

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

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



Univerzitetni program Gradbeništvo,
Konstrukcijska smer

Kandidatka:

Simona Klobčar

Vpliv odprtih na strižno nosilnost lesenih sten

Diplomska naloga št.: 2850

Mentor:
prof. dr. Roko Žarnić

Somentor:
asist. dr. Bruno Dujič

Ljubljana, 19. 12. 2005

STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA

Stran z napako	Vrstica z napako	Namesto	Naj bo
-----------------------	-------------------------	----------------	---------------

IZJAVE O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali učitelji konstrukcijske smeri:

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.011.1:624.072.1(043.2)
Avtor:	Simona Klobčar
Mentor:	izr. prof. dr. Roko Žarnić
Somentor:	asist. dr. Bruno Dujč
Naslov:	Vpliv odprtín na strižno nosilnost lesenih sten
Obseg in oprema:	96 str., 15 pregl., 89 sl., 17 en.
Ključne besede:	lesene konstrukcije, lesene stene, vpliv odprtín, eksperimentalne preiskave, numerično modeliranje, parametrična študija

Izvleček

Pri projektiranju lesenih konstrukcij na potresno obtežbo se navadno pri stenah z odprtínami upoštevajo le segmenti, ki so polni po celotni višini stene. Nekatere novejšé eksperimentalne preiskave in parametrične študije pa kažejo na to, da tudi deli sten nad oz. pod odprtino lahko pomembno prispevajo k potresni odpornosti lesenih objektov. Na KPMK UL FGG je bilo izvedeno veliko število eksperimentalnih preiskav na lesenih križno lepljenih masivnih stenah, katerih rezultati so služili za izdelavo računskega modela strižne stene z odprtínami. Računski model je bil izdelan v programu za računanje konstrukcij po metodi končnih elementov SAP 2000 – V8 Nonlinear. Nelinearno obnašanje sider je bilo modelirano z uporabo nelinearnih vzmeti, izračun pa je bil izveden z nelinearno statično "pushover" analizo. S primerjavo eksperimentalnih in računskih rezultatov je bila potrjena ustreznost računskega modela. Na podlagi tega modela je bilo izdelano veliko število računskih modelov sten z različnimi velikostmi in oblikami odprtín, katerih rezultati so služili za parametrično študijo vpliva odprtín. Rezultati parametrične študije so diagrami odvisnosti strižne togosti in strižne nosilnosti od površine odprtine, dolžine polnih segmentov stene ter koeficienta odprtín, ki bodo služili za oceno vpliva velikosti in oblike odprtín na strižno odpornost lesenih masivnih sten. Ugotovljeno je bilo, da pri odprtínah do velikosti 30% glede na celotno površino sten odprtine skoraj ne vplivajo na vodoravno nosilnost, medtem ko se strižna togost sten s tem odstotkom odprtín zmanjša približno za 50%.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624.011.1:624.072.1(043.2)

Author: Simona Klobčar

Supervisor: Assoc. Prof. Dr. Roko Žarnić

Co-supervisor: Assist. Dr. Bruno Dujič

Title: Influence of openings on shear capacity of wooden walls

Notes: 96 p., 15 tab., 89 fig., 17 eq.

Key words: timber structures, wooden walls, influence of fenestration, experimental research, numerical modeling, parametric study

Abstract

In structural design of timber structures the load-bearing capacity of fenestrated wall segments usually is not taken into account when earthquake resistance analysis is carried out. Some recent experimental and parametric studies show that fenestrated wall segments may significantly contribute to earthquake resistance of wooden buildings. The load bearing capacity and stiffness of fenestrated wooden walls is influenced by dimensions and layout of openings. The exact numerical models are reliable only if they passed the appropriate experimental validation and verification. Therefore, at University of Ljubljana, the series of racking tests of fenestrated solid cross-laminated wooden panels were carried out to supply experimental data needed for computational model development. The main objective of testing was to understand the global response of fenestrated panels and to obtain data for verification and validation of response of the panel. Numerical model was developed and parametric study carried out by commercial software SAP2000 - Version 8 Nonlinear. Main parameters of interest were related to nonlinear behavior of anchors. Developed and justified mathematical model of experimentally tested panel was used for development of further mathematical models of panels having different patterns of fenestrations. Models were systematically numerically tested by SAP2000 and results of calculation presented in form of parametric study. Parametric study resulted in diagrams that will serve for engineering judgment of fenestration influence on stiffness and load-bearing capacity of solid-wood wall panels. It was concluded that regularly positioned openings in surface equal up to 30 % of panel surface do not much influence on load-bearing capacity when stiffness is reduced for about 50 %.

ZAHVALA

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge in prijetno delovno vzdušje se iskreno zahvaljujem dipl.inž.gradb. Franciju Čeponu, somentorju asist.dr. Brunu Dujiču in mentorju izr.prof.dr. Roku Žarniću.

Iz srca se zahvaljujem moji družini, posebno Mihi, tako za vsa lepa obdobja kot tudi za spodbudo v manj lepih trenutkih v času študija.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	LESENE KONSTRUKCIJE	3
2.1	Les kot gradbeni material	3
2.2	Prednosti in slabosti lesenih konstrukcij	4
2.3	Nosilni sistemi lesenih konstrukcij	7
2.3.1	Lesen okvirni sistem	7
2.3.2	Lesen masivni sistem	8
2.4	Proizvodi podjetja KLH	10
3	IZHODIŠČA ZA ANALIZO	13
3.1	Lesene konstrukcije na potresnih območjih	13
3.2	Obnašanje lesenih sten ob obremenitvah	16
4	VPLIV ODPRTIN NA STRIŽNO ODPORNOST LESENIH OKVIRNIH STEN	18
4.1	Preiskave H. Sugiyame in M. Yasumure	18
4.2	Preiskave J. D. Dolana in A. C. Johnsona	23
5	EKSPERIMENTALNE PREISKAVE LESENIH LEPLJENIH MASIVNIH STEN	30
5.1	Predhodne preiskave	31
5.1.1	Preiskave materialnih karakteristik križno lepljenega masivnega panela	31
5.1.1.1.	Modul elastičnosti	32
5.1.1.2.	Strižni modul	38
5.1.1.3.	Gostota	42
5.1.2	Preiskave sider	42
5.2	Strižne preiskave lesenih masivnih stenskih elementov	46
5.2.1	Naprava za preizkušanje strižne nosilnosti stenskih elementov	47
5.2.2	Preizkušanci	49
5.2.3	Merilni inštrumenti in merska mesta	51

5.2.4	Potek horizontalnega obteževanja	53
5.2.5	Rezultati preiskav	54
6	RAČUNSKA ANALIZA STRIŽNE ODPORNOSTI	60
6.1	Računski model	60
6.2	Primerjava računskih odzivov z rezultati eksperimentalnih preiskav	65
6.3	Različni vplivi na strižno odpornost panela brez odprtín	68
6.3.1	Vpliv razporeditve sider	69
6.3.2	Vpliv dolžine stene	70
6.3.3	Vpliv vertikalne obtežbe	71
6.4	Vpliv odprtín na strižno odpornost stenskega elementa	73
6.4.1	Parametrična študija vpliva odprtín	73
6.4.2	Primerjava vpliva odprtín pri masivnih in okvirnih lesenih stenah	88
7	ZAKLJUČKI	90
8	VIRI	94

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1:	Skupine in podskupine preizkušancev Sugiyamovih preiskav	19
Preglednica 2:	Preizkušanci Dolanovih preiskav	24
Preglednica 3:	Primerjava rezultatov monotonih in cikličnih preiskav	27
Preglednica 4:	Rezultati preiskav modula elastičnosti vzporedno oz. pravokotno na smer vlaken zunanjih plasti	34
Preglednica 5:	Primerjava računskih in eksperimentalnih vrednosti modulov elastičnosti	38
Preglednica 6:	Gostota preizkušancev	42
Preglednica 7:	Variante preiskav stenskih elementov	47
Preglednica 8:	Prikaz obravnavanih preiskav	50
Preglednica 9:	Glavne karakteristike preizkušancev v pozitivni in negativni smeri obremenjevanja	58
Preglednica 10:	Primerjava računskih rezultatov z rezultati iz preiskav	66
Preglednica 11:	Matrika sten dolžine 240 cm z različnimi velikostmi odprtín	74
Preglednica 12:	Matrika sten dolžine 320 cm z različnimi velikostmi odprtín	75
Preglednica 13:	Matrika sten dolžine 400 cm z različnimi velikostmi odprtín	76
Preglednica 14:	Odstotek nosilnosti oz. togosti sten z odprtínami glede na nosilnost oz. togost stene brez odprtín	81
Preglednica 15:	Vrednosti α , β ter r za stene z odprtínami različnih dimenzij	82

KAZALO SLIK

Slika 1:	Lesen stolp na Kitajskem zgrajen leta 1056	6
Slika 2:	Stenski element sestavljen iz lesenega okvira in z mehanskimi veznimi sredstvi nanj pritrjenih obložnih plošč	8
Slika 3:	Prečni prerez zunanje stene, notranje stene in stropne konstrukcije lesenega okvirnega sistema	8
Slika 4:	Enoplastno in križno večplastno lepljene lesene lamele	9
Slika 5:	Primeri lesenih masivnih montažnih objektov	9
Slika 6:	Prečni prerez zunanje masivne lesene stene in masivne stropne konstrukcije	10
Slika 7:	Križni lepljeni KLH elementi	11
Slika 8:	Gradnja montažne hiše iz KLH elementov	11
Slika 9:	Prenos vodoravne obtežbe preko stropne konstrukcije na stenske elemente stavbe	14
Slika 10:	Prenos sil v primeru stenskega elementa z odprtinami	14
Slika 11:	Tipični odzivi lesenih sten pri kombinirani vertikalni in horizontalni obtežbi	17
Slika 12:	Vpliv deleža dolžine odprtine na maksimalno strižno silo pri okvirnih lesenih stenah	20
Slika 13:	Pomen oznak za izračun koeficienta odprtin	22
Slika 14:	Delež strižne togosti oz. delež strižne nosilnosti v odvisnosti od koeficienta odprtin	22
Slika 15:	Primerjava rezultatov Dolanovih preiskav in Sugiyamove empirične krivulje	25
Slika 16:	SPD protokol obteževanja	26
Slika 17:	Primerjava strižnih togosti oz. nosilnosti monotonih in cikličnih preiskav v odvisnosti od koeficienta odprtin	28
Slika 18:	Deleži strižne nosilnosti oz. togosti preizkušancev pri cikličnih preiskavah glede na rezultate monotonih preiskav	29
Slika 19:	Servo-hidravlični bat Instron	32
Slika 20:	Dimenzije preizkušancev	32
Slika 21:	Merska mesta pri tlačnih preiskavah elastičnega modula v smeri vzporedno oz. pravokotno na smer vlaken zunanjih plasti	33

Slika 22:	Odziv preizkušanca na tlačno obremenjevanje vzporedno s smerjo vlaken zunanjih plasti in oznake za izračun modula elastičnosti	34
Slika 23:	Odzivi preizkušancev pri tlačnem obremenjevanju vzporedno oz. pravokotno na smer vlaken zunanjih plasti	35
Slika 24:	Porušitev preizkušanca obremenjenega vzporedno oz. pravokotno na smer vlaken zunanjih plasti	35
Slika 25:	Predpostavljena razporeditev napetosti v križno lepljeni leseni plošči	36
Slika 26:	Shema dejanskega modula elastičnosti posamezne plasti ter efektivnega modula elastičnosti namišljenega prereza	38
Slika 27:	Merska mesta pri diagonalnih preiskavah strižnega modula križno lepljenega panela	39
Slika 28:	Porušitve diagonalnih preiskav preizkušancev	39
Slika 29 :	Pomen oznak pri določevanju strižnega modula z diagonalnimi preiskavami preizkušancev	40
Slika 30:	Horizontalne in vzdolžne deformacije glede na nivo obremenitve	41
Slika 31:	Strižne napetosti v odvisnosti od strižnih deformacij pri diagonalnih preiskavah	41
Slika 32:	Strižni modul v odvisnosti od normirane strižne napetosti	41
Slika 33:	Kotna sidra BMF 105	43
Slika 34:	Pol-ciklični protokol obremenjevanja	44
Slika 35:	Ciklični protokol obremenjevanja	44
Slika 36:	Dvižna preiskava KLH panela z BMF kotnikom	44
Slika 37:	Prečna preiskava KLH panela z BMF kotnikom	44
Slika 38:	Porušitev stika pri dvižni preiskavi	45
Slika 39:	Porušitev stika pri prečni preiskavi	45
Slika 40:	Odzivi sider ter njihove ovojnice pri dvižnih preiskavah	45
Slika 41:	Odzivi sider ter njihove ovojnice pri prečnih preiskavah	46
Slika 42:	Shema naprave ter prikaz konzolne preiskave strižne stene	48
Slika 43:	Naprava za preizkušanje strižne nosilnosti stenskih elementov	49
Slika 44:	Skica preizkušanca W13 (z odprtini) ter preizkušanca W14 (brez odprtín)	50
Slika 45:	Shema merskih mest na preizkušancu W13 ter W14	51
Slika 46:	Protokol horizontalnega cikličnega obremenjevanja v dveh zaporednih delih	54
Slika 47:	Odziv preizkušanca W13c_C_V1/1	55

Slika 48:	Odziv preizkušanca W13c_C_V1/2	55
Slika 49:	Odziv preizkušanca W14c_C_V1/1	56
Slika 50:	Odziv preizkušanca W14c_C_V1/2	56
Slika 51:	Ovojnice odzivov obravnavanih preizkušancev	57
Slika 52:	Shema za interpretacijo rezultatov preiskav	58
Slika 53:	Primeri porušitev preizkušancev	59
Slika 54:	Računski model	61
Slika 55:	Sile v membrani	61
Slika 56:	Karakteristike vzmeti, ki nadomeščajo betonsko preklado	62
Slika 57:	Karakteristike vzmeti, ki simulirajo trenje med betonsko preklado in steno	63
Slika 58:	Povprečna ovojnica odziva sider v smeri z osi in vnos v računalniški program	64
Slika 59:	Povprečna ovojnica odziva sider v smeri x osi in vnos v računalniški program	64
Slika 60:	Primerjava računskih rezultatov z rezultati iz preiskav za steno brez odprtih	65
Slika 61:	Primerjava računskih rezultatov z rezultati iz preiskav za steno z odprtinami	65
Slika 62:	Vpliv modeliranja trenja med podlago in stenskim elementom	67
Slika 63:	Vpliv podajanja karakteristik sider	68
Slika 64:	Vpliv razporeditve sider na odziv stenskega elementa	69
Slika 65:	Vpliv razporeditve sider na strižno nosilnost in togost stenskega elementa	70
Slika 66:	Vpliv dolžine panela na odziv stenskega elementa	71
Slika 67:	Vpliv dolžine panela na strižno nosilnost in togost stenskega elementa	71
Slika 68:	Vpliv vertikalne obtežbe na odziv stenskega elementa	72
Slika 69:	Vpliv vertikalne obtežbe na strižno nosilnost in togost stenskega elementa	72
Slika 70:	Zaporedna vezava sten	73
Slika 71:	Odzivi sten dolžine 240 cm skupine a	77
Slika 72:	Odzivi sten dolžine 240 cm skupine b	77
Slika 73:	Odzivi sten dolžine 240 cm skupine c	78
Slika 74:	Odzivi sten dolžine 240 cm skupine d	78
Slika 75:	Odzivi sten dolžine 320 cm skupine a	78
Slika 76:	Odzivi sten dolžine 320 cm skupine b	79
Slika 77:	Odzivi sten dolžine 320 cm skupine c	79
Slika 78:	Odzivi sten dolžine 320 cm skupine d	79
Slika 79:	Odzivi sten dolžine 400 cm skupine a	80

Slika 80:	Odzivi sten dolžine 400 cm skupine b	80
Slika 81:	Odzivi sten dolžine 400 cm skupine c	80
Slika 82:	Odzivi sten dolžine 400 cm skupine d	81
Slika 83:	Strižna togost oz. strižna nosilnost v odvisnosti od deleža površine odprtín	83
Slika 84:	Strižna togost oz. strižna nosilnost stene dolžine 240 cm v odvisnosti od deleža dolžine polnih vertikalnih odsekov stene	84
Slika 85:	Strižna togost oz. strižna nosilnost stene dolžine 320 cm v odvisnosti od deleža dolžine polnih vertikalnih odsekov stene	85
Slika 86:	Strižna togost oz. strižna nosilnost stene dolžine 400 cm v odvisnosti od deleža dolžine polnih vertikalnih odsekov stene	85
Slika 87:	Delež strižne togosti oz. nosilnosti v odvisnosti od koeficienta odprtín	86
Slika 88:	Delež strižne togosti oz. nosilnosti in tendenčni krivulji	87
Slika 89:	Vpliv odprtín na strižno togost oz. nosilnost lesenih okvirnih in lesenih lepljenih masivnih sten	89

1 UVOD

Les je poleg kamna in opeke eden izmed najstarejših gradbenih materialov, ki ga je v preteklih obdobjih nekoliko izpodrinil razvoj novejših materialov kot sta beton in jeklo. Danes pa je zaradi številnih odličnih materialnih lastnosti lesa, raznolikosti veznih sredstev ter vračanja človeka k naravnim materialom gradnja lesenih montažnih objektov zopet močno v porasti. Posledica manjše prisotnosti na gradbenem trgu v preteklosti je slabša raziskanost odziva lesenih konstrukcij na potresno obtežbo. Tako so lahke lesene konstrukcije do nedavnega veljale za potresno odporne konstrukcije, katerih naj ne bi bilo potrebno računsko preverjati na potresni vpliv. Šele večja materialna škoda, ki so jo na lesenih objektih povzročili potresi v ZDA in na Japonskem, je spodbudila obsežne eksperimentalne in analitične raziskave tovrstnih objektov in proučevanje njihovega odziva na potresno obtežbo. Glavni konstrukcijski element za prevzemanje potresne obtežbe in obtežbe vetra pri lesenih konstrukcijah so strižne stene, zato je za projektiranje potresno varnih objektov potrebno natančno poznati njihove mehanske lastnosti.

