement diagrams of the specimen B-2-1



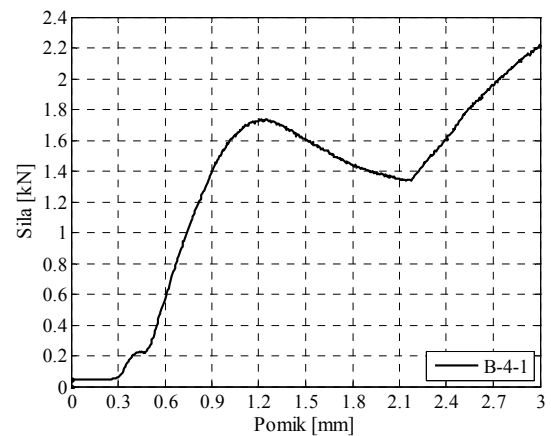
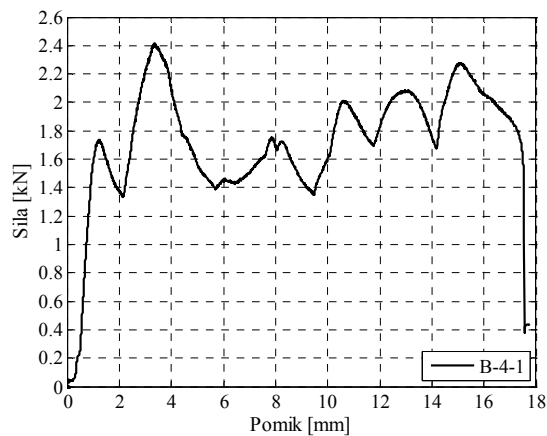
Slika A.23: Diagrama sila – pomik za preizkušanece B-2-2
Figure A.23: The force – displacement diagrams of the specimen B-2-2



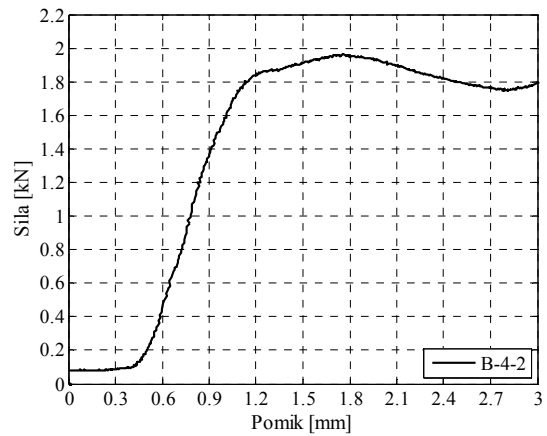
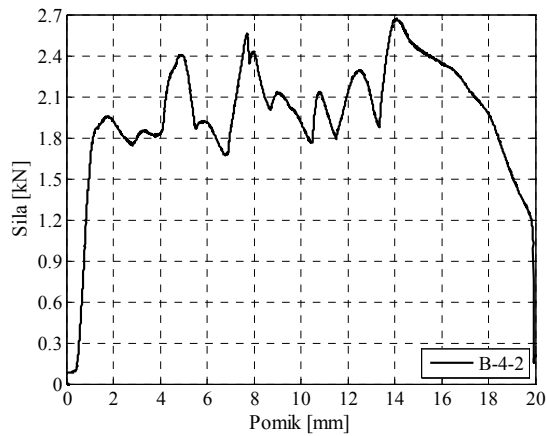
Slika A.24: Diagrama sila – pomik za preizkušanece B-3-1
Figure A.24: The force – displacement diagrams of the specimen B-3-1



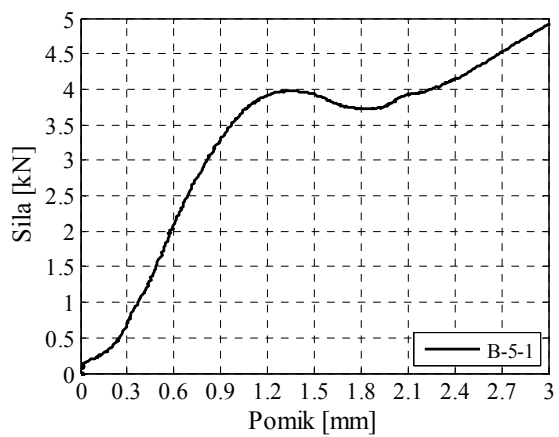
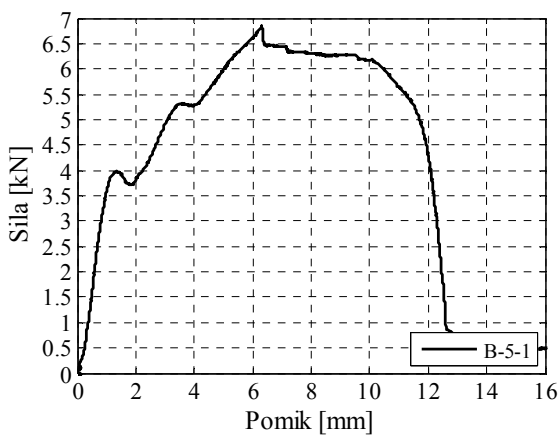
Slika A.25: Diagrama sila – pomik za preizkušanece B-3-2
Figure A.25: The force – displacement diagrams of the specimen B-3-2



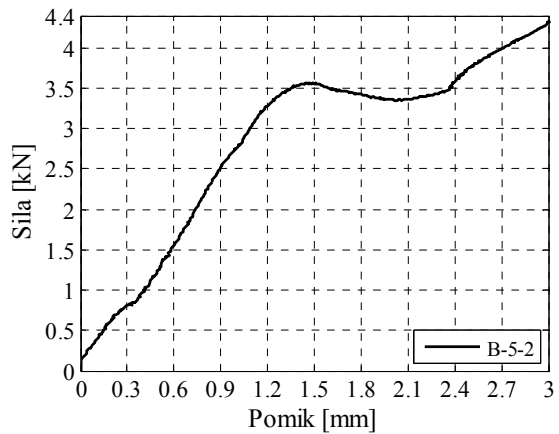
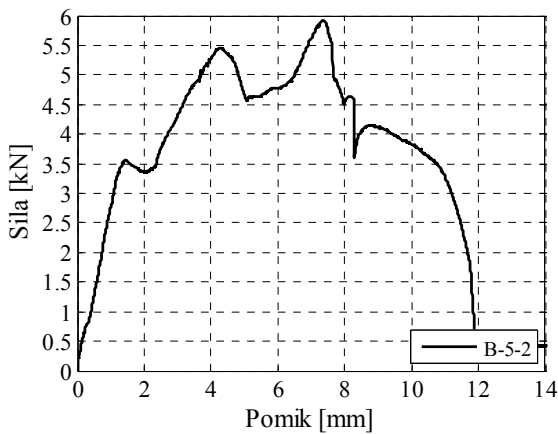
Slika A.26: Diagrama sila – pomik za preizkušanece B-4-1
Figure A.26: The force – displacement diagrams of the specimen B-4-1



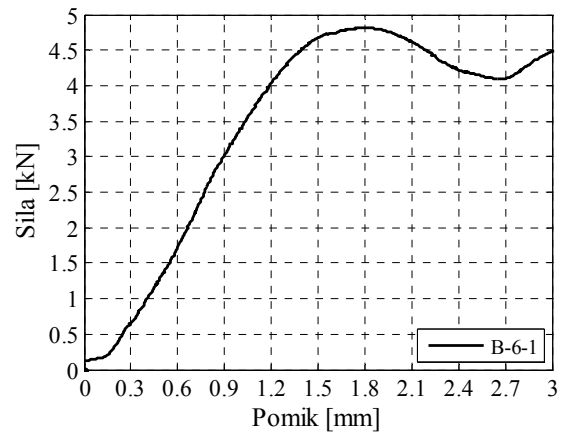
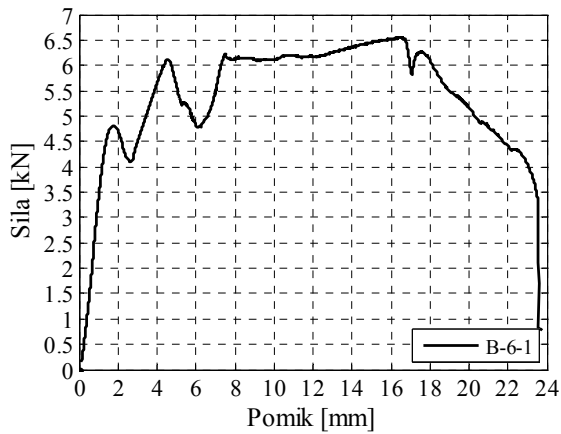
Slika A.27: Diagrama sila – pomik za preizkušanece B-4-2
Figure A.27: The force – displacement diagrams of the specimen B-4-2



