

**Univerza v Mariboru
Fakulteta za gradbeništvo**

**PRIROČNIK ZA IZRAČUN TOGOSTI IN NOSILNOSTI LESENIH
OKVIRNIH STENSKIH ELEMENTOV Z ODPRTINAMI**

Erika Kozem Šilih

Maribor, 2012

CIP - Kataložni zapis o publikaciji
Univerzitetna knjižnica Maribor

624.011.1.046(035)

KOZEM Šilih, Erika
Priročnik za izračun togosti in nosilnosti
lesenih okvirnih stenskih elementov z
odprtini
[Elektronski vir] / Erika Kozem Šilih. - El.
knjiga. - Maribor : Fakulteta za gradbeništvo,
2012

Način dostopa (URL): <http://dkum.uni-mb.si/>

ISBN 978-961-248-342-5

COBISS.SI-ID 70052097

ISBN 978-961-248-342-5



Naslov:	Priročnik za izračun togosti in nosilnosti lesenih okvirnih stenskih elementov z odprtini
Avtor:	Erika Kozem Šilih
Oblikovanje slik:	Erika Kozem Šilih
Tehnični recenzent:	Zoran Pučko
Tipologija/vrsta publikacije:	Priročnik
Različica (e-pub):	[22.05.2012]
URL (e-pub):	http://dkum.uni-mb.si/
Sistemske zahteve (e-pub):	MS Windows, Mac OSX, Linux, internetni dostop
Programske zahteve (e-pub):	Čitalec za PDF
Založnik:	Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo, 2012



PRIROČNIK ZA IZRAČUN TOGOSTI IN NOSILNOSTI LESENIH OKVIRNIH STENSKIH ELEMENTOV Z ODPRTINAMI by Erika Kozem Šilih is licensed under a [Creative Commons Priznanje avtorstva-Nekomercialno-Brez predelav 3.0 Nedoločena License](#)

KAZALO

1	UVOD	10
2	OPIS STENSKIH ELEMENTOV	13
2.1	Montažni stenski elementi	13
2.2	Vpliv podajnosti veznih sredstev na obnašanje lesenih okvirnih stenskih elementov..	15
3	RAČUNSKE METODE	20
3.1	Metoda A.....	20
3.2	Metoda B.....	23
3.3	Sovprežni model.....	27
3.4	Izračun nosilnosti z upoštevanjem koeficienta polnosti panela r	28
4	EKSPERIMENTALNE PREISKAVE PANELNIH STEN Z ODPRTINAMI	30
4.1	Opis eksperimenta	30
4.2	Predstavitev rezultatov po posameznih testnih skupinah	41
4.2.1	Vrednosti sil	41
4.2.2	Pomiki	42
4.2.3	Pojav razpok v obložnih ploščah	43
4.3	Primerjalna analiza eksperimentalnih rezultatov	45
5	NUMERIČNA ANALIZA VPLIVA ODPRTIN NA NOSILNOST IN TOGOST PANELNIH STEN... ..	48
5.1	Modeliranje natezne podpore	50
5.2	Vhodni podatki in izvedba analize	52
5.2.1	Materiali	52
5.2.2	Mreža končnih elementov.....	53
5.2.3	Statični sistem	54
5.2.4	Izvedba analize	55
5.3	Rezultati.....	56
5.3.1	Stenski panel brez odprtin (G2).....	56
5.3.2	Stenski panel z večjo odprtino (O1)	60
5.3.3	Stenski panel z manjšo odprtino (O2)	63

5.3.4	Diskusija rezultatov primerjave numeričnih analiz in eksperimentalnih testov.....	66
5.4	Analiza vpliva odprtín na togost in nosilnost stenskih panelov	68
6	RAČUNSKI PRIMER.....	79
6.1	Izračun deleža togosti $K_{cr}(r)$ v odvisnosti od koeficienta polnosti panela r	80
6.2	Izračun deleža nosilnosti $F_{wt}(r)$ v odvisnosti od koeficienta polnosti panela r	80
6.3	Izračun deleža sile pri nastanku razpoke $F_{cr}(r)$ v odvisnosti od koeficienta polnosti panela r	81
7	ZAKLJUČEK	82
8	LITERATURA.....	83

KAZALO SLIK

<i>Slika 2.1: Tipska sestava stenskega elementa.....</i>	<i>13</i>
<i>Slika 2.2: Prečni prerez sponke</i>	<i>14</i>
<i>Slika 2.3: Tipska sestava stropnega elementa</i>	<i>15</i>
<i>Slika 3.1: Sile, ki delujejo na: a) stenski panel; b) okvir; c) obložno ploščo [2]</i>	<i>22</i>
<i>Slika 3.2: Primer sestave stenskih panelov, v katerem je panel z oknom in panel z manjšo širino [2].....</i>	<i>22</i>
<i>Slika 3.3: Primer sestave sten iz več stenskih panelov [2]</i>	<i>23</i>
<i>Slika 3.4: Pomen oznak za izračun koeficienta polnosti panela r.....</i>	<i>28</i>
<i>Slika 4.1: Eksperimentalna preiskava panelne stene z manjšo odprtino (O2)</i>	<i>31</i>
<i>Slika 4.2: Statični sistem preiskušanih panelnih sten</i>	<i>32</i>
<i>Slika 4.3: Detajl zgornje natezne podpore.....</i>	<i>32</i>
<i>Slika 4.4: Bat za vnos sile in merilna letev za vertikalni pomik</i>	<i>33</i>
<i>Slika 4.5: Detajl obremenjevanja z batom.....</i>	<i>34</i>
<i>Slika 4.6: Digitalni zapis časa, sile in vertikalnega pomika</i>	<i>34</i>
<i>Slika 4.7: Merilno mesto za zdrs zgoraj.....</i>	<i>36</i>
<i>Slika 4.8: Vmesniško okno programa za vodenje in nadzor sistema.....</i>	<i>37</i>
<i>Slika 4.9: Prečni prerez vzorca panelne stene z večjo odprtino za testno skupino O1</i>	<i>38</i>
<i>Slika 4.10: Prečni prerez vzorca panelne stene z manjšo odprtino za testno skupino O2.....</i>	<i>39</i>
<i>Slika 4.11: Eksperimentalna preiskava panelne stene brez odprtin, [7]</i>	<i>40</i>
<i>Slika 4.12: Prikaz porušitve MVP na vogalih odprtine.....</i>	<i>42</i>
<i>Slika 4.13: F-w diagram</i>	<i>42</i>
<i>Slika 4.14: Prikaz razpoke na testnem vzorcu v skupini O3.....</i>	<i>44</i>
<i>Slika 4.15: Prikaz razpoke na testnem vzorcu v skupini O1.....</i>	<i>44</i>
<i>Slika 4.16: K-r diagram za delež togosti</i>	<i>47</i>

<i>Slika 4.17: F-r diagram za delež nosilnosti</i>	<i>47</i>
<i>Slika 5.1: Razmerje napetost – specifična deformacija (σ- ε) za krhko obnašanje materiala obložnih plosč</i>	<i>48</i>
<i>Slika 5.2: Večlinearni elasto-plastični diagram sila-pomik za vezna sredstva</i>	<i>49</i>
<i>Slika 5.3: Modeliranje vpenjanja v natezni coni</i>	<i>50</i>
<i>Slika 5.4: Glavne natezne napetosti (v MPa) v obložni plošči ob natančnejšem modeliranju podpore (obremenitev $F = 5$ kN).....</i>	<i>51</i>
<i>Slika 5.5: Uporabljen 4-vozliščni ploskovni element z predpostavljeno linearno interpolacijo pomikov.....</i>	<i>53</i>
<i>Slika 5.6: Zasnova mreže končnih elementov glede na medsebojno razdaljo sponk.....</i>	<i>53</i>
<i>Slika 5.7: Statični sistem in obtežba</i>	<i>54</i>
<i>Slika 5.8: Primerjava F-w diagramov eksperimentalnih preiskav in izvedenih numeričnih analiz do pomika $w = 16$ mm (Panel G2)</i>	<i>56</i>
<i>Slika 5.9: Primerjava F-w diagramov eksperimentalnih preiskav in izvedenih numeričnih analiz do porušitve (Panel G2)</i>	<i>57</i>
<i>Slika 5.10: Primerjava F-w diagramov eksperimentalnih preiskav in izvedenih numeričnih analiz do pomika $w = 8$ mm (Panel G2).....</i>	<i>60</i>
<i>Slika 5.11: Primerjava F-w diagramov eksperimentalnih preiskav in izvedenih numeričnih analiz do pomika $w = 16$ mm (Panel O1).....</i>	<i>61</i>
<i>Slika 5.12: Primerjava F-w diagramov eksperimentalnih preiskav in izvedenih numeričnih analiz do porušitve (Panel O1)</i>	<i>61</i>
<i>Slika 5.13: Primerjava F-w diagramov eksperimentalnih preiskav in izvedenih numeričnih analiz do pomika $w = 16$ mm (Panel O2).....</i>	<i>64</i>
<i>Slika 5.14: Primerjava F-w diagramov eksperimentalnih preiskav in izvedenih numeričnih analiz do porušitve (Panel O2)</i>	<i>64</i>
<i>Slika 5.15: Prikaz poškodb – Panel G2.....</i>	<i>67</i>
<i>Slika 5.16: Koncentracije nateznih napetosti v okolici odprtine (glavne napetosti v MPa)</i>	<i>67</i>

<i>Slika 5.17: Geometrijski podatki za panela OM in OV.....</i>	<i>69</i>
<i>Slika 5.18: Primerjava F-w diagramov do porušitve.....</i>	<i>70</i>
<i>Slika 5.19: Deleži togosti $K_{cr}(r)$ v odvisnosti od koeficienta polnosti panela</i>	<i>75</i>
<i>Slika 5.20: Deleži sile pri nastanku razpoke $F_{cr}(r)$ v odvisnosti od koeficienta polnosti panela</i>	<i>76</i>
<i>Slika 5.21: Deleži nosilnosti $F_{wt}(r)$ v odvisnosti od koeficienta polnosti panela</i>	<i>77</i>
<i>Slika 5.22: Primerjava izračunanih deležev $F(r)$, $F_{cr}(r)$ in $K(r)$</i>	<i>78</i>
<i>Slika 6.1: Geometrijski podatki za panel Os</i>	<i>79</i>
<i>Slika 6.2: Grafični prikaz določitve deležev togosti in nosilnosti</i>	<i>81</i>

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 4.1: Materialne karakteristike uporabljenih materialov	31
Preglednica 4.2: Vrednosti normiranih pomikov po posameznih testnih skupinah	35
Preglednica 4.3: Numerični rezultati za F_{cr} , F_u ,varnostni faktorji in procentni deleži	41
Preglednica 4.4: Procentni deleži togosti po posameznih testnih skupinah	43
Preglednica 4.5: Koeficient polnosti panela r za testne vzorce z odprtiniami	45
Preglednica 4.6: Primerjava deleža nosilnosti in togosti za posamezne testne vzorce	46
Preglednica 5.1: Lastnosti materialov (vrednosti v N/mm ²)	52
Preglednica 5.2: Primerjava vrednosti sil pri nastanku razpoke (F_{cr}) in nosilnosti (F_u) – Panel G2	58
Preglednica 5.3: Primerjava začetnih togosti (K_i) – Panel G2	59
Preglednica 5.4: Primerjava povprečnih togosti do nastanka razpoke (K_{cr}) – Panel G2.....	59
Preglednica 5.5: Primerjava vrednosti sil pri nastanku razpoke (F_{cr}) in nosilnosti (F_u) – Panel O1	62
Preglednica 5.6: Primerjava začetnih togosti (K_i) – Panel O1	62
Preglednica 5.7: Primerjava povprečnih togosti do nastanka razpoke (K_{cr}) – Panel O1.....	62
Preglednica 5.8: Primerjava vodoravnih togosti (R) – Panel O1	63
Preglednica 5.9: Primerjava vrednosti sil pri nastanku razpoke (F_{cr}) in nosilnosti (F_u) – Panel O2	65
Preglednica 5.10: Primerjava začetnih togosti (K_i) – Panel O2	65
Preglednica 5.11: Primerjava povprečnih togosti do nastanka razpoke (K_{cr}) – Panel O2.....	65
Preglednica 5.12: Primerjava vodoravnih togosti (R) – Panel O2	66
Preglednica 5.13: Primerjava nosilnosti in togosti obravnavanih stenskih panelov	71
Preglednica 5.14: Deleži nosilnosti in togosti obravnavanih stenskih panelov	71
Preglednica 5.15: Vrednosti sil pri definiranih ciljnih pomikih w_t	73

Preglednica 5.16: Deleži togosti ter deleži nosilnosti pri nastanku razpoke in pri definiranih ciljnih pomikih wt	73
Preglednica 5.17: Deleži togosti in nosilnosti v odvisnosti od koeficienta polnosti	74

1 UVOD

Priročnik je nastal na podlagi doktorske disertacije Erike Kozem Šilih [1], kjer je bila obravnavana nosilnost in togost stenskih panelov, izdelanih iz lesenega okvirja in mavčno-vlaknenih obložnih plošč, ki vsebujejo odprtino za okno ali vrata.

V montažni gradnji lesenih objektov se v novejšem času vse bolj uporabljajo panelne stene kot osnovni nosilni elementi. Prečni prerez obravnavanih panelnih sten sestavljajo leseni okvir in obložne plošče, ki imajo funkcijo polnila in običajno zagotavljajo požarno odpornost konstrukcije. Obložne plošče so lahko izdelane iz lesa (iverne, vlaknaste, furnirne, OSB plošče) ali mavca (mavčno-kartonske in v zadnjem času predvsem mavčno-vlaknaste plošče). Prednosti mavčno-vlaknastih (MVP) plošč se kažejo predvsem v dobrih toplotno- in zvočno-izolativnih lastnostih ter visoki požarni odpornosti.

Z vidika nosilnosti panelnih sten se vertikalne obtežbe objektov prenašajo pretežno na lesene okvirje, medtem ko obložne plošče služijo predvsem za horizontalno stabilnost oz. prenos horizontalnih obtežb vetra in potresa. Obložne plošče so z mehanskimi veznimi sredstvi (sponkami, žičniki,...) pritrjene na leseni okvir, zato jih lahko ob zagotovitvi ustreznih robnih pogojev upoštevamo pri nosilnosti celotne panelne stene, kar lahko njeno nosilnost za prevzem vodoravnih obtežb bistveno poveča. Panelne stene tako delujejo kot sovprežni sistemi, pri čemer se izkoriščajo pozitivne lastnosti vseh uporabljenih materialov. Ker je natezna trdnost mavčno-vlaknastih obložnih plošč bistveno manjša od trdnosti lesenega okvirja, predstavljajo plošče kritični (najmanj nosilni) del obravnavanega sovprežnega prereza. Za razliko od panelnih sten z lesnimi obložnimi ploščami, pri katerih je nosilnost za prevzem vodoravnih obtežb odvisna predvsem od togosti in nosilnosti veznih sredstev, je nosilnost obravnavanih panelnih sten z MVP ploščami torej odvisna predvsem od natezne trdnosti obložnih plošč. To dejstvo predstavlja specifiko obravnavanih panelnih sten na splošno in narekuje način izračuna njihove nosilnosti.

V običajnih stavbah (stanovanjskih, poslovnih, itd.) se seveda v stenah pojavlja relativno veliko funkcionalnih odprtin za okna ali vrata. Odprtine oslabijo togost in nosilnost stene oz. posameznih stenskih panelov, dodatne težave pa predstavljajo koncentracije napetosti, ki se pojavijo ob vogalih odprtin in ki lahko vodijo do poškodb. Zaradi omenjenih vplivov se v splošnem predpostavlja, da je togost in nosilnost stenskih panelov z odprtinami občutno

nižja v primerjavi s togostjo in nosilnostjo polnih stenskih panelov. V standardu za projektiranje lesenih konstrukcij Evrokod 5 [2] sta predlagani dve alternativni metodi za obravnavo tovrstnih elementov, označeni kot Metoda A in Metoda B. Ob uporabi Metode A se pri izračunu nosilnosti za prevzem vodoravne obtežbe stenski paneli z odprtinami ne smejo upoštevati, s tem je privzeto, da celotno vodoravno obtežbo prevzemajo le polni stenski paneli. Pri Metodi B pa se doprinos panelov z odprtinami k nosilnosti delno upošteva na način, da se dolžine panelov na vsaki strani odprtine obravnavajo kot ločeni paneli. Omeniti velja, da je v skladu z Evrokod 5 Metoda B uporabna le za stenske panele z obložnimi ploščami iz materialov na lesni osnovi.

V prispevku avtorjev Yasumura in Sugiyama [3], ki obravnava nosilnost stenskih panelov, izdelanih iz lesenega okvirja in vezanih lesenih plošč, je predlagan t.i. koeficient polnosti panela (r). Vrednost koeficienta je odvisna od površine in položaja odprtine, togost in nosilnost za prevzem vodoravne obtežbe panela z odprtino pa je izražena v obliki razmerja glede na togost oz. nosilnost ustreznega polnega stenskega panela. Na podlagi eksperimentalnih raziskav so v prispevku predlagani enostavni analitični izrazi za izračun t.i. deležev togosti in nosilnosti v odvisnosti od koeficienta polnosti panela ($K(r)$ oz. $F(r)$). Na ta način je omogočen natančnejši izračun togosti in nosilnosti stenskih panelov z odprtinami in upoštevanje njihovega doprinosa k nosilnosti za prevzem vodoravnih obtežb celotnih stenskih sistemov. Podoben pristop je prikazan tudi v prispevku avtorjev Šupek, Dujič & Žarnić [4], ki obravnava nosilnost stenskih panelov z odprtinami, izdelanih iz masivnih lesenih križno lepljenih (KLH) plošč.

V okviru raziskave smo izvajali eksperimentalne teste nosilnosti in numerične analize s pomočjo računalniških izračunov po metodi končnih elementov. Numerično analizo smo izvajali z dvema komercialnima programskima paketoma za analizo konstrukcij: TNO Diana in SAP 2000. Primerjava rezultatov numeričnih analiz z rezultati eksperimentalnih preiskav je prikazala dobro ujemanje. Glede na rezultate zaključujemo, da imajo stenski paneli z odprtinami lahko pomemben vpliv na togost in nosilnost montažnih stenskih sistemov, ki ga ni primerno zanemariti. Eksperimentalne in numerične rezultate smo primerjali s tremi metodami iz literature, in sicer z Metodo B povzeto po Evrokodu 5, z metodo, uporabljeno za stenske elemente z lesnimi obložnimi ploščami in z metodo, uporabljeno za križno lepljene masivne KLH stene. V splošnem nobena izmed primerjalnih metod ni uporabna za

obravnavane stenske panele z mavčno-vlaknenimi obložnimi ploščami, kar nakazuje pomanjkanje podatkov za projektiranje tovrstnih konstrukcij v inženirski praksi.

Na podlagi rezultatov numeričnih analiz smo prav tako izračunali deleže togosti in nosilnosti, ki smo jih izrazili v odvisnosti od koeficienta polnosti panela. Ob poznavanju podatkov o togosti in nosilnosti polnega panela, ki jih lahko izračunamo tudi ob uporabi relativno preprostih analitičnih izrazov, nam izračunani deleži omogočajo hiter in enostaven izračun togosti, vrednosti sile pri nastanku razpoke in nosilnosti panela glede na velikost odprtine. Za še enostavnejšo uporabo smo predlagali tudi enostavne regresijske enačbe, ki jih lahko uporabimo za okvirne ocene. Deleži togosti na ta način omogočajo določitev razmerja razporeditve sil po elementih in izračun elastične nosilnosti konstrukcije. Z deleži nosilnosti pa lahko določimo rezervo nosilnosti konstrukcije po pojavu poškodb in ocenimo nevarnost porušitve pri izredni obtežbi.

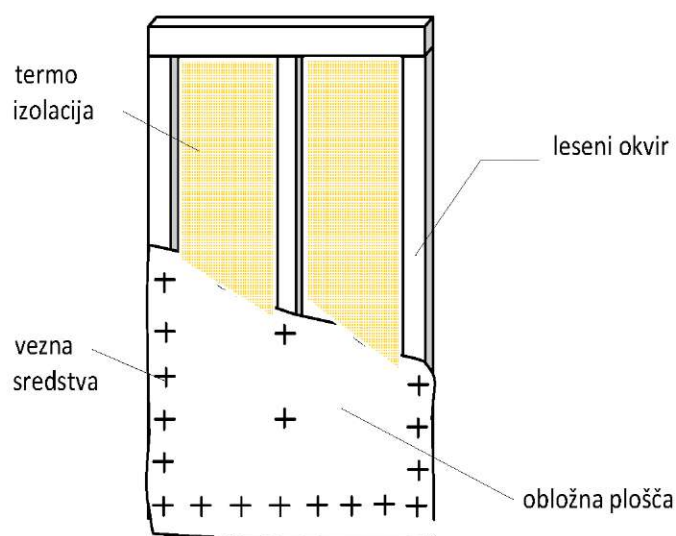
2 OPIS STENSKIH ELEMENTOV

2.1 Montažni stenski elementi

Montažni stenski sistem sestavljajo medsebojno povezane panelne stene, ki so osnovni nosilni konstrukcijski elementi. Na statično in dinamično obnašanje ter nosilnost tovrstnih konstrukcij vplivata predvsem dva osnovna parametra:

- nosilnost panelnih sten kot osnovnih gradbenih in nosilnih elementov,
- medsebojna povezanost med panelnimi elementi, predvsem pri stikovanju v vertikalni smeri.

Malostenski montažni stenski elementi običajnih tipskih širin 125 cm in višin 250 do 265 cm so sestavljeni iz glavnega nosilnega lesenega okvirja, ki je ponavadi sestavljen iz treh stebričkov tipskih dimenzij ter dveh ali treh gred, ki so pritrjene na stebričke (Slika 2.1).



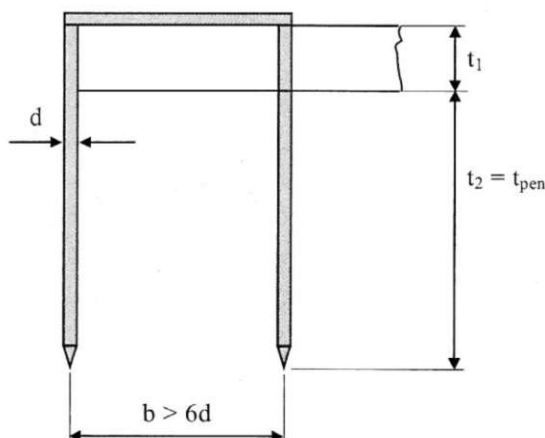
Slika 2.1: Tipška sestava stenskega elementa

Leseni okvir, dimenzij $b/h = 125/264$ cm je klasičen, naraven, anizotropen (ortogonalno ortotropen) gradbeni element, kateri prenaša vso vertikalno obtežbo ter večinski delež horizontalne obtežbe. Na eni ali obeh straneh je obdan z obložnimi ploščami debeline 15 mm, ki so z veznimi sredstvi (običajno sponkami) pritrjene na leseni okvir. Velikosti odprtin na šestih vzorcih panelnih sten znašajo $h_o = 127.2$ cm in $b_o = 84.2$ cm, na treh vzorcih pa $h_o =$

127.2 cm in $b_0 = 57.2$ cm. Razmik med veznimi sredstvi je po priključnih ravninah konstanten (običajno 75 mm), le v srednjem stebričku je dvakrat večji kot v krajnih stebričkih.

Obložne plošče so lahko mavčne (MVP - mavčno vlaknaste plošče) ali iz predelanega lesa (iverne plošče, furnirne plošče, OSB - oriented strand board plošče). Mavčne obložne plošče se uporabljajo predvsem v srednji Evropi (Knauf, Fermacell) medtem, ko se npr. OSB plošče uporabljajo predvsem v Severni Ameriki. Mavčne plošče so bistveno manj duktilne kot OSB plošče, njihova natezna trdnost je majhna. Zagotavljajo pa večjo požarno varnost in so izrazit človeku prijazen material.

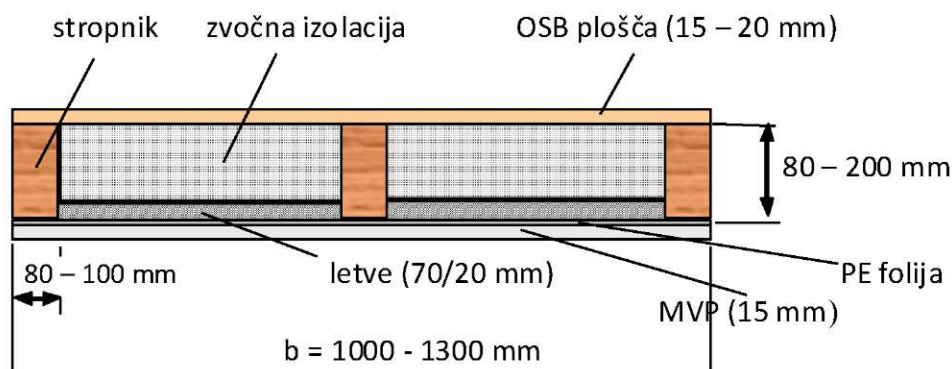
Vezna sredstva imajo nalogo povezovanja lesenega okvirja in oblog. V panelnih stenah se uporabljajo predvsem jeklene sponke kot mehko vezno sredstvo in žičniki kot elastično vezno sredstvo. Sponke so drobna vezna sredstva premera d (ki znaša 1 do 2 mm), širine b do 10 mm in globine zabijanja t_{pen} do 50 mm (Slika 2.2). Sponke ne zagotavljajo idealno toge povezave med lesenim okvirjem in obložno ploščo.



Slika 2.2: Prečni prerez sponke

Montažni stropni elementi

Montažne stropne elemente običajnih tipskih dimenzij 100 do 130 cm običajno sestavljajo trije leseni stropniki širine 8 do 10 cm ter višine 8 do 20 cm, med katere običajno položimo zvočno izolacijo (Slika 2.3). Stropniki so na zgornji (pohodni) strani običajno pokriti s 15 do 20 mm debelo OSB ploščo, na spodnji strani pa obloženi z mavčno-vlakneno ploščo (MVP) debeline 15 mm.