V tej diplomski nalogi je podrobneje raziskan vpliv odprtín na strižno togost in nosilnost lesenih sten. Pri projektiranju lesenih sten z odprtínami se namreč kot posamezni konzolni elementi upoštevajo le segmenti stene, ki so polni po celotni višini stene. Tak način projektiranja lahko vodi do podcenjevanja strižne nosilnosti in togosti celotne stavbe, zato je potrebno natančneje raziskati vpliv odprtín na strižno odpornost lesenih sten.

Diplomsko delo se je začelo s proučevanjem obstoječih študij vpliva odprtín predvsem pri lesenih okvirnih stenah. Vpliv odprtín na lesenih okvirnih stenah sta raziskovala H. Sugiyama in M. Yasumura iz Japonske. Izvedla sta vrsto preiskav z monotonim obteževanjem in ugotavljala vpliv oblike in velikosti odprtín ter vpliv sistema nameščanja oblog na strižne karakteristike stenskih panelov. Kasneje je vpliv odprtín pri lesenih okvirnih stenah proučeval tudi J. D. Dolan iz ZDA in v sklopu svojih preiskav proučeval tudi odzive sten z odprtínami pri ciklični obtežbi.

Podrobneje kot vpliv odprtín pri okvirnih lesenih stenah sem proučevala vpliv le-teh pri lesenih lepljenih masivnih stenah. V skladu z raziskovalnim projektom v sodelovanju z avstrijskim podjetjem KLH Massivholz GmbH smo opravili veliko število različnih eksperimentalnih preiskav na lesenih trislojnih masivnih križno lepljenih stenah pri kombinaciji konstantne vertikalne ter ciklične vodoravne obtežbe. Podrobneje sem se osredotočila na rezultate preiskav stenskega elementa z odprtínami ter polnega stenskega elementa enakih dimenzij. Pred strižnimi preiskavami konstrukcijskega sklopa smo opravili predhodne preiskave za določitev glavnih mehanskih lastnosti križno lepljenega lesa ter ciklične preiskave sider. Prav rezultati predhodnih preiskav so nam dali pomembne podatke za kasnejše numerično modeliranje.

Po opravljenih eksperimentalnih preiskavah sem v programu za računanje konstrukcij po metodi končnih elementov SAP 2000 Nonlinear izdelala računski model tako polnega stenskega elementa kakor tudi stenskega elementa z odprtínami. Pri modeliranju sem se skušala čim bolj približati dejanskim pogojem pri cikličnem obremenjevanju. Poleg natančnega simuliranja robnih pogojev ter obtežbe sem v modelu upoštevala dejanske geometrijske in materialne karakteristike lesenega panela ter z nelinearnimi vzmetmi modelirala nelinearno obnašanje sider med ciklično preiskavo. Za izračun modela sem uporabila nelinearno statično "pushover" analizo in za oceno ustreznosti in zanesljivosti predlaganega računskega modela dobljene rezultate primerjala z rezultati eksperimentalnih preiskav. Glavna cilja izdelave računskega modela strižne stene sta bila dva: študija različnih vplivov na strižne karakteristike stenskih elementov in njegova nadaljnja uporaba za modeliranje in izračun odziva celotne lesene konstrukcije na potresno oz. vetrno obtežbo.

Predlagani računski model sem nato uporabila za študijo različnih vplivov na odziv stenskega elementa pri vodoravni obtežbi. Raziskovala sem vpliv dolžine sten, vpliv načina sidranja ter vpliv velikosti vertikalne obtežbe. Glavni rezultat diplomske naloge je parametrična študija vpliva odprtín na strižno odpornost lesenih masivnih sten. Ti rezultati bodo pripomogli k boljšemu razumevanju obnašanja lesenih masivnih konstrukcij na potresnih področjih in pomagali projektantom pri projektiranju bolj ekonomičnih in potresno varnih lesenih objektov.

2 LESENE KONSTRUKCIJE

2.1 Les kot gradbeni material

Les se zaradi svoje kvalitete, lepote in sorazmerno enostavne obdelave uporablja ne le v gradbeništvu, temveč tudi v drugih gospodarskih panogah. V zgodovinskem razvoju človeka predstavlja les poleg kamna prvi gradbeni material. Uporabljal se je tako za gradnjo prvih bivališč kakor tudi kasneje za večje stanovanjske in gospodarske objekte. Ker je les organska snov, je slabo odporen na spremembe vlage, biološke škodljivce in požarne obremenitve. Čeprav lahko z ustreznimi sistemi zaščite in predvsem s pravilnimi konstrukcijskimi rešitvami te pomanjkljivosti precej izboljšamo, je uporaba lesa v gradbeništvu v začetku 20. stoletja močno upadla. Vendar pa se zaradi svojih številnih dobrih lastnosti, razvoja različnih tehnologij obdelave, lepljenja in sušenja, zaščitnih premazov, raznolikosti veznih sredstev ter vračanja človeka k naravnim materialom les zopet vrača na trg kot cenjen gradbeni material.

Ena glavnih prednosti lesa kot gradbenega materiala je njegova majhna teža v primerjavi z nosilnostjo, saj ima les glede na maso konstrukcijskega elementa podobno nosilnost kot jeklo in bistveno večjo kot beton. Posebnost lesa je njegova nehomogenost in izrazita ortotropnost. Fizikalne lastnosti tega kompozitnega materiala se ne spreminjajo samo v različnih smereh, temveč tudi v tlaku in nategu. Največja trdnost lesa glede normalnih napetosti je v smeri vlaken, neprimerno manjša pa je trdnost v radialni ali tangencialni smeri. Tudi elastični modul v smeri pravokotno na vlakna znaša le okoli 6 % elastičnega modula v smeri vlaken. Sicer pa je elastični modul lesa v primerjavi z ostalimi konstrukcijskimi materiali majhen, zaradi česar so leseni elementi pod obtežbo podvrženi velikim deformacijam. Mehanske lastnosti lesa so v osnovi v veliki meri sorazmerne z gostoto, ki je odvisna od vrste lesa, ter močno odvisne od vlažnosti lesa. Vlaga namreč zmanjšuje trdnost in togost lesa, povzroča dimenzijsko nestabilnost in pomembno vpliva na njegovo trajnost, zato moramo pri gradnji uporabiti zračno suh les (do 20 % vlage) in ga pred vlago tudi ustrezno zaščititi. Na trdnost in togost lesa vplivajo tudi razne nepravilnosti v strukturi lesa, razpoke in defekti, ki povzročajo velik raztros rezultatov pri preiskavah mehanskih lastnosti. Čeprav les velja za slabo požarno odporen material, lahko v primerjavi z jeklom in betonom prevzame večje požarne

obremenitve. Les namreč v primeru masivnejših konstrukcijskih elementov pri gorenju ustvarja na površini zoglenelo plast, ki predstavlja neke vrste samozaščito in tako ostanejo njegove lastnosti (glede nosilnosti) praktično nespremenjene.

Za les pravimo, da je konstrukcijski material s stalnim virom, saj ga pridobivamo iz gozdov, ki se ob ustreznem izkoriščanju sproti obnavljajo. Drevo iglavca na primer se razvija okoli 100 let, po tem času pa ga je smiselno podreti, sicer odmre. Za pridobivanje in obdelavo lesa se porabi malo energije, zato les velja za izredno energetsko varčen gradbeni material, kar ima danes v svetu vse večji pomen.

2.2 Prednosti in slabosti lesenih konstrukcij

Medtem ko je v državah Severne Amerike les najbolj uporabljen konstrukcijski material za večino stanovanjskih hiš, tudi večnadstropnih, je v Evropi uporaba lesa omejena predvsem na gradnjo enodružinskih hiš zlasti v skandinavskih državah in delno v Veliki Britaniji, Nemčiji, Avstriji, Švici in na Irskem. V Sloveniji gradnja hiš z leseno konstrukcijo oziroma montažnih hiš močno zaostaja za klasičnim načinom gradnje iz betona ali opeke. To je predvsem posledica napačnega mišljenja ljudi, da je bivanje v leseni hiši manj prestižno in nudi manj udobja od bivanja v zidanem objektu. Ljudje namreč slabo poznajo številne prednosti lesenih hiš, pretirano pa se bojijo nekaterih pomanjkljivosti, ki so dejansko res prisotne.

Dejavnik, ki je v preteklosti bistveno pripomogel k slabemu slovesu montažnih hiš, je bila togost ponudnikov glede zunanega izgleda hiš. Danes so tipske hiše pri večini ponudnikov le ena izmed možnosti, saj se kupci lahko odločijo za projekt povsem po svojih željah in zamislih. Za investitorja je najvidnejša prednost montažnih hiš hitrost gradnje, ki ima pri današnjem načinu življenja vse večji pomen. Večina konstrukcijskih elementov je namreč predhodno izdelanih v tovarni, kar pomeni industrijsko racionalizacijo in ekonomičnost proizvodnje ter zagotavljanje visoke kakovosti elementov. Na terenu so velikostenski elementi s pomočjo dvigal le še sestavljeni v celoto in tako minimalni možni čas izpostavljeni možnim negativnim vremenskim vplivom. Tako je osnovna konstrukcija hiše postavljena v nekaj dneh, čez dva do tri mesece pa je hiša že vseljiva. Ena največjih pomanjkljivosti, ki je

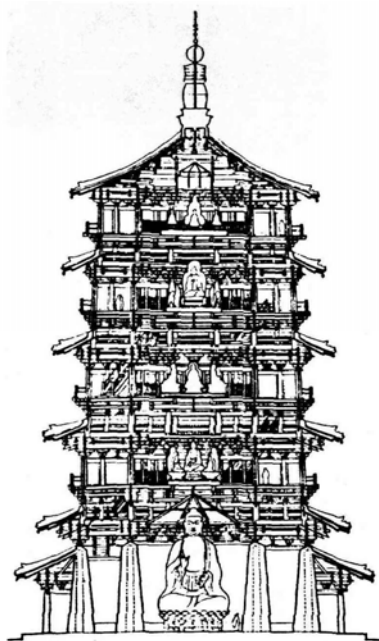
posledica hitre gradnje, je način financiranja. Ta je v primeru gradnje montažne hiše precej neugoden, saj predstavlja velike denarne vložke v kratkih časovnih intervalih. Končna cena hiše z leseno konstrukcijo je nekoliko nižja od cene klasično grajene hiše, v prihodnosti pa je pričakovati še večje razlike zaradi spodbujanja držav h gradnji ekološko prijaznejših objektov. Montažne hiše namreč veljajo za nizkoenergijske hiše, saj je zaradi dobre toplotne izoliranosti poraba energije za ogrevanje bistveno manjša v primerjavi s porabo pri klasično grajenih hišah. Po nekaterih primerjavah porabijo običajne klasično grajene enodružinske hiše do 35 litrov kurilnega olja na 1m^2 na ogrevalno sezono, če pa so bile zgrajene kasneje, odkar je področje toplotne zaščite tudi zakonsko ustrezno urejeno, pa okoli 12 litrov/ m^2 . Pri lesenih montažnih nizkoenergijskih hišah, ki imajo koeficient toplotne prevodnosti zunanjih sten manjši od $0,3\text{ W/m}^2\text{K}$, je predvidena poraba kurilnega olja od 6 do 8 litrov/ m^2 na ogrevalno sezono. Vse bolj aktualne so tudi tako imenovane biohiše, ki so zgrajene iz naravnih materialov. Glavni konstrukcijski material je masivni les, za izolacijo pa uporabljajo tudi prečiščeno ovčjo volno, konopljo, pluto, kokosova vlakna, bombaž ter za trajnostno zaščito premaze na vodni osnovi. Na energijsko porabo pomembno vpliva tudi toplotna hierarhija prostorov, zimski vrtovi, vgrajevanje aktivnih sistemov izrabe sončne energije in drugo. Na splošno predstavljajo lesene hiše zdravo bivalno okolje, les pa tudi psihološko in estetsko zelo ugodno vpliva na človeško počutje.

Majhna masa lesene nosilne konstrukcije in velika specifična nosilnost lesenega materiala imata velike prednosti pri gradnji objektov na potresno ogroženih območjih, vendar se je potrebno zavedati, da so lahko tudi lesene konstrukcije potresno ogrožene, če jim v fazi načrtovanja ne zagotovimo ustrezne togosti in nosilnosti. Podrobneje bo potresno odpornost lesenih konstrukcij obravnavalo eno izmed sledečih poglavij. Prednost montažnih hiš je tudi v primeru manjše nosilnosti temeljnih tal, saj dopuščajo lahki leseni objekti enostavnejše temeljenje, kar bistveno vpliva na ceno. Majhna masa same konstrukcije pa ima tudi negativne posledice kot so večja deformabilnost, slabša zvočna zaščita ter pomanjkanje akumulacijske mase. S pravilno izbiro materialov, pravilnimi konstrukcijskimi rešitvami in novimi tehnikami ogrevanja lahko te pomanjkljivosti učinkovito izboljšamo.

Glede požarne odpornosti lesenih konstrukcij je poleg že omenjene samozaščitne zoglenele plasti, ki se tvori na površini elementov, pomemben tudi požarni preskok. Ta nastopi pri hiši z

leseno nosilno konstrukcijo veliko hitreje kot pri zidani hiši. Razvoj požara je odvisen predvsem od površinske obdelave notranjih sten. Nosilna konstrukcija je ponavadi na notranji strani obložena s protipožarnimi oblogami (mavčne plošče), ki objektu zagotavljajo varnost pred razvojem požara za določen čas. Poleg določitve požarne poti je priporočljiva tudi vgradnja sistemov za odkrivanje in avtomatsko gašenje požarov.

Trajnost lesenih hiš je zaradi uporabe organskih materialov za nosilno konstrukcijo v splošnem manjša kot trajnost klasično grajenih hiš. Pomembno je, da vgrajujemo suh les ter ga ustrezno zaščitimo pred vlago in biološkimi škodljivci. V svetu in tudi v Sloveniji obstaja precej primerov zelo starih in dobro ohranjenih lesenih konstrukcij. Slikovit primer je devet nadstropen objekt višine 67,3 m iz Kitajske, ki je bil zgrajen leta 1056 in stoji še danes, kljub dvanajstim zabeleženim potresom na tem področju (Slika 1). V zadnjem času se vse bolj uporablja izraz trajnostna gradnja, ki pomeni graditi tako, da grajeno okolje optimalno zadovoljuje trenutne potrebe uporabnika, pri tem pa ne ovira sposobnosti prihodnjih generacij za uresničevanje njihovih potreb in želja. Montažne hiše so lep zgled trajnostne gradnje, saj je življenjska doba vgrajenih materialov približno tolikšna kot funkcionalna uporabnost hiše.



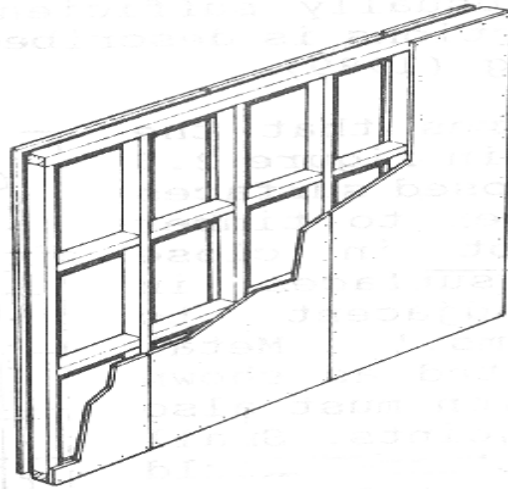
Slika 1: Lesen stolp na Kitajskem zgrajen leta 1056

2.3 Nosilni sistemi lesenih konstrukcij

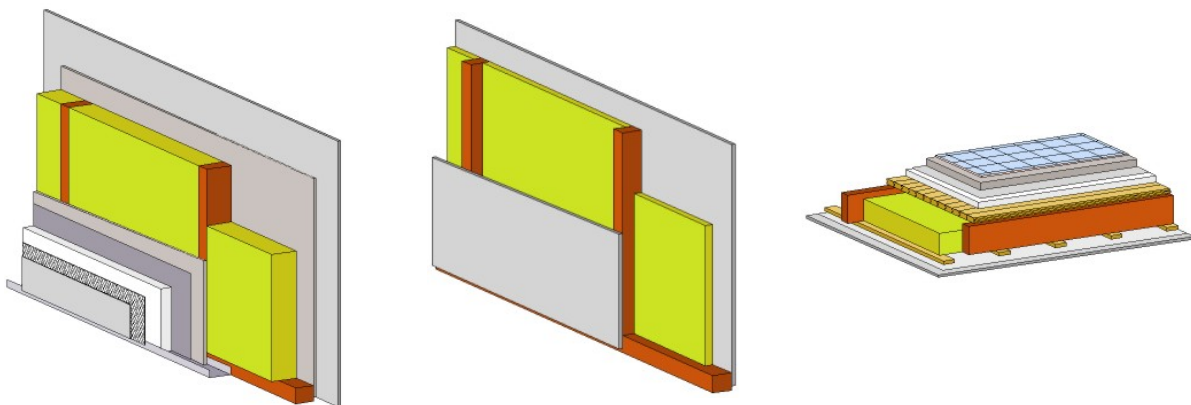
Montažni objekti z leseno nosilno konstrukcijo so v osnovi sestavljeni iz stenskih in stropnih elementov, ki so preko veznih elementov in z veznimi sredstvi povezani v celoto. Tako konstrukcijski elementi kot tudi njihovo povezovanje in sistem gradnje se pri različnih ponudnikih močno razlikujejo. V Evropi prevladuje velikostenski montažni sistem gradnje, kot konstrukcijska sistema pa se pojavljata predvsem dva: lesen okvirni sistem in lesen masivni sistem. Na slovenskem tržišču lesenih montažnih hiš je največ ponudnikov hiš z leseno okvirno konstrukcijo (Marles, Jelovica, Lumar, Kager), masivne lesene hiše pa ponuja podjetje Riko.