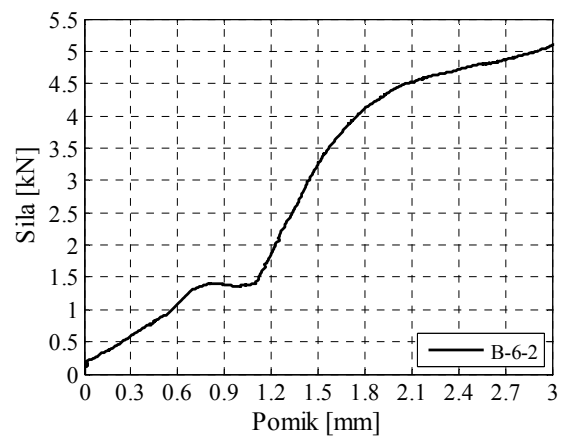
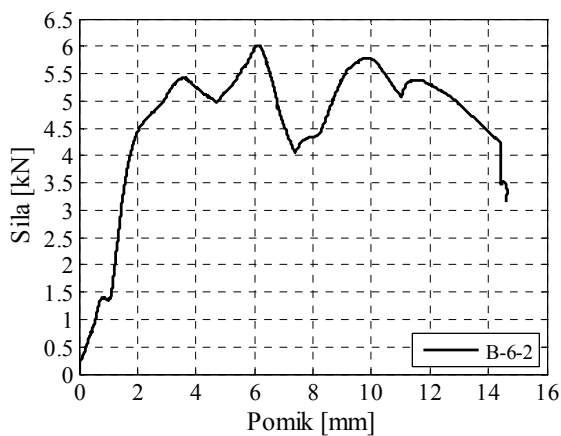
Slika A.28: Diagrama sila – pomik za preizkušanece B-5-1
Figure A.28: The force – displacement diagrams of the specimen B-5-1



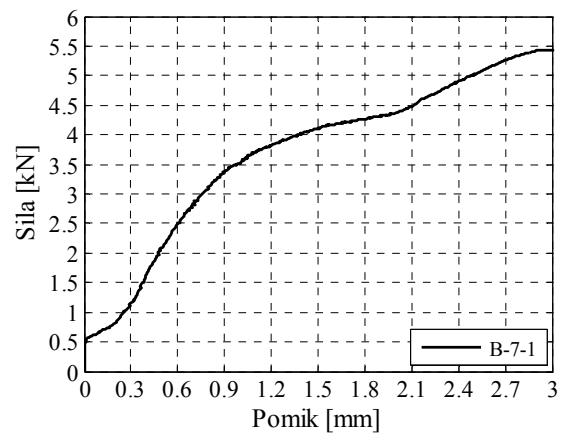
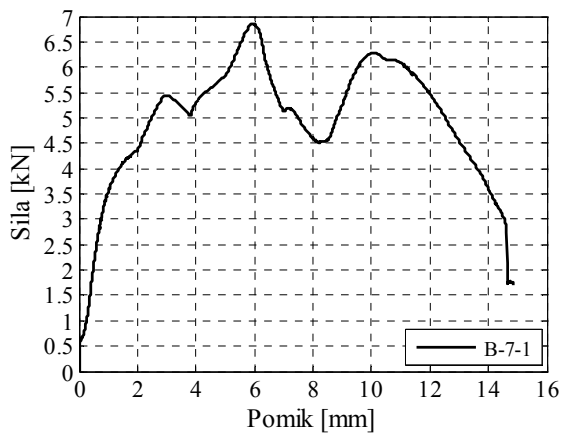
Slika A.29: Diagrama sila – pomik za preizkušanece B-5-2
Figure A.29: The force – displacement diagrams of the specimen B-5-2



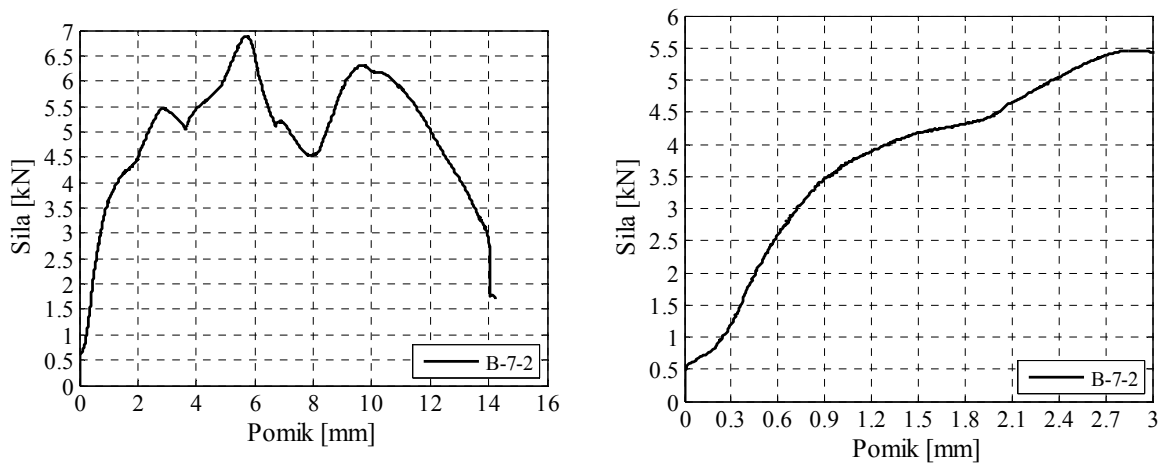
Slika A.30: Diagrama sila – pomik za preizkušanece B-6-1
Figure A.30: The force – displacement diagrams of the specimen B-6-1



Slika A.31: Diagrama sila – pomik za preizkušanece B-6-2
Figure A.31: The force – displacement diagrams of the specimen B-6-2



Slika A.32: Diagrama sila – pomik za preizkušanece B-7-1
Figure A.32: The force – displacement diagrams of the specimen B-7-1



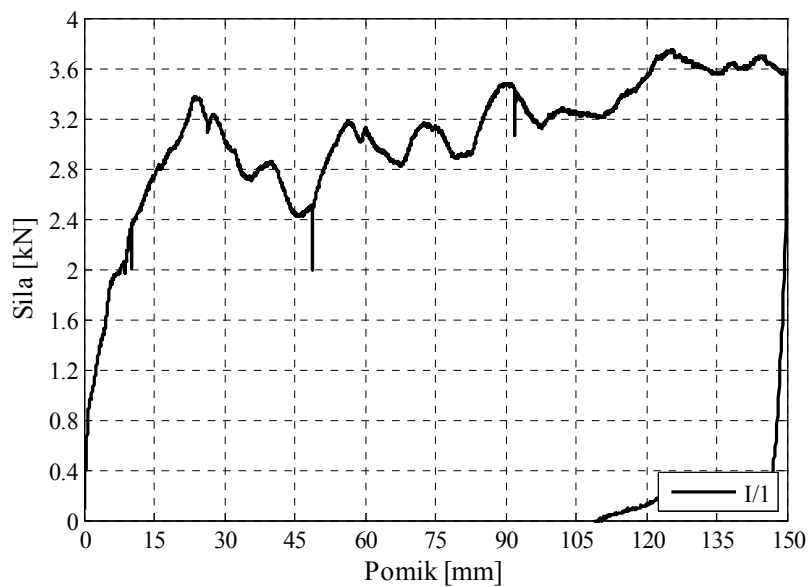
Slika A.33: Diagrama sila – pomik za preizkušane B-7-2
Figure A.33: The force – displacement diagrams of the specimen B-7-2

Priloga B Rezultati eksperimentov sistemov fasadnih panelov

Opis devetih preizkusov sistemov fasadnih panelov (SFP) je predstavljen v poglavju 2.3.1, rezultati pa v poglavju 2.3.2. V prilogi B so rezultati preizkusov SFP predstavljeni obširneje.

B.1 Test I/1

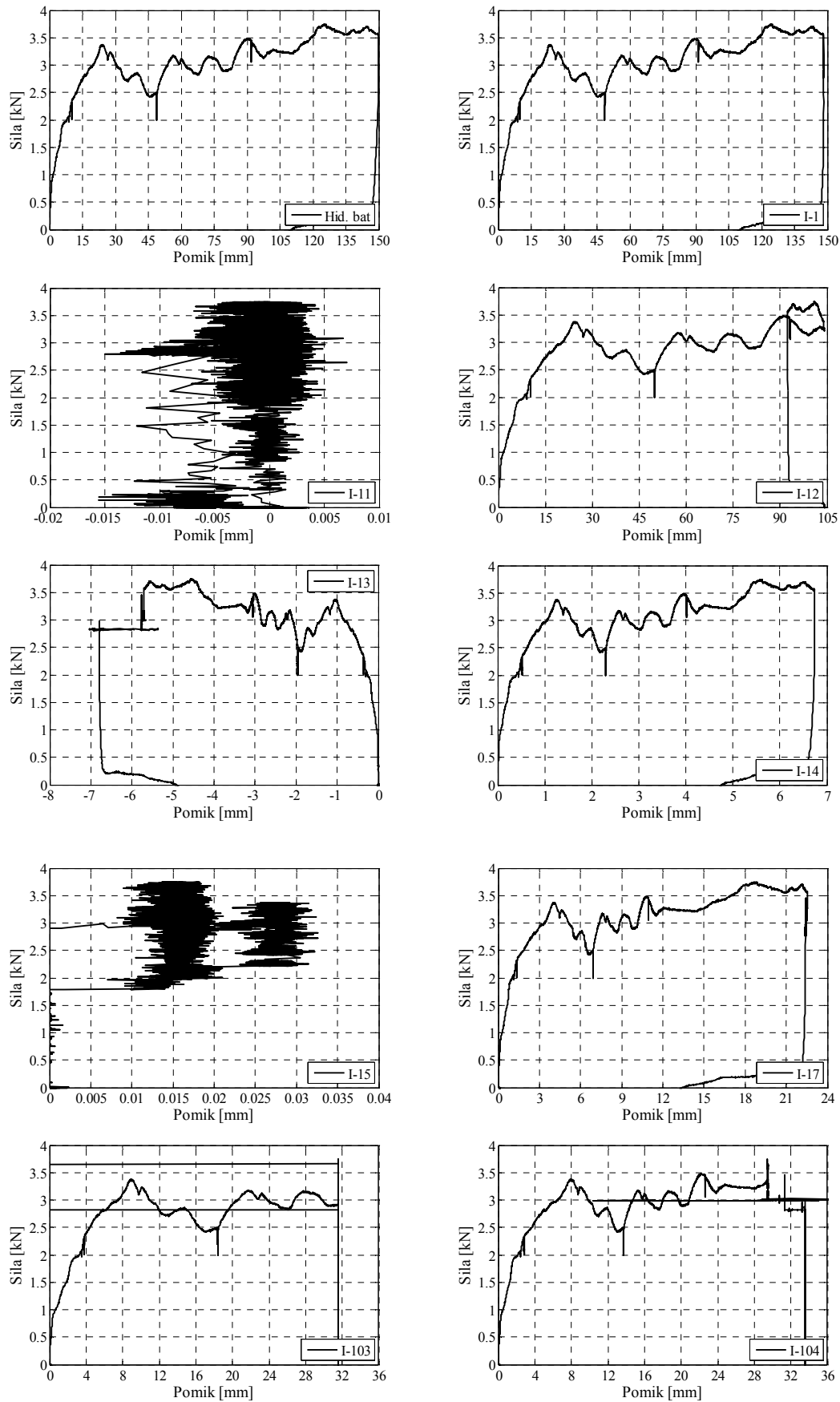
Test I/1 je predstavljal preizkus pritrditve fasadnih panelov, ki jo podjetje Trimo najpogosteje uporablja v praksi, kjer praviloma vijaki fasadne panele s po 2 do 3 vijake na meter stika (stik panel – okvir). Pri tem testu paneli niso bili stikovani med seboj. Kar ima za posledico izredno majhno strižno nosilnost panela (slika B.1). Prav tako je prišlo do zdrsa med paneli (slika B.2). Grafično to vidimo na sliki B.3 (I-103 in I-104). Zaradi zdrsa med paneli se vsak panel obnaša zase in ne pride do pojava togega telesa. Omenjeno pritrjevanje praktično nima nobene strižne odpornosti, zaradi tega tudi nismo izvedli cikličnih testov na tej konfiguraciji pritrditve.