Slika 2.3: Tipična sestava stropnega elementa

Čeprav nekateri avtorji predlagajo za statični sistem obravnavanih stropnih elementov kar prostopodprte elemente, s katerim smo sicer na varni strani, največkrat uporabimo model kontinuirnega nosilca, v katerem stenski elementi ali dodatni stebri predstavljajo vertikalno toge podpore. Enakomerno zvezno obtežbo predstavljata lastna teža, ki ponavadi variira v vrednostih od 1.2 do 1.8 kN/m², ter koristna spremenljiva obtežba, ki se po Evrokodu 1 upošteva za stanovanjske objekte v vrednosti 2.0 kN/m².

Stropne elemente, ki so sicer sovprežni prečni prerezi, ponavadi projektiramo tako, da kot primarne nosilne elemente upoštevamo samo lesene nosilce (stropnike), ki morajo torej prevzeti celotni projektni upogibni moment, izračunan po statičnem sistemu. S tem elemente sicer nekoliko predimenzioniramo, po drugi strani pa se izognemo dokaj kompliciranemu izračunu togosti v priključni ravnini (γ_y), ki lahko bistveno vpliva na obnašanje sovprežnega prečnega prereza.

2.2 Vpliv podajnosti veznih sredstev na obnašanje lesenih okvirnih stenskih elementov

Ker so obložne plošče z mehanskimi veznimi sredstvi pritrjene na leseni okvir, lahko prerez panelne stene obravnavamo kot sovprežni sistem, sestavljen iz lesenega okvirja in obložnih plošč. Razdelitev obremenitve je zato odvisna od medsebojnega razmerja togosti plošč in okvirja. Ker lahko upogibno togost $(EI)_{eff}$ celotnega sovprežnega prereza zapišemo kot vsoto togosti lesenega okvirja in obložnih plošč, je porazdelitev obremenitve v precejšnji meri odvisna od koeficienta togosti mehanskih veznih sredstev (γ), s katerimi so obložne plošče pritrjene na leseni okvir. Koeficient γ upošteva vrsto in razmik veznih sredstev (s), osno togost priključnega elementa (lesa) in uklonsko dolžino upogibnice:

$$\gamma_{yi} = \frac{1}{1+k_{yi}} \quad (2.1)$$

$$k_{yi} = \frac{\pi^2 \cdot A_{t1} \cdot E_t \cdot s}{L_{eff}^2 \cdot 2 \cdot K_i} \quad (2.2)$$

K_i predstavlja modul pomikov veznih sredstev, ki ga upoštevamo z ozirom na stopnjo obremenitve veznega sredstva. Modul pomikov in nosilnosti veznih sredstev predpisuje Evrokod 5.

Nosilnost veznih sredstev je odvisna od več dejavnikov, saj je lahko merodajen kriterij porušitve lesa v kontaktni ravnini ali pa deformacija veznega sredstva. Na odločujoč kriterij bočne nosilnosti tako vpliva razen vrste veznega sredstva in njegovih dimenzij tudi bočna trdnost lesa ($f_{h,0}$) in kvaliteta materiala, iz katerega je izdelano vezno sredstvo. Seveda pa na nosilnost veznega sredstva pomembno vpliva tudi vrsta zveze in število priključnih ravnin, skozi katere poteka vezno sredstvo, kar v bistvu imenujemo strižnost zveze.

Evrokod 5 določa bočno nosilnost jeklenega veznega sredstva v eni priključni ravnini glede na vrsto zveze s t.i. Johansenovimi izrazi.

Sponke

Mejno stanje uporabnosti (SLS)

Modul pomikov

Togost veznega sredstva po Evrokod 5 predpisih definiramo z modulom pomika veznega sredstva (K), ki ga definiramo kot sekantni modul pomikov veznega sredstva v eni priključni (strižni) ravnini:

$$K = \frac{F_1}{\Delta} \quad (2.3)$$

kjer predstavlja F_1 strižno silo, ki obremenjuje eno vezno sredstvo, Δ pa njegov pomik, ki fizikalno v bistvu predstavlja že prej večkrat omenjen zdrs v priključni ravnini. Iz zgornje enačbe seveda sledi, da lahko modul pomikov enostavno tudi sami eksperimentalno določimo, tako da pri poznani sili (F_1) merimo pripadajoče zdrse v priključni ravnini (Δ).

Ker največkrat nimamo časa, preiskušancev ali pa opreme, da bi modul pomika eksperimentalno sami določili, si v praksi največkrat pomagamo z empiričnimi izrazi, ki jih podaja Evrokod 5. Predpisani izrazi določajo vrednost modula pomikov pri dejanski (nefaktorirani) obtežbi K_{ser} , pri kateri je obnašanje veznih sredstev še povsem elastično - torej je njegova vrednost maksimalna in konstantna.

V našem primeru velja za K_{ser} enačba:

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1.5} \cdot d^{0.8}}{80} \quad (2.4)$$

V izrazih predstavlja d premer veznega sredstva v mm , ρ_m pa povprečno gostoto lesenega elementa v kg/m^3 . V primeru povezovanja lesenih elementov iz različne klase lesa z različnima vrednostima povprečne gostote ρ_{m1} in ρ_{m2} za ρ_m upoštevamo efektivno izračunano vmesno vrednost:

$$\rho_m = \sqrt{\rho_{m1} \cdot \rho_{m2}} \quad (2.5)$$

Mejno stanje nosilnosti (ULS)

Predpisani izrazi za K_{ser} veljajo za modul pomika veznega sredstva v stanju uporabnosti, torej so to maksimalne predpisane vrednosti. Ker pa lesene konstrukcije in s tem tudi vse pripadajoče zveze po Evrokodu 5 predpisih dimenzioniramo s fiktivno povečanimi obremenitvami po Mejnem stanju nosilnosti, so zamiki v priključnih ravninah ustrezno večji (približno za 40 do 50 %). To pomeni, da vezna sredstva izgubijo del svoje začetne togosti, torej je posledično potrebno upoštevati neko fiktivno reducirano vrednost za modul pomika v mejnem stanju nosilnosti (K_u). Evrokod 5 tako priporoča redukcijo začetne togosti veznega sredstva za 1/3, torej je:

$$K_u = 2/3 K_{ser} \quad (2.6)$$

Nosilnost sponk

Mejno računsko nosilnost enostrižnih sponk določa Evrokod 5 s pomočjo šestih enačb (Johansenovi izrazi) :

$$F'_{v,Rk} = 2 \cdot f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \quad (2.7 a)$$

$$F'_{v,Rk} = 2 \cdot f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d \quad (2.7 b)$$

$$F'_{v,Rk} = 2 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1+\beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \cdot \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] \quad (2.7 c)$$

$$F'_{v,Rk} = 2 \cdot 1.05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2+\beta} \left[\sqrt{2\beta \cdot (1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right] \quad (2.7 d)$$

$$F'_{v,Rk} = 2 \cdot 1.05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{2+\beta} \left[\sqrt{2\beta^2 \cdot (1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right] \quad (2.7 e)$$

$$F'_{v,Rk} = 2 \cdot 1.15 \cdot \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \cdot \sqrt{2M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \quad (2.7 f)$$

t_1 debelina MVP

t_2 dolžino veznega sredstva v drugem sestavnem elementu $t_2 = l_{sp} - t_1$

l_{sp} dolžina sponke

d premer veznega sredstva

β razmerje bočnih trdnosti v drugem in prvem elementu

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} \quad (2.8)$$

$$f_{h,2,k} = f_{h,o,k} = 0.082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0.3}$$

$$f_{h,i,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{h,i,k}}{\gamma_m}, \quad i = 1, 2 \quad (2.9)$$

Upogibni moment pri popolni plastifikaciji sponke podaja Evrocod 5 v obliki:

$$M_{y,Rk} = 240 \cdot d^{2.6} \quad (2.10)$$

d premer stebila sponke

Minimalno računsko nosilnost ene sponke v primeru stikovanja lesenega okvirja z MVP običajno dobimo z enačbo (2.7 f).

3 RAČUNSKE METODE

Računska analiza dimenzioniranja obravnavanih stenskih sistemov še zdaleč ni enostavna, saj je potrebno upoštevati sovprežno obnašanje med obložnimi ploščami, ki dajejo stenam togost, in lesenim okvirjem. Evrokod 5 [2] v ta namen podaja dve poenostavljeni računski metodi (Metoda A in Metoda B), ki temeljita na osnovni predpostavki, da kot porušni kriterij upoštevata strižno porušitev veznih sredstev zaradi njihove plastifikacije.

Metodo A se uporablja le za stenske elemente s končnimi vezmi, kar pomeni, da je končni navpični element (pokončnik) neposredno pritrjen na spodnjo konstrukcijo in plastifikacija veznih sredstev nastopi pred pojavom razpok v obložnem materialu. Metoda B pa je v bistvu izpeljanka Metode A z razliko, da upošteva tudi določeno sovprežnost med lesenim okvirjem in obložnimi ploščami. Prodroben opis metod sledi v nadaljevanju (poglavji 3.1 in 3.2).

Za primerjavo eksperimentalnih rezultatov z numeričnimi bomo poleg prej omenjene Metode B [2], uporabili metodi, ki podajata enačbi za izračun deleža nosilnosti (F) in deleža togosti (K) na podlagi vpliva velikosti odprtine izražene s koeficientom polnosti panela (r). Prva metoda izhaja iz članka Yasumura in Sugiyama [3], kjer se obravnavajo leseni okvirni stenski elementi z odprtinami obdani z lesnimi oblogami. Drugo metodo pa smo povzeli po članku avtorjev Šupek, Dujič in Žarnić [4], ki temelji na eksperimentalnih preiskavah lesenih križno lepljenih masivnih X-Lam sten z odprtinami, proizvajalca KLH. Na podlagi tega modela je bila izvedena parametrična študija vpliva odprtin, iz katere izhajata enačbi za izračun deleža nosilnosti in deleža togosti. Podrobnejši opis omenjenih primerjalnih metod je podan v poglavju 3.4.

3.1 Metoda A

Panelne stene so obremenjene s horizontalnimi in vertikalnimi silami in morajo biti projektirane za njihov prevzem. Večino vertikalnih obremenitev prevzame leseni okvir, velik del horizontalne obtežbe pa prevzamejo obložne plošče, ki zagotavljajo tudi zadostno horizontalno togost. Spodaj opisana poenostavljena metoda se lahko uporablja le za stenske elemente s končnimi vezmi, kar pomeni, da je končni navpični element neposredno pritrjen na spodnjo konstrukcijo.

Projektna nosilnost stene za prevzem vodoravne obtežbe je po Evrokodu 5 določena kot vsota nosilnosti posameznih stenskih elementov:

$$F_{i,v,Rd} = \sum F_{f,Rd} \cdot \frac{b_i}{s} \cdot c_i \quad (3.1)$$

$$c_i = \begin{cases} 1 & \text{za } b_i \geq b_0 \\ \frac{b_i}{b_0} & \text{za } b_i \leq b_0 \end{cases} \quad \text{kjer je } b_0 = h/2 \quad (3.2)$$

kjer je:

s razdalja med pritrdilnimi veznimi sredstvi,

$F_{f,Rd}$ projektna bočna nosilnost posameznega pritrdilnega veznega sredstva,

h višina stene.

Pri izračunu nosilnosti za prevzem horizontalne obtežbe v ravnini stene se ne sme upoštevati stenskih panelov z odprtinami za vrata ali okna.

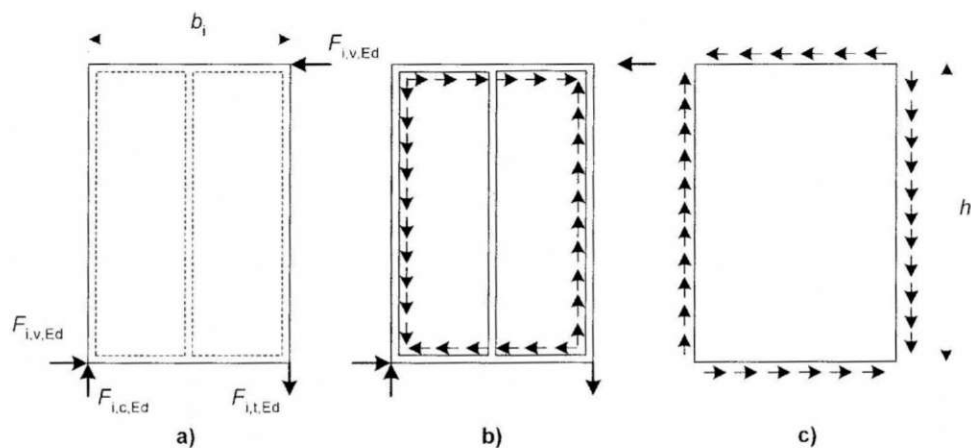
Za stenske panele z obojestranskimi obložnimi ploščami je treba upoštevati naslednja pravila:

- če so plošče in pritrdilna vezna sredstva istega tipa in z enakimi dimenzijami, se lahko za celotno nosilnost glede na horizontalno obtežbo v ravnini stene privzame vsota nosilnosti obeh strani
- če so uporabljene različne vrste plošč in pritrdilna sredstva s podobnimi moduli zdrsa, se lahko kot nosilnost upošteva 75 % nosilnost šibkejši strani, razen če ni dokazano drugače. V teh primerih se sme upoštevati največ 50 % nosilnost.

Zunanje sile $F_{i,c,Ed}$ in $F_{i,t,Ed}$ po Sliki 3.1 je treba določiti z enačbo

$$F_{i,c,Ed} = F_{i,t,Ed} = \frac{F_{i,v,Ed} \cdot h}{b_j}, \quad (3.3)$$

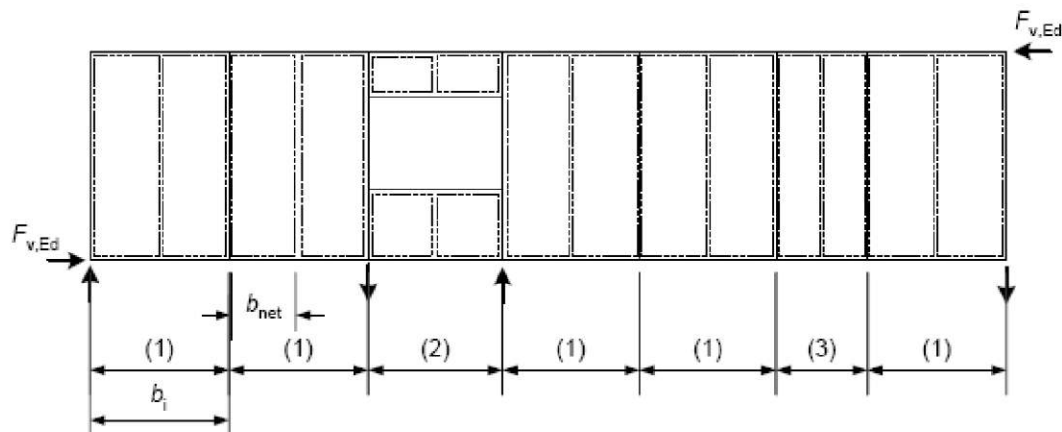
kjer je h višina stene.



Slika 3.1: Sile, ki delujejo na: a) stenski panel; b) okvir; c) obložno ploščo [2]

Zunanje sile se lahko prenesejo na plošče sosednjih stenskih elementov ali na zgornje oziroma spodnje konstrukcije. Če se natezne sile prenašajo na spodnje konstrukcije, mora biti panel sidran s togimi veznimi sredstvi.

Na podoben način se lahko prenesejo na zgornje in spodnje konstrukcije tudi zunanje sile v panelih z odprtinami za vrata ali okna in v stenskih panelih z manjšo širino (Slika 3.2).



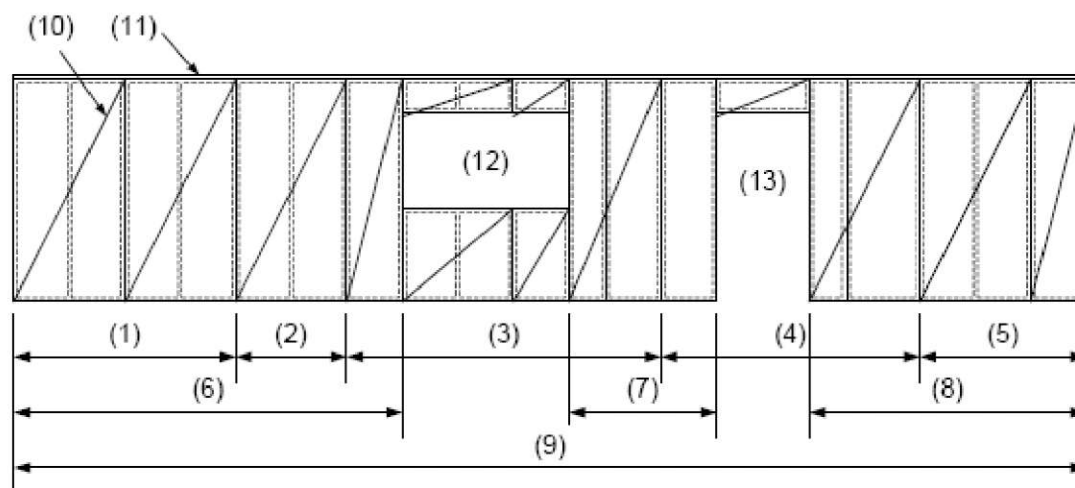
Legenda:

- (1) Stenski panel (običajna širina)
- (2) Stenski panel z oknom
- (3) Stenski panel (manjša širina)

Slika 3.2: Primer sestave stenskih panelov, v katerem je panel z oknom in panel z manjšo širino [2]

3.2 Metoda B

Sestav sten imenujemo eno ali več sten, od katerih je vsaka sestavljena iz enega ali več panelov, ti pa so izdelani iz obložnih plošč iz materialov na lesni osnovi, ki so pritrjene na leseni okvir (*Slika 3.3*).



Legenda:

- | | |
|---------------------|---------------------|
| (1) Stenski panel 1 | (2) Stenski panel 2 |
| (3) Stenski panel 3 | (4) Stenski panel 4 |
| (5) Stenski panel 5 | (6) Stena 1 |
| (7) Stena 2 | (8) Stena 3 |
| (9) Sestav sten | (10) Obložna plošča |
| (11) Zgornja prečka | (12) Okno |
| (13) Vrata | |

Slika 3.3: Primer sestave sten iz več stenskih panelov [2]

Širina panela, ki prispeva k nosilnosti za prevzem horizontalne obtežbe v ravnini panela, mora znašati vsaj četrtno višine panela. Pritrditev obložnih plošč na leseni okvir mora biti izvedena z žebli ali lesnimi vijaki, razdalje med veznimi sredstvi pa morajo biti enake po vsem obodu plošče. Razdalje med pritrdilnimi sredstvi znotraj plošče ne smejo biti več kot dvakrat večje kot po obodu.

Če je v panelu odprtina, je treba dolžine panelov na vsaki strani odprtine upoštevati kot za ločene panele.

Če so stene sestavljene iz več panelov, morajo biti izpolnjene naslednje zahteve:

- zgornji robovi posameznih panelov morajo biti povezani z elementi ali konstrukcijami, ki segajo preko stikov panelov;
- preverjena mora biti trdnost navpičnega stika med dvema paneloma, projektna nosilnost pa mora znašati najmanj 2,5 kN/m;
- paneli, spojeni v steno, morajo preprečiti prevrnitev in zdrs. To se doseže s sidranjem v podporno konstrukcijo, s stalno navpično obtežbo stene ali s kombinacijo obojega.

Za sestav več sten je treba projektno nosilnost za prevzem horizontalne obtežbe v ravnini stene $F_{v,Rd}$ določiti z enačbo

$$F_{v,Rd} = \sum F_{i,v,Rd}, \quad (3.4)$$

kjer je $F_{i,v,Rd}$ projektna nosilnost stene pri horizontalni obtežbi v ravnini stene.

Projektno nosilnost stene i pri horizontalni obtežbi $F_{i,v,Rd}$ je treba izračunati po enačbi

$$F_{i,v,Rd} = \frac{F_{f,Rd} \cdot b_i}{s_0} k_d \cdot k_{i,q} \cdot k_s \cdot k_n, \quad (3.5)$$

kjer je:

$F_{f,Rd}$ projektna bočna nosilnost posameznega pritrdilnega veznega sredstva,

b_i dolžina stene v m,

s_0 osnovna razdalja med pritrdilnimi veznimi sredstvi,

k_d faktor vpliva dimenzij stene,

$k_{i,q}$ faktor vpliva enakomerne obtežbe pri steni i ,

k_s faktor razporeditve pritrdilnih veznih sredstev,

k_n faktor vpliva materiala obložnih plosč.

Vrednosti s_0 , k_d , $k_{i,q}$, k_s in k_n je treba izračunati po enačbah:

$$s_0 = \frac{9700 \cdot d}{\rho_k} \quad (3.6)$$

kjer je:

d premer pritrdilnega veznega sredstva v mm,

ρ karakteristična gostota lesa okvira v kg/m^3 .

$$k_d = \begin{cases} \frac{b_i}{h} & \text{za } \frac{b_i}{h} \leq 1.0 & (a) \\ \left(\frac{b_i}{h}\right)^{0.4} & \text{za } \frac{b_i}{h} > 1.0 \text{ in } b_i \leq 4.8 \text{ m} & (b) \\ \left(\frac{4.8}{h}\right)^{0.4} & \text{za } \frac{b_i}{h} > 1.0 \text{ in } b_i > 4.8 \text{ m} & (c) \end{cases} \quad (3.7)$$

kjer je h višina stene v m.

$$k_{i,q} = 1 + \left(0.083 \cdot q_i - 0.0008 \cdot q_i^2\right) \cdot \left(\frac{2.4}{b_i}\right)^{0.4} \quad (3.8)$$

kjer je q_i ekvivalentna enakomerno razporejena navpična obtežba na steno v kN/m, večja ali enaka 0.

$$k_s = \frac{1}{0.86 \frac{s}{s_0} + 0.57} \quad (3.9)$$

kjer je s razdalja med pritrdilnimi veznimi sredstvi vzdolž robov obložnih plošč.

$$k_n = \begin{cases} 1.0 & \text{za enostranske obloge} & (a) \\ \frac{F_{i,v,Rd,max} + 0.5 \cdot F_{i,v,Rd,min}}{F_{i,v,Rd,max}} & \text{za obojestranske obloge} & (b) \end{cases} \quad (3.10)$$

kjer je:

$F_{i,v,Rd,max}$ projektna nosilnost za prevzem vodoravne obtežbe v ravnini stene za močnejšo obložno ploščo,

$F_{i,v,Rd,min}$ projektna nosilnost za prevzem vodoravne obtežbe v ravnini stene za šibkejšo obložno ploščo.

Ekvivalentno navpično obtežbo q_i , s katero izračunamo faktor $k_{i,q}$, je treba določiti z upoštevanjem stalne obtežbe, celotne obtežbe z vetrom ter ekvivalente obtežbe zaradi točkovnih in sidrskih sil, ki delujejo na panel. Za izračun faktorja $k_{i,q}$ je treba navpične točkovne sile pretvoriti v ekvivalentno enakomerno obtežbo ob predpostavki, da je stena togo telo.

$$q_i = \frac{2 a \cdot F_{i,vert,Ed}}{b_i^2}, \quad (3.11)$$

kjer je:

a vodoravna razdalja med silo F in nasprotnim vogalom stene,

b dolžina stene.

Zunanje sile $F_{i,c,Ed}$ in $F_{i,t,Ed}$ zaradi vodoravne obtežbe $F_{i,v,Ed}$ na steno i je treba določiti z enačbo

$$F_{i,c,Ed} = F_{i,t,Ed} = \frac{F_{i,v,Ed} \cdot h}{b_i}, \quad (3.12)$$

kjer je h višina stene.

Te zunanje sile se lahko prenesejo ali na sosednjo ploščo preko navpične zveze med paneli ali na spodnjo oziroma zgornjo konstrukcijo. Če se natezne sile prenašajo na spodnjo konstrukcijo, mora biti panel sidran s togimi veznimi sredstvi.

Metodi veljata za precej netočni v primeru uporabe mavčno-vlaknenih obložnih plošč, kjer zaradi nizke natezne trdnosti obložnega materiala prihaja do tvorbe nateznih razpok v obložnih ploščah pred nastopom plastifikacije veznih sredstev v priključnih ravninah med lesenim okvirjem in obložnimi ploščami. Nacionalni dodatek k Evrokodu 5 (normativni) zato navaja, da poenostavljeni računski metodi A in B nista primerni za določitev nosilnosti panelnih sten z mavčno-vlaknenimi obložnimi ploščami. Tudi v našem primeru je prišlo pri izračunu nosilnosti panelnih sten z odprtinami z Metodo B, do precejšnjega odstopanja v primerjavi z ostalima dvema metodama (izračun nosilnosti na podlagi eksperimentalnih

preiskav ter z metodo, pri kateri nosilnost panelne stene z odprtinami izračunamo z upoštevanjem koeficienta polnosti panela r).