2.3.1 Lesen okvirni sistem

Stenski element pri lesenem okvirnem sistemu je sestavljen iz lesenega okvira, ki je enostransko ali obojestransko obdan z obložnimi ploščami, vmesni prostor pa zapolnjujejo lahki toplotno izolacijski materiali. Lesen okvir se izdelava iz pokončnikov in prečnikov različnih dimenzij oziroma prerezov, ki so med seboj povezani z mehanskimi sredstvi. Običajno pri stenskem elementu navpično obtežbo prenašajo pokončniki, vodoravno obtežbo pa prevzemajo nosilne plošče, ki so preko veznih sredstev (jeklenih sponk, žeblice, vijakov...) pritrjene na okvirno konstrukcijo. Nosilne obložne plošče zagotavljajo stenskemu elementu določeno togost, ki je precej odvisna od razporeditve in števila veznih sredstev po obodu plošče. Izdelane so iz armiranih vlaken (lesena vlakna, polimerna vlakna, papir) in veziva (lepila, smole, mavec, cement). Obložne plošče so tako lahko izdelane iz lesa (vezane plošče, OSB plošče) ali pa iz drugačnih materialov (cementno iverne, cementno vlaknaste, mavčno kartonske). Stropno konstrukcijo sestavljajo leseni stropni nosilci različnih prerezov z obojestransko oblogo iz plošč ter izolacijo večje gostote.



Slika 2: Stenski element sestavljen iz lesenega okvira in z mehanskimi veznimi sredstvi nanj pritrjenih obložnih plošč



Slika 3: Prečni prerez zunanje stene, notranje stene in stropne konstrukcije lesenega okvirnega sistema

2.3.2 Lesen masivni sistem

Pri hišah, ki so izdelane iz masivnih lesenih sten, ločimo dva sistema: tradicionalnega, ki temelji na zlaganju lesenih tramov – brun, in novejšega z nosilnimi elementi iz lepljenega lesa. Lepljeno masivno steno se izdelava z lepljenjem lesenih lamel različnih oblik in prerezov na različne načine. Deske so najpogosteje iz lesa iglavcev naslednjih vrst: smreka, bor, macesen, jelka, možna pa je tudi uporaba lesa listavcev. Večinoma so stene lepljene enoplastno ali križno večplastno. Enoplastno lepljene stene sestavljajo lesene lamele določene širine, ki so položene druga na drugo in so med seboj industrijsko lepljene. Križno večplastni

lepljeni element pa sestavlja liho število plasti, ki so položene tako, da vzdolžna lesena vlakna posamezne plasti potekajo pravokotno na vzdolžna vlakna sosednjih plasti. Število plasti je odvisno od želene debeline in nosilnosti samega lepljenega elementa, potrebno pa je vgraditi najmanj tri plasti desk. Ker je nosilnost lesa v smeri vlaken neprimerno večja od nosilnosti v smeri pravokotno na vlakna, so križno lepljeni elementi z ortogonalnimi plastmi nosilni v dveh pravokotnih smereh in zato posebej zanimivi za izvedbo stropnih plošč.



Slika 4: Enoplastno in križno večplastno lepljene lesene lamele

Z uporabo masivnih elementov dosegamo večjo sposobnost toplotne akumulacije, kar je velika prednost masivnega sistema gradnje. Za izkoriščanje akumulacijske mase masivnih elementov je potrebno toplotno izolacijo polagati izključno na zunanji strani stenskega elementa. Pri lesenem masivnem sistemu gradnje prav tako ne prihaja do toplotnih mostov v primeru vertikalnih zamikov fasad, saj je les že sam po sebi dober izolator. Zunanja fasadna obloga je lahko klasična (tankoslojni omet poljubne barve), lesena (leseni opaž), kombinacija klasične in lesene fasade ali pa obzidana, tako da se zunanost hiše z leseno nosilno konstrukcije ne razlikuje od zunanosti zidanega objekta. Notranja stran gladko brušene lesene stene je lahko obdelana z voski in olji oziroma po želji kupcev. Glede na namembnost prostora pa je lahko obložena tudi z ustreznimi oblogami oziroma mavčnimi ploščami.



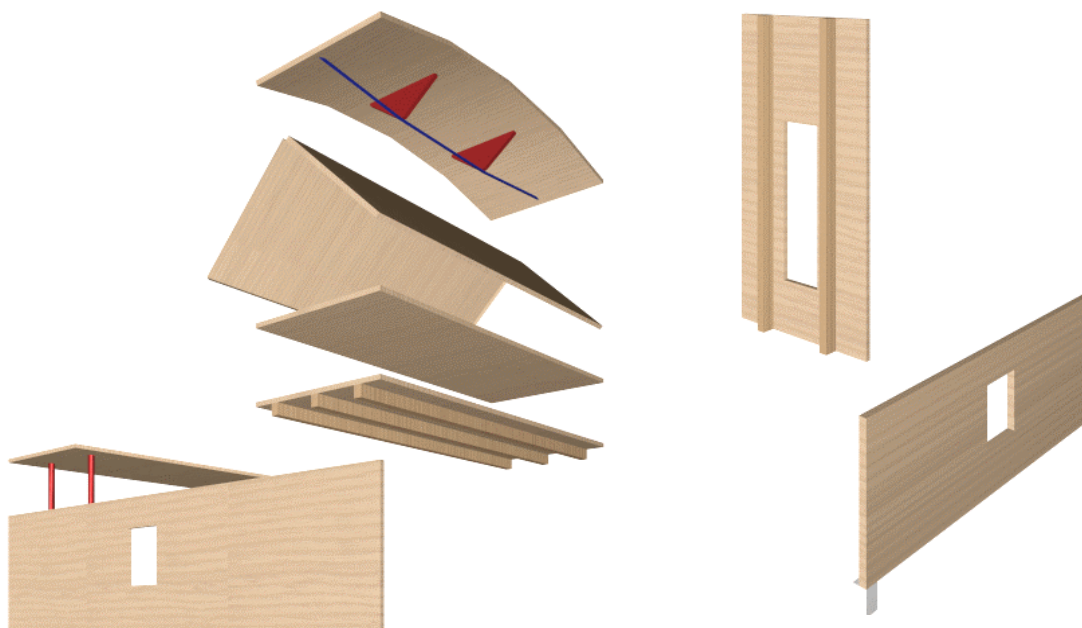
Slika 5: Primeri lesenih masivnih montažnih objektov



Slika 6: Prečni prerez zunanje masivne lesene stene in masivne stropne konstrukcije

2.4 Proizvodi podjetja KLH

KLH (Kreuzlagenholz) Massivholz GmbH je avstrijsko podjetje, ki se ukvarja s proizvodnjo lesenih masivnih križno lepljenih elementov za gradnjo lesenih montažnih objektov. Za osnovno surovino uporabljajo smrekov les, ki ga tehnično sušijo do 12 % (+/- 2 %) vlažnosti in tako omogočijo naravno zaščito lesa pred škodljivci kot so gobe, insekti in plesni. Elementi so sestavljeni iz križno zloženih plasti desk, ki so pod visokim pritiskom zlepljene v večji masivni element. Križno lepljenje preprečuje nabrekanje in krčenje elementov, v veliki meri pa povečuje tudi njihovo stabilnost in nosilnost. Poleg ugodnih lastnosti ohranjanja oblike so križno lepljeni KLH elementi zanimivi tudi zaradi prenašanja obtežbe v dveh pravokotnih smereh, pri čemer primarna smer prenosa obtežbe ustreza orientaciji vlaken zunanjih plasti desk. Elementi so glede na zahteve lahko iz treh, petih ali sedmih plasti, vse do maksimalne debeline 60 cm. Maksimalna dolžina elementa je 16,5 m in maksimalna širina 2,95 m. Uporabljajo se tako za strehe kot za stropne in stenske elemente (Slika 7).



Slika 7: Križni lepljeni KLH elementi

Stene se v temelj ali v talno konstrukcijo sidrajo preko kovinskih sider. Podjetje KLH uporablja kotna sidra BMF 105 z rebrom. Na temeljno konstrukcijo so kotniki pritrjeni z dvema sidrnima vijakoma M12, za pritrditev kotnikov na leseni panel pa uporabljajo obročaste žblje premera 4 mm dolžine 40 mm ali 60 mm, in sicer po deset žbljev na kotnik.

Običajno so elementi industrijske kvalitete in kot taki predstavljajo velikostenske industrijsko izdelane sestavne elemente montažnih objektov. Po želji kupca pa izdelujejo tudi elemente z vidno notranjo stranjo stene. Ti elementi zahtevajo posebno pozornost pri skladiščenju, transportu in pri samem vgrajevanju.



Slika 8: Gradnja montažne hiše iz KLH elementov

Na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo v Ljubljani se v sodelovanju s podjetjem KLH odvija raziskovalni projekt, katerega cilj je eksperimentalno oceniti strižno odpornost KLH križno lepljenih lesenih sten, ki predstavljajo osnovne elemente KLH sistema za gradnjo montažnih objektov. Stene z omenjenim sistemom sidranja so bile preizkušene pri kombinirani konstantni vertikalni ter monotoni oz. ciklični horizontalni obtežbi. Dobljeni rezultati preiskav predstavljajo potrebne podatke za potresno varno projektiranje konstrukcij, ki so sestavljene iz KLH elementov.

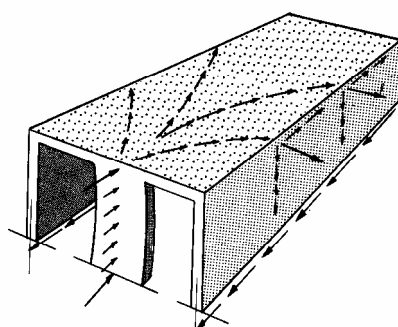
3 IZHODIŠČA ZA ANALIZO

3.1 Lesene konstrukcije na potresnih območjih

Za gradbene konstrukcije na potresnih območjih največkrat predstavlja potres največjo obtežbo, obenem pa obstaja le majhna verjetnost, da bo do močnega potresa v življenjski dobi objekta prišlo. Iz tega razloga bi bilo neekonomično vse objekte dimenzionirati tako, da bi ostali nepoškodovani tudi pri najmočnejšem možnem potresu. Možnost poškodb je potrebno izključiti le pri nekaterih izjemnih objektih, kjer bi poškodbe povzročile katastrofalne sekundarne posledice. Pri običajnih objektih moramo zagotoviti, da pri zelo verjetnih manjših potresih ostanejo tako konstrukcijski kot nekonstrukcijski elementi nepoškodovani; pri močnem potresu, za katerega pa obstaja majhna verjetnost, da se bo pojavil v času uporabe objekta, pa dopustimo poškodbe določenih mest v konstrukciji, v katerih se lahko razprši s potresom vnesena energija. V vsakem primeru pa je treba na najmanjšo možno mero zmanjšati možnost porušitve in s tem povezanih človeških žrtev.

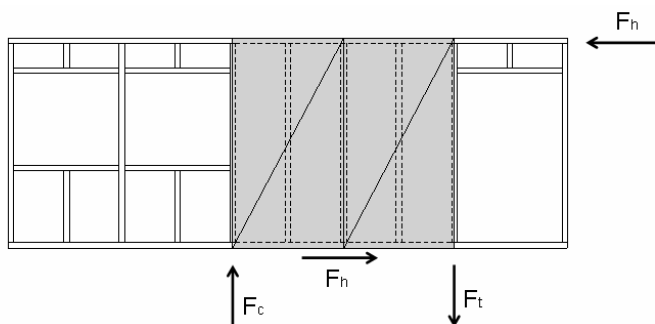
Slovenija leži v aktivnem sredozemskem seizmičnem območju. Po seizmoloških kartah lahko pride v časovnem obdobju 500 let do potresa z intenziteto 7 ali več praktično na celotnem ozemlju Slovenije. Torej za večino objektov na slovenskem ozemlju obstaja 10 % verjetnost, da jih bo v svoji življenjski dobi (50 let) prizadel močan potres. Edino zanesljiva obramba pred katastrofalnimi posledicami rušilnih potresov je potresno varna gradnja, za katero je treba poznati tako karakteristike pričakovane obtežbe kot tudi značilnosti obnašanja različnih vrst konstrukcij med potresno obtežbo. Inženirsko znanje o obnašanju lesenih konstrukcij na potresnih območjih je glede na konstrukcije iz drugačnih materialov zelo pomanjkljivo. Vseeno so računsko preverjene lesene konstrukcije v večini primerov varne pred porušitvijo, vendar pa se zaradi podajnosti konstrukcijskih elementov in predvsem stikov precej deformirajo, kar pa lahko povzroči veliko materialno škodo na nekonstrukcijskih elementih. Kljub temu pa lahko z dobrim načrtovanjem in poznavanjem odziva lesenih nosilnih elementov na vodoravno obtežbo izdelamo zelo duktilne in potresno odporne lesene objekte.

Pri leseni stavbi sta osnovni enoti konstrukcijskega sistema stenski in stropni element, ki sta med seboj povezana z mehanskimi veznimi sredstvi in tako sodelujeta pri prevzemu in prenosu sil po konstrukciji. Stenski element prenaša navpično obtežbo, hkrati pa pri delovanju potresa ali vetra prevzema vodoravno obtežbo in zagotavlja objektu določeno togost. Za potresno odpornost stavb je pomembno, da so stenski elementi med seboj povezani na nivoju stropne diafragme. Potresna obtežba se tako v odvisnosti od razmerja togosti stenskih elementov, togosti stropne plošče in tlorisne zasnove konstrukcije preko stropne konstrukcije prenaša na stenske elemente.



Slika 9: Prenos vodoravne obtežbe preko stropne konstrukcije na stenske elemente stavbe

Stene večjih togosti zaradi manjše podajnosti prevzamejo večjo obremenitev, ki jo prenašajo s svojo strižno nosilnostjo. Tako potresno obtežbo prevzemajo predvsem stene v smeri delovanja obtežbe, saj so stene, ki so obrnjene pravokotno na smer obtežbe, v primerjavi z njimi relativno podajne. Manjšo togost stenskih elementov povzročajo tudi razne odprtine, ki povečujejo podajnost, zato se vodoravna obtežba prenaša predvsem preko polnih elementov.



Slika 10: Prenos sil v primeru stenskega elementa z odprtini

Togost stropne konstrukcije ima pomemben vpliv na deformacijski mehanizem stenskih elementov. Stenski elementi, ki so povezani s podajno stropno konstrukcijo, se zaradi vodoravne obtežbe deformirajo blizu konzolnemu mehanizmu, če pa so povezani s togo

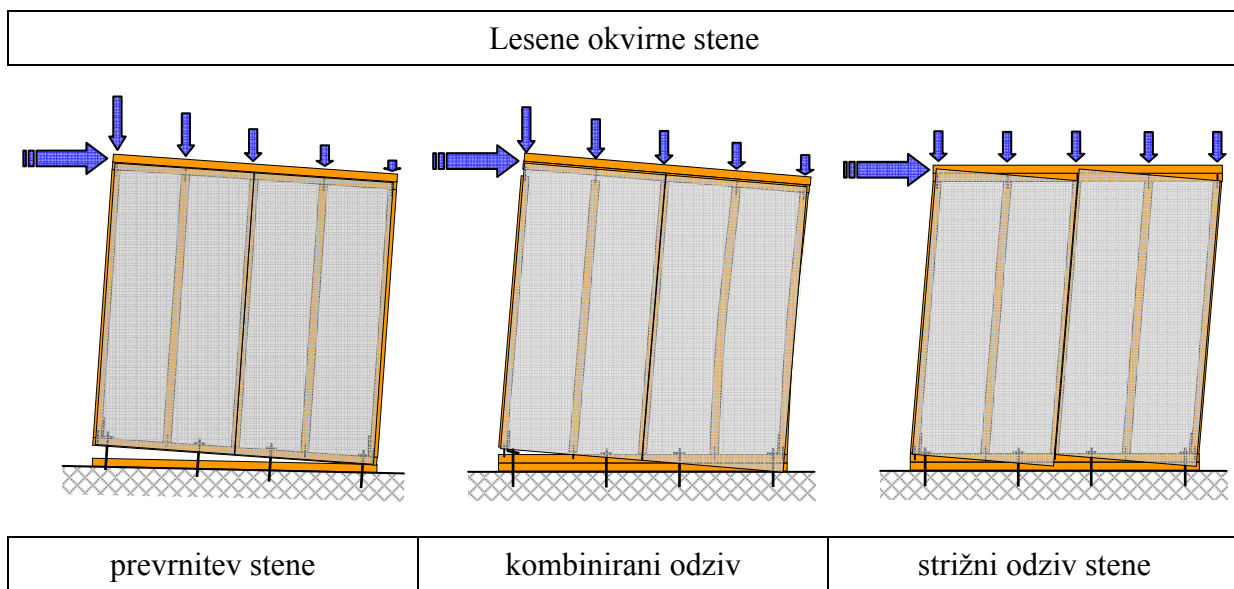
stropno konstrukcijo, se obnašajo kot obojestransko vpeti strižni elementi. Pri potresni obtežbi je za stavbo najugodnejše, če je čim bolj simetrična. Nesimetričnost namreč povzroči nesovpadanje težišča mas in težišča togosti zgradbe, kar pri potresni obtežbi povzroči dodatne torzijske obremenitve. Podajnost in potresna varnost lesenih objektov je tako poleg zgoraj naštetega odvisna predvsem od nosilnosti in togosti stenskih elementov, njihovega sidranja v talno konstrukcijo ter medsebojne povezanosti nosilnih elementov.