Slika B.1: Krivulja sila – pomik
Figure B.1: The force – displacement curve



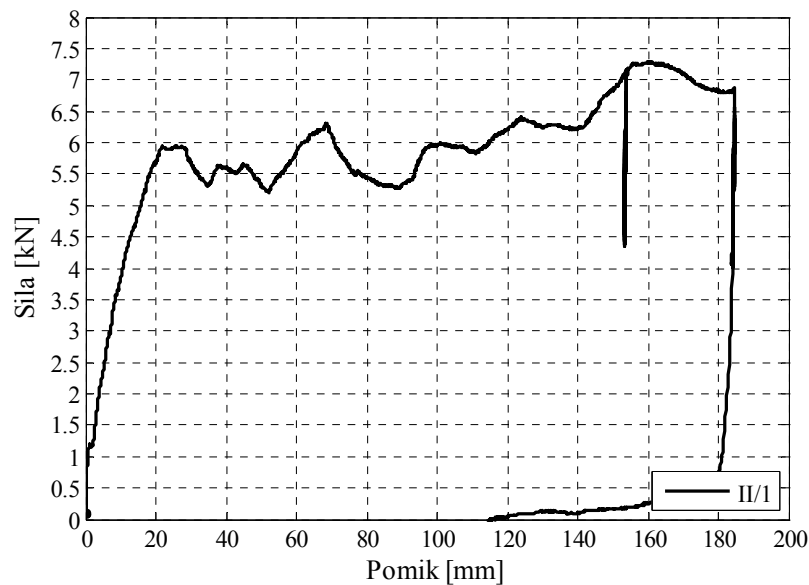
Slika B.2: Test I/1, zdrs med posameznimi paneli
Figure B.2: Test I/1, slide between sandwich panels



Slika B.3: Diagrami vseh merilnih inštrumentov (slika 2.24).
Figure B.3: Diagrams of the measure instruments (LWDTs, picture 2.24)

B.2 Test II/1

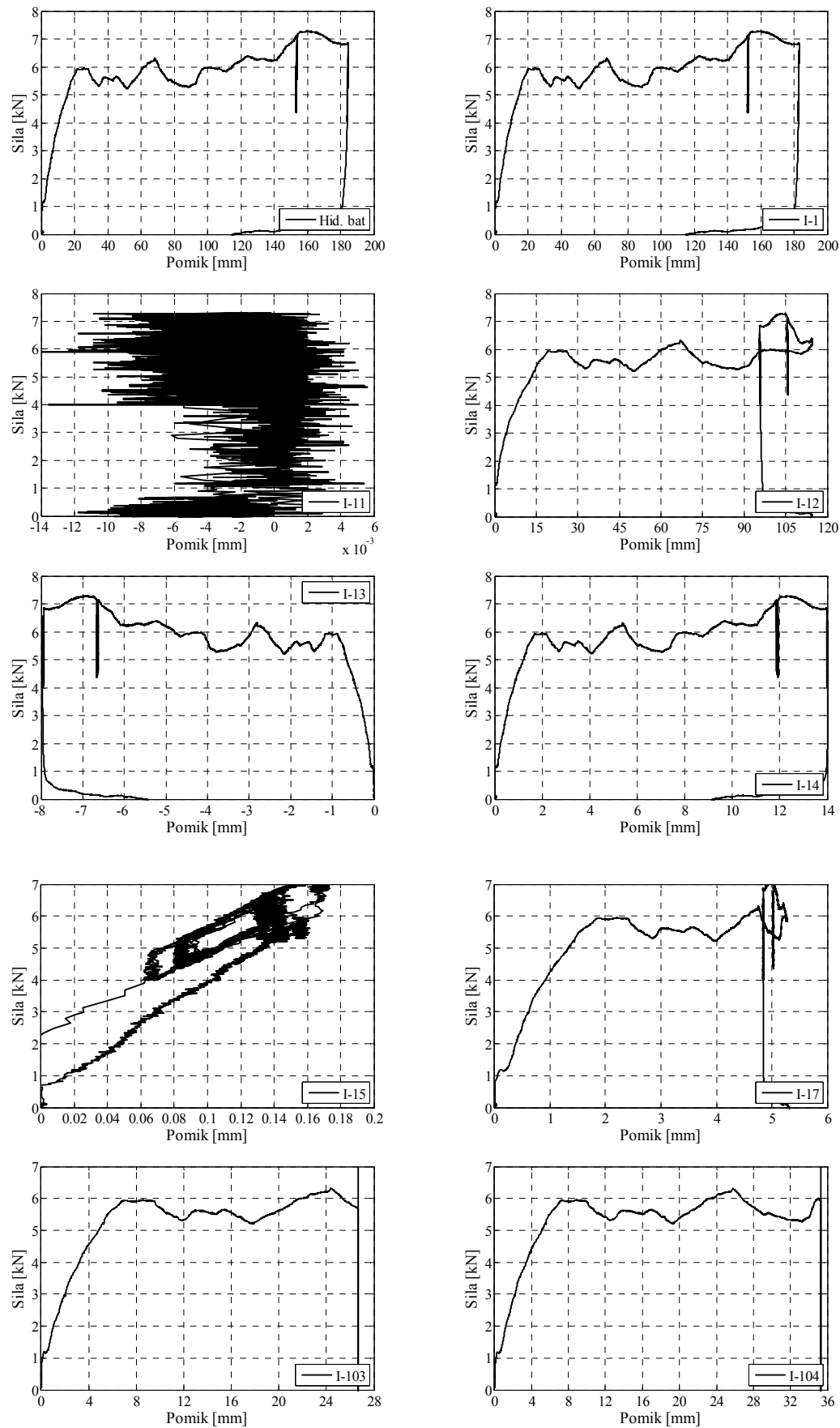
Test II/1 je predstavljal preizkus podvojenega števila vijakov (4 vijake na meter) stika *panel - okvir*. Pri tem testu paneli prav tako niso bili stikovani med seboj. Kar ima za posledico majhno strižno nosilnost fasadnih panelov, ki je sicer približno 2-krat večja od testa I/1 (slika B.4). Prav tako je prišlo do zdrsa med paneli (slika B.5), grafično to vidimo na sliki B.6 (I-103 in I-104). Zaradi zdrsa med paneli se vsak panel obnaša zase in ne pride do pojava togega telesa. Omenjeno pritrjevanje ima zelo omejeno strižno odpornost, zaradi tega tudi nismo izvedli cikličnih testov na tej konfiguraciji pritrditve.