3.3 Sovprežni model

Prerez panelne stene obravnavamo kot sovprežni sistem, ko je ta sestavljen iz lesenega okvirja in obložnih plošč, ki so z mehanskimi veznimi sredstvi pritrjene na leseni okvir. Razdelitev horizontalne obremenitve je zato odvisna od medsebojnega razmerja togosti plošč in okvirja. Efektivna upogibna togost nosilca $(EI_y)_{eff}$ sovprežnega prereza z mehanskimi veznimi sredstvi se po Evrokodu 5 [2] izračuna po »γ-metodi« z upoštevanjem modificiranega Steinerjevega izraza, kjer se podajnost veznih sredstev upošteva s koeficientom togosti priključne ravnine γ_{yi} v odvisnosti od podajnosti veznih sredstev k_{yi} .

$$(EI_y)_{eff} = \sum_{i=1}^n (E_i \cdot I_{yi} + \gamma_{yi} \cdot E_i \cdot A_i \cdot a_i^2) \quad (3.13)$$

$$A_i = b_i \cdot h_i \quad (3.14)$$

$$I_{yi} = \frac{b_i \cdot h_i^3}{12} \quad (3.15)$$

kjer je:

a_i razdalja med težiščem celotnega prereza in lokalnim težiščem i-tega elementa prereza,

$$\gamma_{yi} \text{ koeficient togosti priključne ravnine} \quad \gamma_{yi} = \frac{1}{1 + k_{yi}}, \quad (3.16)$$

$$k_{yi} \text{ koeficient podajnosti veznih sredstev} \quad k_{yi} = \frac{\pi^2 \cdot A_{les1} \cdot E_{les} \cdot s}{L_{eff}^2 \cdot K_i}, \quad (3.17)$$

K_i modul pomikov, ki znaša; $K_i = K_{ser,i}$ za račune v mejnem stanju uporabnosti,
 $K_i = K_{u,i}$ za račune v mejnem stanju nosilnosti.

Evrokod 5 [2] izraza za izračun karakteristične horizontalne sile $F_{cr,k}$ pri kateri nastane v obložni plošči razpoka, ne podaja. Vrednost $F_{cr,k}$ je definirana po upogibni teoriji nosilca glede na karakteristično natezno trdnost $f_{t,0,k}^{MVP}$ in modul elastičnosti E_{MVP} mavčno-vlknaste plošče, po enačbi:

$$F_{cr,k} = \frac{M_{y,cr}}{h_{MVP}} = \frac{2 \cdot f_{t,0,k}^{MVP} \cdot (EI_y)_{eff}}{E_{MVP} \cdot b \cdot h_{MVP}} \quad (3.18)$$

Karakteristično porušno silo $F_{u,k}$ določimo glede na karakteristično natezno trdnost $f_{t,0,k}$ stebričkov lesenega okvirja in efektivno upogibno togost razpokanega prereza $(EI_y)_{eff}$.

$$F_{u,k} = \frac{f_{t,0,k} \cdot (EI_y)_{eff}}{E_{les} \cdot (y_{yl} \cdot z_l + \frac{a}{2}) \cdot h} \quad (3.19)$$

3.4 Izračun nosilnosti z upoštevanjem koeficienta polnosti panela r

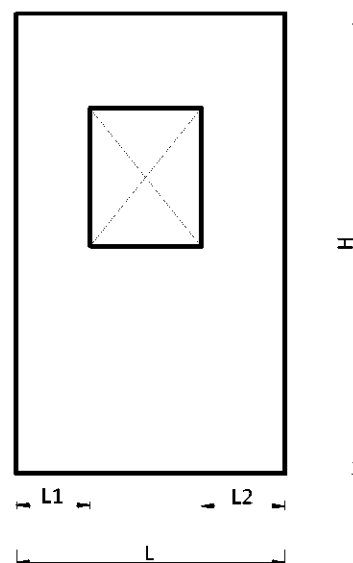
Na podlagi članka Yasumura in Sugiyama [3] smo po sledeči metodi izvedli primerjavo vpliva velikosti odprtine izražene s koeficientom polnosti panela r (Slika 3.4), na togost in nosilnost stenskih elementov.

A_0 površina odprtine stene

$\alpha = \frac{A_0}{H \cdot L}$ delež površine odprtine stene

$\beta = \frac{\sum L_i}{L}$..delež dolžin polnih segmentov

$r = \frac{1}{1 + \left(\frac{\alpha}{\beta} \right)}$ koeficient polnosti panela



Slika 3.4: Pomen oznak za izračun koeficienta polnosti panela r

Delež nosilnosti stenskih elementov F smo izačunali po formuli podani v [3]:

$$F = \frac{r}{3 - 2r}, \quad (3.20)$$

kjer je r koeficient polnosti panela.

Potrebno je poudariti, da se v opisani metodi obravnavajo leseni okvirni stenski elementi z odprtinami, kjer je stena obdana z lesnimi oblogami in ne z obložnimi ploščami, kot je v našem primeru.

Podoben pristop je bil uporabljen tudi v članku avtorjev Šupek, Dujič in Žarnić [4], kjer je metoda temeljila na eksperimentalnih preiskavah lesenih križno lepljenih masivnih KLH sten, katerih rezultati so bili pomoč pri izdelavi računskega modela strižne stene z odprtinami. Numerične analize so bile izvedene s programom SAP 2000. Na podlagi tega modela je bila izvedena parametrična študija vpliva odprtín, katere rezultati lahko služijo za hitro oceno vpliva velikosti in oblike odprtín na strižno togost in strižno nosilnost KLH sten. Iz oblik tendenčnih krivulj prikazanih v [4], dobimo enostavni enačbi za izračun deleža nosilnosti (F) in deleža togosti (K).

$$F = r \cdot (2 - r) \quad (3.21)$$

$$K = \frac{r}{2 - r}, \quad (3.22)$$

kjer je r koeficient polnosti panela.

4 EKSPERIMENTALNE PREISKAVE PANELNIH STEN Z ODPRTINAMI

4.1 Opis eksperimenta

V laboratoriju za analizo konstrukcij Fakultete za gradbeništvo Univerze v Mariboru smo izvajali raziskave horizontalne nosilnosti panelnih sten z odprtinami z obojestransko oblogo iz mavčno-vlaknenih plošč.

Preizkušance smo s pomočjo hidravličnega bata obremenjevali s silo F . Cilinder je bil opremljen tudi z merilno letvijo, ki je v primeru naših raziskav omogočal merjenje vertikalnega pomika panelne stene. Celotni postopek obremenitve s silo F in merjenja vertikalnega pomika w se je beležil v datoteki računalniškega programa LabVIEW.

Eksperimentalne preiskave smo izvajali na vzorcih panelnih sten z odprtinami, kjer smo kot obloge uporabili mavčno-vlaknaste plošče, debeline 15 mm, proizvajalca Knauf, ki so pritrjene na leseni okvir s sponkami debeline $\Phi 1.53$ mm na razdalji $s = 7.5$ cm. Predpostavljen vpliv odprtín na togost in nosilnost panelne stene smo dokazali s spreminjanjem velikosti odprtine.

Zanimale so nas sledeče fizikalne količine:

- sila pri nastanku prve razpoke F_{cr} ,
- porušna sila F_u ,
- maksimalni pomik w na vrhu panelne stene z odprtino,
- velikost zdrsov Δ_{zg} , Δ_{sp} v priključni ravnini v natezni in tlačni coni ter na zgornjem $\Delta_{zg,o}$ in spodnjem $\Delta_{sp,o}$ robu odprtine,
- stiskanje lesa v tlačni podpori,
- zdrs zaradi popustljivosti vijakov v natezni podpori.

Testni vzorci pripadajo lesu II. kategorije iglavcev, ki odgovarja klasifikaciji C22 po EC5.

Materialne karakteristike so prikazane v *Preglednici 4.1*

Preglednica 4.1: Materialne karakteristike uporabljenih materialov

	$E_{0,m}$ [N/mm ²]	G_m [N/mm ²]	$f_{m,k}$ [N/mm ²]	$f_{t,0,k}$ [N/mm ²]	$f_{c,0,k}$ [N/mm ²]	$f_{v,k}$ [N/mm ²]	ρ_m [kg/m ³]
Les C22	10000	630	22	13	20	2,4	410
MVP	3000	1200	4,0	2,5	20	5,0	1050

Vzorci smo razdelili na tri testne skupine (O1,O2,O3), katere smo primerjali s testno skupino G2, ki obravnava panele brez odprtin, Premrov & Kuhta [5].

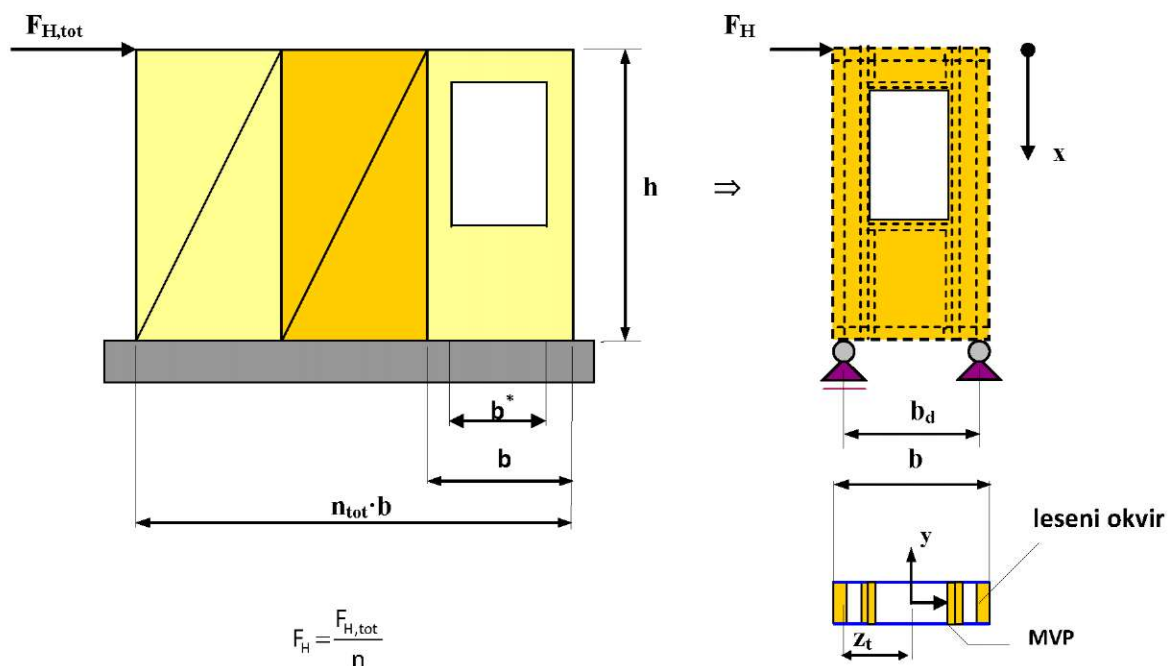
Statični sistem

Statični sistem je enak za vse testne primere in prikazan na *Sliki 4.1* in *Sliki 4.2*. Vse panele smo obtežili z začetno vertikalno silo $F = 1 \text{ kN}$, ki smo jo postopoma povečevali z intervali po 1kN, dokler nismo v natezni coni MVP opazili prvo razpoko. Tako smo nadaljevali predvidoma do porušitve vzorcev.

Potrebno je poudariti, da so vzorci zasukani za 90° glede na računski statični sistem prikazan na *Sliki 4.2*, kar pa na rezultate ne vpliva, če ustrezno upoštevamo vpliv lastne teže testnega vzorca.



Slika 4.1: Eksperimentalna preiskava panelne stene z manjšo odprtino (O2)



Slika 4.2: Statični sistem preiskušanih panelnih sten

Zaradi možnosti obteževanja smo v vertikalni smeri panelno steno konzolno vpeli na obstoječi togi jekleni okvir (Slika 4.3). Gornji natezni pas smo s tremi dvostržnimi vijaki M16 privijačili na dve jekleni ploščati stremeni dimenzij $8 \times 120 \times 600 \text{ mm}$, ti pa privarili na polovični IPE 180 profil, katerega smo sidrali z dvema vijakoma M24 na togi okvir.



Slika 4.3: Detajl zgornje natezne podpore

Spodnje tlačno ležišče smo v horizontalni smeri podprli z I 180 nosilcem, katerega smo priključili na togi okvir. Vertikalno reakcijo pa smo direktno prenesli v temeljni nosilec jaška. Tlačni (spodnji) pas panelne stene smo napram bočni zvrnitvi zavarovali s pomožno jekleno konstrukcijo (*Slika 4.1*). Zelo toga vpetje je bilo izbrano z namenom, da bi imelo obnašanje podpore čim manjši vpliv na obnašanje preizkušanca in da bi na ta način dobili čim boljši vpogled v obnašanje samega stenskega elementa.

Merjenje pomika w

Vertikalni pomik w se je z merilno letvijo, pritrjeno na hidravlični cilinder PZ10 za vnos sile F , avtomatično meril in beležil vsako sekundo. Istočasno se je beležila tudi vrednost sile. *Slika 4.4* prikazuje cilinder in merilno letev. Natančnost merilne letve in zapisa je $5\mu\text{m}$.

Slika 4.5 prikazuje detelj obremenjevanja z batom, kjer bat preko podložne plošče nalega na leseni okvir in obložni plošči.



Slika 4.4: Bat za vnos sile in merilna letev za vertikalni pomik



Slika 4.5: Detajl obremenjevanja z batom

Iz *Slike 4.6* je razviden zapis časa obremenitve v sekundah, načrtovane oz. željene sile, dejanske sile in izmerjenega pomika. Nihanje dejanske sile je posledica hidravlike in je zanemarljiva. Datoteke s temi podatki smo obdelali in izrisali diagrame F-w.

Čas [s]	Žel.sila [kN]	Dej.sila [kN]	Toč.pomik [mm]
.	.	.	.
.	.	.	.
287,000000	2,296000	2,120701	4,295000
288,000000	2,304000	2,134442	4,315000
289,000000	2,312000	2,137076	4,330000
290,000000	2,320000	2,143035	4,345000
291,000000	2,328000	2,145548	4,360000
292,000000	2,336000	2,159702	4,385000
293,000000	2,344000	2,161801	4,405000
.	.	.	.
.	.	.	.

Slika 4.6: Digitalni zapis časa, sile in vertikalnega pomika

Normirane vrednosti pomikov

V natezni podpori nastopi zaradi podajnosti sidrnih vijakov M16 pomik u_{16} . V prečniku okvirja ob tlačni podpori pa zaradi relativno majhne tlačne trdnosti lesa pravokotno na vlakna ($f_{c,90,k} = 2,4 \text{ N/mm}^2$ za kvaliteto lesa C22), pride do gnetenja lesa. Ta pomik smo označili kot u_{les} . Če od izmerjenega pomika w odštejemo pomik zaradi podajnosti vijakov w_{16} in pomik zaradi gnetenja lesa w_{les} dobimo pomik panelne stene, ki ga bomo označili kot normiran pomik w_{norm} . V nadaljevanju bomo obravnavali samo še normirane pomike, saj so ti primerni za primerjavo z rezultati numeričnega modeliranja.

$$w_{norm} = w - w_{16} - w_{les} \quad (4.1)$$

$$w_{16} = u_{16} \cdot \frac{h_{MVP}}{b_{MVP}} \quad (4.2)$$

$$w_{les} = u_{les} \cdot \frac{h_{MVP}}{b_{MVP}} \quad (4.3)$$

Preglednica 4.2: Vrednosti normiranih pomikov po posameznih testnih skupinah

	srednje vrednosti						normirane vrednosti		
F	O1	O2	O3	U_{les}	U_{16}	$(u_{16} + u_{les}) \cdot 264/125$	O1	O2	O3
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	10,3	6,413	8,2	0,65	0,6	2,64	7,66	3,77	5,56
6	20,27	10,36	19,36	1	0,88	3,97	16,3	6,39	15,39
8	33,91	15,52	46,06	1,3	1,16	5,19	28,72	10,34	40,87
10		25,41		2,18	1,4	7,56		17,85	
12		35,2		2,69	1,62	9,1		26,1	
14				3,2	1,86	10,68			

Pomike zaradi podajnosti sidrnih vijakov w_{16} in tlačne pomike w_{les} zaradi gnetenja lesa povzemamo po izračunih v Dobrila [6], kjer so obravnavani enaki preizkušanci z enakimi podporami.

Merjenje in odčitavanje zdrsov

Pri koraku obremenitve po 1 kN smo odčitavali lokalno vrednost zdrsa v priključni ravnini med lesenim okvirjem in oblogami v natezni in tlačni coni panelne stene ter na zgornjem in spodnjem robu odprtine.

Slika 4.7 natančneje prikazuje merilno mesto zdrsa v natezni coni. Zdrse smo odčitovali z merilno uro natančnosti 0,01 mm. Enaka je bila tudi natančnost odčitavanja. Vrednost smo odčitali, ko je na monitorju računalnika za krmiljenje hidravličnega obremenjevanja sile F , leta dosegla prirastek 1 kN. Na osnovi zabeleženih odčitkov smo izdelali diagrame zdrsov v nategu in tlaku.



Slika 4.7: Merilno mesto za zdrs zgoraj

Spremljanje razpok v obložnih ploščah

Vizuelno smo opazovali pojav prve razpoke obložne plošče. Ob nastopu razpoke smo na vmesniškem oknu programa za vodenje in nadzor sistema (*Slika 4.8*) odčitali vrednost sile in s tem določili F_{cr} oziroma silo ob nastopu prve razpoke obložne plošče. Odpiranja oz. širine razpok nismo beležili. Pri nekaterih preiskušancih smo beležili tudi napredovanje razpok.

Z analizo in obdelavo beleženih podatkov obremenitve smo izvedli kontrolo vizualno določene sile F_{cr} . Vrednosti so se v večini primerov ujemale s spremembo naklona krivulje, ki predstavlja spremembo v togosti preiskuşanca.



Slika 4.8: Vmesniško okno programa za vodenje in nadzor sistema

Porušna sila

Po pojavu razpoke smo obremenjevanje nadaljevali do porušitve preizkušanca. Silo pri porušitvi preizkušanca smo deklarirali kot porušno silo F_u . Porušitve preizkušanca ni bilo vselej enostavno določiti. V primeru hipne porušitve po lesu je bila porušna sila jasno določena s popolno porušitvijo. Zaradi varovanja udeležencev preiskav (neposredna bližina zaradi odčitavanja zdrsov) in laboratorijske opreme, preiskušancev praviloma nismo obremenjevali do popolne porušitve.

Porušno silo smo določili po naslednjih kriterijih:

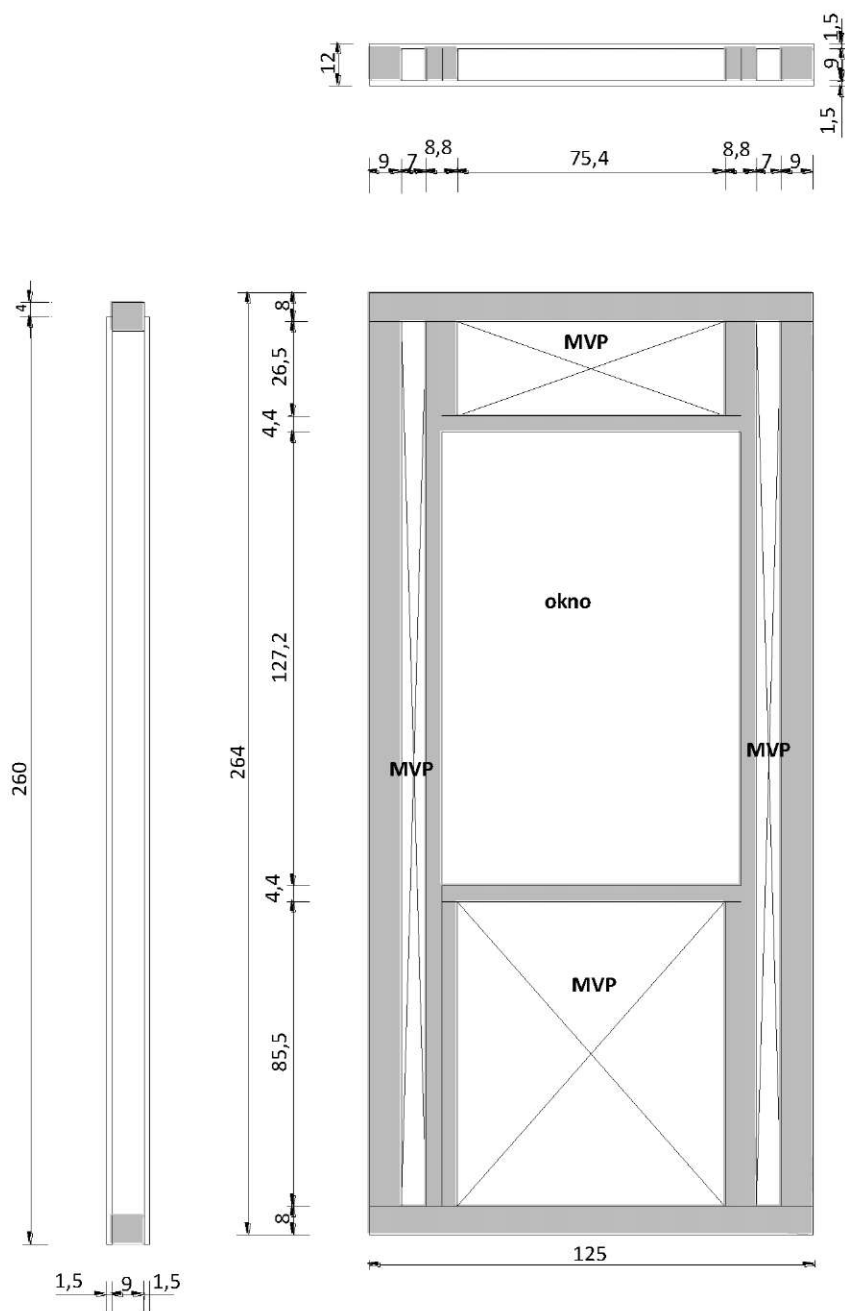
- v trenutku, ko se je razpoka odprla od vogala odprtine proti nosilcu
- hipna porušitev po lesu
- padec obremenjevalne sile na manometru
- v primeru večanja pomikov brez prirastka sile.

Izbočitev

Za preprečitev mogoče izbočitve panelne stene smo postavili pomožno jekleno konstrukcijo z vertikalno pomičnimi podporami (Slika 4.4). Nobeden izmed preizkušancev vizualno ni izkazal izbočitve.

Testna skupina O1:

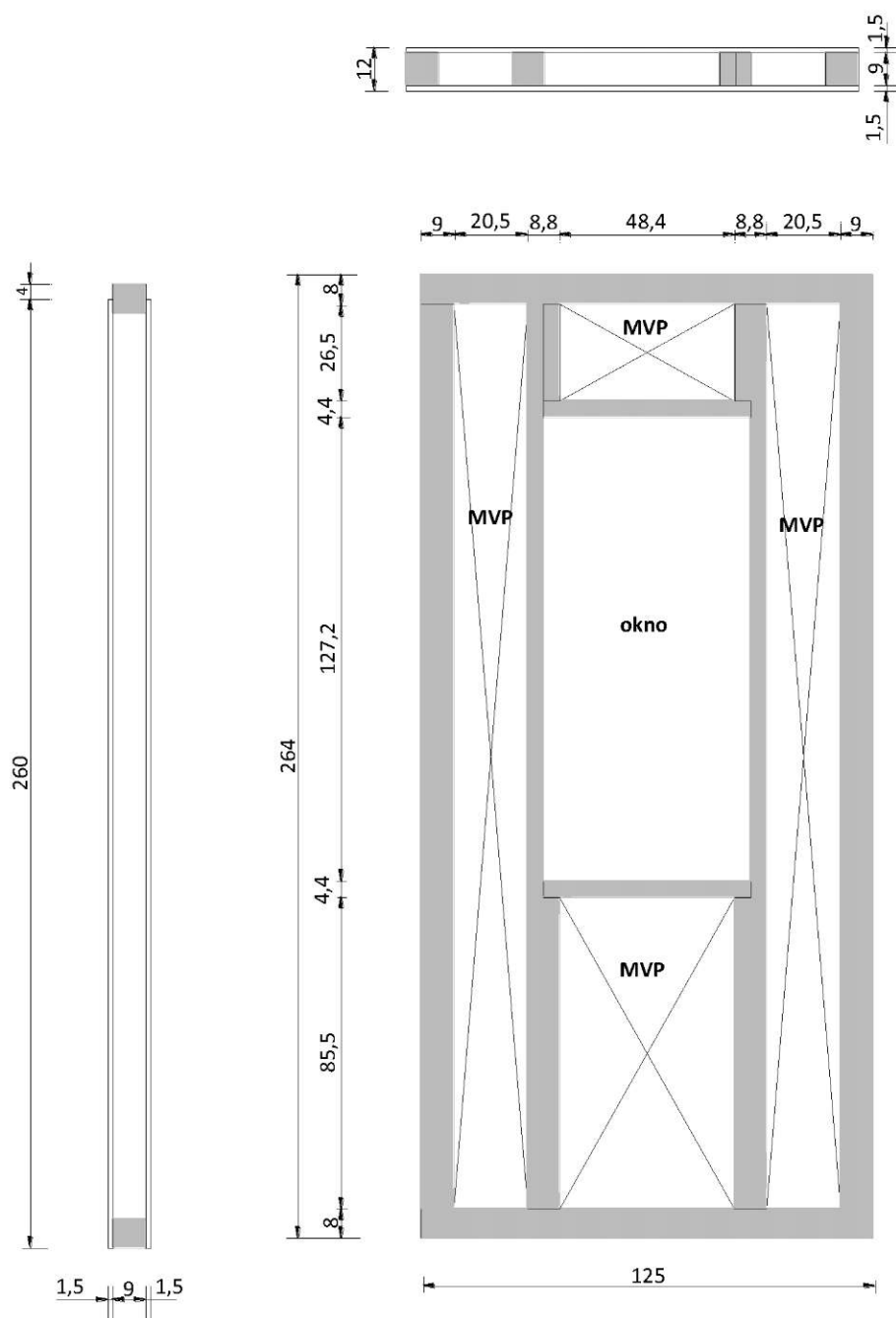
Vzorci panelnih sten velikosti $b/h = 125/264\text{ cm}$ se po delavniških načrtih izdelajo v podjetju Marles. Dimenzije odprtine na treh vzorcih v prvi testni skupini O1 znašajo $h_o = 127.2\text{ cm}$ in $b_o = 84.2\text{ cm}$. Prečni prerez panela prikazanega na Sliki 4.9 je sestavljen iz stebrov dimenzij $9 \times 9\text{ cm}$ in $4.4 \times 9\text{ cm}$, nosilcev dimenzij $8 \times 9\text{ cm}$ ter mavčno-vlaknastih plošč (MVP) debeline $t = 15\text{ mm}$, sestavljenih iz več delov, kakor se tudi tipizirano izdeluje v proizvodnji podjetja.