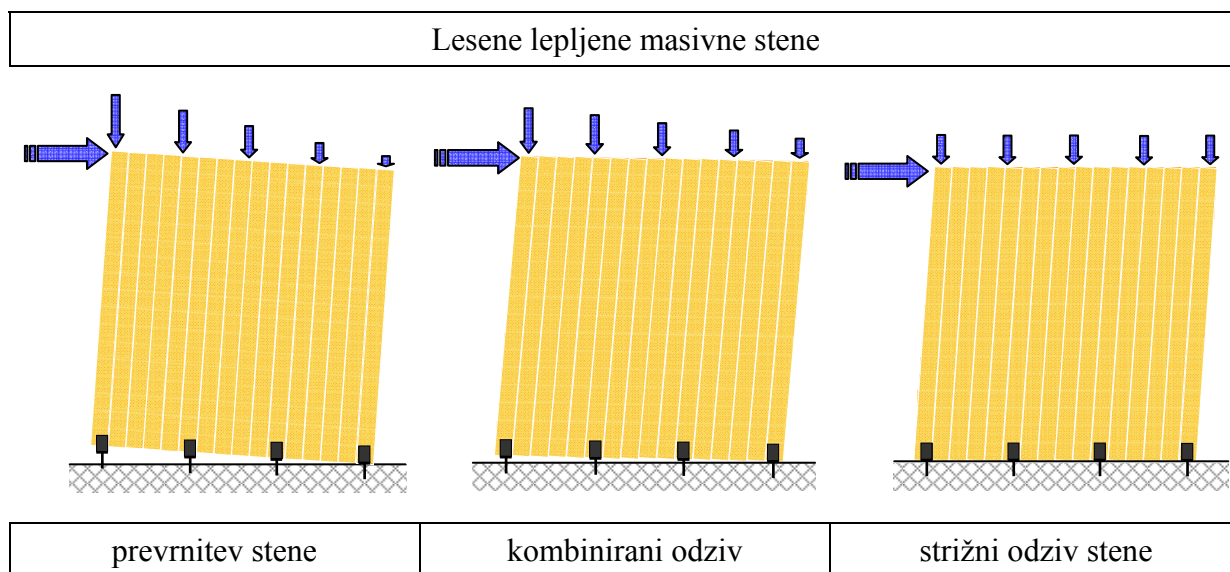
Lahke lesene konstrukcije imajo zaradi majhne lastne teže pri potresni obremenitvi v primerjavi z ostalimi objekti veliko prednost. Potresna obtežba v nasprotju z ostalimi obtežbami na konstrukcijo ne deluje v obliki sil, temveč indirektno, preko pomikanja tal. Med gibanjem tal konstrukcije zaradi svoje mase posedujejo vztrajnost, ki nasprotuje gibanju. Ta učinek vztrajnosti ponazorimo s fiktivnimi vztrajnostnimi silami, ki delujejo v nasprotni smeri gibanja tal in so po Newtonovem zakonu enake produktu mase in pospeška te mase. Tako torej na konstrukcije z manjšo maso delujejo manjše potresne sile, vendar pa je potrebno pri lahkah lesenih konstrukcijah kljub temu upoštevati manjšo nosilnost in večjo deformabilnost nosilnih elementov ter dejstvo, da ti elementi pri prevzemanju stalne in koristne obtežbe igrajo enako vlogo kot bolj togi elementi masivnejših konstrukcij. Hkrati so objekti z lahko leseno nosilno konstrukcijo zaradi velikega števila mehanskih veznih sredstev težko izračunljivi. V večini primerov se konstrukcije deformirajo in poškodujejo prav zaradi porušitve stikov med elementi. Z načrtovano plastifikacijo stikov preprečimo večinoma krhke porušitve lesenih elementov zaradi raznih defektov lesa. Ker se večina mehanskih stikov v lesenih konstrukcijah obnaša duktilno, s tem zagotovimo duktilna območja, v katerih se preko histereznega dušenja in trenja disipira s potresom vnesena energija. Seveda pa je potrebno ločiti lastnosti različnih vrst lesenih konstrukcij. Lepljene masivne stene imajo namreč veliko večjo maso ter nosilnost in zato nanje ob potresnih obremenitvah delujejo večje strižne sile. Prav tako so veliko bolj toge, manj deformabilne in imajo nižjo duktilnost. Pri lepljenih stenah tudi ne prihaja do večjih prerazporeditev obtežbe, temveč se ta skoraj nezmanjšana prenese v sidrišča, ki predstavljajo najšibkejši člen stenskega nosilnega elementa. Kljub nekaterim slabostim lahko povzamemo, da se lesene konstrukcije na potresnih območjih obnašajo dobro in imajo pri prenašanju potresne obtežbe številne prednosti v primerjavi s konstrukcijami iz drugačnih materialov.

3.2 Obnašanje lesenih sten ob obremenitvah

Zaradi raznolikosti sistemov gradnje montažnih hiš in velikega števila mehanskih povezav je računsko težko natančno določiti karakteristike, s katerimi ovrednotimo odziv konstrukcije na potresno obtežbo. Ker kljub natančnemu poznavanju lastnosti uporabljenih materialov ne poznamo lastnosti sestavljenih elementov, je najboljša rešitev za zagotovitev potresne varnosti laboratorijska preiskava osnovnega nosilnega elementa. Stenske elemente izpostavimo kombinirani navpični in vodoravni obtežbi in s pomočjo rezultatov določimo osnovne mehanske lastnosti nosilnega elementa.

Odziv preskušane stenskega elementa je odvisen od lastnosti in dimenzij samega lesenega panela, načina sidranja (razporeditve sider, mehanskih lastnosti sider), velikosti vertikalne obtežbe ter vpetostnih robnih pogojev (konzolni mehanizem, obojestransko vpeti strižni mehanizem). Na spodnji sliki (Slika 11) so predstavljeni trije načini obnašanja lesene okvirne oz. lepljene masivne stene pri kombinirani navpični in vodoravni obtežbi, ki se lahko razvijejo pri konzolnem deformacijskem mehanizmu: prevrnitev stene oz. rotacija panela okoli tlačnega roba, strižni odziv stene in kombinirani odziv.





Slika 11: Tipični odzivi lesenih sten pri kombinirani vertikalni in horizontalni obtežbi

Do prevrnitve oz. rotacije stene pride pri togih panelih z nizko vertikalno obremenitvijo in slabim sidranjem v talno konstrukcijo. Za prevrnitev stene mora horizontalna sila premagati moment, ki ga na desnem spodnjem robu stene povzročajo lastna teža panela, možna vertikalna obtežba ter dvižna togost in nosilnost sider. Strižni odziv se razvije pri strižno podajnih panelih ali pa v primeru zelo velike vertikalne obremenitve. Pri takem odzivu se panel po višini strižno deformira iz pravokotne oblike v obliko paralelograma in ob manjši sili trenja lahko drsi v stiku s temeljno konstrukcijo. Pri preiskavi s takim odzivom stene ne prihaja do dvigovanja spodnjega roba panela in dobljena je polna strižna nosilnost stene. Realno obnašanje sten z različnimi togostmi panelnih elementov, načini sidranja in velikostmi vertikalnih obtežb pa je kombinirano strižno-prevrnitveno obnašanje.

4 VPLIV ODPRTIN NA STRIŽNO ODPORNOST LESENIH OKVIRNIH STEN

4.1 Preiskave H. Sugiyame in M. Yasumure

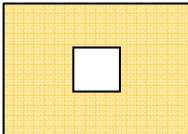
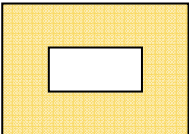
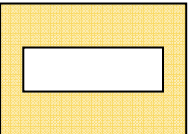
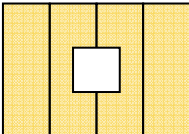
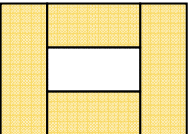
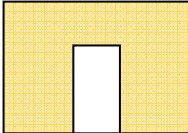
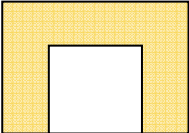

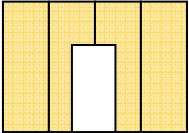
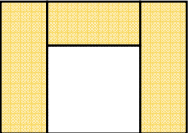
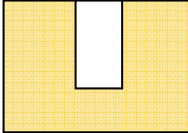
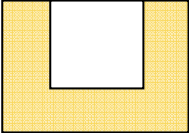

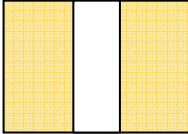
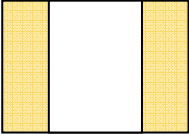


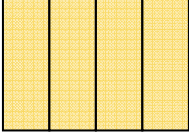
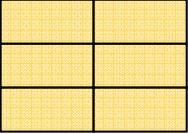
Glavni konstrukcijski element za prevzemanje potresne obtežbe in obtežbe vetra pri lesenih okvirnih konstrukcijah so strižne stene. Pri projektiranju lesenih okvirnih sten z odprtínami se kot posamezni konzolni elementi upoštevajo le segmenti stene, ki so polni po celotni višini, medtem ko se deli stene nad in pod odprtínami ne upoštevajo. Tako je v računski analizi zanemarljen vpliv teh delov na njihov prispevek k celotni nosilnosti in togosti stene. Tak način projektiranja lahko vodi do podcenjevanja strižne nosilnosti in togosti celotne stavbe, zato je potrebno natančneje raziskati vpliv odprtín na strižno odpornost strižnih sten. S tem namenom je japonski profesor Hideo Sugiyama iz Univerze v Tokiu na lesenih okvirnih stenah z odprtínami izvedel vrsto preiskav in ugotavljal vpliv oblike in velikosti odprtín ter vpliv sistema nameščanja oblog na strižne karakteristike stenskih panelov. Glavni rezultat njegove študije je bila leta 1981 objavljena empirična enačba, ki omogoča določitev strižne nosilnosti in togosti lesne okvirne stene z odprtínami, če sta znani strižna nosilnost in togost polne stene enakih dimenzij.

Testi so bili izvedeni na preizkušancih v pomanjšanem merilu velikosti 91 x 120 cm, kar predstavlja tretjino standardne dimenzije severnoameriške lesene okvirne stene. Pokončniki stenskih panelov so bili razmaknjeni za 15 cm, paneli pa so bili enostransko obloženi z nosilnimi ploščami. Po sistemu nameščanja oblog so bili preizkušanci razdeljeni v dve skupini:

- skupina I, v kateri so bili preizkušanci, katerih oblogo je predstavljala ena sama obložna plošča dimenzije 91 x 120 cm,
- skupina II, v kateri so bili preizkušanci, katerih oblogo je predstavljalo več obložnih plošč dimenzije 30 x 90 cm, ki so bile nameščene vertikalno, oziroma dimenzije 30 x 60 cm, ki so bile nameščene horizontalno.

Vsaka skupina je bila glede na obliko in velikost odprtine razdeljena na podskupine, kot kaže spodnja preglednica (Preglednica 1). Imena preizkušancev se končujejo s številkami 25, 50 in 75, kar ponazarja procent dolžine odprtine glede na celotno dolžino stenskega panela.

Preglednica 1: Skupine in podskupine preizkušancev Sugiyamovih preiskav

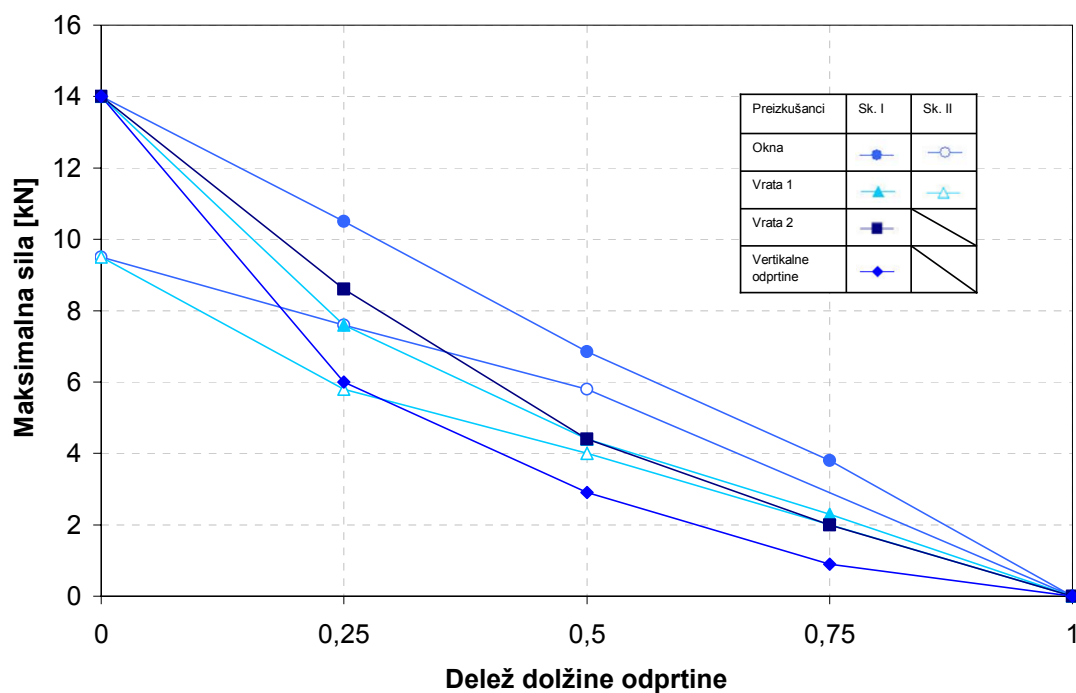
Preizkušanci	Skupina I			Skupina II	
Okna					
	O I-25	O I-50	O I-75	O II-25	O II-50
Vrata 1					
	V I-25	V I-50	V I-75	V II-25	V II-50
Vrata 2					
	R I-25	R I-50	R I-75		
Vertikalne odprtine					
	VO I-25	VO I-50	VO I-75		
Polni panel					
	P I			PV II	PH II

V skupini I je bil po en preizkušanec vsakega tipa obremenjen do porušitve z monotonim obremenjevanjem, dva preizkušanca pa s cikličnim obremenjevanjem. V skupini II pa sta bila po dva preizkušanca vsakega tipa obremenjena do porušitve z monotonim obremenjevanjem.

Rezultati so pokazali, da:

- se pri stenskih panelih z odprtino iz skupine I (obloga je ena sama plošča) pojavijo precejšnje deformacije stranskih delov stene in zaradi delov stene pod in nad odprtino, ki to deformacijo preprečujejo, pride posledično do porušitve obloge ob vogalih odprtine,
- se pri stenskih panelih iz skupine II z več obložnimi ploščami vsaka plošča deformira posebej, rotacija in zdrs posamezne plošče sprostita koncentrirane napetosti ob vogalih odprtín in tako preprečita porušitev obloge,
- se pri stenskih panelih z vertikalno nameščenimi oblogami deformirajo predvsem zunanje obloge, tako da večji del strižne sile prevzemajo obloge nameščene na notranji strani stenskega panela,
- pri stenskih panelih brez odprtín s horizontalno nameščenimi oblogami v treh vrstah prevzemajo obloge v zgornji vrsti največje strižne sile, tiste v srednji in spodnji vrsti pa vedno manjše.

Raziskan je bil vpliv deleža dolžine odprtín na maksimalno strižno silo, ki je prikazan na spodnji sliki (Slika 12).



Slika 12: Vpliv deleža dolžine odprtine na maksimalno strižno silo pri okvirnih lesenih stenah

Iz diagrama je razvidno, da pri stenskih panelih z okni vrednost maksimalne sile z naraščanjem deleža dolžine odprtine upada skoraj linearno. Pri stenskih panelih z vrati zavzema maksimalna sila vrednosti med maksimalno silo pri panelih z okni in tisto pri panelih z vertikalnimi odprtinami. Ugotovljeno je bilo tudi, da pri nižjih deformacijskih stopnjah (npr. za sile pri strižni deformaciji 0,01 rad) veljajo skoraj identične empirične krivulje, seveda z nižjimi vrednostmi sile.