Slika B.4: Krivulja sila – pomik
Figure B.4: The force – displacement curve



Slika B.5: Test II/1, zdrs med posameznimi paneli
Figure B.5: Test II/1, slide between sandwich panels



Slika B.6: Diagrami vseh merilnih inštrumentov (slika 2.24).
Figure B.6: Diagrams of the measure instruments (LWDTs, picture 2.24)

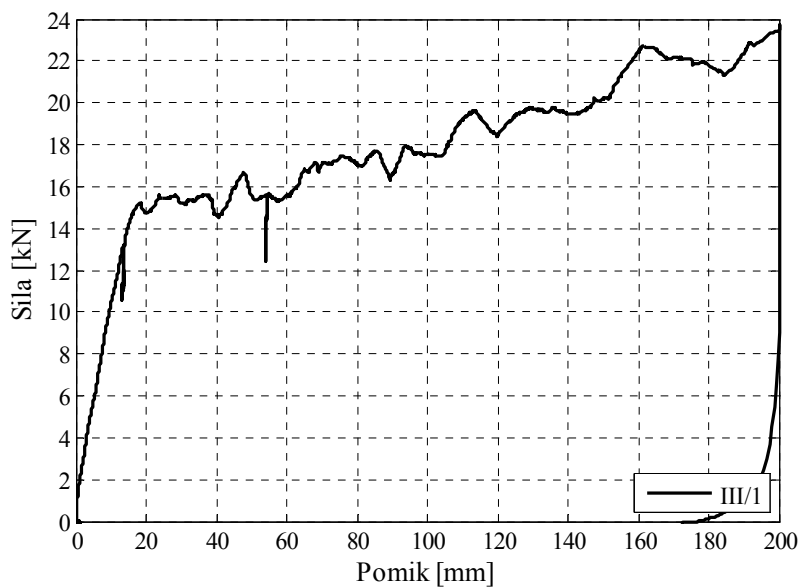
Na sliki B.7 vidimo pretrg pločevine panelov. Dolžina pretrga je med 35 in 40 mm (robna dva pretrga).



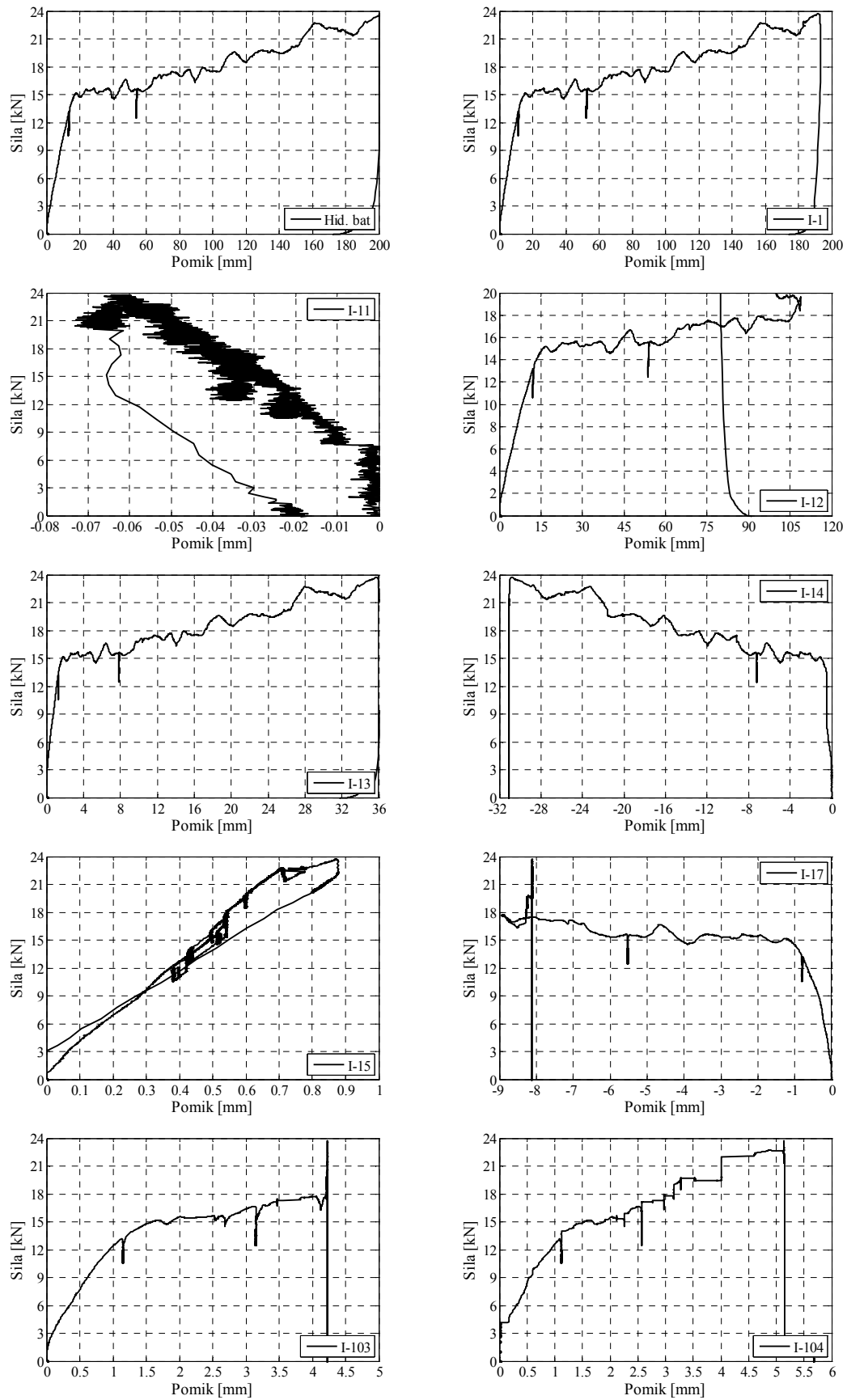
Slika B.7: Pretrg pločevine na notranjem robu panela
Figure B.7: The tear of the inner steel sheeting of the sandwich panel

B.3 Test III/1

Test III/1 je predstavljal preizkus štirih vijakov na meter stika *panel – okvir* in dvostranskega šivanega stika. Strižna nosilnost je v primerjavi s testom II/1 narasla kar za približno 2,5-krat (slika B.8). Posledica šivanega stika je tudi to, da ni prišlo do zdrsa med paneli (slika B.10), grafično to vidimo na sliki B.9 (I-103 in I-104). Maksimalen zamik med sosednjima paneloma je le 4 do 5 mm, medtem ko je bil pri dveh predhodnih testih več kot 10-krat večji. Ker je zdrs med paneli zanemarljivo majhen lahko govorimo, da se vsi trije paneli skupaj obnašajo kot togo telo. Obravnavano pritrjevanje ima zadostno strižno nosilnost za prevzem horizontalne obtežbe.



Slika B.8: Krivulja sila – pomik
Figure B.8: The force – displacement curve



Slika B.9: Diagrami vseh merilnih instrumentov (slika 2.24).
Figure B.9: Diagrams of the measure instruments (LWDTs, picture 2.24)



Slika B.10: Test III/1, brez zdrsa med posameznimi paneli
Figure B.10: Test III/1, without slide between sandwich panels

Na slikah B.11 in B.12 je opazna velikost in obliko pretrgov pločevine. Na prvi sliki (slika B.11) je predstavljen sredinski panel, kjer so pretrgi dolgi do 40 mm in so poševni oz. skoraj vodoravni. Medtem ko so na sliki B.12 predstavljeni pretrgi na stranskem panelu. Pretrgi so dolgi do 70 mm in so navpični.



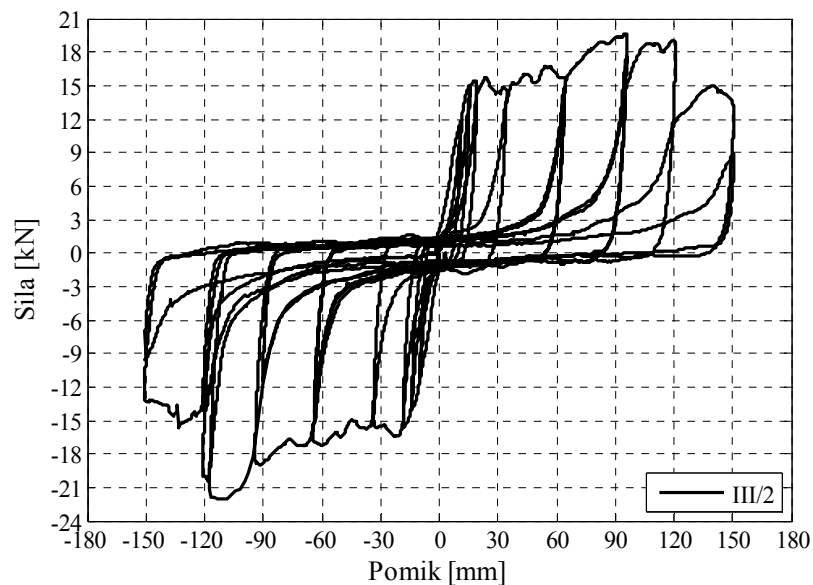
Slika B.11: Pretrg notranje pločevine sredinskega panela
Figure B.11: The tear of the inner steel sheeting of the central sandwich panel