Slika 4.9: Prečni prerez vzorca panelne stene z večjo odprtino za testno skupino O1

Testna skupina O2:

Vzorci panelnih sten so enakih velikosti, $b/h = 125/264$ cm. Dimenzije odprtine na treh vzorcih v drugi testni skupini O2 znašajo $h_o = 127.2$ cm in $b_o = 57.2$ cm. Prečni prerez panela prikazanega na *Sliki 4.10* je sestavljen iz stebrov dimenzij 9×9 cm in 4.4×9 cm, nosilcev dimenzij 8×9 cm ter mavčno-vlaknastih plošč debeline $t = 15$ mm sestavljenih iz več delov.



Slika 4.10: Prečni prerez vzorca panelne stene z manjšo odprtino za testno skupino O2

Testna skupina O3:

Vzorci panelnih sten so enakih velikosti kot v prejšnjih testnih skupinah. Dimenzije odprtin vzorcev v tretji skupini O3 so enake dimenzijam odprtin v O1. Prečni prerez panela prikazanega na *Sliki 4.11* je sestavljen iz stebrov dimenzije $9 \times 9 \text{ cm}$ in $4.4 \times 9 \text{ cm}$, nosilcev deimenzij $8 \times 9 \text{ cm}$ ter mavčno-vlaknastih plošč, sestavljenih iz enega dela.

Odprtina je izrezana iz MVP in je tako bližje teoretičnemu obnašanju po teoriji elastomehanike, saj v MVP ni oslabitev zaradi stikovanja med posameznimi sestavnimi ploščami, kar pa je za proizvodnjo manj uporabno.

Testna skupina G2:

Testna skupina G2 je sestavljena iz treh preiskušancev panelnih sten brez odprtin, enakih dimenzij ter enakih materialnih karakteristik. Mavčne-vlaknaste plošče debeline $t = 15 \text{ mm}$, proizvajalca Knauf so sestavljene iz enega dela in pritrjene na leseni okvir s sponkami debeline $\Phi 1.53 \text{ mm}$ na razdalji $s = 7.5 \text{ cm}$.

Podatki in *Slika 4.11* so povzeti po doktorski disertaciji M. Kuhta [7].



Slika 4.11: Eksperimentalna preiskava panelne stene brez odprtin, [7]

4.2 Predstavitev rezultatov po posameznih testnih skupinah

V tem poglavju bomo predstavili rezultate dobljene na podlagi eksperimentalnih preiskav za posamezne testne skupine. Določili smo silo pri nastanku prve razpoke F_{cr} , porušno silo F_u , maksimalni pomik w na vrhu panelne stene z odprtino ter velikost zdrsov Δ_{zg} , Δ_{sp} v priključni ravnini v natezni in tlačni coni ter na zgornjem $\Delta_{zg,o}$ in spodnjem $\Delta_{sp,o}$ robu odprtine. Rezultati za panelne stene brez odprtin so vzeti iz članka, Premrov & Kuhta [5].

4.2.1 Vrednosti sil

V Preglednici 4.3 so prikazani procentni deleži po posameznih skupinah med $F_{cr,i}/F_{cr,G2}$ in $F_{u,i}/F_{u,G2}$ ter "varnostni faktorji" c_i .

Preglednica 4.3: Numerični rezultati za F_{cr} , F_u , varnostni faktorji in procentni deleži

Testne skupine	F_{cr} [kN]	F_u [kN]	varnostni faktor (c_i) F_u / F_{cr}	delež (%)	
				F_{cr}	F_u
O1	4,30	8,91	2,07	25,21	34,05
O2	7,16	12,85	1,80	41,97	49,10
O3	4,31	8,95	2,07	25,27	34,20
G2	17,06	26,17	1,53	100	100

Varnostni faktor (c_i) je določen kot razmerje med porušno silo F_u in silo pri nastanku prve razpoke F_{cr} . Če primerjamo "varnostna faktorja" $c_1 = 2,07$ za testni skupini O1 (O3) in $c_2 = 1,80$ za testno skupino O2, opazimo da imajo vzorci v testni skupini O1 (O3) večjo varnost od vzorcev v testni skupini O2. Prav tako so od velikosti odprtine odvisna porušna sila F_u ter sila pri nastanku prve razpoke F_{cr} . Vpliv je izrazitejši pri sili F_u , saj je vrednost porušne sile v testni skupini O2, kjer je odprtina manjša, za 15 % večja. Kot smo pričakovali, se je pojav prve razpoke pri sili F_{cr} pojavil nad in pod odprtino, kar je povzročilo porušitev mavčno-vlknaste plošče na vogalih odprtine.

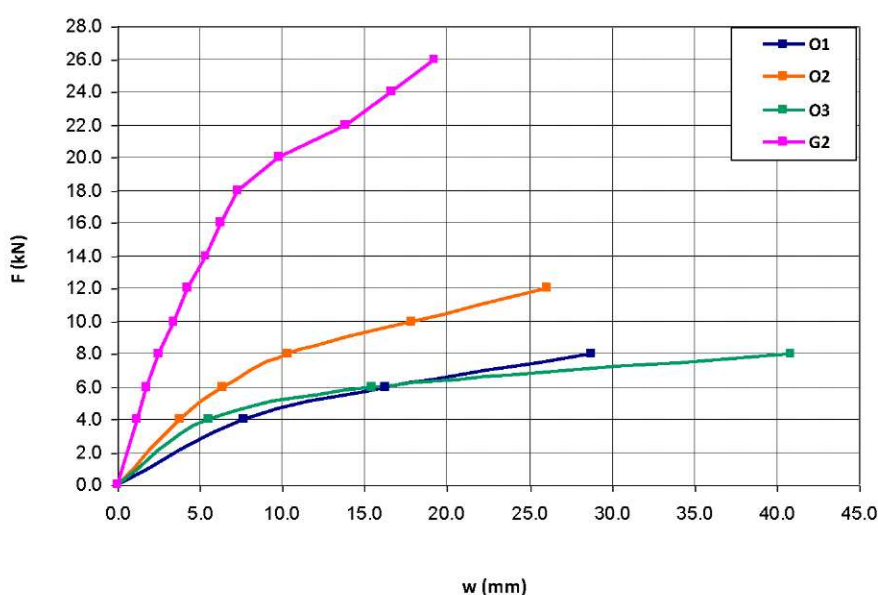


Slika 4.12: Prikaz porušitve MVP na vogalih odprtine

Na podlagi rezultatov lahko razberemo, da se v testni skupini O2 pojavi razpoka v MVP pri 66,51 % večji sili kot v testni skupini O1. Prav tako se je povečala porušna sila v testni skupini O2 za 44,22 % v primerjavi s testno skupino O1.

4.2.2 Pomiki

Za boljše razumevanje obnašanja panelne stene z odprtinami je na *Sliki 4.13* prikazana odvisnost med normiranim vertikalnim maksimalnim pomikom w glede na vpliv velikosti odprtine in vertikalno silo F . Graf funkcije nam prikazuje togost v odvisnosti od velikosti odprtine panelne stene.



Slika 4.13: F-w diagram

V *preglednici 4.4* je prikazana primerjava začetnih togosti K_i , definiranih kot razmerje med silo pri nastanku prve razpoke (F_{cr}) in pripadajočim pomikom (w_{cr}). Vrednost K_i torej predstavlja povprečno togost v območju elastičnih deformacij (pred nastankom prvih nepovratnih poškodb-razpok). Vrednosti togosti panelov z odprtinami so prikazane tudi kot odstotni deleži glede na togost polnega panela.

Preglednica 4.4: Procentni deleži togosti po posameznih testnih skupinah

Testne skupine	F_{cr} (kN)	w_{cr} (mm)	$K_i = F_{cr}/w_{cr}$ (kN/mm)	Delež (%)
O1	4,30	8,70	0,49	19,74
O2	7,16	7,40	0,97	38,64
O3	4,31	6,31	0,68	27,30
G2	17,29	6,91	2,51	100

Primerjava rezultatov panelnih sten z odprtinami (O1-O3) s panelnimi stenami brez odprtin (G2) nam prikaže, da je horizontalna togost testne skupine G2 večja v primerjavi s testnimi skupinami (O1-O3). Kot vidimo, imajo panelne stene brez odprtin večjo togost in nosilnost od panelnih sten z odprtinami, kar je seveda povsem razumljivo in pričakovano.

Iz eksperimentalnih rezultatov je nadalje razvidno, da delež stenskih odprtin podobno vpliva na horizontalno nosilnost kot tudi na horizontalno togost stenskih elementov.

Primerjava panelov O1 in O3 kaže, da je vpliv načina izdelave na horizontalno nosilnost praktično zanemarljiv, medtem ko je opazen občuten vpliv na horizontalno togost, saj je togost panela O3 za skoraj 40 % večja od togosti panela O1. Vzrok za razliko so relativni pomiki v lepljenih stikih med posameznimi deli MVP.

4.2.3 Pojav razpok v obložnih ploščah

Posebej bomo podali vpliv stikovanja med posameznimi deli obložnih plošč. Z vidika teorije mehanike bi bilo ustrezneje uporabiti panelno steno tipa O3, pri kateri je mavčno-vlaknasta plošča (MVP) sestavljena iz enega kosa. Medtem ko se v proizvodnji pretežno uporablja način, ko je MVP sestavljena iz večih kosov (panelna stena tipa O1).

Na Sliki 4.14 je prikazana razpoka na vzorcu iz testne skupine O3, kjer so MVP sestavljene iz enega kosa. Kot smo predvideli se razpoka pojavi v vogalu odprtine, nato pa se pod kotom cca. 45° širi proti mestu delovanja obtežbe.



Slika 4.14: Prikaz razpoke na testnem vzorcu v skupini O3

Slika 4.15 prikazuje nastanek razpoke na vzorcu iz testne skupine O1, kjer so mavčne – vlaknaste plošče sestavljene iz večih kosov (črtnasta črta prikazuje stik med dvema kosoma MVP). Zaradi določene podajnosti lepljenega stika med deli MVP se mesto največje koncentracije napetosti premakne navzgor, kar privede do nastanka razpoke nad vogalom odprtine.



Slika 4.15: Prikaz razpoke na testnem vzorcu v skupini O1

Obnašanje tovrstnih stenskih elementov je odvisno tudi od kvalitete lepljenih stikov med deli MVP. Čeprav v raziskavi ta detajl ni podrobneje obravnavan, velja opozoriti proizvajalce na ustrezno pozornost pri izdelavi in izboru kvalitete lepila.

4.3 Primerjalna analiza eksperimentalnih rezultatov

Na podlagi članka Yasumura & Sugiyama [3], smo izvedli primerjavo vpliva velikosti odprtine izražene s koeficientom polnosti panela r na testnih vzorcih panelnih sten z odprtinami, kot je prikazano v Preglednici 4.5.

Preglednica 4.5: Koeficient polnosti panela r za testne vzorce z odprtinami

Testne skupine	Dimenzije odprtine		α	β	Koeficient polnosti panela (r)
	h_0 (cm)	b_0 (cm)			
O1	127,2	84,2	0,3246	0,3264	0,5014
O2	127,2	57,2	0,2205	0,5424	0,7110
O3	127,2	84,2	0,3246	0,3264	0,5014

Izračunan koeficient polnosti panela znaša 0,50 za testne vzorce skupine O1 in O3 ter 0,71 za testne vzorce skupine O2. Kot smo dokazali v prejšnjem podpoglavju, horizontalna togost panelne stene narašča z manjšanjem velikosti odprtine. Dobljeni rezultati dokazujejo, da panelne stene, ki imajo večji koeficient polnosti panela (r), prispevajo k večjim vrednostim deleža togosti kot tudi večjim vrednostim deleža nosilnosti.

Rezultati prikazani v Preglednici 4.2 in Preglednici 4.3 dokazujejo, da ima velikost odprtine panelne stene velik vpliv na togost in nosilnost lesenih okvirnih stenskih elementov. Delež togosti znaša 20 % za testno skupino O1, 39 % za testno skupino O2 in 27% za testno skupino O3, medtem ko je delež nosilnosti 34 % za testni skupini O1 in O3 ter 49 % za testno skupino O2. Torej na podlagi rezultatov lahko ugotovimo, da bi togost in nosilnost panelnih sten z odprtinami lahko upoštevali pri prevzemu horizontalne obtežbe, ne pa zanemarili, kot to predpisuje Eurokod 5 v Metodi A. S tega vidika je bolj uporabna Metoda B, kjer je potrebno dolžine panelov na vsaki strani odprtine upoštevati kot za ločene panele.

Preglednica 4.6 prikazuje primerjavo rezultatov po posameznih testnih skupinah za delež nosilnosti izračunan z uporabo koeficienta polnosti panela (r) [3] (F_s , K_s), po Metodi B, ki jo predpisuje Evrokod 5 [2], po enačbi prikazani v [4] (F_{KLH} , K_{KLH}) ter eksperimentalnimi rezultati, dobljenimi s prej opisanimi preiskavami.

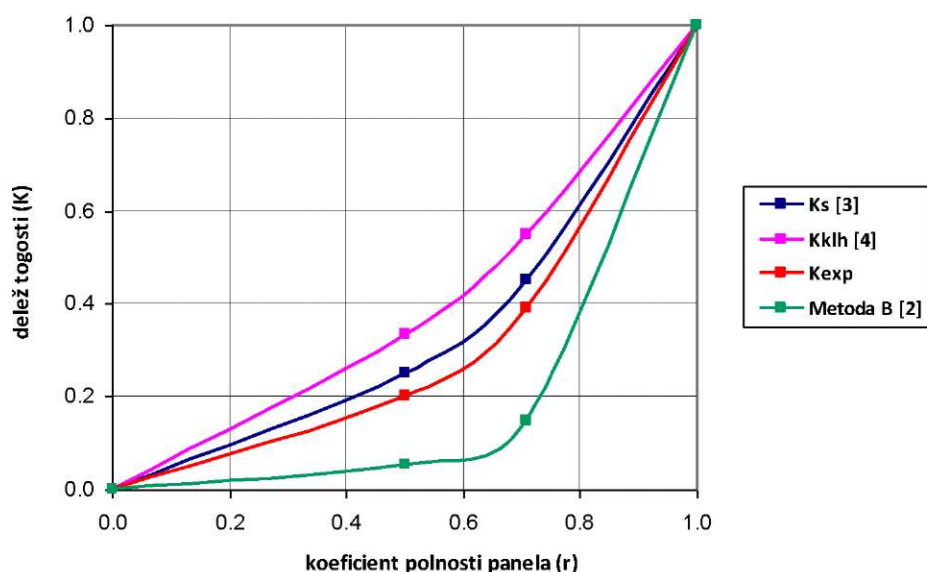
Preglednica 4.6: Primerjava deleža nosilnosti in togosti za posamezne testne vzorce

Testne skupine	Koeficient polnosti panela (r)	Delež nosilnosti			
	(r)	$F_s = r / (3-2r)$ [3]	$F_{KLH} = r (2-r)$ [4]	Metoda B [2]	$F_{exp,Fu} = F_{u,i} / F_{u,G2}$
O1	0,5014	0,2511	0,7514	0,0531	0,3405
O2	0,7110	0,4506	0,9165	0,1467	0,4910
O3	0,5014	0,2511	0,7514	0,0531	0,3420
		Delež togosti			
	(r)	$K_s = r / (3-2r)$ [3]	$K_{KLH} = r / (2-r)$ [4]	Metoda B [2]	K_{exp}
O1	0,5014	0,2511	0,3346	0,0531	0,1974
O2	0,7110	0,4506	0,5516	0,1467	0,3864
O3	0,5014	0,2511	0,3346	0,0531	0,2730

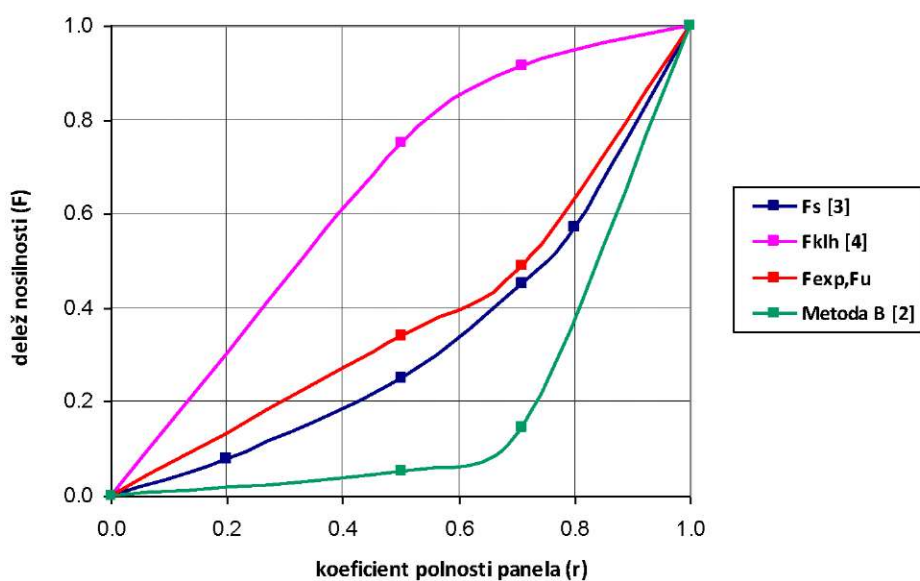
Primerjava rezultatov nam prikazuje, da enačba prikazana v [4] daje največje vrednosti deleža nosilnosti, ki bistveno presegajo naše rezultate. Po drugi strani pa je razvidno, da so vrednosti, izračunane po Metodi B [2] bistveno nižje. Izračunane vrednosti deležev togosti in nosilnosti v splošnem najboljše sovpadajo s primerjalno metodo iz literature [3], pri čemer so odstopanja večja pri deležih nosilnosti. Omeniti pa velja, da so vrednosti deležev sile pri nastanku prve razpoke (F_{cr} , prikazane v preglednici 4.3) dobro primerljive z vrednostmi F_s primerjalne metode [3].

Iz navedenega sledi, da bi lahko predlagan vpliv deleža stenskih odprtín z uporabo izraza za koeficient polnosti (r) [3], aplicirali tudi na okvirne stenske elemente z MVP obložnimi ploščami.

Rezultati prikazani v *Preglednici 4.6* dokazujejo, da imajo panelne stene z večjim koeficientom polnosti panela (r) večji delež togosti in nosilnosti. Grafični prikaz rezultatov je podan na *Sliki 4.16* za delež togosti in na *Sliki 4.17* za delež nosilnosti.



Slika 4.16: K-r diagram za delež togosti



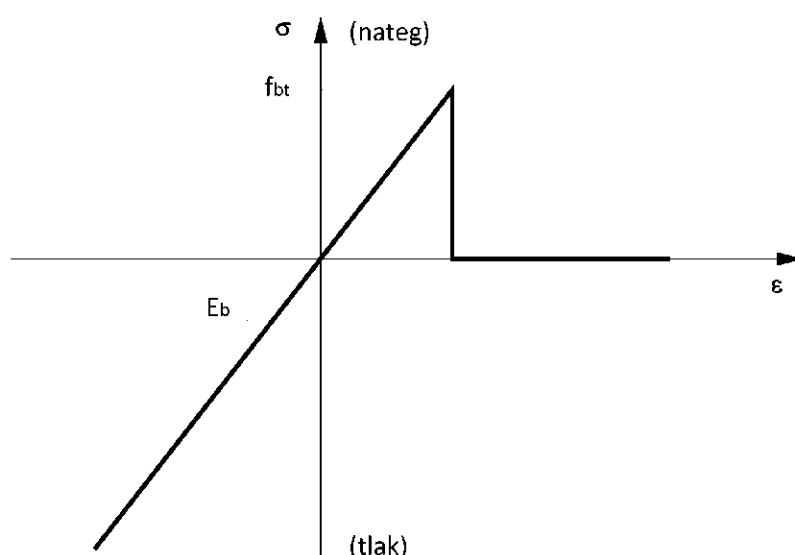
Slika 4.17: F-r diagram za delež nosilnosti

Tudi iz grafičnih prikazov je očitno, da metoda opisana v [4] daje bistveno previsoke vrednosti deležev togosti, predvsem pa nosilnosti. Metoda B iz Evrokoda 5 [2] pa daje bistveno prenizke vrednosti deležev togosti in nosilnosti. Z rezultati eksperimentalnih preiskav je najbolj primerljiva metoda opisana v [3], kjer se pojavljajo odstopanja do 25 %.

5 NUMERIČNA ANALIZA VPLIVA ODPRTIN NA NOSILNOST IN TOGOST PANELNIH STEN

Na podlagi rezultatov eksperimentalnih testov smo v nadaljevanju izvedli numerično analizo obravnavanih stenskih panelov s pomočjo računalniških analiz konstrukcij po metodi končnih elementov (MKE). Numerične analize smo izvajali z dvema računalniškima programoma, TNO Diana in SAP 2000. Z analizami smo želeli simulirati obremenilne teste za celoten potek obremenjevanja do porušitve, kar zahteva uporabo nelinearnih metod ob upoštevanju ustreznega obnašanja materiala. Ker je nosilnost obravnavanih panelov v največji meri odvisna od krhkega obnašanja obložnih plošč in posledičnega pojava razpok, smo posebno pozornost posvetili modeliranju materiala MVP. Uporabili smo dva različna pristopa, v skladu z možnostmi, ki jih ponujata uporabljena računalniška programa.

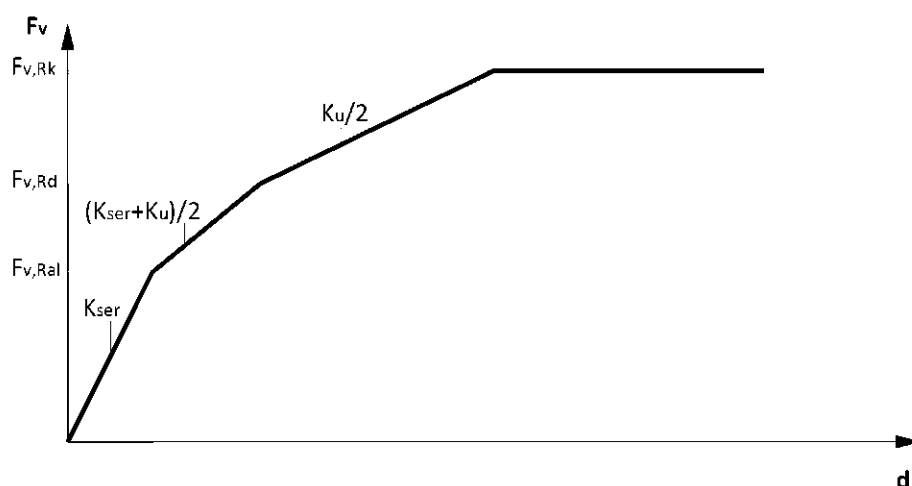
Prvi pristop, ki ga omogoča program TNO Diana, je upoštevanje krhkega obnašanja po teoriji razpok. Uporabili smo t.i. zvezni model krhkega materiala (*Slika 5.1*), pri katerem se po dosegu natezne trdnosti materiala tvori fiktivna razpoka v poljubni smeri glede na smer glavne natezne napetosti. V nadaljnjem izračunu je po tvorbi razpoke upoštevana ustrezna sprememba togosti.



Slika 5.1: Razmerje napetost – specifična deformacija (σ - ϵ) za krhko obnašanje materiala obložnih plošč

Po drugem pristopu, ki ga omogoča program SAP 2000, pa smo upoštevali krho obnašanje MVP z ustreznim nelinearnim materialnim modelom. V tem pristopu se nelinearne deformacije, s katerimi simuliramo razpoke, lahko pojavijo le v smeri osi lokalnega koordinatnega sistema elementa, ki je enolično določen. Glede na definirano mrežo končnih elementov so se razpoke lahko tvorile le v globalni horizontalni smeri. Pristop programa TNO Diana je vsekakor natančnejši, po drugi strani pa je bistveno pomanjkljivost analiz s programom TNO Diana predstavljalo dejstvo, da definiranega krhkega materialnega modela ni mogoče uporabiti v kombinaciji z upoštevanjem geometrijskih nelinearnosti (vplivov II. reda), kar se je kot pomembno izkazalo predvsem pri večjih obremenitvah po nastanku poškodb. S programom SAP 2000 pa smo izvajali numerične analize ob sočasnem upoštevanju geometrijskih in materialnih nelinearnosti.

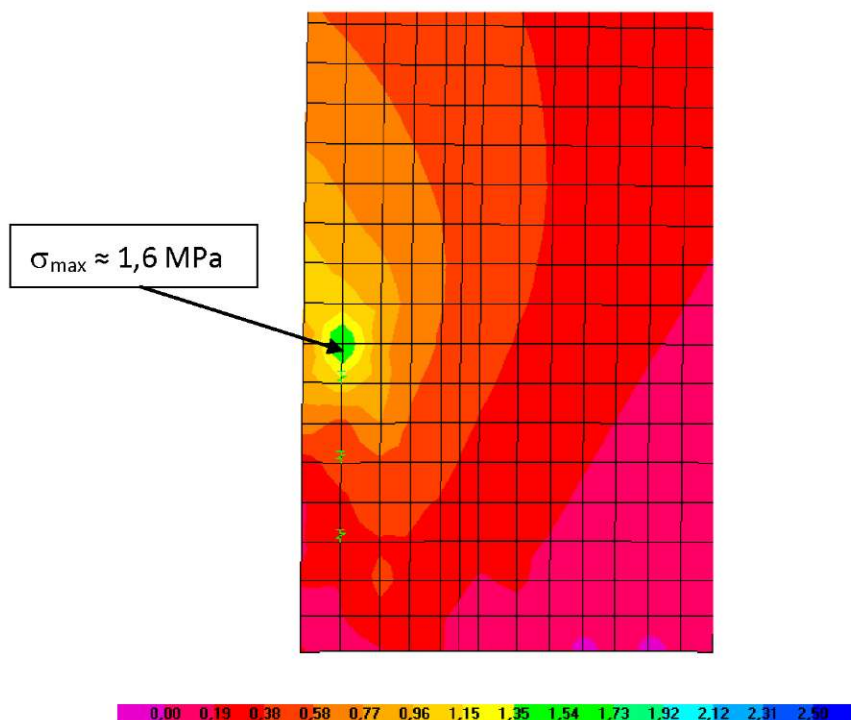
V izvedenih numeričnih analizah so bila vezna sredstva (sponke) modelirana kot povezovalni elementi (vzmeti) med vozlišči mreže končnih elementov lesenega okvirja in obložnih plošč. Mehansko obnašanje sponk pa je bilo definirano kot večlinearna elasto-plastična zveza med silo (F_v) in pomikom (d), kot prikazuje diagram na *Sliki 5.2*. Tovrstno obnašanje v ekvivalentni obliki omogočata oba uporabljena računalniška programa (TNO Diana in SAP 2000).