Ključni rezultat Sugiyamove študije sta grafa, ki prikazujeta delež strižne togosti pri strižni deformaciji 0,01 rad in delež strižne nosilnosti v odvisnosti od koeficienta odprtín (Slika 14). Koeficient odprtín, ki ga je definirala Sugiyama, je odvisen od deleža površine odprtín stenskega elementa in deleža dolžine delov stene, ki so polni po celotni višini stene. Tako koeficient odprtín upošteva velikost kot tudi obliko odprtine. Z večanjem deleža površine odprtine se koeficient odprtín manjša in obratno. Koeficient odprtín je pri dveh stenskih elementih z enakim deležem površine odprtín manjši pri stenskem elementu, ki ima odprtine bolj horizontalnih oblik. Pri polnem panelu je vrednost koeficienta odprtín enaka 1.

$$r = \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{\beta}} = \frac{H \sum L_i}{H \sum L_i + \sum A_i} \quad (1)$$

Oznake v izrazu imajo naslednji pomen (Slika 13):

r koeficient odprtín,

H višina stenskega elementa,

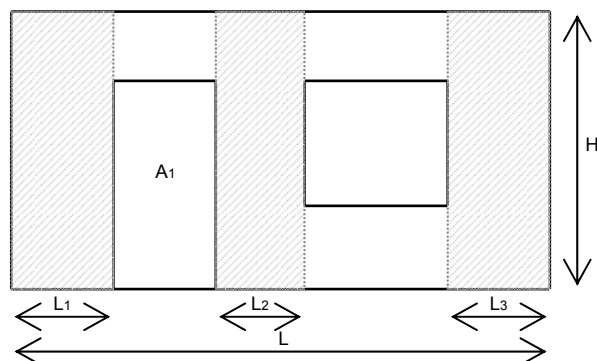
L dolžina stenskega elementa,

$\sum L_i$ vsota dolžin delov stene, ki so polni po celotni višini stene,

$\sum A_i$ vsota površin odprtín stenskega elementa,

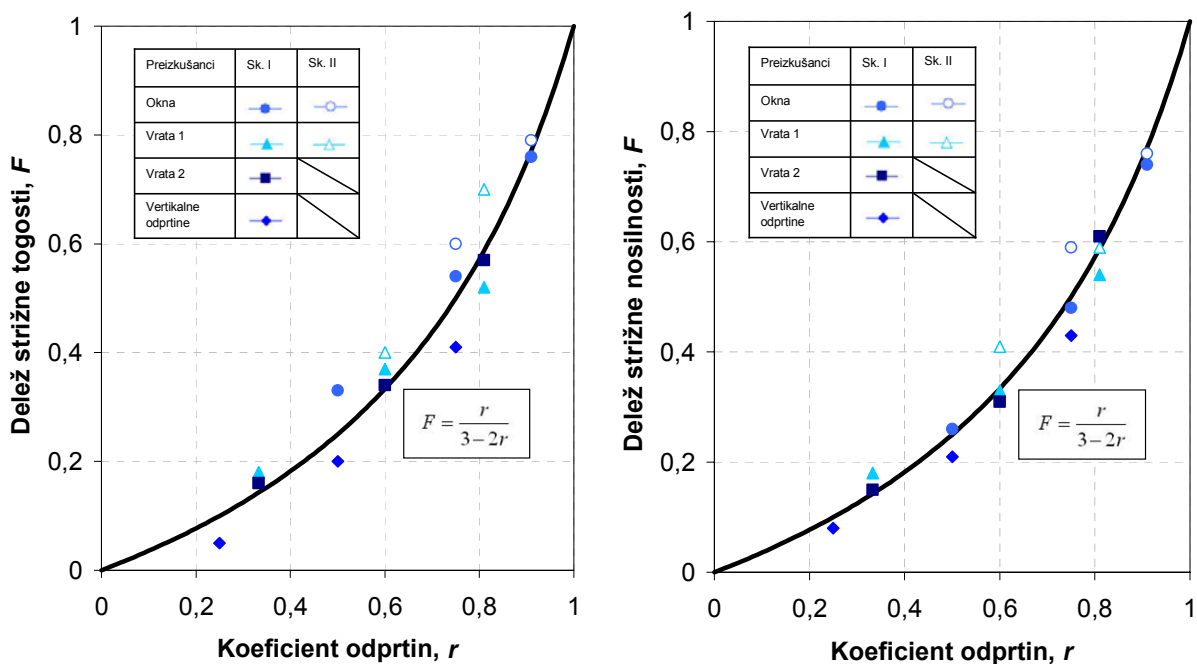
$\alpha = \frac{\sum A_i}{HL}$ delež površine odprtín stenskega elementa in

$\beta = \frac{\sum L_i}{L}$ delež dolžine delov stene, ki so polni po celotni višini stenskega elementa.



Slika 13: Pomen oznak za izračun koeficienta odprtín

Na spodnji sliki (Slika 14) predstavlja delež strižne togosti razmerje med strižno togostjo stene z odprtini in strižno togostjo polne stene enakih dimenzij; delež strižne nosilnosti pa predstavlja razmerje med strižno nosilnostjo stene z odprtini in strižno nosilnostjo polne stene enakih dimenzij.



Slika 14: Delež strižne togosti oz. delež strižne nosilnosti v odvisnosti od koeficienta odprtín

Iz zgornje slike (Slika 14) je razvidno, da je odnos med deležem strižne togosti in koeficientom odprtín podoben odnosu med deležem strižne nosilnosti in koeficientom odprtín; z naraščanjem koeficienta odprtín namreč obe vrednosti na enak način naraščata, in sicer neodvisno od oblike odprtín in sistema nameščanja oblog. Vidna je tudi tendenčna

krivulja, ki predstavlja odvisnost deleža strižne togosti oz. nosilnosti od koeficienta odprtín, ki jo ponazorimo z naslednjo enačbo:

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

kjer pomeni:

F delež strižne togosti oz. delež strižne nosilnosti in

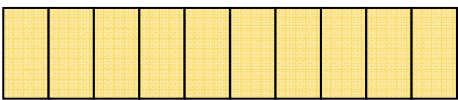
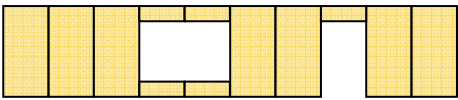
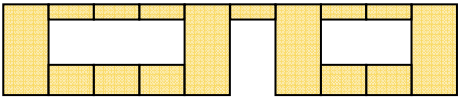
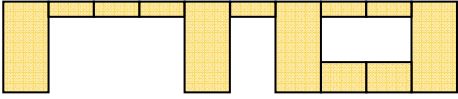
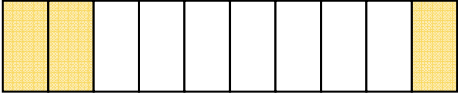
r koeficient odprtín.

S pomočjo zgornje empirične enačbe lahko torej določimo strižno togost in strižno nosilnost stenskega elementa z različnimi odprtínami, če poznamo strižno togost in strižno nosilnost polnega stenskega elementa enakih dimenzij. Vendar pa ta enačba temelji na rezultatih preiskav lesenih okvirnih sten v pomanjšanem merilu z monotonim obremenjevanjem, zato je bilo potrebno izvesti nadaljnje preiskave na stenah naravnih velikosti in ugotoviti vpliv cikličnega obremenjevanja na strižno odpornost sten, kar je merodajno za določitev obnašanja stenskih elementov med potresno obtežbo.

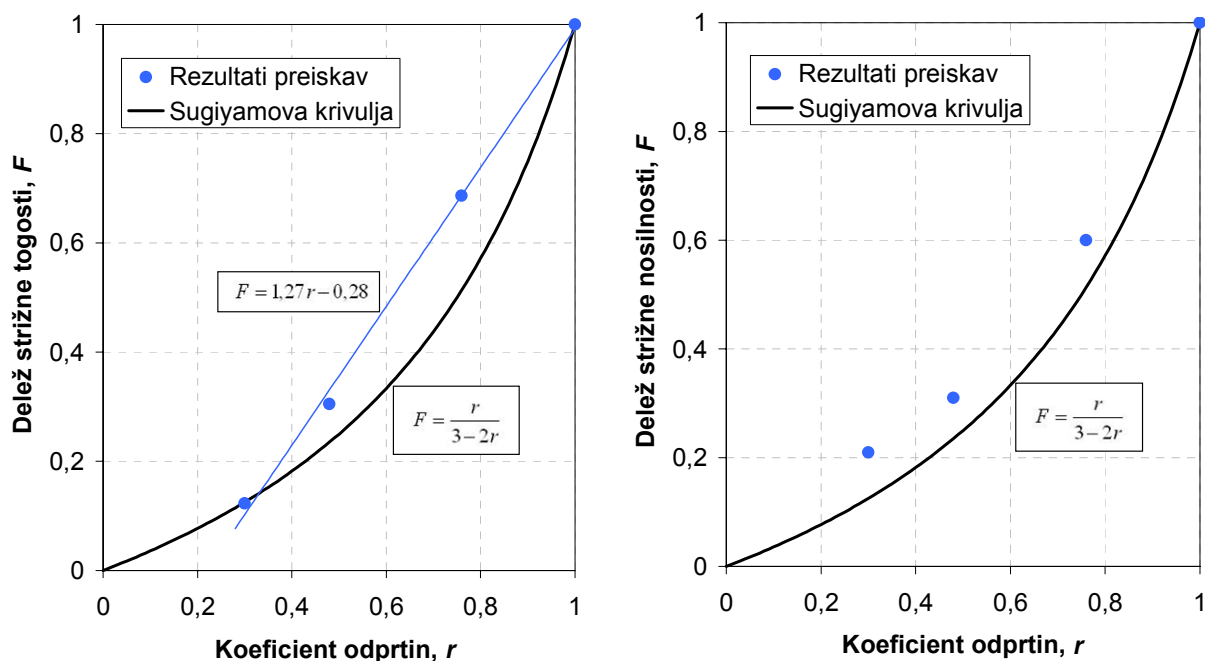
4.2 Preiskave J. D. Dolana in A. C. Johnsona

Leta 1996 je J. Daniel Dolan iz ZDA objavil rezultate preiskav na okvirnih lesenih stenah, s katerimi je raziskal vpliv odprtín na strižno odpornost tako pri monotonem kot pri cikličnem obremenjevanju in preveril točnost Sugiyamove empirične enačbe (2). V to preiskavo je bilo vključenih deset sten dimenzije 2,4 m x 12,2 m, od tega sta bili po dve steni enaki, z enakimi odprtínami, vsaka stena določene oblike pa je bila obremenjena enkrat monotono in enkrat ciklično. Vsi preizkušanci so bili sestavljeni iz lesene okvirne konstrukcije enakih dimenzij posameznih elementov, enakih oblog in veznih sredstev. Obložne plošče so bile velikosti 1,2 m x 2,4 m in so bile orientirane vertikalno. Spodnja preglednica (Preglednica 2) prikazuje pet oblik preizkušancev z različnimi velikostmi in razporeditvijo odprtín.

Preglednica 2: Preizkušanci Dolanovih preiskav

Stena A		$r = 1,0$
Stena B		$r = 0,76$
Stena C		$r = 0,55$
Stena D		$r = 0,48$
Stena E		$r = 0,30$

Standardni način preizkušanja strižne nosilnosti in togosti lesenih okvirnih sten so monotone preiskave, pri katerih vnašamo monotono vodoravno obtežbo vse do porušitve. Rezultati monotonega obremenjevanja stene C zaradi neznane prezgodnje porušitve stene niso bili uporabljeni. Rezultati preiskav z monotonim obremenjevanjem so pokazali, da Sugiyamova enačba (2) za vse preizkušance konzervativno napoveduje tako strižno togost kot strižno nosilnosti (Slika 15), torej smo z upoštevanjem enačbe pri določanju strižne togosti oz. nosilnosti na varni strani.



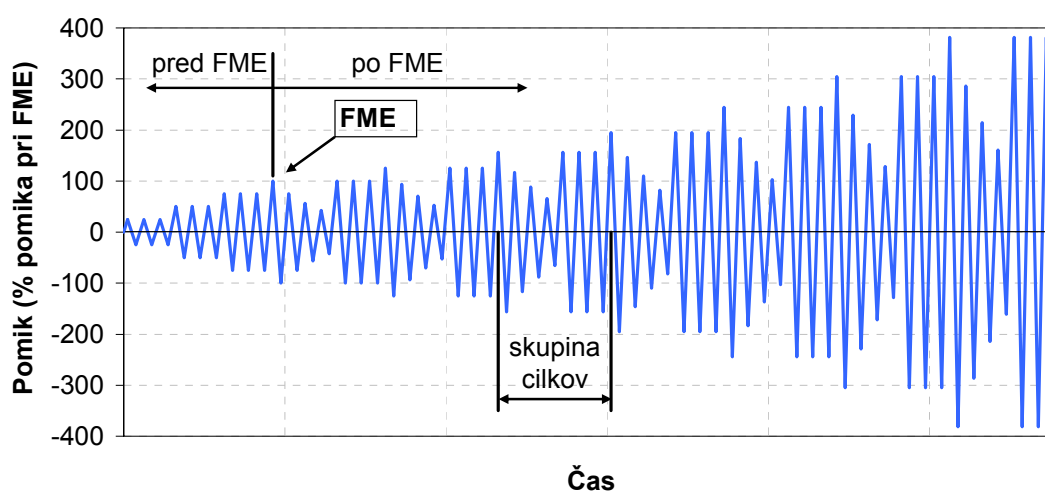
Slika 15: Primerjava rezultatov Dolanovih preiskav in Sugiyamove empirične krivulje

Strižno togost posamezne stene je Dolan določal iz odziva obtežba - pomik pri 40 % vrednosti maksimalne obremenitve stene. Med deležem strižne togosti in koeficientom odprtin se bolj kot Sugiyamova krivulja pri Dolanovih preiskavah pojavlja linearen odnos, kateremu ustreza enačba 3:

$$F = 1,27r - 0,28 \quad (3)$$

Monotonim preiskavam so na preizkušancih enakih dimenzij sledile ciklične preiskave, ki so v primerjavi s prvimi veliko bolj pomembne za raziskave obnašanja lesenih okvirnih konstrukcij pri dinamični obtežbi in za potresno varno projektiranje. Uporabljen je bil SPD (Sequential Phased Displacement) protokol (Slika 16), ki ga je leta 1987 predlagal Porter. Protokol temelji na prvem pomembnem dogodku FME (First Major Event), ki se zgodi pri odzivu preizkušanca na vodoravno obtežbo. V primeru Dolanovih preiskav ta dogodek predstavlja pomik preizkušanca na meji plastičnosti, ki je določena tako, da poenostavljeni bilinearni elasto-plastični odziv (nagib elastičnega dela določa strižna togost) in realna krivulja obtežba – pomik disipirata enako količino energije. Tako je protokol sestavljen iz dveh glavnih delov, pred in po FME. Pred FME gre za zaporedno postopno povečevanje amplitud pomikov pri določenem številu ciklov s posameznimi amplitudami vse do pomika

na meji plastičnosti. V tem delu testa se opazuje elastično obnašanje stene. Drugi del protokola pa je sestavljen iz več skupin ciklov. Največja amplituda pomika skupine ciklov je za 25 % večja od največje amplitude predhodne skupine ciklov. V skupini ciklov prvemu ciklu z maksimalno amplitudo sledijo trije cikli z manjšimi amplitudami (vsak naslednji je za 25 % manjši od predhodnega), upadajočim ciklom pa sledijo še trije cikli z maksimalno amplitudo. Ti trije zadnji cikli v skupini zadoščajo za opazovanje stabiliziranega odziva stene na ciklično obtežbo.



Slika 16: SPD protokol obteževanja

Za vsako steno sta bili določeni ovojnici odziva sten za začetno in stabilizirano obtežbo. Ovojnica odziva za začetno obtežbo predstavlja pozitivne in negativne vrednosti obtežbe prvega cikla posamezne skupine ciklov SPD obremenjevanja, ovojnica odziva za stabilizirano obtežbo pa pozitivne in negativne vrednosti obtežbe zadnjega cikla posamezne skupine ciklov SPD obremenjevanja. Maksimalne vrednosti obtežbe (nosilnosti) v ovojnici odziva pri stabilizirani obtežbi so približno 15 % nižje od maksimalnih vrednosti obtežbe v ovojnici odziva pri začetni obtežbi (Slika 17), medtem ko za strižno togost velja, da so vrednosti skoraj identične. To pomeni, da je vpliv ponavljajočih ciklov z enakimi amplitudami na diagramu obtežba – pomik viden predvsem pri večjih obremenitvah. Pri projektiranju stene za prenos enkratnega sunka maksimalne obremenitve, kot jo predstavlja obtežba vetra, uporabimo podatke krivulje odziva stene pri začetni obtežbi. Podatki krivulje odziva stene pri

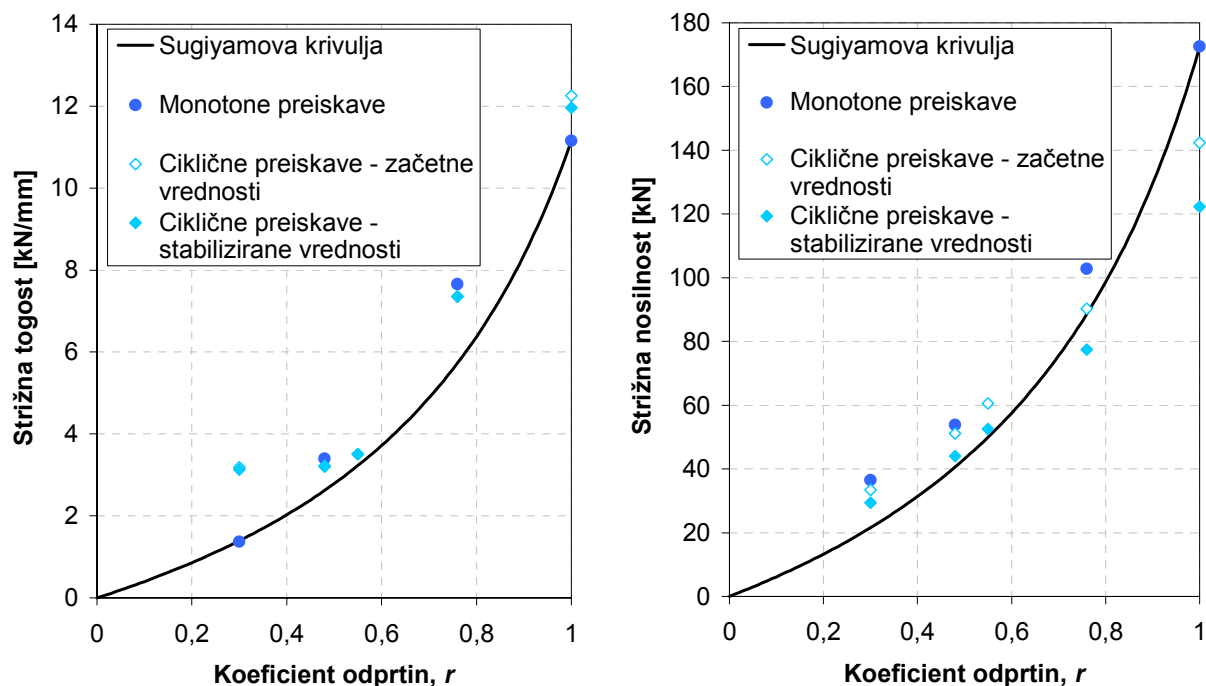
stabilizirani obtežbi pa so ustrezni za projektiranje sten na potresno obtežbo, ki predstavlja več ponavljajočih ciklov obtežbe.