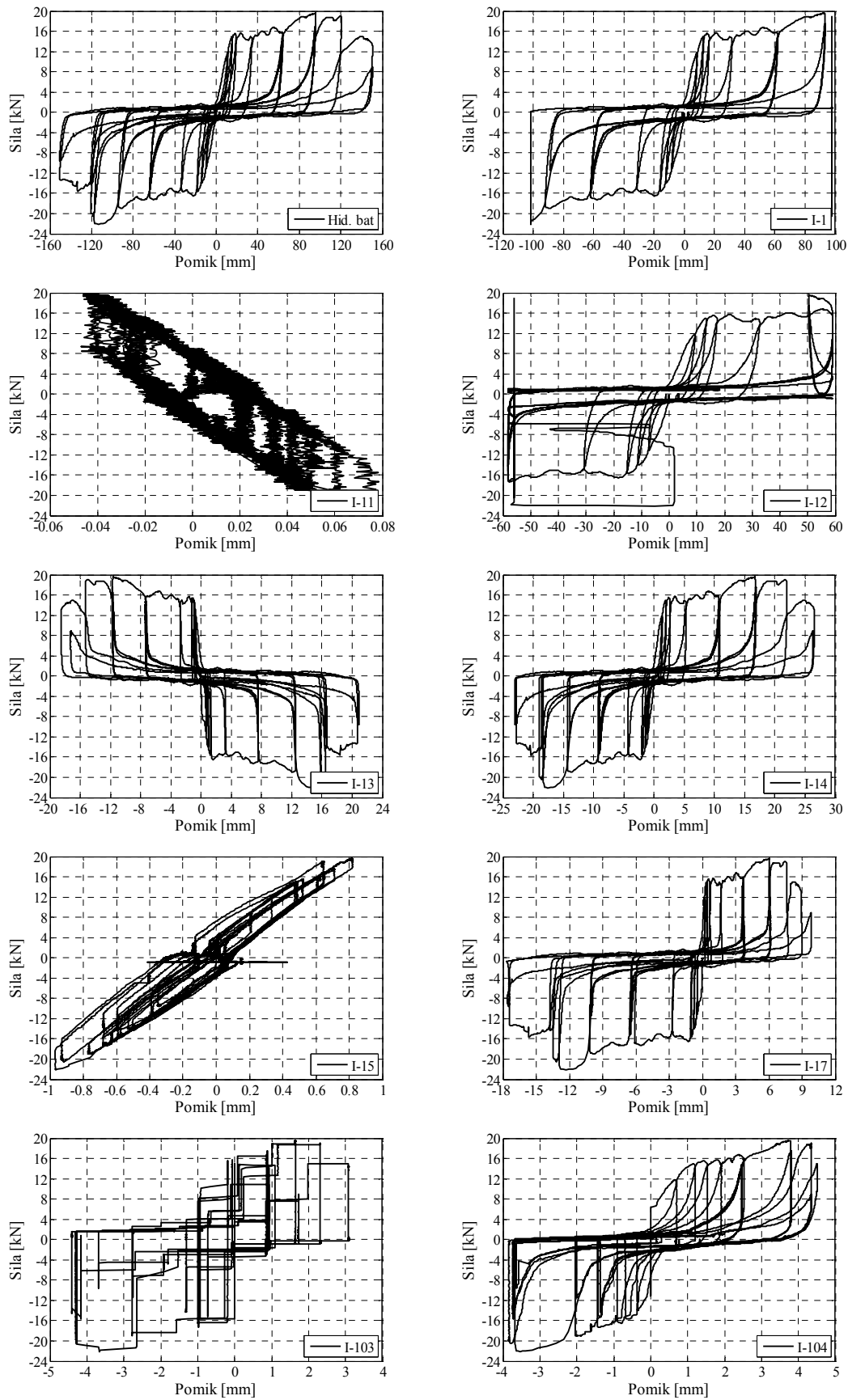
Slika B.12: Pretrg notranje pločevine zunanjega panela
Figure B.12: The tear of the inner steel sheeting of the outer sandwich panel

B.4 Test III/2

Test III/2 (slika B.15) je predstavljal prvi ciklični test. Nosilnost je praktično enaka kot pri testu III/1 (slika B.13). Opazen je padec nosilnosti pri pomiku 120 mm, ki je posledica pretrgov vijakov. Prav tako so zamiki med sosednjima paneloma (slika B.14, I-103 in I-104) podobni kot pri monotonem testu (do 4,3 mm).



Slika B.13: Krivulja sila – pomik
Figure B.13: The force – displacement curve



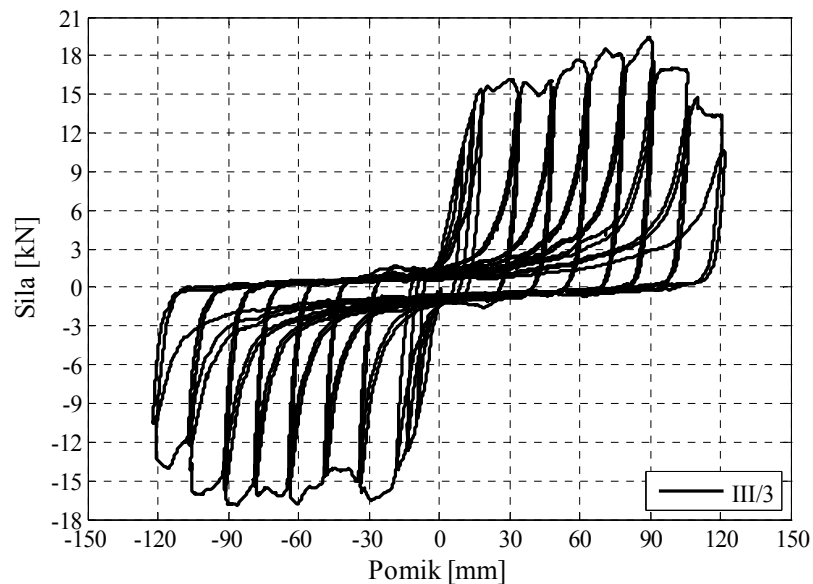
Slika B.14: Diagrami vseh merilnih inštrumentov (slika 2.24).
Figure B.14: Diagrams of the measure instruments (LWDTs, picture 2.24)



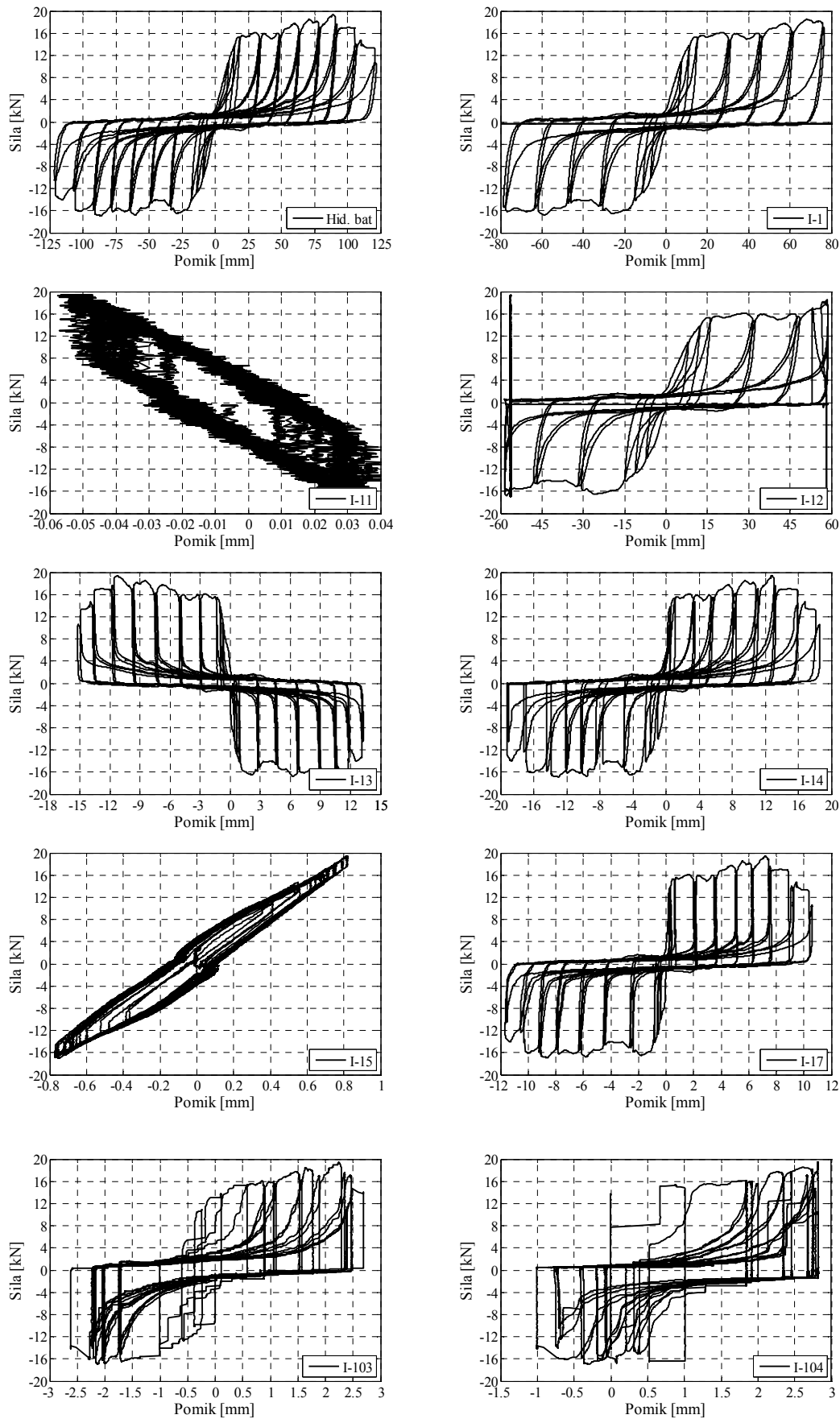
Slika B.15: Test III/2, brez zdrsa med posameznimi paneli
Figure B.15: Test III/2, without slide between sandwich panels

B.5 Test III/3

Test III/3 (slika B.18) je ponovitev cikličnega testa III/2. Nosilnost je praktično enaka kot pri testih III/1 in III/2 (slika B.16). Opazen je padec nosilnosti pri pomiku 100 mm, ki je posledica pretrgov vijakov. Prav tako so zamiki med sosednjima paneloma (slika B.17, I-103 in I-104) podobni kot pri monotonem testu (do 3 mm).