Slika 5.2: Večlinearni elasto-plastični diagram sila-pomik za vezna sredstva

obložnimi ploščami (kot posledica pritrdjevanja vijakov) do določene mere zmanjšuje deformacije v obložni plošči, itd. Glede na rezultate eksperimentalnih preiskav se dominantna razpoka v obložni plošči tvori izven območja pločevine.

Za ustrezno primerjavo rezultatov smo tvorbo poškodb v območju pločevine preprečili na način, da smo v tem območju obnašanje materiala obložnih plošč upoštevali kot linearno-elastično, kot je prikazano na *Sliki 5.3*.



Slika 5.4: Glavne natezne napetosti (v MPa) v obložni plošči ob natančnejšem modeliranju podpore (obremenitev $F = 5 \text{ kN}$)

Ker je v natezni coni upoštevano elastično obnašanje podpor, se v podporah pojavijo določeni vodoravni pomiki. Za ustrezno primerjavo rezultatov numeričnih analiz z rezultati eksperimentalnih preiskav, smo te pomike ustrezno »izločili« iz končnih pomikov na način, kot je opisan pri izračunu normiranih pomikov eksperimentalnih preiskav (4. poglavje).

5.2 Vhodni podatki in izvedba analize

5.2.1 Materiali

Osnovne lastnosti materiala lesenega okvirja in obložnih plošč so podani v *Preglednici 5.1*.

Preglednica 5.1: Lastnosti materialov (vrednosti v N/mm²)

Les (C22)				Mavčno-vlaknene plošče			
$E_{0,mean}$	$f_{t,o,k}$	$f_{c,o,k}$	$f_{m,k}$	$E_{o,m}$	G_m	$f_{t,o,k}$	$f_{c,o,k}$
10000	13	20	22	3000	1200	2,5	20

Kot navedeno, je bilo v numeričnih analizah upoštevano nelinearno (krhko) obnašanje obložnih plošč. V programu TNO Diana smo uporabili zvezni model razpok ob upoštevanju popolnoma krhkega obnašanja (brez nateznega mehčanja) in faktorja ohranitve strižne nosilnosti $\beta=0,2$. V programu SAP 2000 pa je uporabljen nelinearni model obnašanja materiala, kot je prikazan na *Sliki 5.1*.

Kot vezna sredstva med lesenim okvirjem in MVP so bile uporabljene sponke, izdelane iz žice premera $d = 1,53 \text{ mm}$, z natezno trdnostjo 800 N/mm^2 . Vrednosti za numerično določitev diagrama sila-pomik (*Slika 5.2*) smo izračunali po enačbah:

$$\rho_m = \sqrt{\rho_{les} \cdot \rho_{MVP}} = \sqrt{410 \cdot 1050} = 656,12 \text{ kg/m}^3 \quad (5.3)$$

$$K_{ser} = \frac{656,12^{1,5} \cdot 1,53^{0,8}}{80} = 295,22 \text{ N/mm} \quad (5.4)$$

$$K_u = \frac{2}{3} K_{ser} = 196,81 \text{ N/mm} \quad (5.5)$$

Za izračun karakteristične nosilnosti sponke $F_{v,Rk}$ je merodajen izraz (8.6-d) iz Evrokoda 5 [2]:

$$F_{v,Rk} = 557 \text{ N} \quad (5.6)$$

$$F_{v,Rd} = 0,9 \cdot \frac{F_{v,Rk}}{1,3} = 386 \text{ N} \quad (5.7)$$

$$F_{v,Ral} = \frac{F_{v,Rd}}{1,5} = 256 \text{ N} \quad (5.8)$$

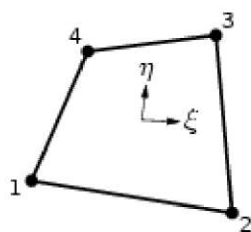
Modul pomikov za vijake M16 ob vpetju panela pa znaša (upoštevani 2 strižni ravnini):

$$K_{ser} = 2 \cdot \frac{656,12^{1,5} \cdot 16}{23} = 23382,83 \text{ N/mm} \quad (5.9)$$

5.2.2 Mreža končnih elementov

Poglavitno vodilo pri določitvi gostote mreže končnih elementov oz. dimezij končnih elementov je bila razdalja med veznimi sredstvi. Kot že navedeno, so bila vezna sredstva (sponke) modelirana kot povezovalni elementi (vzmeti) med vozlišči elementov lesenega okvirja in obložnih plošč.

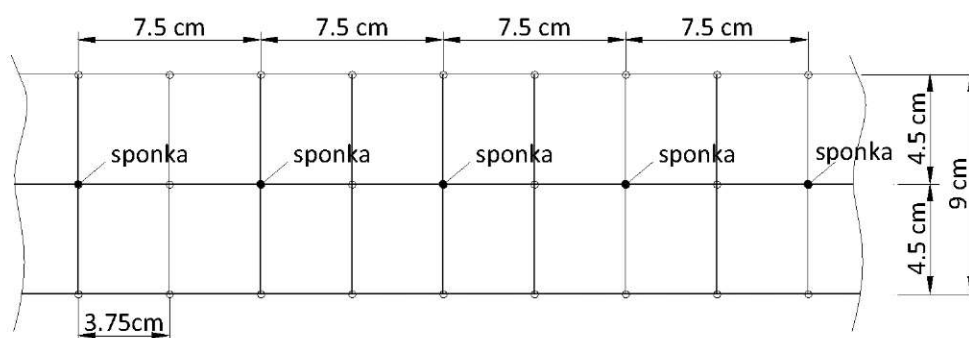
V numeričnih modelih smo (tako v programu TNO Diana kot tudi SAP 2000) uporabili 4-vozliščne ploskovne elemente. Prostostni stopnji v vozliščih sta vodoravni in vertikalni pomik, ki sta predpostavljena z linearno interpolacijo, kot je prikazano na Sliki 5.5.



$$u_i(\xi, \eta) = a_0 + a_1 \cdot \xi + a_2 \cdot \eta + a_3 \cdot \xi \cdot \eta$$

Slika 5.5: Uporabljen 4-vozliščni ploskovni element z predpostavljeno linearno interpolacijo pomikov

Glede na izbran tip končnih elementov smo topologijo mreže zasnovali ob predpostavki, da sta med sosednjima sponkama dva ploskovna končna elementa, kot je prikazano na Sliki 5.6.

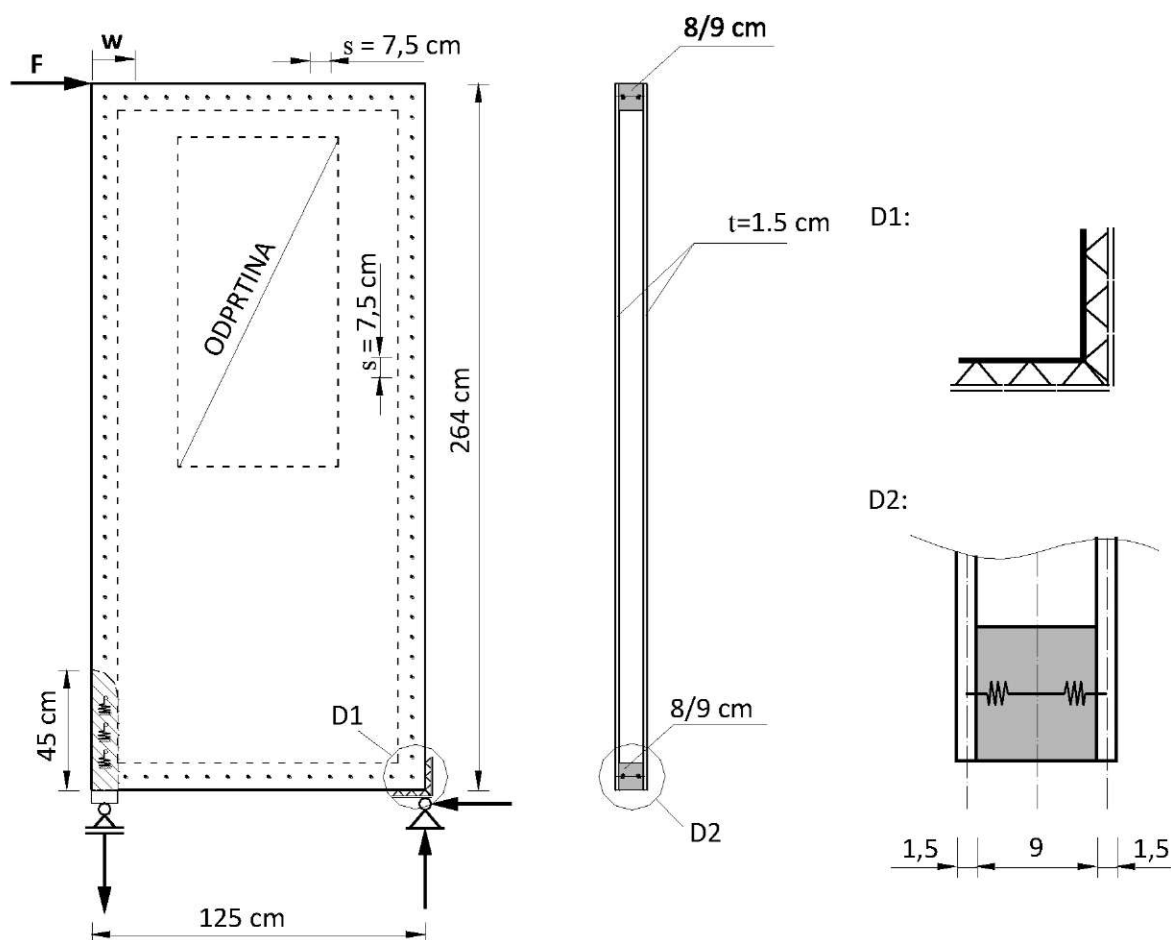


Slika 5.6: Zasnova mreže končnih elementov glede na medsebojno razdaljo sponk

Topologijo mreže je bilo potrebno prilagoditi tudi glede na položaj in dimenzije odprtine ter vmesnih lesenih nosilcev. Podrobna geometrija stenskih panelov je podana v 4. poglavju, celovite mreže končnih elementov pa bodo razvidne v nadaljevanju, ob prikazu rezultatov numeričnih analiz.

5.2.3 Statični sistem

Splošni statični sistem panela, kot smo ga uporabili za izvedbo numeričnih analiz, je predstavljen na *Sliki 5.7*.



Slika 5.7: Statični sistem in obtežba

Vpetje v natezni coni smo, kot že omenjeno, modelirali z elastično podajnimi podporami (vzmetmi), naleganje panela v tlačni coni pa s togimi točkovnimi podporami, kot prikazuje detajl D1 na *Sliki 5.7*. Vezna sredstva (sponke) smo modelirali kot vzmeti, pri čemer smo v vzdolžni smeri posamezne vzmeti (kot prikazuje detajl D2) upoštevali kot toge, v obeh prečnih smereh pa predpisali ustrezno več-linearno elasto plastično zvezo med silo in pomikom.

Obtežbo panela predstavlja vodoravna točkovna sila (F), ki deluje na prostem koncu konzole. Pri izvedbi eksperimentalnih preiskav (4. poglavje) je sila delovala tako na leseni okvir kot tudi na obložne plošče. V numeričnih analizah smo zato upoštevali, da 75% sile deluje na leseni okvir, 25% pa na obložne plošče (oz. po 12,5% na vsako od obložnih plošč).

Razporeditev sil je v skladu z razmerjem debelin posameznih elementov (lesenega okvirja in obložnih plošč) in je povzeta po disertaciji M. Kuhte [7].

5.2.4 Izvedba analize

Pri izvedbi eksperimentalnih preiskav, opisanih v 4. poglavju, je bil vsak preizkušanec po vpetju sprva obremenjen s svojo lastno težo, ki je povzročila ustrezno napetostno stanje v konstrukciji, kakor tudi določen vodoravni pomik na mestu merjenja (prostem koncu konzole). Pred začetkom obremenjevanja je bila merilna naprava kalibrirana tako, da je začetni pomik znašal nič. Rezultati meritev so torej prikazovali vodoravni pomik prostega roba brez upoštevanja pomika zaradi lastne teže konstrukcije. Kljub temu pa je potrebno upoštevati vpliv lastne teže na napetostno stanje, saj se v obložnih ploščah že v tej fazi pojavijo natezne napetosti. Natezna trdnost materiala obložnih plošč je zato dosežena pri nekoliko manjši dodatni obremenitvi kot bi bila v primeru brez prvotnega delovanja lastne teže.

Za čim boljšo simulacijo eksperimentalnih testov smo zato numerične analize izvajali v dveh fazah. V prvi fazi je bila konstrukcija obremenjena le z lastno težo. Izračunano napetostno (in deformacijsko) stanje je predstavljalo izhodišče za drugo fazo.

V drugi fazi pa smo izvedli t.i. inkrementalno nelinearno statično analizo s povečevanjem obremenitve (horizontalne sile F na prostem koncu). Sila se je od vrednosti nič (začetni korak) v vsakem koraku (inkrementu) povečala za vrednost 0,1 kN. Povečevanje sile se je izvajalo do dosega nestabilnosti (singularnosti togostne matrike), kot porušna sila pa je bila privzeta zadnja vrednost sile, pri kateri je še bila izračunana rešitev.

S programom SAP 2000 smo na ta način izvajali analizo ob sočasnem upoštevanju materialnih in geometrijskih nelinearnosti. Kot že omenjeno, pa žal program TNO Diana ne omogoča sočasnega upoštevanja geometrijskih nelinearnosti in materiala s krhkim obnašanjem (po teoriji razpok).

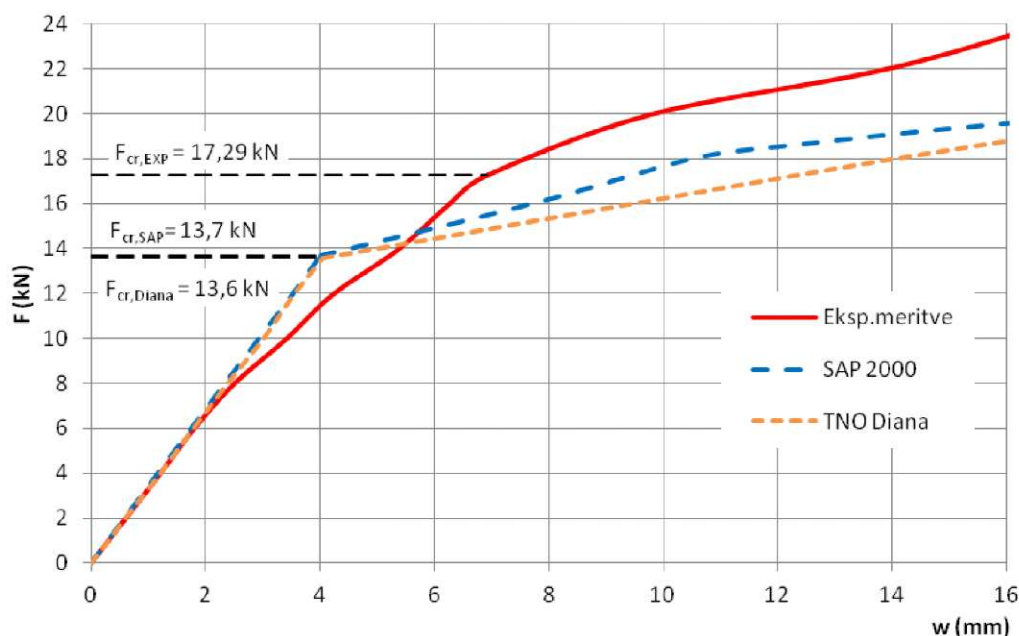
Za ustrezno primerjavo numeričnih in eksperimentalnih rezultatov, smo od izračunanih pomikov odšteli pomike zaradi lastne teže konstrukcije (izračunane v prvi fazi analize).

5.3 Rezultati

S predstavljenim matematičnim modelom smo izvedli numerične analize stenskih panelov z odprtinami, opisanih v 4. poglavju. Za namen primerjalne analize ter ocene ustreznosti predlaganih matematičnih modelov pa smo kot prvi primer izvedli tudi numerično analizo stenskega panela brez odprtin. V naslednjih podpoglavjih je prikazana primerjava rezultatov eksperimentalnih preiskav z rezultati, izračunanimi z numeričnimi analizami ob uporabi obeh računalniških programov, TNO Diana in SAP 2000.

5.3.1 Stenski panel brez odprtin (G2)

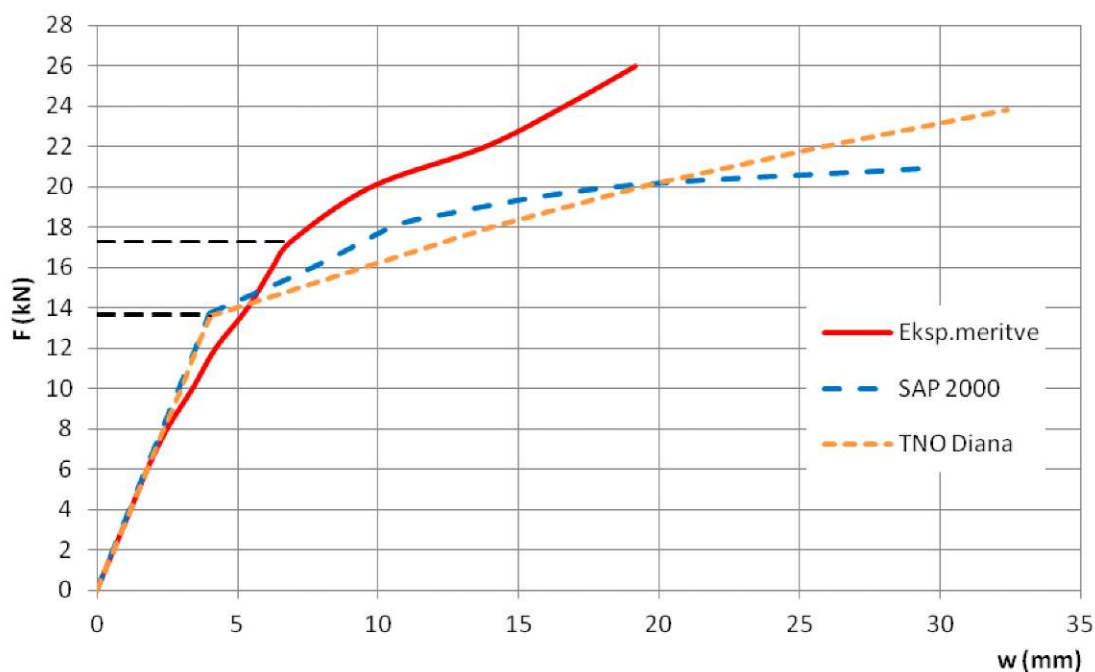
Slika 5.8 prikazuje razmerja med obtežbo in pomikom (F-w diagrame) za primer stenskega elementa brez odprtin (G2), izračunanih z numerično analizo ob uporabi rač. programov TNO Diana in SAP 2000 ter rezultate eksperimentalnih preiskav, povzete po [7]. Zaradi boljše preglednosti so na Sliki 5.8 prikazani F-w diagrami do pomika $w = 16$ mm, z označenimi vrednostmi sile, pri kateri je prišlo do pojava prvih poškodb (F_{cr}). Celotni F-w diagrami do porušitve oz. izgube stabilnosti konstrukcije pa so prikazani na Sliki 5.9.



Slika 5.8: Primerjava F-w diagramov eksperimentalnih preiskav in izvedenih numeričnih analiz do pomika $w = 16$ mm (Panel G2)

Diagrami na *Sliki 5.8* izkazujejo praktično enako začetno togost (enak naklon F-w krivulj v začetni fazi obremenjevanja), kar potrjuje ustreznost matematičnih modelov. Opazna pa je občutna razlika v vrednostih sile, pri kateri se pojavijo prve razpoke (F_{cr}). Vrednost F_{cr} , izračunana v obeh numeričnih analizah (ob uporabi programov TNO Diana in SAP 2000) je praktično enaka in za cca. 20% manjša od eksperimentalno določene vrednosti F_{cr} .

Diagram eksperimentalnih meritev izkazuje odstopanje od linearne obnašanja že pri vrednosti obremenitve, ki je bistveno nižja od sile $F_{cr,EXP}$, pri kateri je bil zabeležen pojav razpoke. Analiza zdrsov (relativnih pomikov veznih sredstev), predstavljena v [7] je prikazala, da so v tej fazi vezna sredstva še v linearnem območju. Omenjeno odstopanje lahko pripišemo dejstvu, da so se prve manjše razpoke v obložnih ploščah očitno pojavile v okolici vijakov v območju vpetja panela oz. v območju jeklenih pločevin (za pločevinami) in posledično niso bile vidne. Pojav teh razpok je povzročil zmanjšanje togosti konstrukcije, vendar zaradi ojačitve panela (kot posledice samih pločevin, trenja med jeklenimi pločevinami in obložnimi ploščami zaradi pritrjevanja vijakov, itd.) vpliv ni tako izrazit. Šele po razširitvi razpoke izven območja pločevin (po dosegu sile $F_{cr,EXP} = 17,29$ kN) je razvidno dejansko zmanjšanje togosti.



Slika 5.9: Primerjava F-w diagramov eksperimentalnih preiskav in izvedenih numeričnih analiz do porušitve (Panel G2)

Na *Sliki 5.9*, ki prikazuje F-w diagrame za celoten potek obremenjevanja do porušitve, pa je razviden vpliv upoštevanja geometrijskih nelinearnosti (vplivov teorije II. reda) pri večjih vrednostih obremenitev. Kot že omenjeno, program TNO Diana ne omogoča upoštevanja geometrijskih nelinearnosti v kombinaciji s krhkim materialnim modelom po teoriji razpok. Končno nosilnost konstrukcije predstavlja sila, pri kateri je bila izračunana zadnja rešitev oz. po kateri program ni izračunal nadaljnje rešitve. V fizikalnem smislu je vzrok porušitve plastifikacija veznih sredstev oz. izguba povezave med lesenim okvirjem in obložnimi ploščami.

Izračun s programom SAP 2000, ki omogoča sočasno upoštevanje geometrijskih in materialnih nelinearnosti, pa prikazuje vpliv geometrijskih nelinearnosti, ki prihajajo do izraza pri obtežbi (F) nad cca. 18 kN, kjer se naklon F-w krivulje kontinuirno zmanjšuje. Posledica je tipična porušitev zaradi izgube stabilnosti, saj je F-w krivulja pred porušitvijo praktično horizontalna.

Preglednica 5.2: Primerjava vrednosti sil pri nastanku razpoke (F_{cr}) in nosilnosti (F_u) – Panel G2

Panel G2		Pojav razpoke (F_{cr})		Nosilnost (F_u)	
		F_{cr} [kN]	Razmerje $F_{cr,NUM} / F_{cr,EXP}$	F_u [kN]	Razmerje $F_{u,NUM} / F_{u,EXP}$
Eksperiment. meritve		17,29	1,000	26,17	1,000
Numerična analiza	TNO Diana	13,60	0,787	23,8	0,909
	SAP 2000	13,70	0,792	20,9	0,799
	Sovprežni model [8]	13,53	0,782	39,58	1,512

Iz primerjave je razvidno, da so vrednosti, izračunane s programom SAP 2000 za cca. 20 % nižje od vrednosti eksperimentalnih preiskav. S programom TNO Diana je odstopanje vrednosti sile pri nastanku razpoke (F_{cr}) praktično enako (20 %), medtem ko je izračunana nosilnost (F_u), kot že omenjeno, nekoliko višja zaradi dejstva, da niso upoštevani vplivi geometrijskih nelinearnosti. Rezultati, izračunani po metodi sovprežnega modela, pa kažejo, da je vrednost sile pri nastanku razpoke (F_{cr}) zelo podobna numeričnim rezultatom, medtem

ko je izračunana nosilnost bistveno višja. Velika razlika je posledica dejstva, da predstavlja kriterij porušitve v sovprežnem modelu porušitev lesenega okvirja.