Drugi cilj Dolanovih preiskav poleg preveritve Sugiyamove empirične krivulje je bil raziskati vpliv cikličnega obremenjevanja in določiti morebitno korelacijo med odzivi preizkušancev pri monotoni in cikličnih preiskavah. Spodnja preglednica (

Preglednica 3) ter sliki (Slika 17 in Slika 18) prikazujejo rezultate posameznih preiskav ter primerjave med vrednostmi cikličnih, začetnih in stabiliziranih, ter monotoni togosti oz. nosilnosti lesenih okvirnih sten. Ponovno lahko opozorim, da rezultati preizkušanca C pri preiskavah z monotonim obteževanjem niso znani zaradi neznane prezgodnje porušitve stene.

Preglednica 3: Primerjava rezultatov monotoni in cikličnih preiskav

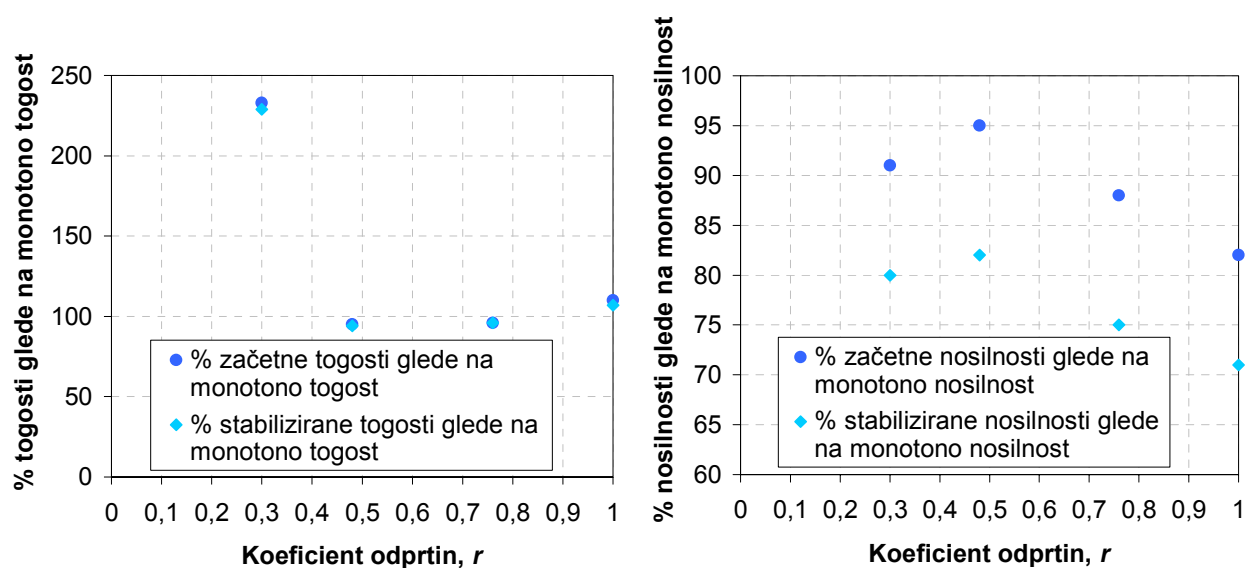
Preizkušanec	A	B	C	D	E
Koeficient odprtín, r	1,00	0,76	0,55	0,48	0,30
Nosilnost:					
Monotona nosilnost [kN]	172,58	102,75	-	53,82	36,47
Začetna ciklična nosilnost [kN]	142,34	90,29	60,49	51,15	33,36
Stabilizirana ciklična nosilnost [kN]	122,32	77,40	52,49	44,04	29,36
Delež začetne ciklične nosilnosti glede na monotono nosilnost	0,82	0,88	-	0,95	0,91
Delež stabilizirane ciklične nosilnosti glede na monotono nosilnost	0,71	0,75	-	0,82	0,80
Togost:					
Monotona togost [kN/mm]	11,16	7,65	-	3,40	1,37
Začetna ciklična togost [kN/mm]	12,26	7,35	3,50	3,22	3,19
Stabilizirana ciklična togost [kN/mm]	11,96	7,35	3,50	3,20	3,13
Delež začetne ciklične togosti glede na monotono togost	1,10	0,96	-	0,95	2,33
Delež stabilizirane ciklične togosti glede na monotono togost	1,07	0,96	-	0,94	2,29



Slika 17: Primerjava strižnih togosti oz. nosilnosti monotonih in cikličnih preiskav v odvisnosti od koeficienta odprtín

Rezultati dokazujejo pomembnost preiskav s cikličnim obremenjevanjem, saj je bila nosilnost lesenih okvirnih sten pri cikličnih preiskavah do 30 % nižja od nosilnosti sten pri monotonem obremenjevanju. Največja odstopanja so opazna pri polnem panelu, z manjšanjem koeficienta odprtín pa se vrednosti nosilnosti cikličnih preiskav približujejo vrednostim nosilnosti pri monotonih preiskavah. Korelacija med rezultati posameznih preiskav je najlažje razvidna iz spodnje slike (Slika 18). Vidno je, da s padanjem koeficienta odprtín od 1 do 0,48 deleža ciklične nosilnosti naraščata skoraj linearno, pri vrednosti koeficienta odprtín 0,3 pa sledi padeč deleža nosilnosti. Za potrditev tega odnosa bi bile potrebne še dodatne preiskave.

Strižna togost polnega panela (preizkušavec A) je pri ciklični preiskavi približno 10 % večja od strižne togosti pri monotonem obremenjevanju, pri preizkušancih z odprtínami pa je z izjemo preizkušanca E strižna togost nekoliko nižja. Strižna togost preizkušanca E z najnižjim koeficientom odprtín ($r = 0,3$) je pri ciklični preiskavi kar za 230 % večja od togosti pri monotonih preiskavi.



Slika 18: Deleži strižne nosilnosti oz. togosti preizkušancev pri cikličnih preiskavah glede na rezultate monotonihi preiskav

S preiskavami je Dolan potrdil Sugiyamovo empirično enačbo, ki ob predhodnem poznavanju odziva polne lesene okvirne stene na monotono obteževanje konzervativno ocenjuje strižno nosilnost in togost stene z odprtiniami. Prav tako je opozoril na za potresno projektiranje pomembno razliko odzivov sten pri monotonem in cikličnem obremenjevanju in predstavil možno linearno korelacijo med strižno nosilnostjo sten pri monotonem in cikličnem obremenjevanju, ki pa bi morala biti preverjena še z nadaljnjiimi preiskavami. Tako bi bilo mogoče iz podatkov monotonihi preiskav polnih lesenih okvirnih sten oceniti strižno nosilnost in togost sten z odprtiniami, ki bi bile podvržene obtežbi vetra oz. potresa.

5 EKSPERIMENTALNE PREISKAVE LESENIH LEPLJENIH MASIVNIH STEN

Računska analiza potresnega vpliva na lesene montažne objekte je zaradi raznolikosti sistemov gradnje, velikega števila mehanskih povezav in specifičnosti dinamičnega vodoravnega obteževanja lahko zelo težavna in nenatančna. Da bi se izognili ugibanju o obnašanju konstrukcije pri različnih obremenitvah, je nujno potrebno izvesti različne eksperimentalne preiskave, pri katerih opazujemo dejanske odzive konstrukcije ali odzive posameznih konstrukcijskih sklopov pri različnih vrstah obtežbe. Za določitev strižne odpornosti objekta lahko izvedemo preiskave na posameznem konstrukcijskem elementu stavbe – strižni steni, na posameznih stikih ali pa na celotni stavbi v naravnem ali pomanjšanem merilu.

Glede na vrsto obtežbe, s katero obremenjujemo preizkušane, ločimo statične, kvazi statične in dinamične preiskave. Statične preiskave preizkušanca navadno izvedemo z monotonim, postopnim povečevanjem obtežbe (z možnimi vmesnimi razbremenitvami) vse do porušitve. Veliko pomembnejše za ugotavljanje obnašanja lesenih konstrukcij pri potresni obtežbi so kvazi statične ciklične preiskave, ki so med preiskavami strižnih sten najbolj razširjene zaradi enostavnosti izvedbe. Pri teh preiskavah ciklično spreminjamo smer in postopoma povečujemo velikost obteževanja, vodimo pa lahko pomike ali sile. S tem sicer ne dobimo natančnih uprizoritev konstrukcijskega obnašanja med dinamično potresno obtežbo, vendar pa na enostaven način pridobimo glavne značilnosti odziva konstrukcijskega elementa na spreminjajočo se vodoravno obtežbo. Pravo preiskavo dinamičnega odziva preizkušanca lahko izvedemo le z dinamično obtežbo, ki je enaka ali podobna potresni obtežbi, kateri bo izpostavljena dejanska konstrukcija. Za to uporabimo potresne mize, s katerimi lahko ponazorimo celo prostorsko gibanje tal med potresom. Slabost potresnih miz je njihova redkost, saj si jih zaradi njihove visoke cene lahko privoščijo le redki laboratoriji.

V laboratoriju Fakultete za gradbeništvo in geodezijo v Ljubljani smo preizkušali lesene križno lepljene masivne stene avstrijskega podjetja KLH Massivholz GmbH. Izvajali smo statične monotone preiskave (po protokolu EN 594) in kvazi statične ciklične preiskave (po

protokolu prEN 12512) stenskih elementov v naravni velikosti pri kombinaciji delovanja stalne navpične in monotone oz. ciklične vodoravne obtežbe. Raziskovali smo vplive dimenzij samih panelov, načina sidranja, velikosti vertikalne obtežbe, vpetostnih robnih pogojev ter vpliv odprtín na strižno odpornost stenskih panelov.

5.1 Predhodne preiskave

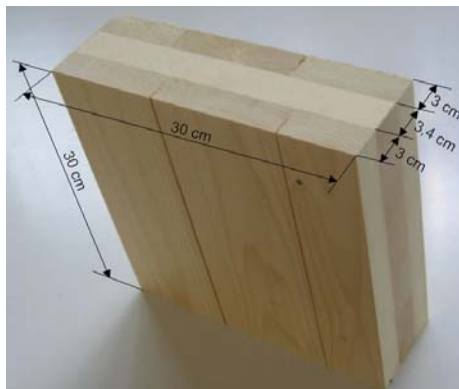
Pred strižnimi preiskavami konstrukcijskih sklopov je potrebno natančno poznati tudi materialne lastnosti posameznih materialov, ki sestavljajo nosilni element. Tako smo izvedli predhodne preiskave za določitev glavnih mehanskih lastnosti križno lepljenega lesa ter ciklične preiskave sider. Predhodne preiskave so zelo pomembne pri primerjavi eksperimentalnih preiskav med posameznimi raziskovalnimi centri in dajejo pomembne informacije za kasnejše numerično modeliranje.

5.1.1 Preiskave materialnih karakteristik križno lepljenega masivnega panela

Les je naraven material in kot tak izrazito nehomogen. Eksperimentalno dobljene zveze med napetostmi in deformacijami pri lesu se zaradi njegove anizotropije zelo razlikujejo glede na tip obremenitve (tlak, nateg) in glede na smer delovanja napetosti (vzporedno z vlakni, pravokotno na vlakna ali pod določenim kotom glede na smer vlaken). S križnim lepljenjem plasti lesenih lamel dosežemo, da imajo leseni elementi enakomernjše mehanske lastnosti ter se pri obremenitvah bolj homogeno obnašajo, zaradi česar se prerezi tudi manj krivijo in ne pokajo. Določitev materialnih lastnosti križno lepljenega panelnega elementa je zaradi nehomogenosti posameznih plasti ter vplivov lepljenja lahko težavna, zato smo v laboratoriju na preizkušancih opravili eksperimentalne preiskave, s katerimi smo določili modul elastičnosti ter strižni modul panela. S pomočjo servo-hidravličnega bata Instron (Slika 19) kapacitete 250 kN smo opravili tlačne preiskave preizkušancev velikosti 30 x 30 cm (Slika 20), katere smo obteževali z vsiljevanjem pomikov bata z določeno hitrostjo. Preizkušanci so bili vzorci križno lepljenega panela iz treh plasti. Zunanji plasti sta bili debeline 30 mm in sta imeli vlakna orientirana pravokotno na smer vlaken vmesne plasti, ki je bila debeline 34 mm.



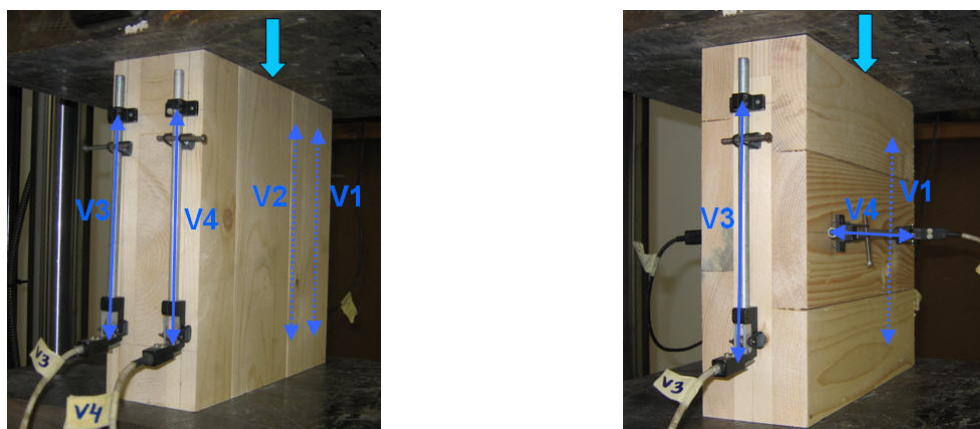
Slika 19: Servo-hidravlični bat Instron



Slika 20: Dimenzije preizkušancev

5.1.1.1. Modul elastičnosti

Elastični modul lesa v smeri vlaken je neprimerno večji (približno 30-krat) od elastičnega modula pravokotno na vlakna, zato tudi primarna smer prenosa obtežbe panelnega elementa ustreza smeri orientacije vlaken zunanjih plasti. Poleg obravnavane smeri je elastični modul odvisen tudi od vlažnosti preizkušanca. Pri preiskavah smo preizkušali panele iz tehnično sušenega smrekovega lesa z 12 % vlažnostjo, kot ga uporablja podjetje KLH za svojo surovino. Elastični modul panelnih elementov smo določili v dveh smereh: v smeri vzporedno s smerjo vlaken zunanjih plasti ($E_{p,0}$) in v smeri pravokotno na smer vlaken zunanjih plasti ($E_{p,90}$). Za določitev posamezne vrednosti smo opravili po tri preiskave (P1v, P2v, P3v, P1h, P2h, P3h). S servo-hidravličnim batom smo preizkušancem enakomerno vsiljevali pomike s hitrostjo 0,014 mm/s oz. 0,011 mm/s. Tako smo po standardu EN 789 ugodili zahtevi, da naj bi bila maksimalna obtežba dosežena znotraj intervala 300 ± 120 s. Deformacije preizkušancev smo merili s štirimi deformetri (V1, V2, V3 in V4) z bazo dolžine 200 mm. Pri obremenjevanju preizkušancev v smeri vzporedno z vlakni zunanjih plasti smo deformetre namestili na obe zunanji plasti na obeh straneh preizkušanca, pri obremenjevanju v smeri pravokotno na vlakna zunanjih plasti pa na srednjo plast na vsaki čelni strani preizkušanca (Slika 21).