Slika B.16: Krivulja sila – pomik
Figure B.16: The force – displacement curve



Slika B.17: Diagrami vseh merilnih inštrumentov (slika 2.24).
Figure B.17: Diagrams of the measure instruments (LWDTs, picture 2.24)



Slika B.18: Test III/3, brez zdrsa med posameznimi paneli
Figure B.18: Test III/3, without slide between sandwich panels

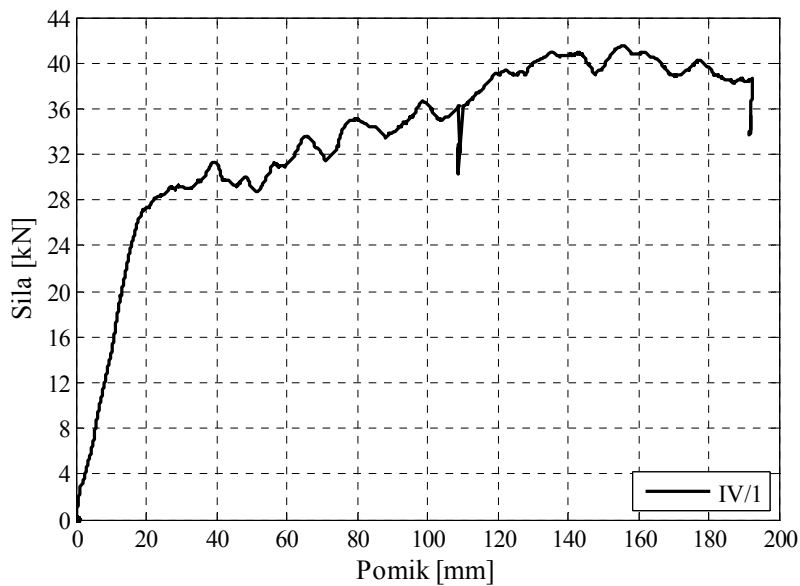
Pretrgi pločevine so dolgi do 70 mm (slika B.19).



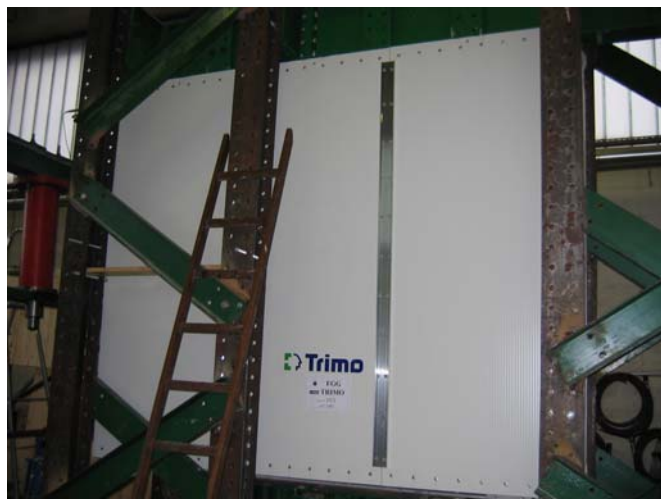
Slika B.19: Pretrg notranje pločevine zunanjega panela
Figure B.19: The tear of the inner steel sheeting of the outer sandwich panel

B.6 Test IV/1

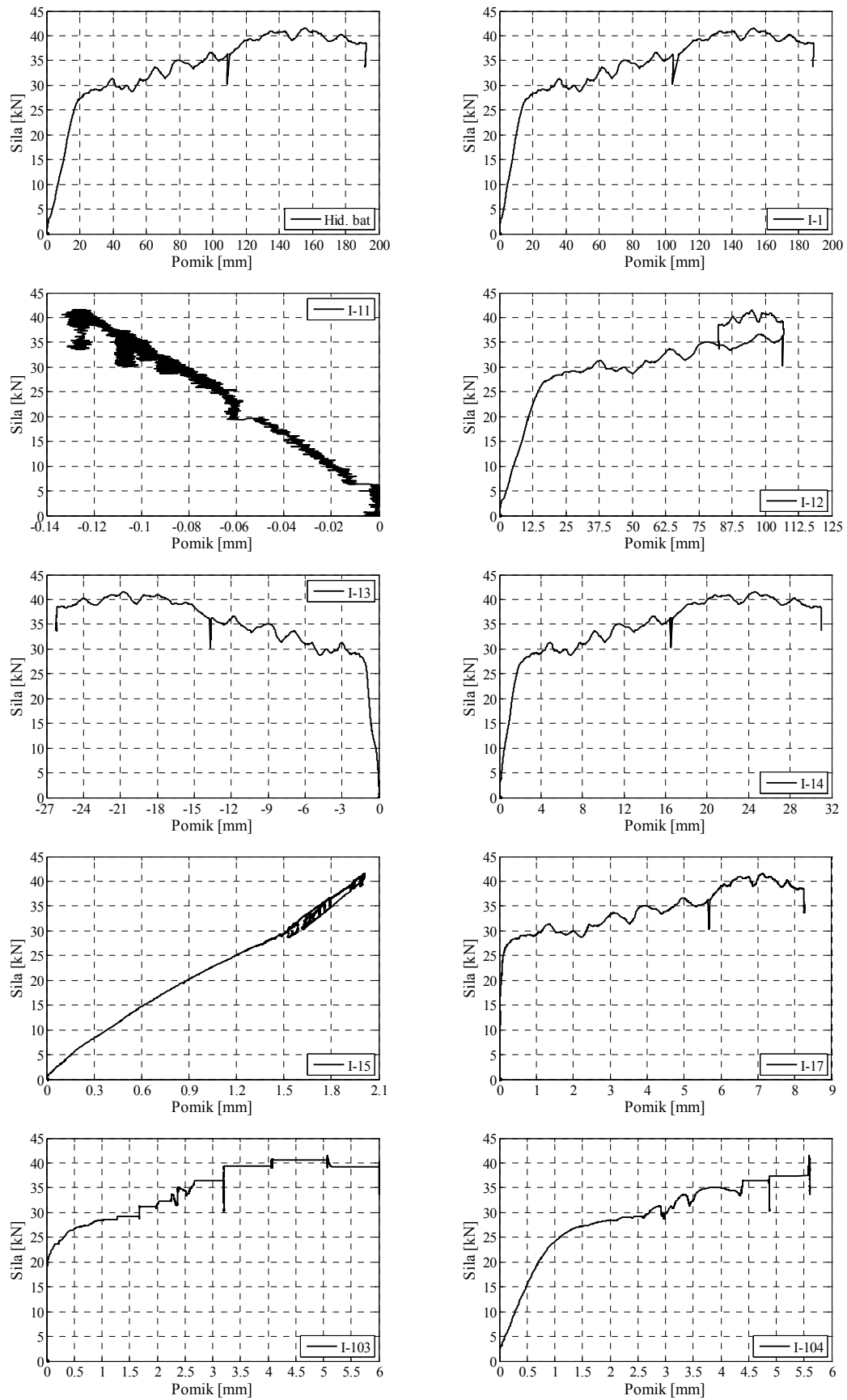
Test IV/1 je predstavljal preizkus osmih vijakov na meter stika panel – okvir in dvostranskega šivanega stika, ki je bil še ojačan (11 vrst vijakov). Strižna nosilnost je v primerjavi s testom III/1 narasla kar za približno 2,0-krat (slika B.20). Posledica šivanega stika je tudi to, da ni prišlo do zdrsa med paneli (slika B.21), grafično to vidimo na sliki B.22 (I-103 in I-104). Maksimalen zamik med sosednjima paneloma je le 6 mm. Obravnavano pritrjevanje ima več kot zadostno strižno nosilnost za prevzem horizontalne obtežbe, vendar na žalost za uporabo v praksi ni primerno.



Slika B.20: Krivulja sila – pomik
Figure B.20: The force – displacement curve



Slika B.21: Test IV/1, brez zdrsa med posameznimi paneli
Figure B.21: Test IV/1, without slide between sandwich panels



Slika B.22: Diagrami vseh merilnih instrumentov (slika 2.24).
Figure B.22: Diagrams of the measure instruments (LWDTs, picture 2.24)

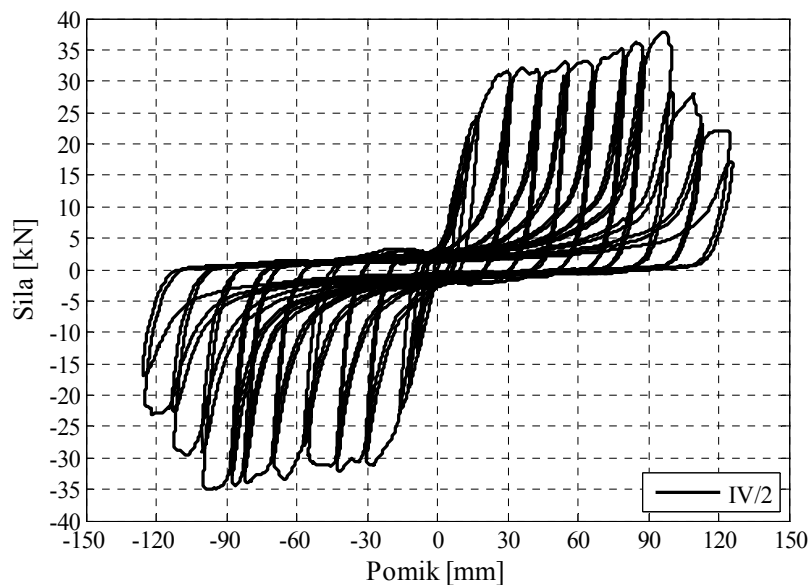
Pretrgi pločevine so dolgi do 75 mm (slika B.23) in so na robnih dveh panelih vertikalni, medtem ko so na sredinskem panelu nekoliko krajši in v horizontalno-poševni smeri.