Preglednica 5.3: Primerjava začetnih togosti (K_i) – Panel G2

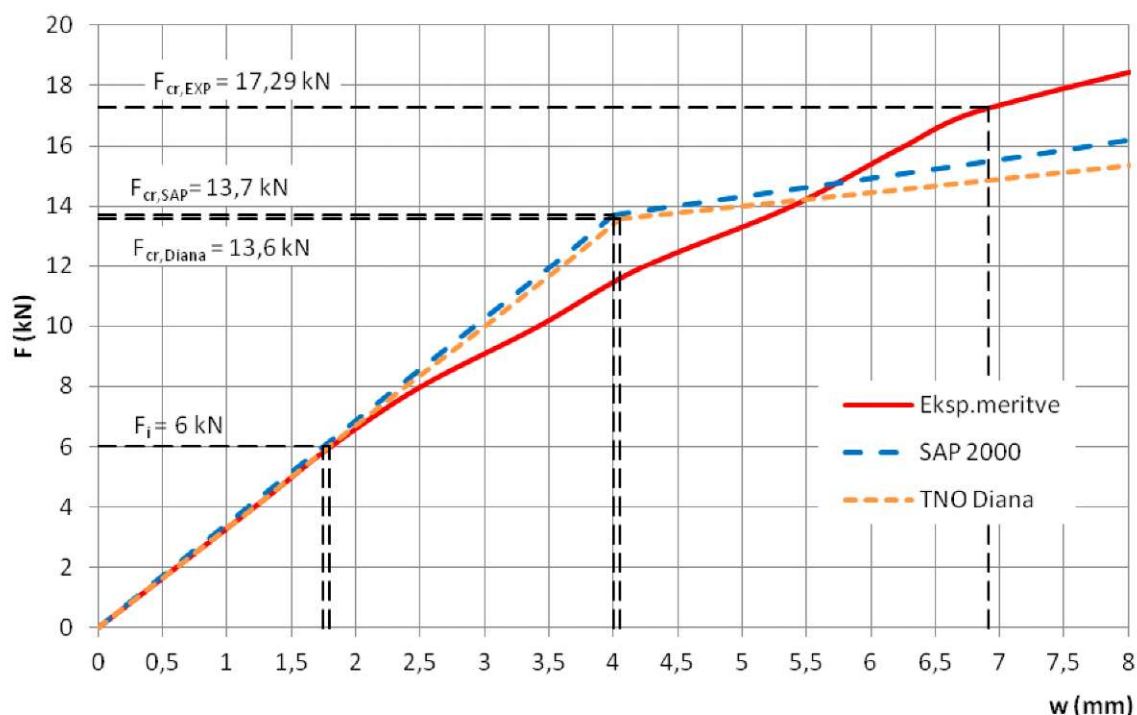
Panel G2		F_i [kN]	w_i [mm]	$K_i = F_i / w_i$ [kN/mm]	Razmerje $K_{i,NUM} / K_{i,EXP}$
Eksperiment. meritve		6,00	1,80	3,333	1,000
Numerična analiza	TNO Diana	6,00	1,80	3,333	1,000
	SAP 2000	6,00	1,75	3,429	1,029

Preglednica 5.4: Primerjava povprečnih togosti do nastanka razpoke (K_{cr}) – Panel G2

Panel G2		F_{cr} [kN]	w_{cr} [mm]	$K_{cr} = F_{cr} / w_{cr}$ [kN/mm]	Razmerje $K_{cr,NUM} / K_{cr,EXP}$
Eksperiment. meritve		17,29	6,91	2,502	1,000
Numerična analiza	TNO Diana	13,60	4,05	3,358	1,342
	SAP 2000	13,70	4,00	3,425	1,369

Primerjava začetnih togosti K_i izkazuje, da med eksperimentalnimi in numeričnimi rezultati praktično ni odstopanj. Definirana povprečna togost do nastanka razpoke (K_{cr}) pa je v primeru eksperimentalnih preiskav za cca. 35 % manjša, kar je posledica omenjenega zmanjšanja togosti zaradi lokalnega vpliva nateznega vpetja. Kljub temu, da omenjen detajl ni predmet podrobnejše raziskave te disertacije, pa rezultati narekujejo posebno pozornost, ki jo je treba posvetiti načinu pritrdjevanja stenskih panelov.

Za primerjavo smo izračunali tudi t.i. primerjalno vodoravno togost panela (ang.: »racking stiffness«), kot je predpisana v standardu za izvedbo preizkusov nosilnosti in togosti stenskih panelov za vodoravno obtežbo, SIST EN 594:2011 [9]. Za primer eksperimentalnih testov smo ob upoštevanju $F_u = 26,17$ kN na ta način izračunali sili $F_2 = 5,234$ kN in $F_4 = 10,468$ kN. Ustrezna pomika znašata $w_2 = 1,57$ mm oz. $w_4 = 3,60$ mm, vodoravna togost (R) pa znaša 2,578 kN/mm.

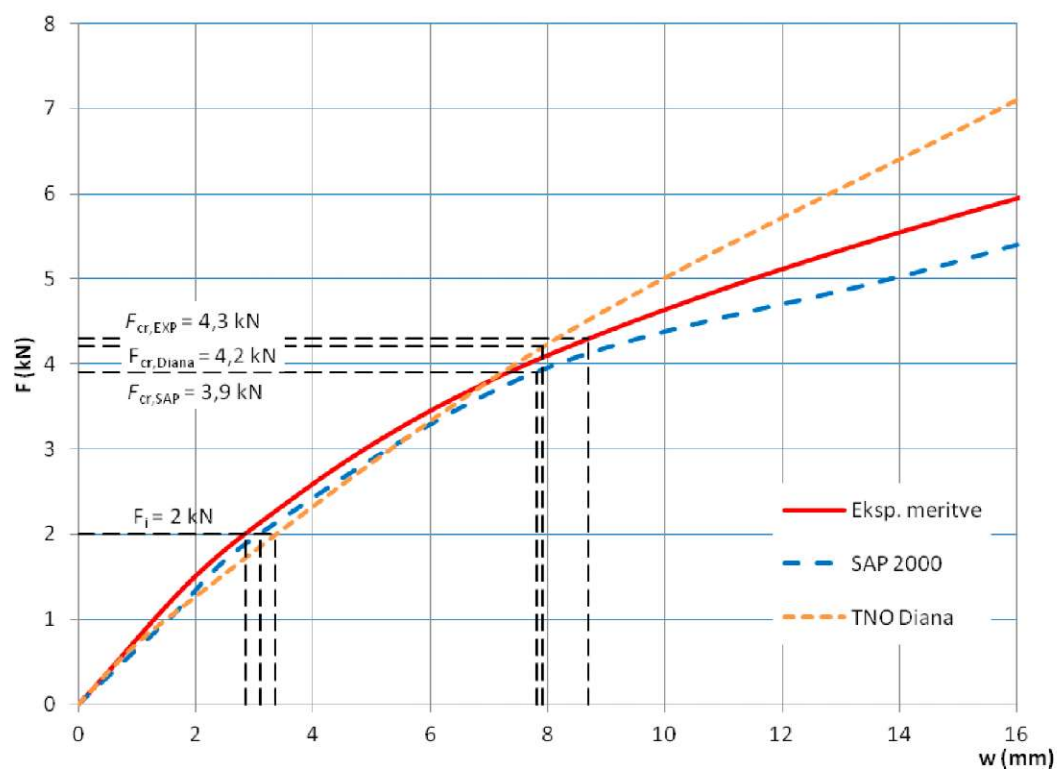


Slika 5.10: Primerjava F - w diagramov eksperimentalnih preiskav in izvedenih numeričnih analiz do pomika $w = 8$ mm (Panel G2)

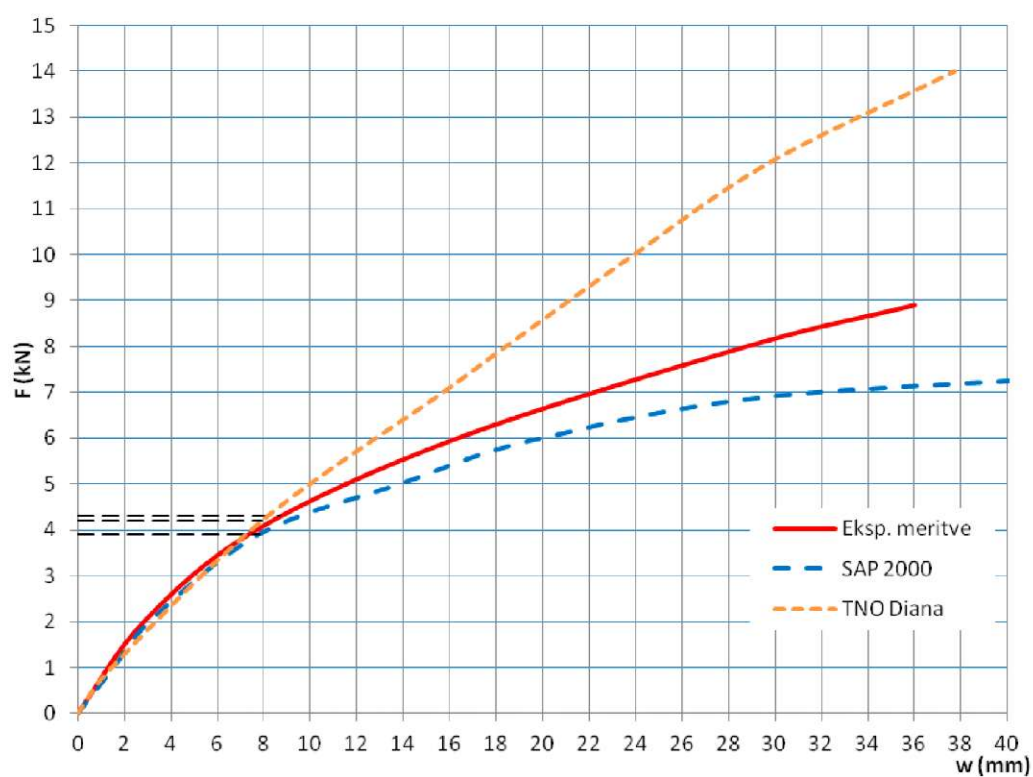
Razvidno je, da je vodoravna togost R manjša od začetne togosti K_i in nekoliko večja od definirane povprečne togosti K_{cr} , pri čemer znaša odstopanje od zadnje le 3 %. V primeru numeričnih izračunov pa ugotovimo, da sta sili F_4 v obeh primerih manjši od sile, pri kateri se tvori prva razpoka (F_{cr}). Ker se glede na rezultate konstrukcija v tem območju obnaša linearno elastično (Slika 5.10), je primerjalna vodoravna togost (R) enaka začetni togosti (K_i).

5.3.2 Stenski panel z večjo odprtino (O1)

Primerjava rezultatov numeričnih analiz in eksperimentalnih testov za stenski panel O1 je v obliki F - w diagramov prikazana na Slikah 5.11 in 5.12. Podrobnejši prikaz prve faze obremenjevanja (do pomika $w = 16$ mm) je prikazan na Sliki 5.11, kjer so označene vrednosti sil pri nastanku razpoke (F_{cr}) s pripadajočimi pomiki (w_{cr}) ter pomiki pri vrednosti sile $F_i = 2$ kN, s katerimi smo izračunali začetne togosti (K_i), ekvivalentno kot v primeru panela G2. Celoten potek obremenjevanja do porušitve je prikazan na Sliki 5.12. Primerjave numeričnih vrednosti izračunanih sil pri nastanku prve razpoke (F_{cr}), nosilnosti panelov (F_u), začetnih togosti (K_i), povprečnih togosti (K_{cr}) ter primerjalnih vodoravnih togosti (R) so podane v Preglednicah 5.5, 5.6, 5.7 in 5.8.



Slika 5.11: Primerjava F - w diagramov eksperimentalnih preiskav in izvedenih numeričnih analiz do pomika $w = 16$ mm (Panel O1)



Slika 5.12: Primerjava F - w diagramov eksperimentalnih preiskav in izvedenih numeričnih analiz do porušitve (Panel O1)

Preglednica 5.5: Primerjava vrednosti sil pri nastanku razpoke (F_{cr}) in nosilnosti (F_u) – Panel O1

Panel O1		Pojav razpoke (F_{cr})		Nosilnost (F_u)	
		F_{cr} [kN]	Razmerje $F_{cr,NUM} / F_{cr,EXP}$	F_u [kN]	Razmerje $F_{u,NUM} / F_{u,EXP}$
Eksperiment. meritve		4,30	1,000	8,91	1,000
Numerična analiza	TNO Diana	4,20	0,977	14,00	1,571
	SAP 2000	3,90	0,907	8,20	0,920

Preglednica 5.6: Primerjava začetnih togosti (K_i) – Panel O1

Panel O1		F_i [kN]	w_i [mm]	$K_i = F_i / w_i$ [kN/mm]	Razmerje $K_{i,NUM} / K_{i,EXP}$
Eksperiment. meritve		2,00	2,84	0,704	1,000
Numerična analiza	TNO Diana	2,00	3,35	0,597	0,848
	SAP 2000	2,00	3,10	0,645	0,916

Preglednica 5.7: Primerjava povprečnih togosti do nastanka razpoke (K_{cr}) – Panel O1

Panel O1		F_{cr} [kN]	w_{cr} [mm]	$K_{cr} = F_{cr} / w_{cr}$ [kN/mm]	Razmerje $K_{cr,NUM} / K_{cr,EXP}$
Eksperiment. meritve		4,30	8,70	0,493	1,000
Numerična analiza	TNO Diana	4,20	7,91	0,531	1,077
	SAP 2000	3,90	7,79	0,501	1,016

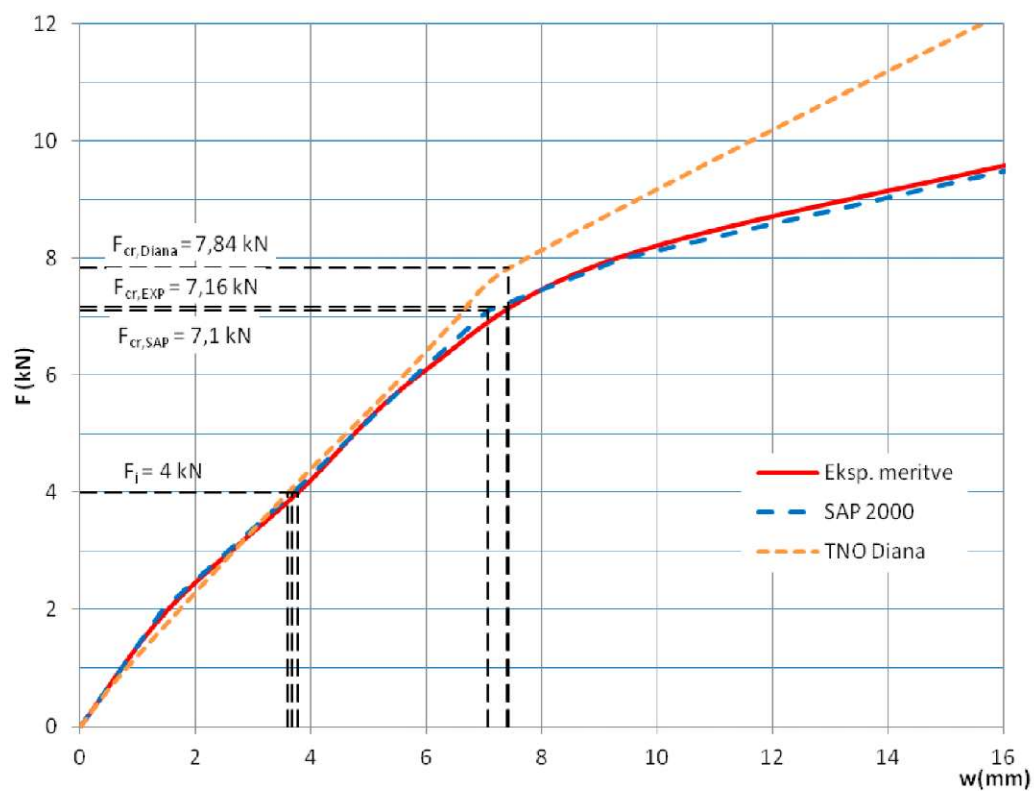
Preglednica 5.8: Primerjava vodoravnih togosti (R) – Panel O1

Panel O1		F_u [kN]	F_2 [kN]	F_4 [kN]	w_2 [mm]	w_4 [mm]	R [kN/mm]	Razmerje R_{NUM} / R_{EXP}
Eksperiment. meritve		8,91	1,78	3,56	2,53	6,61	0,437	1,000
Numerična analiza	TNO Diana	14,00	2,80	5,60	5,11	11,81	0,418	0,956
	SAP 2000	8,20	1,64	3,28	2,53	6,26	0,440	1,007

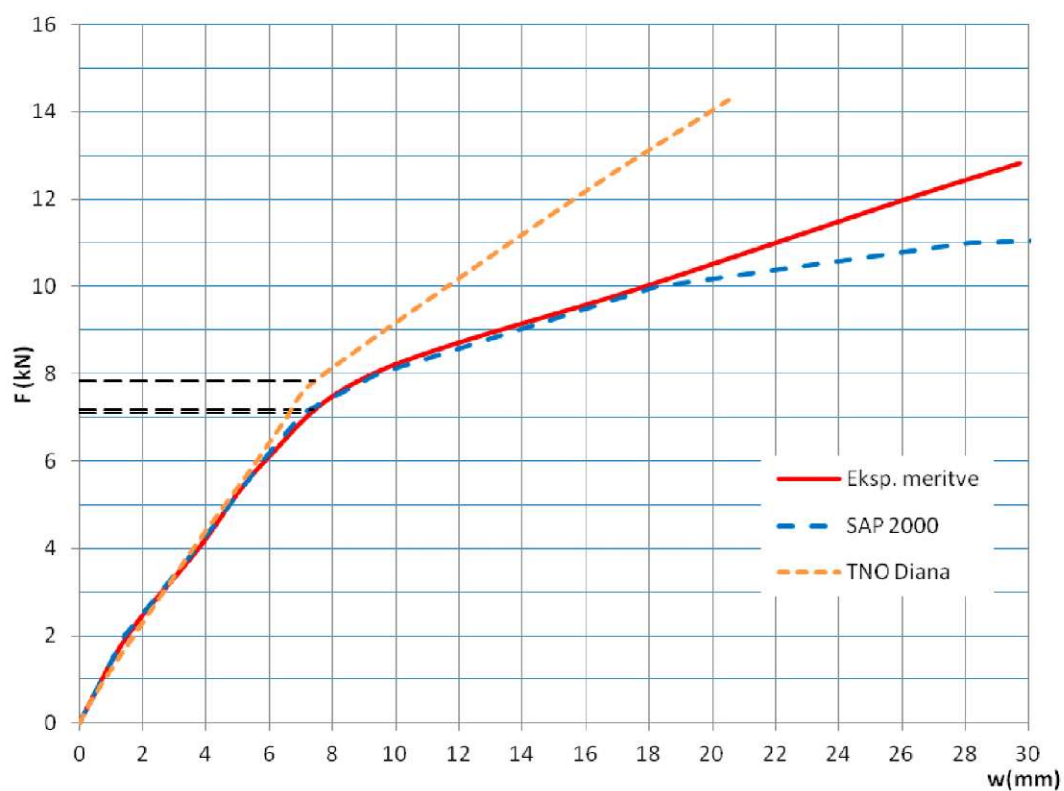
Primerjava rezultatov prikazuje bistveno boljše sovpadanje izračunanih vrednosti. Odstopanja med rezultati numeričnih analiz in rezultati eksperimentalnih meritev so v splošnem manjša od 10 %, tako za vrednosti sile pri nastanku razpoke (F_{cr}), nosilnosti (F_u), kot tudi začetne, povprečne in primerjalne vodoravne togosti (K_i , K_{cr} oz. R). Izjema je nosilnost panela, izračunana s programom TNO Diana, ki je kar za 50 % višja od nosilnosti, določene z eksperimentalnim testom. Veliko odstopanje je posledica dejstva, da v numerični analizi s programom TNO Diana ni upoštevan vpliv geometrijskih nelinearnosti, kar je nazorno razvidno iz primerjave F-w diagramov, prikazane na *Sliki 5.12*. Podrobnejša analiza in diskusija rezultatov bo podana v podpoglavju 5.3.4.

5.3.3 Stenski panel z manjšo odprtino (O2)

Primerjava rezultatov numeričnih analiz in eksperimentalnih testov za stenski panel O2 je v obliki F-w diagramov prikazana na *Slikah 5.13* in *5.14*. Podrobnejši prikaz prve faze obremenjevanja (do pomika $w = 16$ mm) je prikazan na *Sliki 5.13*, kjer so označene vrednosti sil pri nastanku razpoke (F_{cr}) s pripadajočimi pomiki (w_{cr}) ter pomiki pri vrednosti sile $F_i = 4$ kN, s katerimi smo izračunali začetne togosti (K_i). Celoten potek obremenjevanja do porušitve je prikazan na *Sliki 5.14*. Primerjave numeričnih vrednosti izračunanih sil pri nastanku prve razpoke (F_{cr}), nosilnosti panelov (F_u), začetnih togosti (K_i), povprečnih togosti (K_{cr}) ter primerjalnih vodoravnih togosti (R) so podane v *Preglednicah 5.9, 5.10, 5.11* in *5.12*.



Slika 5.13: Primerjava F - w diagramov eksperimentalnih preiskav in izvedenih numeričnih analiz do pomika $w = 16 \text{ mm}$ (Panel O2)



Slika 5.14: Primerjava F - w diagramov eksperimentalnih preiskav in izvedenih numeričnih analiz do porušitve (Panel O2)

Preglednica 5.9: Primerjava vrednosti sil pri nastanku razpoke (F_{cr}) in nosilnosti (F_u) – Panel O2

Panel O2		Pojav razpoke (F_{cr})		Nosilnost (F_u)	
		F_{cr} [kN]	Razmerje $F_{cr,NUM} / F_{cr,EXP}$	F_u [kN]	Razmerje $F_{u,NUM} / F_{u,EXP}$
Eksperiment. meritve		7,16	1,000	12,82	1,000
Numerična analiza	TNO Diana	7,84	1,095	14,28	1,114
	SAP 2000	7,10	0,992	12,30	0,959

Preglednica 5.10: Primerjava začetnih togosti (K_i) – Panel O2

Panel O2		F_i [kN]	w_i [mm]	$K_i = F_i / w_i$ [kN/mm]	Razmerje $K_{i,NUM} / K_{i,EXP}$
Eksperiment. meritve		4,00	3,77	1,061	1,000
Numerična analiza	TNO Diana	4,00	3,60	1,111	1,047
	SAP 2000	4,00	3,68	1,087	1,025

Preglednica 5.11: Primerjava povprečnih togosti do nastanka razpoke (K_{cr}) – Panel O2

Panel O2		F_{cr} [kN]	w_{cr} [mm]	$K_i = F_{cr} / w_{cr}$ [kN/mm]	Razmerje $K_{i,NUM} / K_{i,EXP}$
Eksperiment. meritve		7,16	7,40	0,968	1,000
Numerična analiza	TNO Diana	7,84	7,43	1,055	1,090
	SAP 2000	7,10	7,07	1,004	1,037

Preglednica 5.12: Primerjava vodoravnih togosti (R) – Panel O2

Panel O2		F_u [kN]	F_2 [kN]	F_4 [kN]	w_2 [mm]	w_4 [mm]	R [kN/mm]	Razmerje R_{NUM} / R_{EXP}
Eksperiment. meritve		12,82	2,56	5,13	2,42	5,25	0,906	1,000
Numerična analiza	TNO Diana	14,28	2,86	5,71	2,53	5,31	1,027	1,133
	SAP 2000	12,30	2,46	4,92	1,96	4,66	0,909	1,003

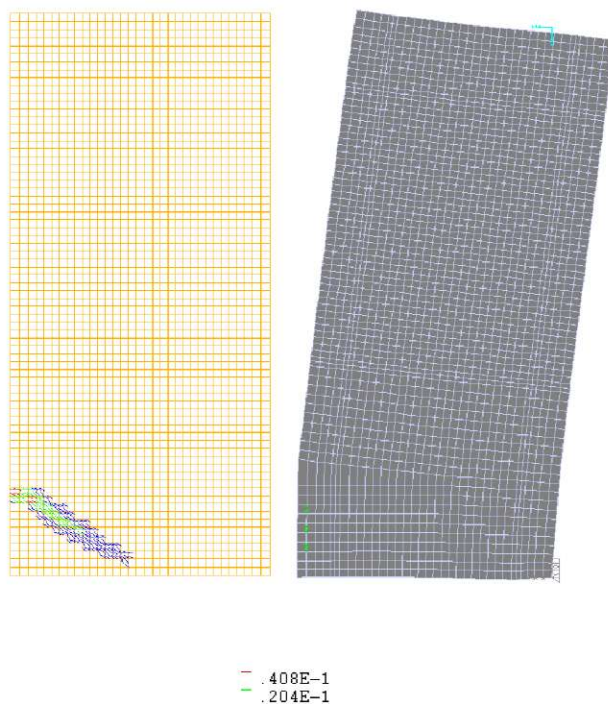
Primerjava prikazanih rezultatov za panel O2 vodi do podobnih zaključkov kot v predhodnem podpoglavju (panel O1). Rezultati numeričnih analiz so zelo primerljivi z rezultati eksperimentalnih testov, odstopanja so v splošnem manjša od 10 %. Posebej dobro je soupadanje rezultatov, izračunanih s programom SAP 2000, kjer so odstopanja celo manjša od 5 %. Največje odstopanje se tudi v primeru panela O2 pojavi v primeru izračuna nosilnosti (F_u) s programom TNO Diana, ki pa je bistveno manjše kot pri panelu O1 in znaša 11,4 %. Podrobnejša analiza in diskusija rezultatov bo podana v podpoglavju 5.3.4.

5.3.4 Diskusija rezultatov primerjave numeričnih analiz in eksperimentalnih testov

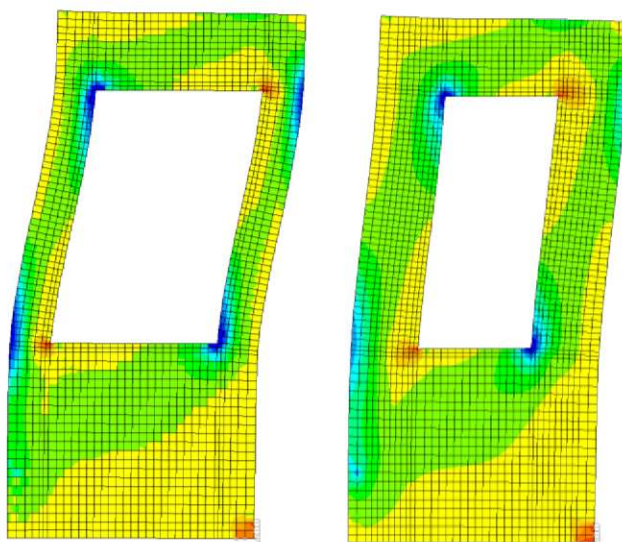
Primerjava numeričnih in eksperimentalnih rezultatov, podana v podpoglavjih 5.3.1 – 5.3.3, je v splošnem prikazala, da so odstopanja med rezultati bistveno večja v primeru stenskega panela brez odprtin (G2), medtem ko rezultati za primera panelov z odprtinami (O1 in O2) izkazujejo boljše sovpadanje. Razlika je posledica dejstva, da se v primeru panela brez odprtin poškodbe pojavijo v območju (nateznega) vpetja, kjer prihaja na eni strani do lokalnih koncentracij napetosti, na drugi strani pa do (delnega) povečanja togosti zaradi vpliva veznih pločevin, trenja med pločevinami in obložnimi ploščami, itd. Na *Slikah 5.15* in *5.16* so prikazane poškodbe obložnih plošč kot rezultat numeričnih analiz, izvedenih z računalniškima programoma TNO Diana oz. SAP 2000.