Slika 21: Merska mesta pri tlačnih preiskavah elastičnega modula v smeri vzporedno oz. pravokotno na smer vlaken zunanjih plasti

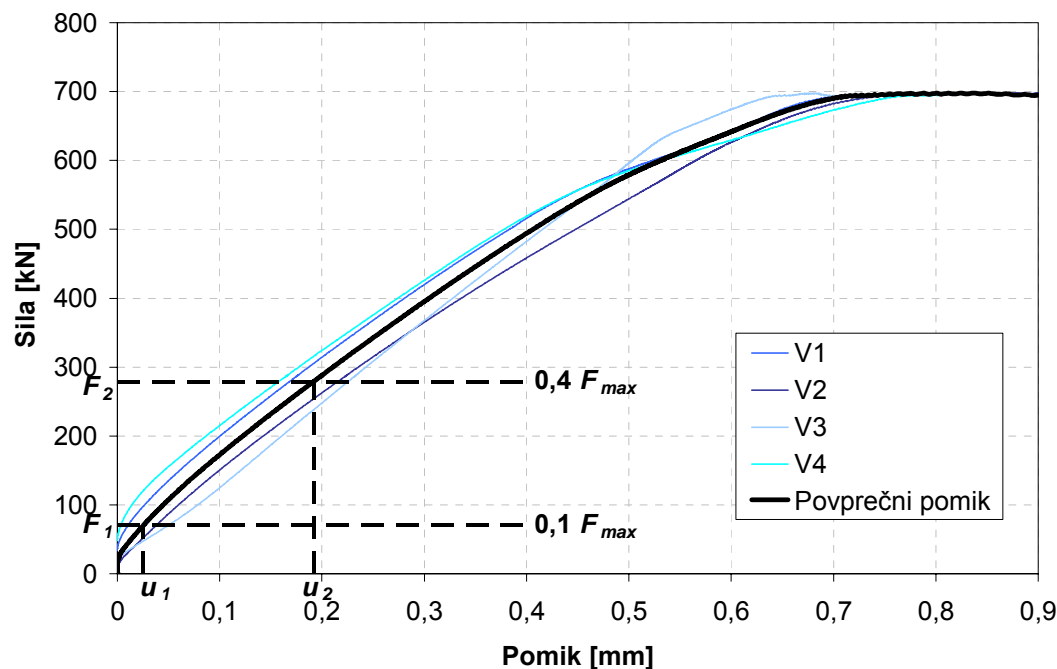
Iz odzivov preizkušancev se po EN 789 modul elastičnosti izračuna pa naslednji enačbi:

$$E_p = \frac{(F_2 - F_1)l_1}{(u_2 - u_1)A} \quad (4)$$

kjer pomeni:

- $F_2 - F_1$ prirastek sile na linearnem delu krivulje odziva sila – pomik, kjer predstavlja F_1 približno 10 % in F_2 približno 40 % maksimalne sile F_{max} (Slika 22)
- $u_2 - u_1$ prirastek pomika, ki ustreza $F_2 - F_1$ (Slika 22)
- l_1 dolžina baze deformetrov
- A površina preizkušanca, na katero nalega servo-hidravlični bat

Pri prvi skupini preiskav, kjer smo merili elastični modul treh preizkušancev v smeri, ki je vzporedna s smerjo vlaken zunanjih plasti, smo pri določevanju modula elastičnosti upoštevali povprečni pomik vseh štirih deformetrov; pri drugi skupini preiskav, kjer smo merili elastični modul treh preizkušancev v smeri pravokotno na smer vlaken zunanjih plasti, pa smo pri določevanju modula elastičnosti upoštevali povprečni pomik deformetrov v smeri obteževanja (V1 in V3).



Slika 22: Odziv preizkušanca na tlačno obremenjevanje vzporedno s smerjo vlaken zunanjih plasti in oznake za izračun modula elastičnosti

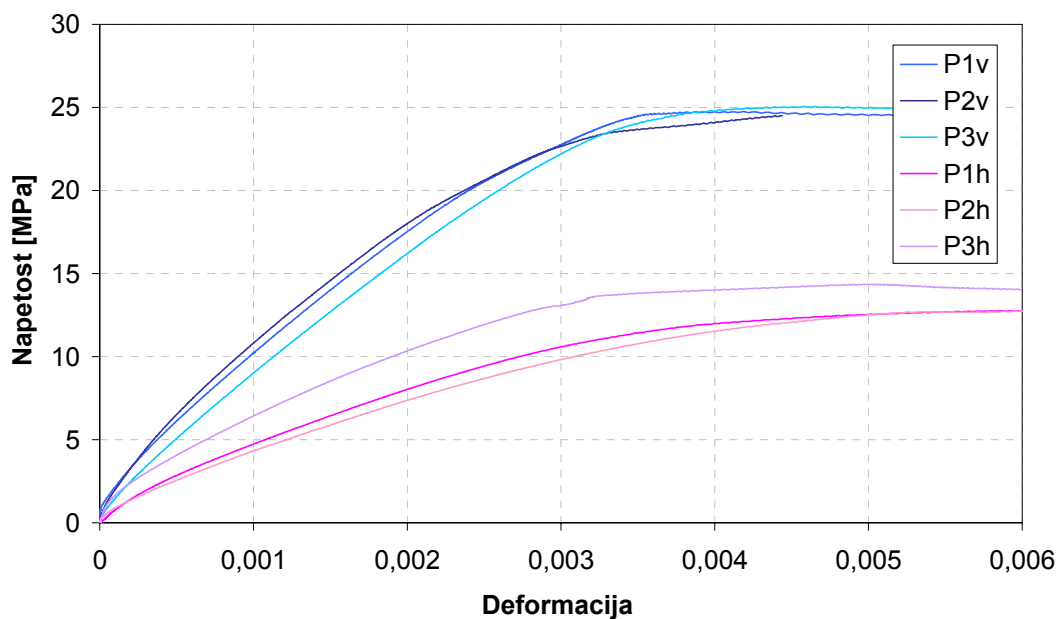
Z obdelavo rezultatov dobimo naslednje vrednosti modulov elastičnosti:

Preglednica 4: Rezultati preiskav modula elastičnosti vzporedno oz. pravokotno na smer vlaken zunanjih plasti

	$E_{p,0}$ [kN/cm ²]	Srednja vrednost	Standardna deviacija	Koeficient variacije
P1v	888,07	897,87	93,43	0,10
P2v	995,81			
P3v	809,72			
	$E_{p,90}$ [kN/cm ²]	Srednja vrednost	Standardna deviacija	Koeficient variacije
P1h	410,51	443,03	105,51	0,24
P2h	357,60			
P3h	560,97			

Na diagramu odziva napetost – deformacija predstavlja modul elastičnosti tangens kota, ki ga krivulja odziva na svojem linearnem delu oklepa z vodoravno osjo. Na spodnji sliki (Slika 23)

je razvidno, da je elastični modul v smeri vzporedno z vlakni zunanjih plasti večji od elastičnega modula pravokotno na vlakna zunanjih plasti, kar je posledica tako materialnih karakteristik posameznih plasti kot tudi križnega lepljenja. Prav tako je iz spodnjih fotografij porušениh preizkušancev vidno, da pride do porušitve vedno v plasteh, ki imajo vlakna vzporedna s smerjo obremenitve, saj imajo te plasti nosilno vlogo pri prevzemanju obtežbe (Slika 24).

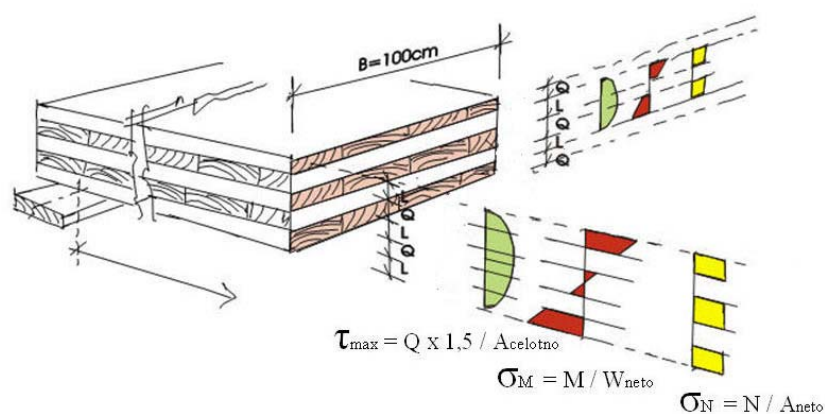


Slika 23: Odzivi preizkušancev pri tlačnem obremenjevanju vzporedno oz. pravokotno na smer vlaken zunanjih plasti



Slika 24: Porušitev preizkušanca obremenjenega vzporedno oz. pravokotno na smer vlaken zunanjih plasti

Eksperimentalno dobljene vrednosti modulov elastičnosti lahko primerjamo z vrednostmi za križno lepljene lesene panele, ki jih je predlagal prof. Blass. Za izračun efektivnih modulov elastičnosti in trdnosti za tovrstne panele je predlagal metodo s sestavnimi koeficienti, s katerimi zajamemo lastnosti posameznih plasti. Sestavni koeficient predstavlja razmerje med trdnostjo oz. modulom elastičnosti obravnavanega križno lepljenega prereza in trdnostjo oz. modulom elastičnosti namišljenega homogenega prereza, ki ima vlakna vseh plasti vzporedna s smerjo napetosti. Pri računanju lastnosti križno lepljenih panelov lahko plasti, ki so obremenjene pravokotno na vlakna, ne upoštevamo. Tako predpostavimo, da je modul elastičnosti v smeri pravokotno na vlakna enak nič in da obtežbo prevzemajo le plasti, katerih vlakna potekajo vzporedno s smerjo napetosti. Splošni primer predpostavljene razporeditve napetosti je predstavljen na spodnji sliki (Slika 25).



Slika 25: Predpostavljena razporeditev napetosti v križno lepljeni leseni plošči

Vendar pa ta predpostavka lahko povzroči velike razlike med računskimi in eksperimentalnimi rezultati, zato bomo togost križnih vlaken pri računu sestavnih koeficientov upoštevali. Različnim tipom napetosti ustrezajo različni sestavni koeficienti. Normalnim napetostim v smeri vzporedno s smerjo vlaken zunanjih plasti ustreza sestavni koeficient k_3 , normalnim napetostim v smeri pravokotno na smer vlaken zunanjih plasti pa koeficient k_4 v skladu z naslednjima enačbama:

$$k_3 = 1 - \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) \frac{a_1}{a_m} = \frac{E_0(a_m - a_1) + E_{90}a_1}{E_0a_m} \quad (5)$$

$$k_4 = \frac{E_{90}}{E_0} + \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0}\right) \frac{a_1}{a_m} = \frac{E_{90}(a_m - a_1) + E_0 a_1}{E_0 a_m} \quad (6)$$

kjer pomeni:

a_1 debelina srednje plasti križno lepljenega panela,

a_m celotna debelina križno lepljenega panela,

E_0 modul elastičnosti posamezne plasti križno lepljenega panela v smeri vlaken in

E_{90} modul elastičnosti posamezne plasti križno lepljenega panela v smeri pravokotno na vlakna.

Čeprav je posamezna plast križno lepljenega panela sestavljena iz desk trdnostnega razreda C24, za določitev sestavnih koeficientov uporabimo lastnosti lesa razreda GL28h, saj tako upoštevamo izboljšanje karakteristik zaradi lepljenja lesa. Sedaj lahko s pomočjo sestavnih koeficientov in trdnostnih ter togostnih lastnosti lesa GL28h v smeri vlaken določimo efektivne vrednosti trdnosti in modula elastičnosti lesenih masivnih križno lepljenih panelov za različne tipe napetosti. Pri obtežbi v ravnini panela si tako pomagamo s sestavnima koeficientoma k_3 in k_4 .

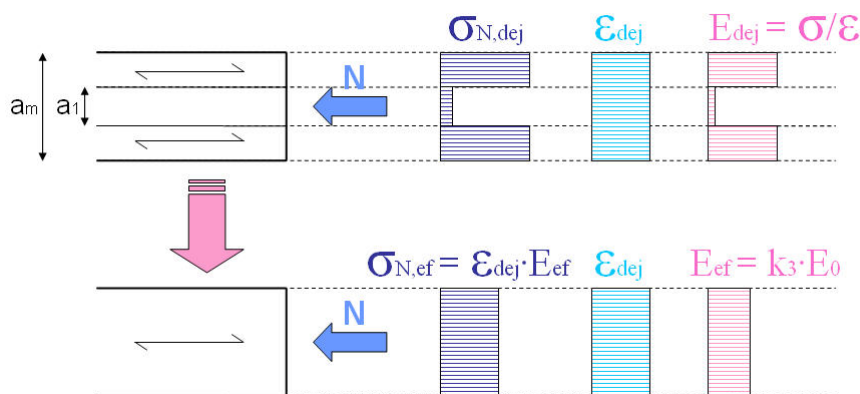
$$f_{m(t,c),0,ef} = f_{m(t,c),0} \cdot k_3 \quad (7)$$

$$f_{m(t,c),90,ef} = f_{m(t,c),0} \cdot k_4 \quad (8)$$

$$E_{0,ef} = E_0 \cdot k_3 \quad (9)$$

$$E_{90,ef} = E_0 \cdot k_4 \quad (10)$$

Tako smo križno lepljeni panelni element nadomestili z namišljenim prerezom, ki ima vlakna vseh plasti vzporedna, ter mu določili efektivna elastična modula v smeri vzporedno in pravokotno na namišljeno smer vlaken (Slika 26).



Slika 26: Shema dejanskega modula elastičnosti posamezne plasti ter efektivnega modula elastičnosti namišljenega prereza

S primerjavo računsko in eksperimentalno dobljenih vrednosti za modula elastičnosti v obeh smereh (Preglednica 5) ugotovimo veliko podobnost med vrednostmi in s tem ustreznost računskega postopka, ki je sicer konservativnejša rešitev. Tako smo za preizkušeni panel dobili osnovni dve vrednosti modula elastičnosti, kateri bomo kasneje uporabili v računskem modelu za modeliranje stenskega elementa.

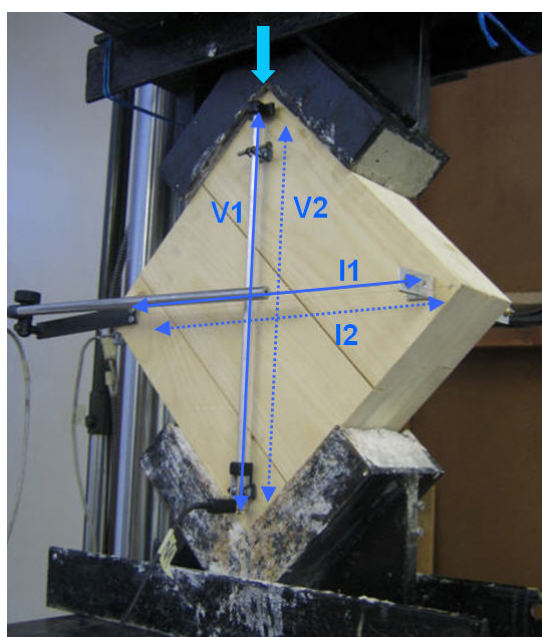
Preglednica 5: Primerjava računskih in eksperimentalnih vrednosti modulov elastičnosti

GL28h	Sestavni koeficient	Računski rezultati	Eksperimentalni rezultati
$E_{0,g,mean} = E_0$ [kN/cm ²]	k_3	$E_{0,ef}$ [kN/cm ²]	$E_{p,0}$ [kN/cm ²]
1260	0,65	819	897
$E_{90,g,mean} = E_{90}$ [kN/cm ²]	k_4	$E_{90,ef}$ [kN/cm ²]	$E_{p,90}$ [kN/cm ²]
42	0,383	483	443

5.1.1.2. Strižni modul

Strižni modul smo merili z diagonalnimi preiskavami na treh preizkušancih (P1s, P2s, P3s), katerim smo s servo-hidravličnim batom enakomerno vsiljevali pomike s hitrostjo 0,012 mm/s, tako da smo porušitev dosegli znotraj intervala 300±120 s. Ustrezne robne pogoje

preizkušanja diagonalno obremenjenih vzorcev panela smo zagotovili tako, da smo dva diagonalna vogala preizkušanca namestili v dva čevlja za prenos obtežbe na preizkušanec, ki sta bila členkasto pritrjena na bat (zgornji čevlj) in na podporo (spodnji čevlj). Deformacije preizkušancev smo merili z dvema deformatroma (V1 in V2) z bazo dolžine 375 mm ter dvema induktivnima merilcema pomikov (I1 in I2) z bazo dolžine 345 mm (Slika 27). Z deformatroma V1 in V2 smo na sprednji in zadnji strani preizkušanca merili deformacije v smeri delovanja obtežbe, z induktivnima merilcema I1 in I2 pa smo prav tako na sprednji in zadnji strani preizkušanca merili deformacija prečno na smer delovanja obtežbe.