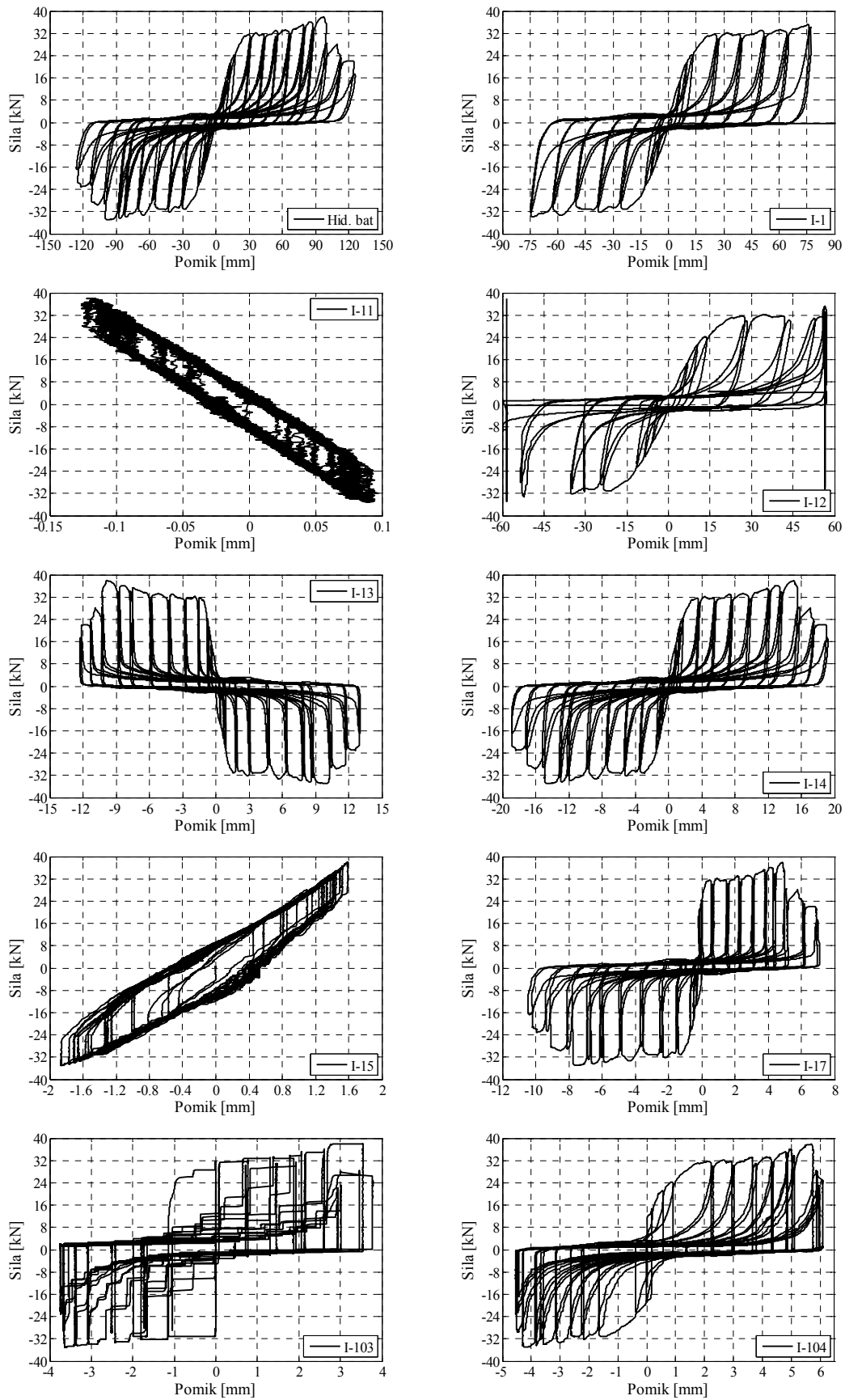
Slika B.23: Pretrg notranje pločevine zunanjega panela
Figure B.23: The tear of the inner steel sheeting of the outer sandwich panel

B.7 Test IV/2

Test IV/2 (slika B.24) je ciklični test. Nosilnost je praktično enaka kot pri testu IV/1. Opazen je padec nosilnosti pri pomiku 105 mm, ki je posledica pretrgov vijakov. Prav tako so zamiki med sosednjima paneloma (slika B.25, I-103 in I-104) podobni kot pri monotonem testu (do 6,1 mm).



Slika B.24: Krivulja sila – pomik
Figure B.24: The force – displacement curve



Slika B.25: Diagrami vseh merilnih instrumentov (slika 2.24).
Figure B.25: Diagrams of the measure instruments (LWDTs, picture 2.24)



Slika B.26: Test IV/2, brez zdrsa med posameznimi paneli
Figure B.26: Test IV/2, without slide between sandwich panels

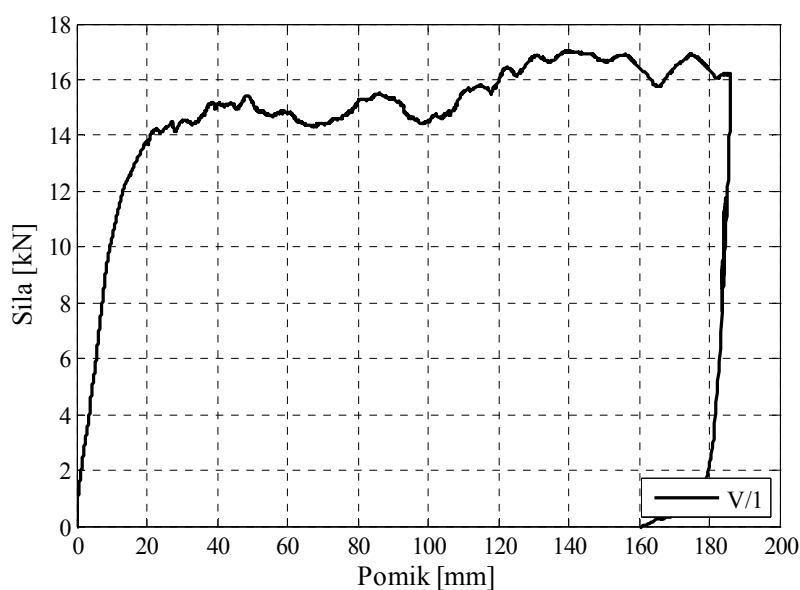
Pretrgi pločevine so dolgi do 70 mm (slika B.27) in so na robnih dveh panelih vertikalni, medtem ko so na sredinskem panelu nekoliko krajši in v horizontalno-poševni smeri (kot 100°).



Slika B.27: Pretrg notranje pločevine zunanjega panela
Figure B.27: The tear of the inner steel sheeting of the outer sandwich panel

B.8 Test V/1

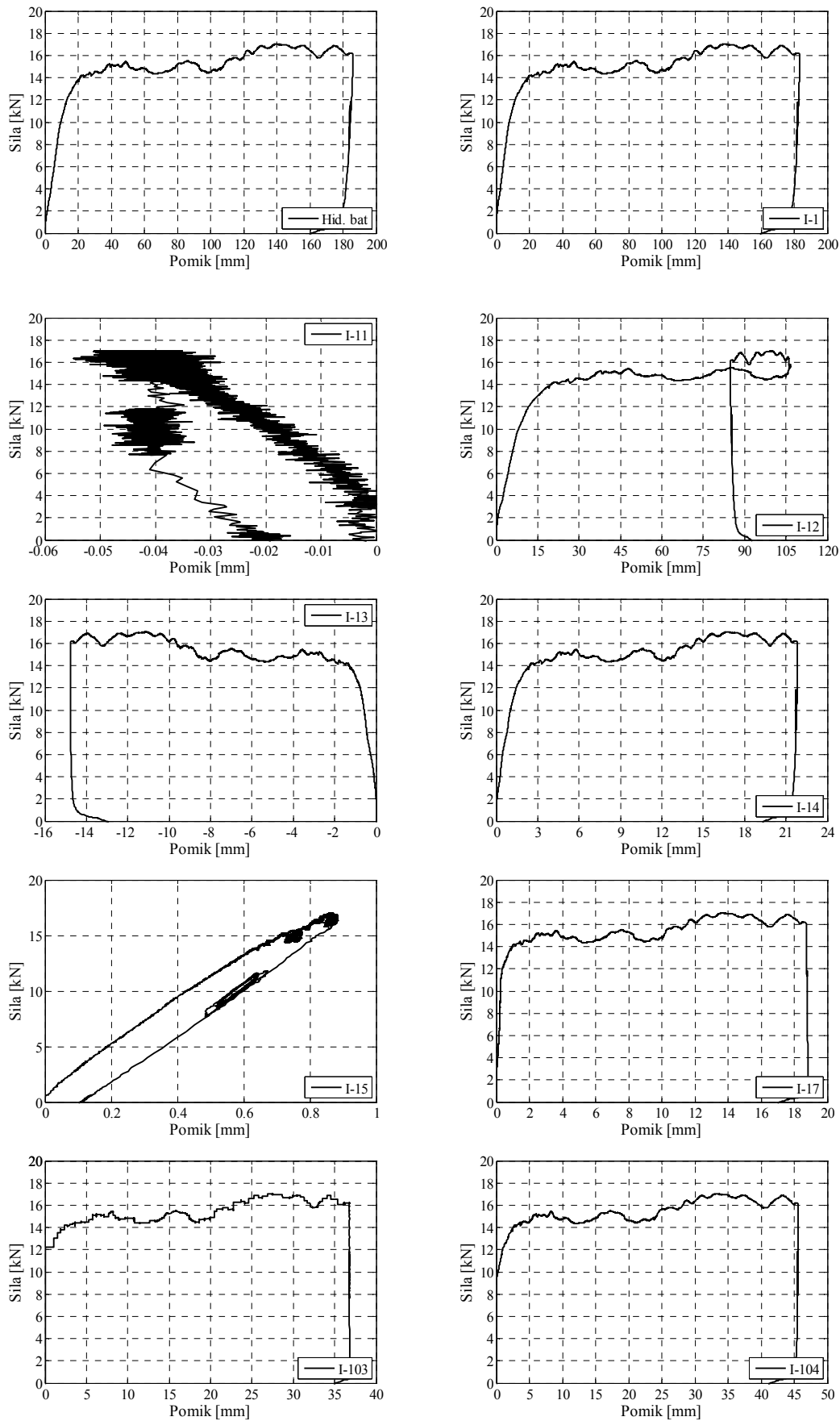
Test V/1 je predstavljal preizkus štirih vijakov na meter stika *panel – okvir* in enostranskega šivanega stika, kar je bila edina razlika v primerjavi s testi III/1, III/2 in III/3. S peto serijo testov smo hoteli preizkusiti obnašanje enostranskega šivanega spoja, ki je za uporabo v praksi veliko primernejši od dvostranskega. Strižna nosilnost je v primerjavi s testom III/1 manjša le za 10 % (slika B.28). V primerjavi z dvostranskim šivanim stikom je pri enostranskem prišlo do nekoliko večjega zdrsa med paneli (slika B.29), grafično to vidimo na sliki B.30 (I-103 in I-104). Maksimalen zamik med sosednima paneloma je 40 mm. Obravnavano pritrjevanje ima zadostno strižno nosilnost za prevzem horizontalne obtežbe.