Omeniti velja, da pristop programa SAP 2000 omogoča pojav nelinearnih deformacij v eni od pravokotnih smeri lokalnega koordinatnega sistema posameznega končnega elementa. Glede na definirano mrežo končnih elementov (*Slika 5.6*) se torej nelinearne deformacije (poškodbe) lahko pojavijo v globalni horizontalni ali vertikalni smeri (kot posledica nateznih

napetosti v ustrezni smeri). Program TNO Diana pa omogoča pojav razpoke v poljubni smeri, pri čemer se razpoka pojavi pravokotno na smer glavne natezne napetosti.



*Slika 5.15: Prikaz poškodb – Panel G2
(levo: TNO Diana, desno: SAP 2000)*



*Slika 5.16: Koncentracije nateznih napetosti v okolici odprtine (glavne napetosti v MPa)
(desno: Panel O2 pri obremenitvi $F = 4$ kN, levo: Panel O1 pri obremenitvi $F = 2$ kN)*

Deformirane oblike panelov z odprtinami, prikazane na *Sliki 5.16*, izkazujejo tudi dejstvo, da teh panelov ne moremo poenostavljeno obravnavati kot konzolne nosilce (kot v primeru polnega panela), saj je obnašanje bistveno bolj primerljivo obnašanju okvirnega sistema. Pri dejanski (vertikalni) postavitvi panela bi na ta način dela plošče ob odprtini obravnavali kot stebra okvirja, vpeta v polni (spodnji) del panela, ki se obnaša skoraj kot idealno tog, del plošče nad odprtino pa predstavlja prečko okvirja. Deformirana oblika je ekvivalentna deformaciji okvirja vsled horizontalne obtežbe. Opisano obnašanje je izraziteje vidno pri panelu s širšo odprtino (O1) in »vitkejšimi« stebri ekvivalentnega okvirja. Posledično pridejo tudi vplivi geometrijskih nelinearnosti bistveno bolj do izraza pri panelu O1.

Na podlagi primerjave rezultatov, prikazane v predhodnih podpoglavjih, zaključujemo, da sta oba uporabljena računalniška programa ekvivalentno primerna za napovedovanje obnašanja obravnavanih stenskih panelov v elastičnem območju do pojava prvih poškodb. V post-elastičnem območju pa prihajajo predvsem pri panelih z večjimi odprtinami do izraza vplivi geometrijskih nelinearnosti. Ker program TNO Diana ne omogoča upoštevanja geometrijskih nelinearnosti sočasno s krhkim materialnim modelom, so odstopanja rezultatov numeričnih analiz pri večjih obremenitvah (po nastanku poškodb v obložnih ploščah) prevelika. Program SAP 2000 pa omogoča sočasno upoštevanje geometrijskih in materialnih nelinearnosti. Kot je razvidno iz primerjav rezultatov, so odstopanja od eksperimentalnih meritev pri panelih z odprtinami tudi v post-elastičnem območju v splošnem manjša od 10 %. Poleg tega so vrednosti sil pri nastanku prvih poškodb (F_{cr}) in nosilnosti (F_u), izračunane s programom SAP 2000 v vseh primerih nekoliko nižje od eksperimentalnih vrednosti, torej »na varni strani«.

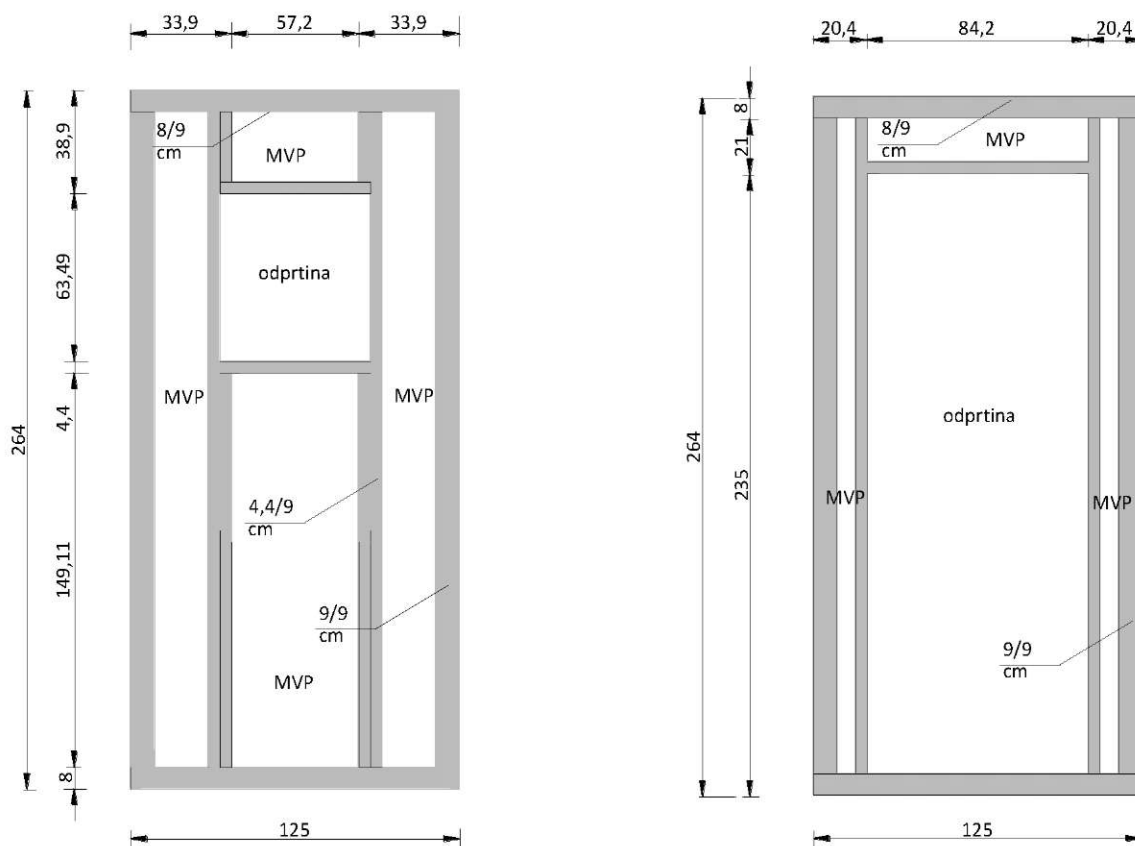
Glede na navedene ugotovitve smo v nadaljnji parametrični analizi vpliva odprtin na togost in nosilnost stenskih panelov, pri kateri smo želeli ustrezno obravnavati tudi obnašanje v post-elastičnem območju, uporabili le program SAP 2000.

5.4 Analiza vpliva odprtin na togost in nosilnost stenskih panelov

Za možnost nadaljnje uporabe predstavljenih rezultatov pri projektiranju lesenih montažnih objektov je potrebno poznati togosti in nosilnosti posameznih elementov (stenskih panelov) in njihova medsebojna razmerja. Razmerja med togostmi narekujejo porazdelitev obtežbe po posameznih elementih, podatki o silah pri nastanku prvih poškodb (F_{cr}) omogočajo napovedovanje pojava poškodb, medtem ko podatki o nosilnosti (F_u) omogočajo ugotovitev

t.i. rezerve nosilnosti v post-elastičnem področju in določitev končne nosilnosti konstrukcije pred porušitvijo.

V namen podrobnejše primerjalne analize smo poleg predstavljenih primerov izvedli numerične analize za dva nadaljna tipa stenskih panelov: panel z zelo majhno odprtino (označen kot panel OM) in panel z veliko odprtino - vrati (označen kot panel OV). Geometrija obeh stenskih panelov je predstavljena na *Sliki 5.17*.

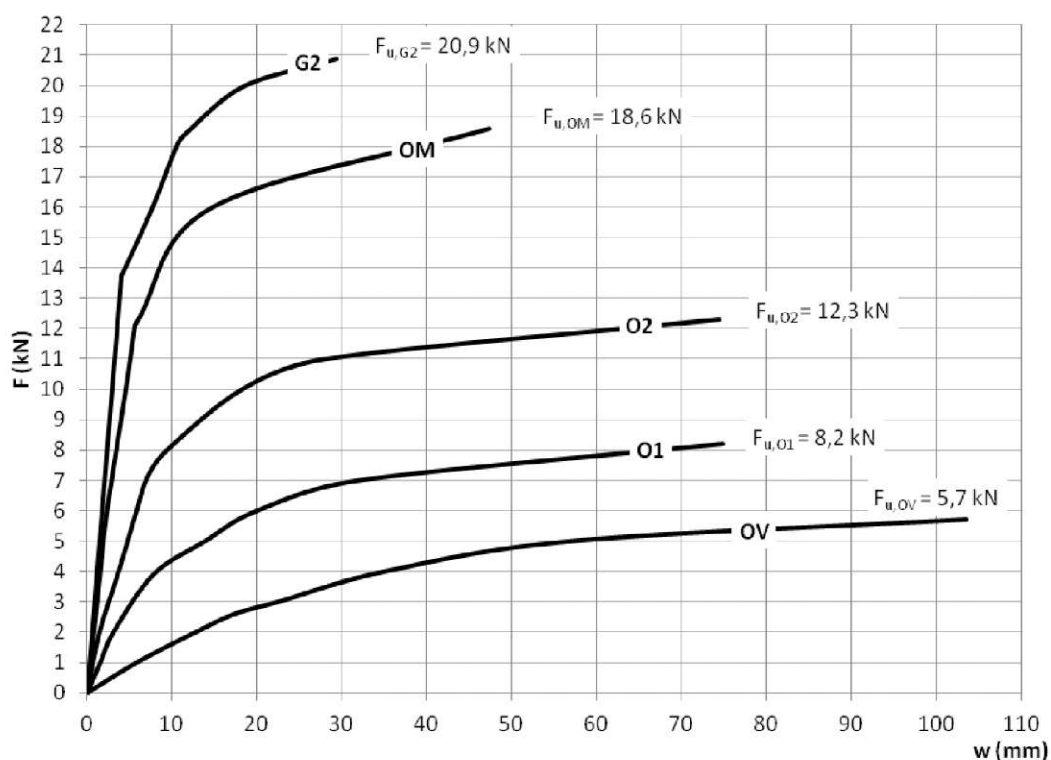


Slika 5.17: Geometrijski podatki za panela OM in OV

S programom SAP 2000 smo izvedli parametrično analizo vpliva odprtin na togost in nosilnost stenskih panelov. V namen pridobitve celovitejšega pregleda smo izvedli dodatne analize panelov z različnimi dimenzijami odprtin, primerjava izračunanih F-w diagramov pa je izkazala nekatere pomembne zaključke. Prva razpoka se pri različnih tipih panelov tvori pri različni vrednosti pomika, pri čemer je najmanjši pomik v primeru polnega panela, z večanjem odprtine pa se vrednost pomika pri nastanku razpoke večja. Ob upoštevanju običajnega konstrukcijskega sistema z medetažnimi ploščami, ki delujejo kot t.i. toge diafragme, predpostavimo enakost vodoravnih pomikov na vrhu elementov, ki sestavljajo

steno posamezne etaže. Razporeditev celotne vodoravne sile po posameznih elementih je posledično odvisna od razmerij togosti. Razpoke se torej najprej pojavijo v polnih panelih, nato v panelih z manjšimi odprtinami, itd. S prevzemom določenega deleža obtežbe tako paneli z odprtinami razbremenijo polne panele, vrednost obtežbe, pri kateri se pojavijo prve razpoke (v polnih panelih) se poveča. S tem paneli z odprtinami povečajo t.i. elastično nosilnost konstrukcije, kar je bistvenega pomena predvsem za primere obtežbe vetra in šibkejših potresov oz. za projektna stanja, pri katerih želimo, da konstrukcija ohrani elastično obnašanje. Po tvorbi poškodb (in posledičnem padcu togosti) v polnih panelih pa se relativno večji delež obtežbe prerazporedi na panele z odprtinami, ki za določen čas še ohranijo elastično obnašanje. V tej fazi torej paneli z odprtinami povečujejo duktilnost konstrukcije in zagotavljajo dodatno rezervo nosilnosti, kar je pomembno predvsem za zagotavljanje varnosti oz. preprečevanje porušitve v primerih izrednih obtežb, npr. močnih potresov.

Na *Sliki 5.18* so prikazani celotni $F-w$ diagrami do porušitve, v *Preglednici 5.13* pa numerične vrednosti izračunanih sil pri nastanku poškodbe (F_{cr}), nosilnosti (F_u) in povprečnih togosti do nastanka razpoke (K_{cr}) za vse obravnavane tipe panelov. Dodane so tudi vrednosti primerjalne vodoravne togosti R , izračunane v skladu s SIST EN 594.



Slika 5.18: Primerjava $F-w$ diagramov do porušitve

Preglednica 5.13: Primerjava nosilnosti in togosti obravnavanih stenskih panelov

Panel	Nosilnost		Togost		
	F_{cr} [kN]	F_u [kN]	w_{cr} [mm]	$K_{cr} = F_{cr} / w_{cr}$ [kN/mm]	R [kN/mm]
G2	13,7	20,9	4,00	3,425	3,333
OM	12,1	18,6	5,68	2,130	2,032
O2	7,1	12,3	7,07	1,004	0,909
O1	3,9	8,2	7,79	0,501	0,440
OV	2,6	5,7	17,43	0,149	0,142

Kot je razvidno, so vrednosti t.i. primerjalne vodoravne togosti (R) nekoliko (do 10 %) nižje od povprečnih togosti do nastanka razpoke K_{cr} . V okviru približne ocene nosilnosti konstrukcije lahko torej kot togosti elementov upoštevamo tudi vrednosti R , s čimer smo na varni strani, vendar s tem še zmanjšamo togosti v začetni fazi obremenjevanja. Za natančnejšo analizo je zato vsekakor smotrno upoštevati dejansko obnašanje elementov v skladu s krivuljami, prikazanimi na *Sliki 5.18*.

Preglednica 5.14: Deleži nosilnosti in togosti obravnavanih stenskih panelov

Panel	Nosilnost		Togost	
	F_{cr}	F_u	K_{cr}	R
G2	1,00	1,00	1,00	1,00
OM	0,88	0,89	0,62	0,61
O2	0,52	0,59	0,29	0,27
O1	0,28	0,39	0,15	0,13
OV	0,19	0,27	0,04	0,04

Iz deležev nosilnosti in togosti, prikazanih v *Preglednici 5.14* je ponovno razvidno pričakovano dejstvo, da se deleži zmanjšujejo s povečevanjem površine odprtine.

Primerjava deležev nosilnosti pri nastanku poškodb (F_{cr}) in končne nosilnosti (F_u), prikazanih v *Preglednici 5.14* nadalje izkazuje, da se razmerje F_u/F_{cr} povečuje s povečevanjem površine odprtine, kar pomeni, da imajo paneli z večjimi odprtinami višjo stopnjo duktilnosti. Vendar je potrebno poudariti, da je končna nosilnost (porušitev) posameznih tipov panelov dosežena pri zelo različnih vrednostih končnih pomikov, kot je razvidno iz *Slike 5.18*. Primerjava samih numeričnih vrednosti nosilnosti (F_u) tako ne daje uporabnih informacij, saj je npr. nosilnost panela OV dosežena pri vrednosti pomika, pri kateri so ostali tipi panelov že davno popolnoma porušeni. V ta namen je smiselno primerjati vrednosti sile, pri kateri je v panelih z različnimi odprtinami dosežen določen pomik, ki ga definiramo kot t.i. ciljni (ang.: »target«) pomik, w_t .

V standardih za projektiranje potresno varnih konstrukcij so vodoravni (etažni) pomiki omejeni z namenom preprečevanja poškodb nekonstrukcijskih elementov, pri čemer so omejitve pomikov običajno podane kot odstotek etažne višine. Evropski standard za projektiranje potresnoodpornih konstrukcij SIST EN 1998 [10], Evrokod 8, tako predpisuje omejitve za etažne pomike, ki ne smejo presegati naslednjih vrednosti (kjer predstavlja h etažno višino):

- $0,005h$ ($0,5 \% h$) za stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene nekonstrukcijske elemente iz krhkih materialov,
- $0,0075h$ ($0,75 \% h$) za stavbe z duktilnimi nekonstrukcijskimi elementi,
- $0,01h$ ($1 \% h$) za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo.

Predpisane omejitve pomikov smo zato privzeli kot ciljne pomike (w_t) in določili vrednosti sil, pri katerih v posameznem tipu panela le-ti nastopijo. Kot etažno višino smo privzeli višino panela ($h = 2640 \text{ mm}$), posamezni ciljni pomiki torej znašajo $w_t = 13,2 \text{ mm}$ ($= 0,5 \% \text{ et. višine}$), $w_t = 19,8 \text{ mm}$ ($= 0,75 \% \text{ et. višine}$) oz. $w_t = 26,4 \text{ mm}$ ($= 1 \% \text{ et. višine}$). Na *Sliki 5.39* je grafično prikazana določitev sil ($F_{wt}^{0,5\%}$) pri ciljnem pomiku $w_t = 13,2 \text{ mm}$. Ekvivalentno smo določili tudi sile pri ostalih vrednostih ciljnih pomikov ($F_{wt}^{0,75\%}$ in $F_{wt}^{1\%}$), numerične vrednosti so podane v *Preglednici 5.15*.

Preglednica 5.15: Vrednosti sil pri definiranih ciljnih pomikih w_t

Panel	$F_{wt}^{0,5\%}$ [kN]	$F_{wt}^{0,75\%}$ [kN]	$F_{wt}^{1,0\%}$ [kN]
G2	18,9	20,1	20,7
OM	15,7	16,8	17,9
O2	9,0	10,2	10,9
O1	4,9	6,0	6,6
OV	2,1	2,7	3,4

Za boljšo primerjavo so v *Preglednici 5.16* rezultati predstavljeni v obliki deležev glede na vrednosti, določene za panel brez odprtin (G2) z dodanimi deleži togosti (K_{cr} in R) in deleži sil pri nastanku razpoke (F_{cr}).

Preglednica 5.16: Deleži togosti ter deleži nosilnosti pri nastanku razpoke in pri definiranih ciljnih pomikih w_t

Panel	Delež togosti / nosilnosti					
	K_{cr}	R	F_{cr}	$F_{wt}^{0,5\%}$	$F_{wt}^{0,75\%}$	$F_{wt}^{1,0\%}$
G2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
OM	0,62	0,61	0,88	0,83	0,84	0,86
O2	0,29	0,27	0,52	0,48	0,51	0,53
O1	0,15	0,13	0,28	0,26	0,30	0,32
OV	0,04	0,04	0,19	0,11	0,13	0,16

Deleži togosti (K_i) predstavljajo razmerja med silami na posamezne panele, ko je konstrukcija v območju elastičnega obnašanja, torej so ekvivalentni deležem nosilnosti, če želimo konstrukcijo projektirati na način, da pri določenem projektnem stanju ostane v elastičnem območju. Pri tem je potrebno upoštevati, da je t.i. elastična nosilnost dosežena, ko je v kritičnem elementu dosežen pomik pri nastanku prve poškodbe (w_{EL}). V konkretnem primeru je to pomik panela G2, $w_{EL} = 4,00$ mm. Ostale vrednosti ciljnih pomikov predstavljajo stanja, ko so se v večini panelov že pojavile poškodbe. Glede na omejitve standarda Evrokod 8 torej

poškodbe nekonstrukcijskih elementov v tovrstnih konstrukcijah niso merodajne. Glede na tip in način pritrjevanja nekonstrukcijskih elementov pa lahko prikazane vrednosti privzamemo kot končne nosilnosti posameznega tipa panela. Razvidno je, da so vrednosti deležev F_{wt} bistveno večje od deležev togosti K_{cr} , kar ponovno potrjuje ugotovitev, da paneli z odprtinami v post-elastičnem območju prevzemajo bistveno večji delež obtežbe kot v območju elastičnega obnašanja. V splošnem so vrednosti deležev sile pri nastanku razpoke (F_{cr}) večje od deležev nosilnosti pri ciljnih pomikih (F_{wt}), vendar je potrebno poudariti, da deleži F_{cr} v tem kontekstu niso direktno primerljivi, saj razpoke pri različnih tipih panelov nastajajo pri različnih vrednostih pomikov.

5.5 Izračun deležev togosti in nosilnosti v odvisnosti od koeficienta polnosti panela (r)

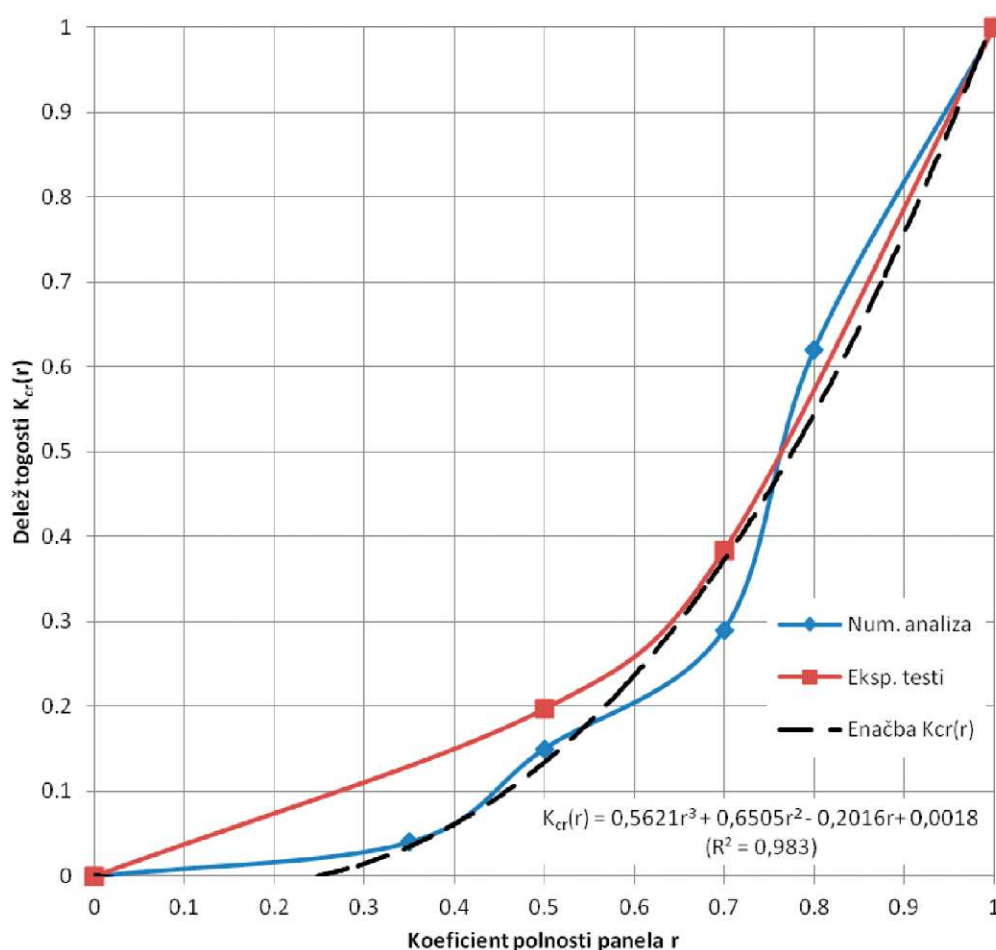
Izvedene numerične analize so potrdile ustreznost definiranih matematičnih modelov za določevanje obnašanja obravnavanih stenskih panelov. Vendar je treba poudariti, da so tovrstne analize dokaj zamudne, saj posamezen izračun lahko traja tudi nekaj ur. Zato numerične analize na tem nivoju načeloma niso uporabne za analizo večjih konstrukcij v vsakdanji inženirski praksi. Medtem ko lahko togost in nosilnost polnih stenskih panelov izračunamo tudi z relativno enostavnimi analitičnimi metodami.

V *Preglednici 5.17* so prikazani izračunani deleži togosti, deleži sil pri nastanku razpoke in deleži nosilnosti pri obravnavanih ciljnih pomikih v odvisnosti od koeficienta polnosti panela (r), označeni kot $K_{cr}(r)$, $R(r)$, $F_{cr}(r)$ oz. $F_{wt}(r)$.

Preglednica 5.17: Deleži togosti in nosilnosti v odvisnosti od koeficienta polnosti

Panel	r	Delež togosti / nosilnosti					
		$K_{cr}(r)$	$R(r)$	$F_{cr}(r)$	$F_{wt}(r)^{0,5\%}$	$F_{wt}(r)^{0,75\%}$	$F_{wt}(r)^{1,0\%}$
G2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
OM	0,80	0,62	0,61	0,88	0,83	0,84	0,86
O2	0,70	0,29	0,27	0,52	0,48	0,51	0,53
O1	0,50	0,15	0,13	0,28	0,26	0,30	0,32
OV	0,35	0,04	0,04	0,19	0,11	0,13	0,16

Ob poznavanju togosti in nosilnosti polnega panela lahko s predstavljenimi vrednostmi ocenimo togost in nosilnost panelov z odprtinami v odvisnosti od koeficienta polnosti. Kot že omenjeno, lahko na podlagi koeficientov togosti $K_{cr}(r)$ oz. $R(r)$ določimo razmerja raznosa obtežbe po posameznih panelih in izračunamo elastično nosilnost stenskega sistema (do pojava prvih poškodb). Deleži sil $F_{cr}(r)$ prikazujejo razmerja med silami pri nastanku prve razpoke, deleži nosilnosti $F_{wt}(r)$ pa omogočajo določitev razmerij nosilnosti (in razporeditve sil), ko je dosežen ciljni pomik, ki ga v skladu s standardom Evrokod 8 določimo glede na tip nekonstrukcijskih elementov in način njihovega pritrjevanja na nosilno konstrukcijo. Izračunane vrednosti so grafično prikazane na Slikah 5.19, 5.20 in 5.21. Pri deležih $K_{cr}(r)$ in $F_{cr}(r)$ so za primerjavo dodane še vrednosti, izračunane na podlagi rezultatov eksperimentalnih preiskav, prikazanih v 4. poglavju.

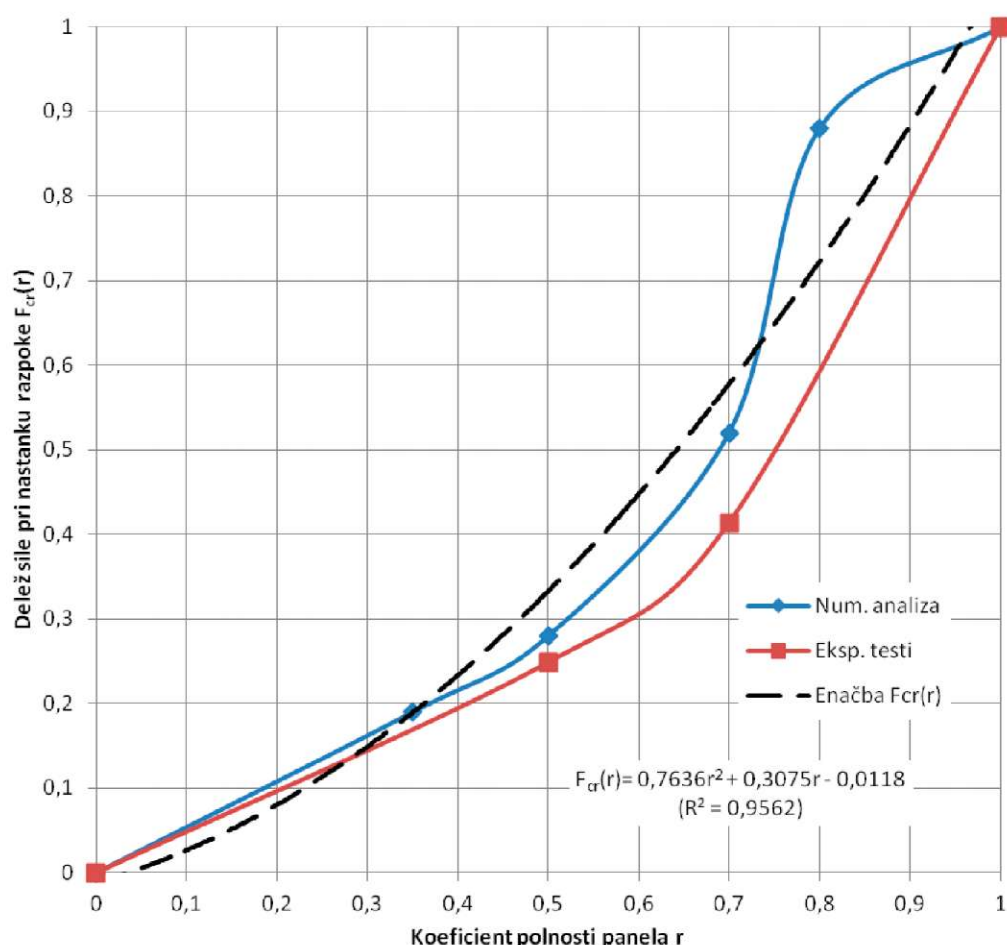


Slika 5.19: Deleži togosti $K_{cr}(r)$ v odvisnosti od koeficienta polnosti panela

Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov kaže, da so deleži togosti, izračunani z numeričnimi analizami, nekoliko nižji, kar je posledica že opisanih lokalnih vplivov v okolici nateznega vpetja polnega panela. Zaradi omenjenih vplivov je izračunana povprečna togost K_{cr} polnega panela nižja, vrednosti deležev togosti panelov z odprtini pa višje. Prav tako krivulja eksperimentalnih rezultatov zaradi pomanjkanja podatkov ne prikazuje realnih vrednosti v območju majhnih vrednosti koeficientov odprtine.

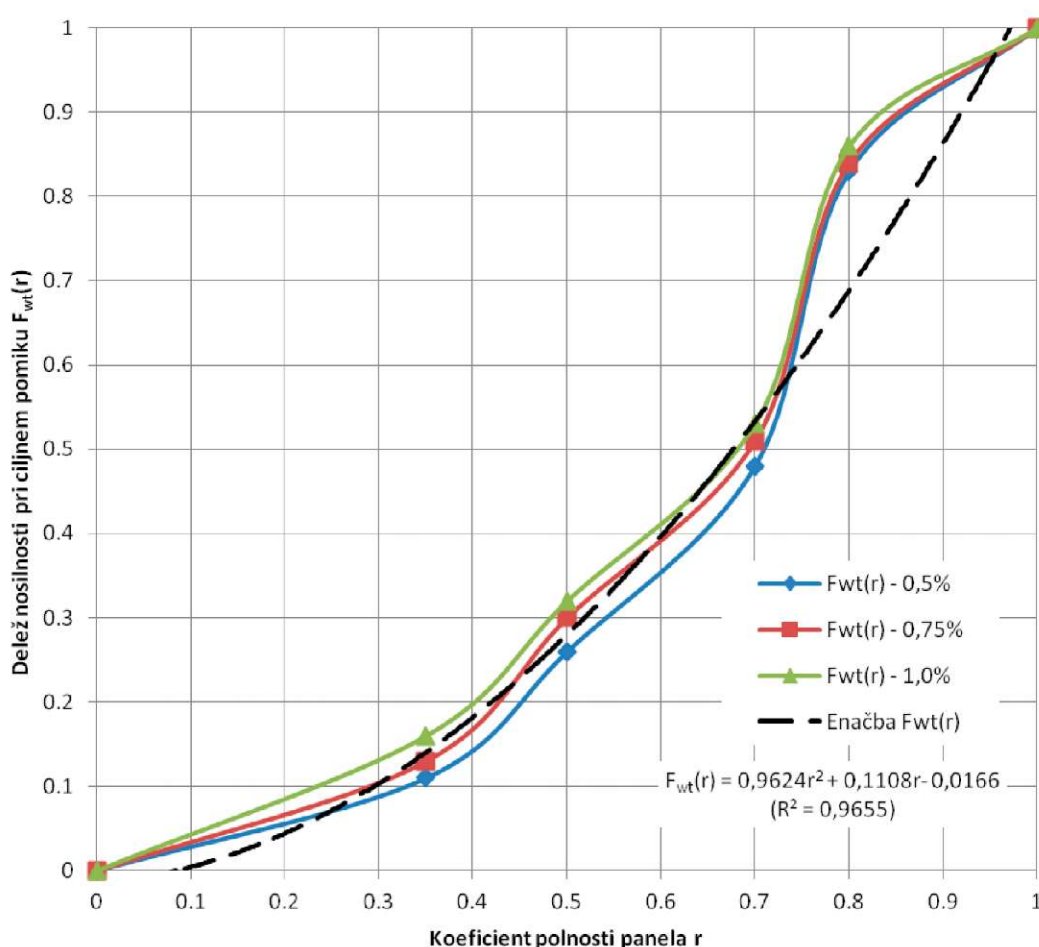
Iz diagrama numeričnih analiz je razvidno, da je togost panelov z majhnim koeficientom polnosti zelo nizka (pri vrednosti $r = 0,35$ znaša togost panela le 4 % togosti polnega panela), posledično je doprinos teh panelov k celotni nosilnosti konstrukcije minimalen, zanemaritev njihovega vpliva pa ne predstavlja bistvene napake.

Natančnejša določitev vrednosti je omogočena z odčitavanjem diagrama, za približen izračun pa je dodana še relativno enostavna regresijska enačba, s katero izračunamo vrednosti deležev togosti za panele s koeficientom polnosti, večjim od $r = 0,25$, saj manjše vrednosti v inženirski praksi praktično ne nastopajo.



Slika 5.20: Deleži sile pri nastanku razpoke $F_{cr}(r)$ v odvisnosti od koeficienta polnosti panela

Ekvivalentno ugotovitvam primerjave deležev togosti, pa so vrednosti deležev sil pri nastanku razpoke, izračunane z numeričnimi analizami, višje od vrednosti, določenih na podlagi eksperimentalnih testov. Relativno visoka (zabeležena) vrednost sile F_{cr} za primer polnega panela v eksperimentalnih testih vodi do nižjih vrednosti deležev sil panelov z odprtinami. Primerjava na *Sliki 5.20* služi le za oceno vrednosti sil pri nastanku razpoke, potrebno pa je upoštevati, da se razpoke pri različnih tipih panelov pojavijo pri različnih vrednostih pomikov.

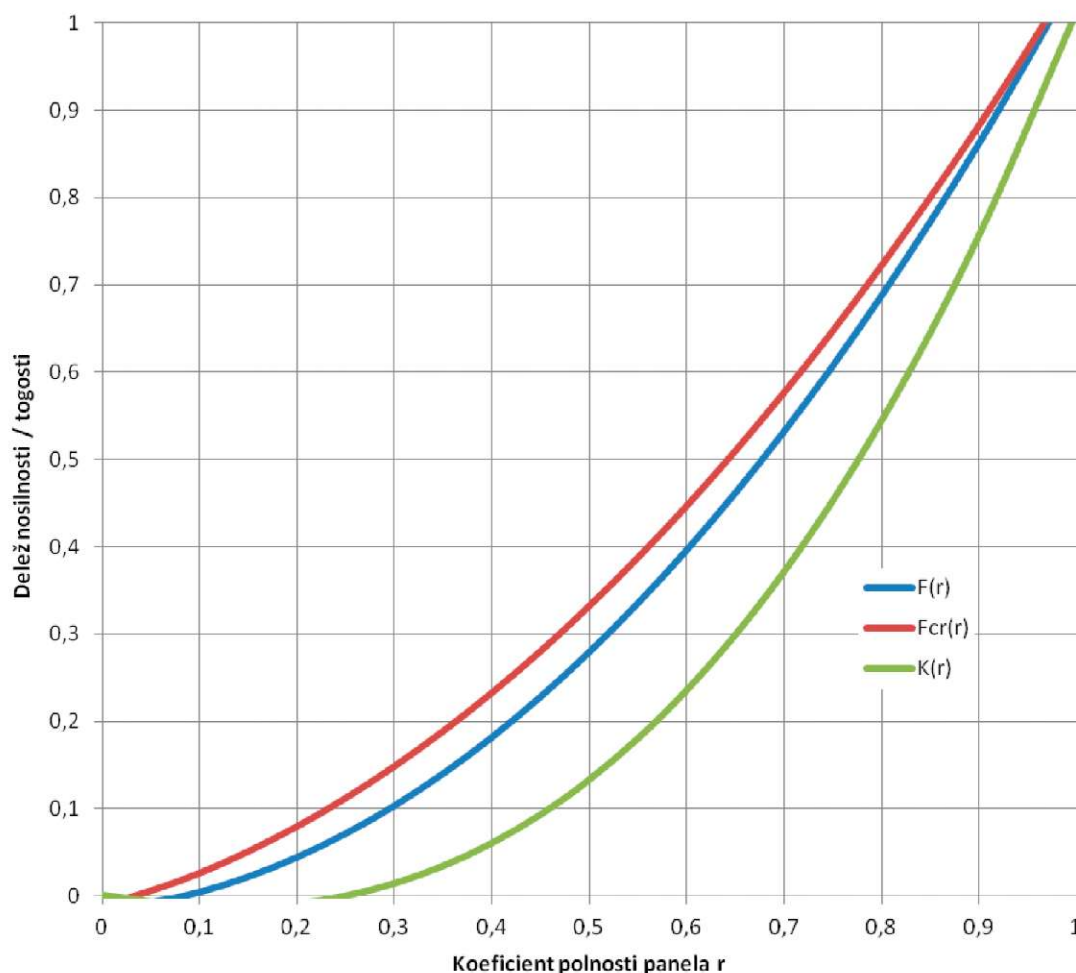


Slika 5.21: Deleži nosilnosti $F_{wt}(r)$ v odvisnosti od koeficienta polnosti panela

Na *Sliki 5.21* pa so prikazani diagrami deležev nosilnosti $F_{wt}(r)$ za različne ciljne pomike, izračunani z numeričnimi analizami. Kot je razvidno, med diagrami ni večjih odstopanj. Za približno oceno je zato dodana skupna poenostavljena regresijska enačba, ki omogoča izračun deleža nosilnosti za panele s koeficientom polnosti, večjim od $r = 0,1$. Koeficienti nosilnosti občutno narastejo pri vrednostih nad $r = 0,75$. V tem območju je poenostavljena

enačba precej »na varni strani«, za natančnejšo določitev deležev nosilnosti pa je v tem območju ustreznejše vrednosti odčitati iz diagramov.

Na *Sliki 5.22* je prikazana še primerjava izračunanih poenostavljenih krivulj za deleže nosilnosti $F(r)$, deleže sile pri nastanku razpoke $F_{cr}(r)$ in deleže togosti $K(r)$.

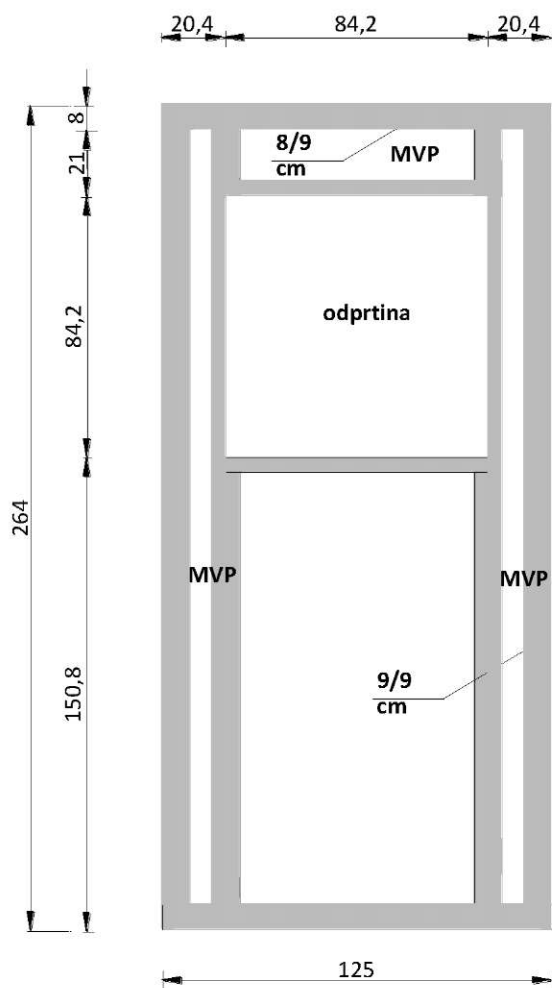


Slika 5.22: Primerjava izračunanih deležev $F(r)$, $F_{cr}(r)$ in $K(r)$

Vrednosti deležev sile pri nastanku prve razpoke $F_{cr}(r)$ so nekoliko višji od deležev nosilnosti $F(r)$, kar je posledica dejstva, da se v panelih z odprtiniami razpoke pojavijo pri večjih vrednostih pomika kot pri polnem panelu, medtem ko so deleži nosilnosti izračunani na podlagi vrednostih sil pri predpisanih (ciljnih) pomikih. Vrednosti deležev togosti $K(r)$ so nižje, kar ponovno potrjuje dejstvo, da paneli z odprtiniami prenašajo relativno manjši delež sile v primerjavi z njihovo nosilnostjo.

6 RAČUNSKI PRIMER

Izračun deleža togosti in nosilnosti v odvisnosti od koeficienta polnosti panela r za panelno steno Os prikazano na *Sliki 6.1*.



Slika 6.1: Geometrijski podatki za panel Os

Koeficient polnosti panela izračunamo po spodnjih enačbah, kjer je:

A_0 površina odprtine stene

$$H \cdot L = 2,64 \cdot 1,25 = 3,3 \text{ m}^2$$

$\alpha = \frac{A_0}{H \cdot L}$ delež površine odprtine stene

$$A_0 = h \cdot l = 0,842 \cdot 0,842 = 0,7089 \text{ m}^2$$

$\beta = \frac{\sum L_i}{L}$..delež dolžin polnih segmentov

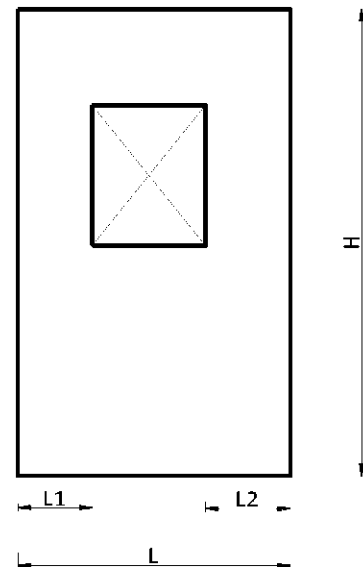
$$L_i = 1,25 - 0,842 = 0,408 \text{ m}$$

$$r = \frac{1}{1 + \left(\frac{\alpha}{\beta}\right)} \dots\dots\dots \text{koeficient polnosti panela}$$

$$\alpha = \frac{A_0}{H \cdot L} = \frac{0,7089}{3,3} = 0,2148$$

$$\beta = \frac{\sum L_i}{L} = \frac{0,408}{1,25} = 0,3264$$

$$r = \frac{1}{1 + \left(\frac{\alpha}{\beta}\right)} = \frac{1}{1 + \left(\frac{0,2148}{0,3264}\right)} = 0,60$$



6.1 Izračun deleža togosti $K_{cr}(r)$ v odvisnosti od koeficienta polnosti panela r

Enačba: $K_{cr}(r) = 0,5621 \cdot r^3 + 0,6505 \cdot r^2 - 0,2016 \cdot r + 0,0018$

$$r = 0,60$$

$$\begin{aligned} K_{cr}(r) &= 0,5621 \cdot r^3 + 0,6505 \cdot r^2 - 0,2016 \cdot r + 0,0018 = \\ &= 0,5621 \cdot 0,60^3 + 0,6505 \cdot 0,60^2 - 0,2016 \cdot 0,60 + 0,0018 = \\ &= 0,2364 \end{aligned}$$

6.2 Izračun deleža nosilnosti $F_{wt}(r)$ v odvisnosti od koeficienta polnosti panela r

Enačba: $F_{wt}(r) = 0,9624 \cdot r^2 + 0,1108 \cdot r - 0,0166$

$$r = 0,60$$

$$\begin{aligned} F_{wt}(r) &= 0,9624 \cdot r^2 + 0,1108 \cdot r - 0,0166 = \\ &= 0,9624 \cdot 0,60^2 + 0,1108 \cdot 0,60 - 0,0166 = \\ &= 0,3963 \end{aligned}$$

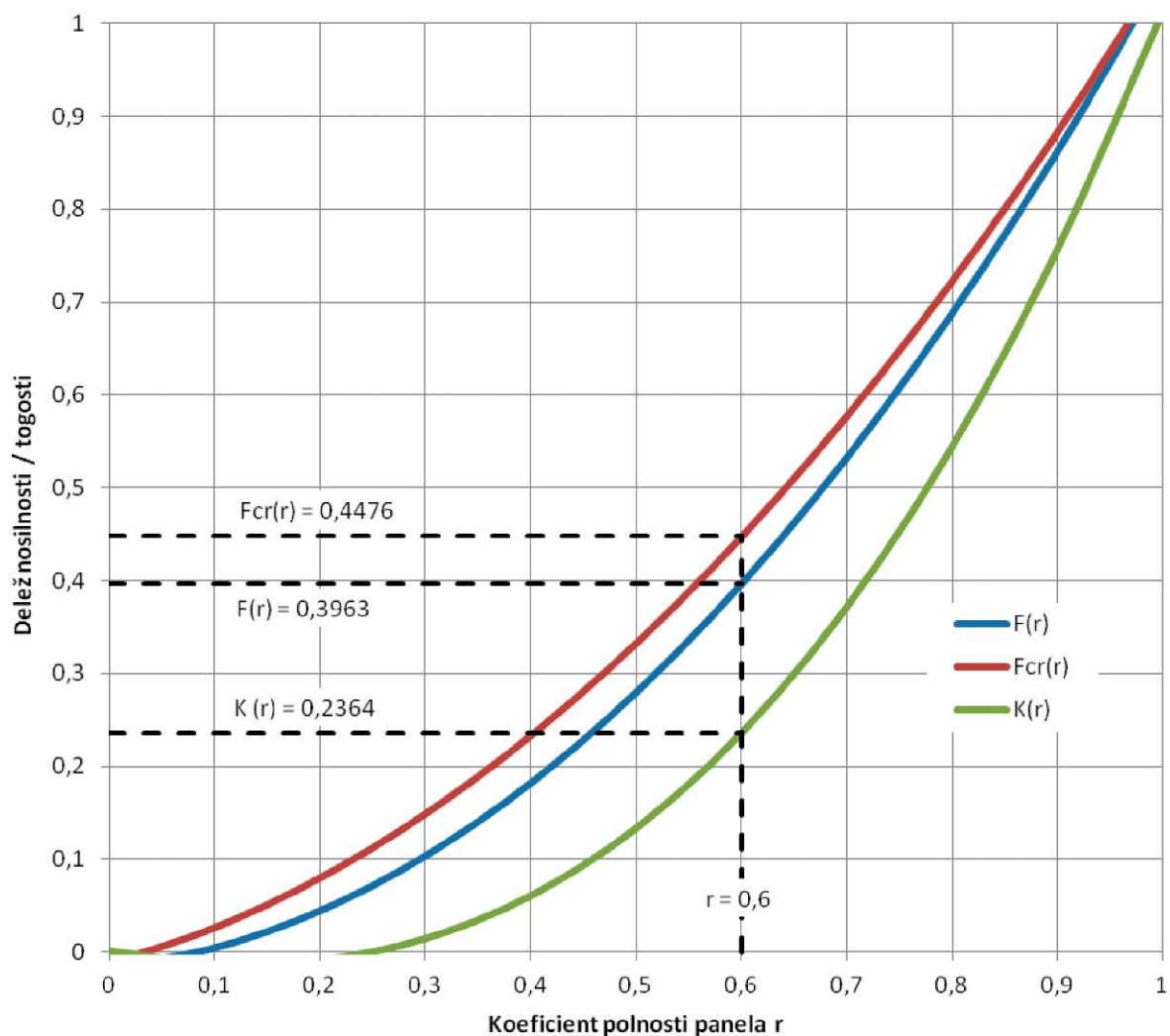
6.3 Izračun deleža sile pri nastanku razpoke $F_{cr}(r)$ v odvisnosti od koeficienta polnosti panela r

Enačba: $F_{cr}(r) = 0,7636 \cdot r^2 + 0,3075 \cdot r - 0,0118$

$r = 0,60$

$$\begin{aligned} F_{cr}(r) &= 0,7636 \cdot r^2 + 0,3075 \cdot r - 0,0118 = \\ &= 0,7636 \cdot 0,60^2 + 0,3075 \cdot 0,60 - 0,0118 = \\ &= 0,4476 \end{aligned}$$

Grafični prikaz določitve deležev togosti in nosilnosti je prikazan na Sliki 6.2.



Slika 6.2: Grafični prikaz določitve deležev togosti in nosilnosti

7 ZAKLJUČEK

S prikazanim izračunom lahko na podlagi poznavanja togosti in nosilnosti polnega panela ustreznih dimenzij na enostaven in hiter način določimo vodoravno togost, nosilnost ter silo pri nastanku prve razpoke stenskega panela z odprtino poljubne dimenzije. Izračunane vrednosti pa služijo za naknadno analizo togosti in nosilnosti stenskih sistemov, sestavljenih iz različnih tipov panelov.

8 LITERATURA

- [1] Kozem Šilih E. Eksperimentalna in numerična analiza lesenih okvirnih stenskih elementov z odprtini: doktorska disertacija. Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo, 2012
- [2] CEN Evrokod 5: Projektiranje lesenih konstrukcij - 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe, Slovenski inštitut za standardizacijo, 2004.
- [3] Yasumura M., Sugiyama H. Shear properties of plywood-sheathed wall panels with opening. Transaction of the Architectural Institute of Japan 1984; 338.
- [4] Šupek S., Dujič B., Žarnić R. "Vpliv odprtín na strižno nosilnost KLH sten " 30. zborovanje gradbenih konstrukterjev Slovenije, Bled, oktober 2008.
- [5] Premrov M., Kuhta M. Influence of Fasteners Disposition on Behaviour of Timber-Framed Walls with Single Fibre-Plaster Sheathing Boards. Construction and Building Materials, 2008.
- [6] Dobrila P. Analitična in eksperimentalna analiza ojačanih panelnih sten: doktorska disertacija. Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo, 2004.
- [7] Kuhta M. Numerično modeliranje vpliva veznih sredstev na horizontalno nosilnost lesenih okvirnih stenskih elementov: doktorska disertacija. Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo, 2010.
- [8] Premrov M., Dobrila P., Bedenik B.S., Špacapan I. Slip Modeling in Timber-Framed Walls with Wood-Based or Fibre-Plaster Sheathing Boards. Wseas Transactions on Applied and Theoretical Mechanics 2007, vol.2 ,No.9, p.167-175, ISSN 1991-8747.
- [9] SIST EN 594:2011: Lesene konstrukcije - Preskusni postopki – Natezna trdnost in togost lesenih stenskih okvirjev s ploščami (panelov), Slovenski inštitut za standardizacijo, 2011.
- [10] CEN Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, EN 1998-1. Brussels: European Committee for Standardization; 2005.