Slika B.28: Krivulja sila – pomik
Figure B.28: The force – displacement curve



Slika B.29: Test V/1, omejen zdrs med posameznimi paneli (enostransko šivan spoj)
Figure B.29: Test V/1, limited slide between sandwich panels



Slika B.30: Diagrami vseh merilnih inštrumentov (slika 2.24).
Figure B.30: Diagrams of the measure instruments (LWDTs, picture 2.24)

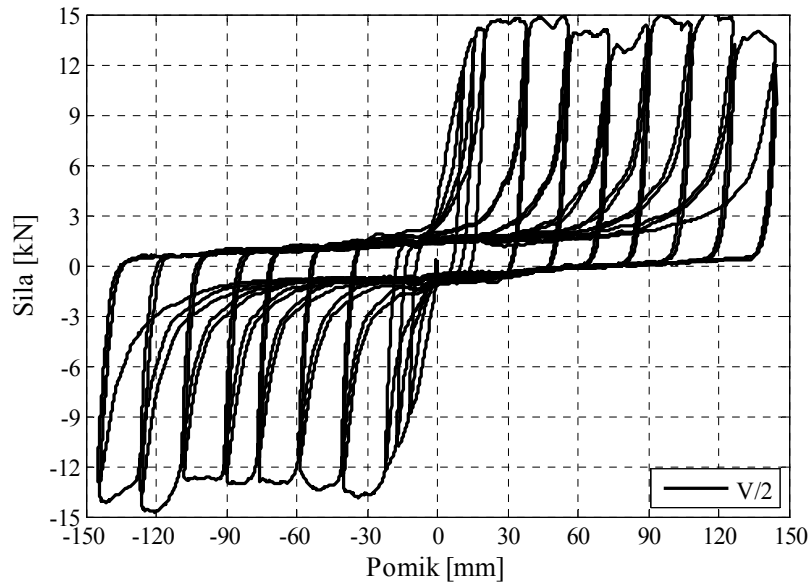
Pretrgi pločevine so dolgi do 45 mm (slika B.31) in so na robnih dveh panelih vertikalni, medtem ko so na sredinskem panelu nekoliko krajši in v horizontalno-poševni smeri.



Slika B.31: Pretrg notranje pločevine zunanjega panela
Figure B.31: The tear of the inner steel sheeting of the outer sandwich panel

B.9 Test V/2

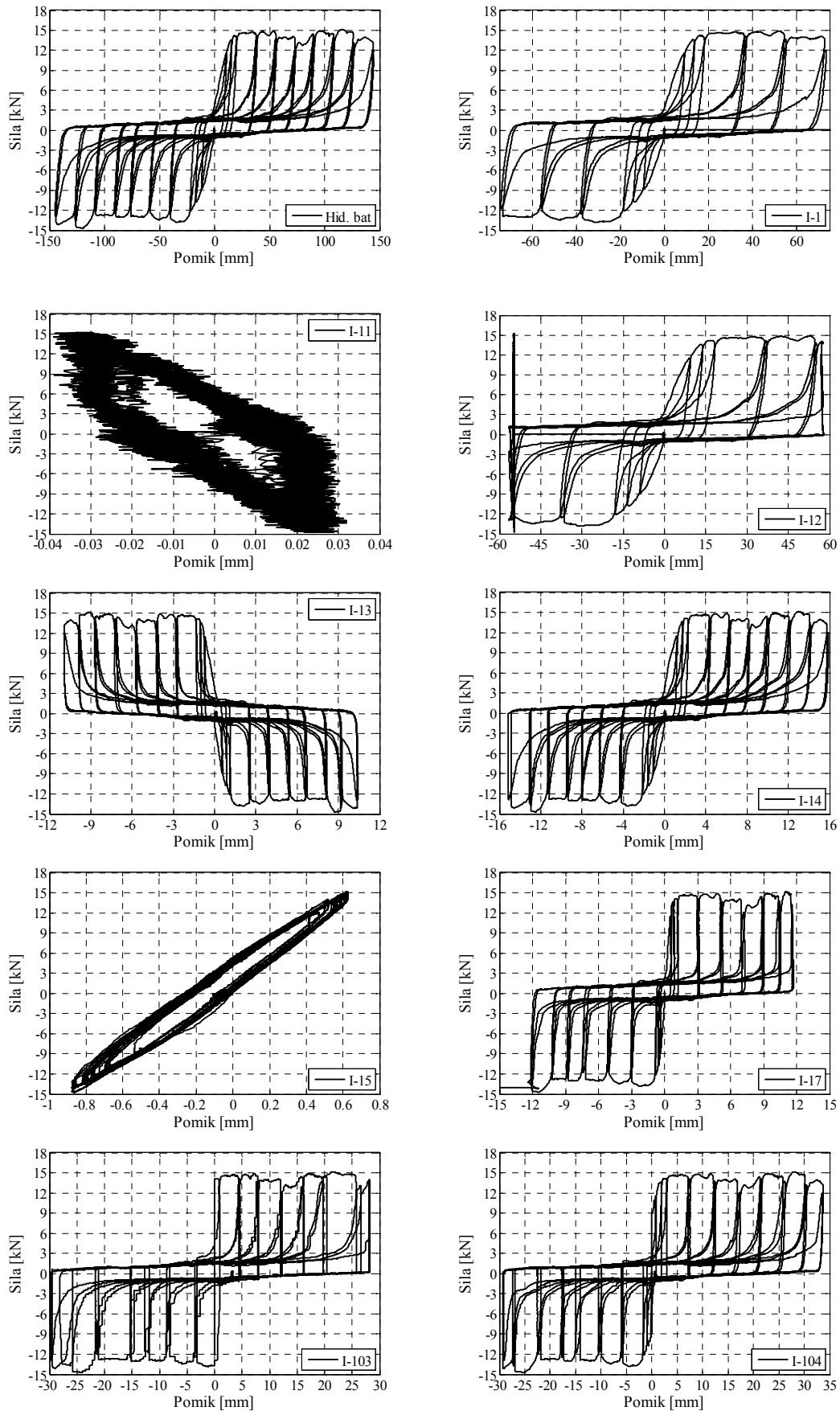
Nosilnost testa V/2 je praktično enaka kot pri testu V/1. Opazen je padec nosilnosti pri pomiku 120 mm (slika B.32), ki je posledica pretrgov vijakov. Prav tako so zamiki med sosednjima paneloma (slika B.34, I-103 in I-104) podobni kot pri monotonem testu (do 30mm).



Slika B.32: Krivulja sila – pomik
Figure B.32: The force – displacement curve



Slika B.33: Test V/2, omejen zdrs med posameznimi paneli (enostransko šivan spoj)
Figure B.33: Test V/2, limited slide between sandwich panels (one-side seam connection)



Slika B.34: Diagrami vseh merilnih instrumentov (slika 2.24).
Figure B.34: Diagrams of the measure instruments (LWDTs, picture 2.24)

Pretrgi pločevine so dolgi do 50 mm (slika B.35) in so na robnih dveh panelih vertikalni, medtem ko so na sredinskem panelu nekoliko krajši in v horizontalno-poševni smeri.



Slika B.35: Pretrg notranje pločevine zunanjega panela
Figure B.35: The tear of the inner steel sheeting of the outer sandwich panel