Slika 27: Merska mesta pri diagonalnih preiskavah strižnega modula križno lepljenega panela



Slika 28: Porušitve diagonalnih preiskav preizkušancev

Na podlagi dobljenih rezultatov preiskav smo določili strižno napetost, strižno deformacijo ter strižni modul posameznega preizkušanca po naslednjih enačbah:

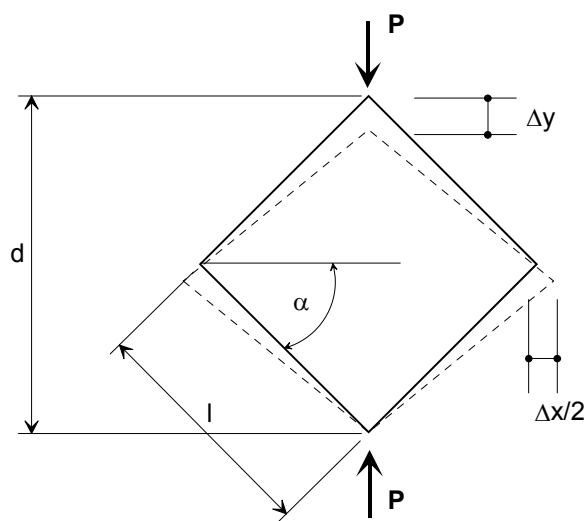
$$\tau_d = \frac{P}{\sqrt{2} \cdot l \cdot t} \quad (11)$$

$$\gamma_d = \frac{\Delta x + \Delta y}{2d} \left(\tan \alpha + \frac{1}{\tan \alpha} \right) \quad (12)$$

$$G_d = \frac{\tau_d}{\gamma_d} \quad (13)$$

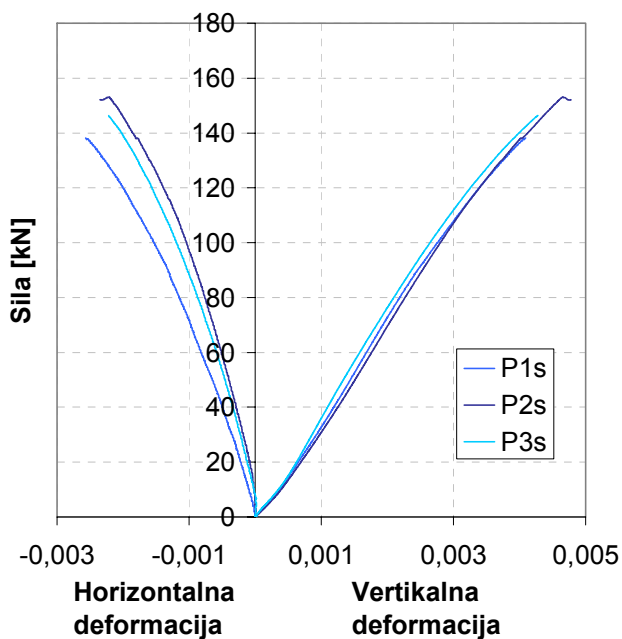
kjer pomeni (Slika 29):

- τ_d strižna napetost v preizkušancu,
- γ_d strižna deformacija preizkušanca,
- G_d strižni modul preizkušanca,
- P sila v batu preizkuševalnega stroja,
- l, t širina in debelina preizkušanca,
- d dolžina diagonale preizkušanca,
- $\Delta x, \Delta y$ horizontalni in vertikalni pomik.

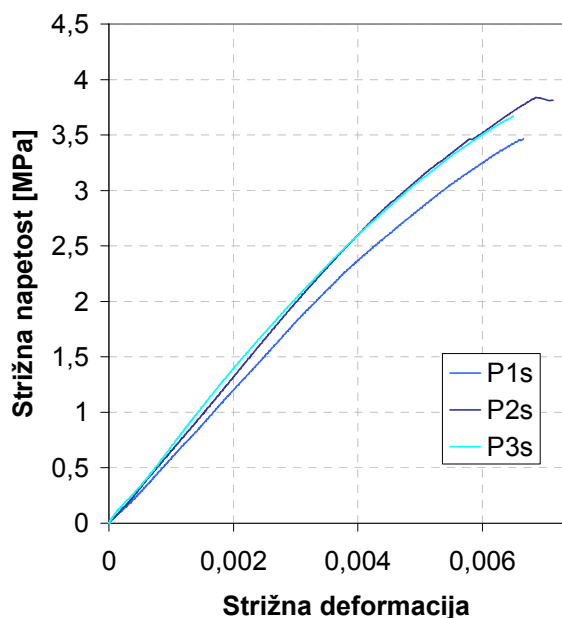


Slika 29 : Pomen oznak pri določevanju strižnega modula z diagonalnimi preiskavami preizkušancev

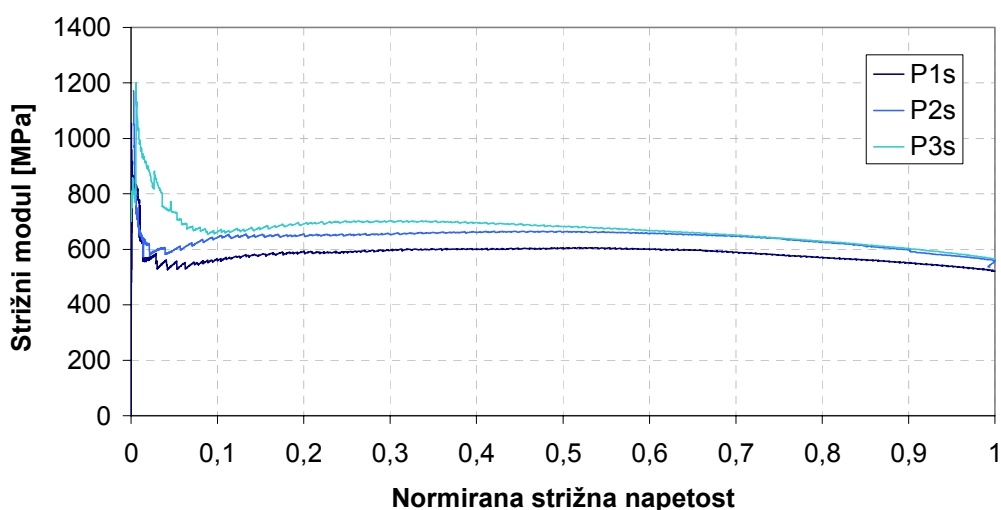
Spodnja slika prikazuje obdelane odčitke merilnih inštrumentov oz. odziv preizkušancev na delovanje diagonalne obtežbe (Slika 30). S pomočjo zgornjih enačb pa lahko za strižne napetosti grafično predstavimo njihovo odvisnost od strižnih deformacij (Slika 31).



Slika 30: Horizontalne in vzdolžne deformacije glede na nivo obremenitve



Slika 31: Strižne napetosti v odvisnosti od strižnih deformacij pri diagonalnih preiskavah



Slika 32: Strižni modul v odvisnosti od normirane strižne napetosti

Iz zgornje slike (Slika 32) je razvidno, da deformacije v začetni fazi obremenjevanja niso primerne za določitev strižnega modula ter da strižni modul z naraščanjem napetosti v splošnem upada. Iz tega razloga so vrednosti strižnega modula predstavljene le grafično.

5.1.1.3. Gostota

Pred izvedbo opisanih preiskav smo preizkušance stehali in jim določili približno gostoto pri 12 % vlažnosti. Srednjo vrednost gostote smo kasneje uporabili pri izdelavi računskega modela stenskega elementa.

Preglednica 6: Gostota preizkušancev

	Masa [kg]	Dimenzija [m]	Volumen [m ³]	Gostota [kg/m ³]	Srednja vrednost	Standardna deviacija	Koeficient variacije
P1v	3,592	0,3x0,3x0,094	0,00846	424,59	417,57	11,12	0,03
P2v	3,722	0,3x0,3x0,094	0,00846	439,95			
P3v	3,468	0,3x0,3x0,094	0,00846	409,93			
P1h	3,440	0,3x0,3x0,094	0,00846	406,62			
P2h	3,438	0,3x0,3x0,094	0,00846	406,38			
P3h	3,608	0,3x0,3x0,094	0,00846	426,48			
P1s	3,546	0,3x0,3x0,094	0,00846	419,15			
P2s	3,480	0,3x0,3x0,094	0,00846	411,35			
P3s	3,500	0,3x0,3x0,094	0,00846	413,71			

5.1.2 Preiskave sider

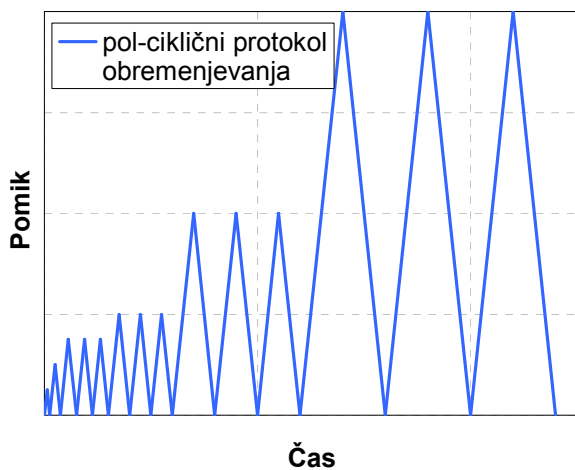
Za izdelavo računskega modela stenskega elementa potrebujemo tudi karakteristike sider oziroma njihov odziv pri določeni vrsti obtežbe. Obremenitev sider je odvisna od obnašanja stene pri določenem obteževanju. Kot je že opisano v poglavju 3.2, se stenski element pri vodoravni obtežbi odvisno od togosti panelnega elementa, načina sidranja in velikosti vertikalne obtežbe lahko deformira na dva mejna načina: z rotacijo okoli tlačnega roba ali strižnim deformiranjem po višini panela. Na podlagi teh ugotovitev smo določili preiskave, ki simulirajo obnašanje sider pri določenem odzivu stenskega elementa. Obremenjevali smo jih v dveh pravokotnih smereh. V primeru rotacije stenskega elementa so sidra obremenjena v

navpični smeri, zato smo na sidrih izvajali dvižne preiskave (Slika 36). Druga vrsta preiskav sider pa so prečne preiskave (Slika 37), ki simulirajo obnašanje sider pri strižnem deformiranju panela, kjer so sidra strižno obremenjena. Preiskave smo opravili na segmentih križno lepljenega lesenega panela ter kotnih sidrih 105 z rebri proizvajalca BMF, ki jih podjetje KLH uporablja pri gradnji montažnih hiš. Na temeljno konstrukcijo so kotniki pritrjeni z dvema sidrnima vijakoma M12, za pritrditev kotnikov na leseni panel pa smo uporabili obročaste žeblice premera 4 mm dolžine 40 mm, in sicer po deset žebeljev na kotnik (Slika 33).

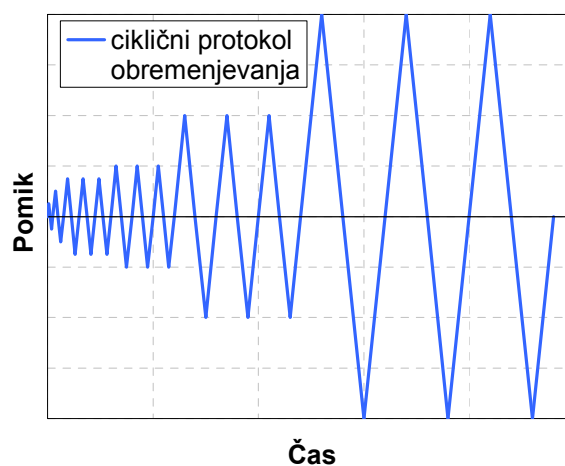


Slika 33: Kotna sidra BMF 105

Ker sem se v nalogi omejila na ciklične preiskave stenskih elementov, sem za računski model potrebovala ciklične odzive sider v obeh omenjenih pravokotnih smereh. Za določitev mehanskih lastnosti sidrišč smo torej preizkušance obremenjevali s ciklično (prečne preiskave) oz. pol-ciklično obtežbo (dvižne preiskave) po standardu prEN 12512. Pol-ciklično obremenjevanje (Slika 34) je sicer prirejeno obremenjevanje, ki smo ga uporabili pri dvižnih preiskavah sider, kjer zaradi temeljne konstrukcije lahko pomike vsiljujemo le v natezni oziroma dvižni smeri glede na stik s podlago. Ciklično obremenjevanje (Slika 35) pa narekuje simetrične amplitude pomikov tako v negativni kot pozitivni smeri.

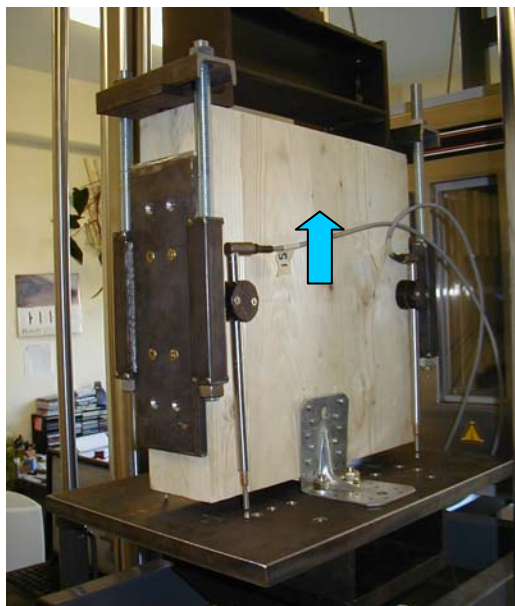


Slika 34: Pol-ciklični protokol obremenjevanja

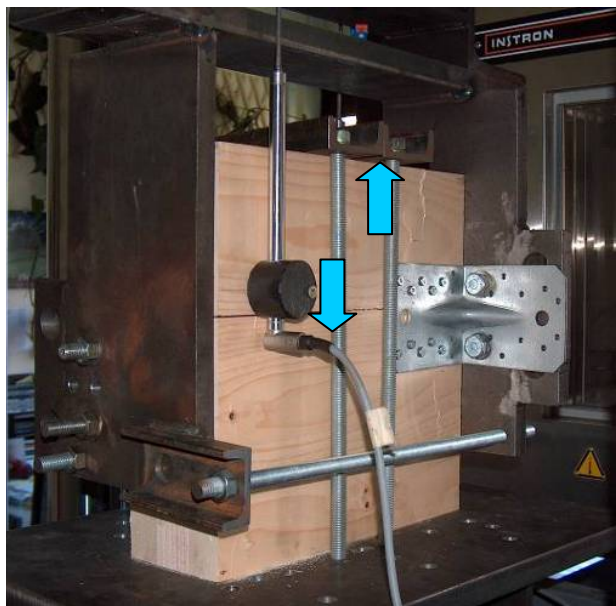


Slika 35: Ciklični protokol obremenjevanja

Da pri preiskavah poleg želenih sil ne bi prihajalo tudi do vpliva upogibne obremenitve stika, smo simetrično vpeli po eno sidro na vsako stran lesenega panela, kar je bilo kasneje potrebno upoštevati tudi pri obdelavi podatkov.



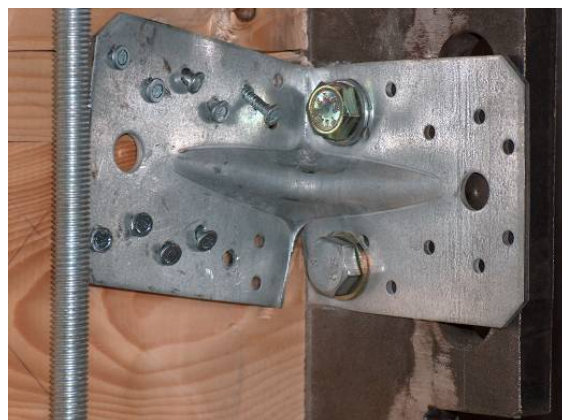
Slika 36: Dvižna preiskava KLH panela z BMF kotnikom



Slika 37: Prečna preiskava KLH panela z BMF kotnikom

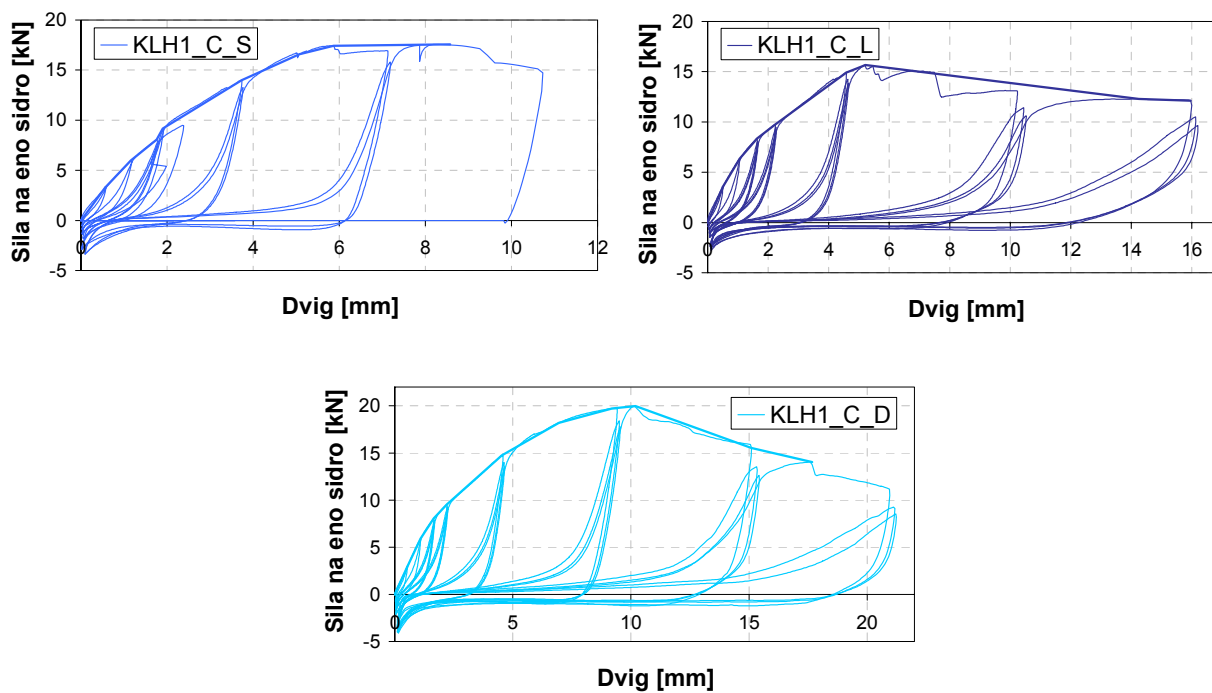


Slika 38: Porušitev stika pri dvižni preiskavi

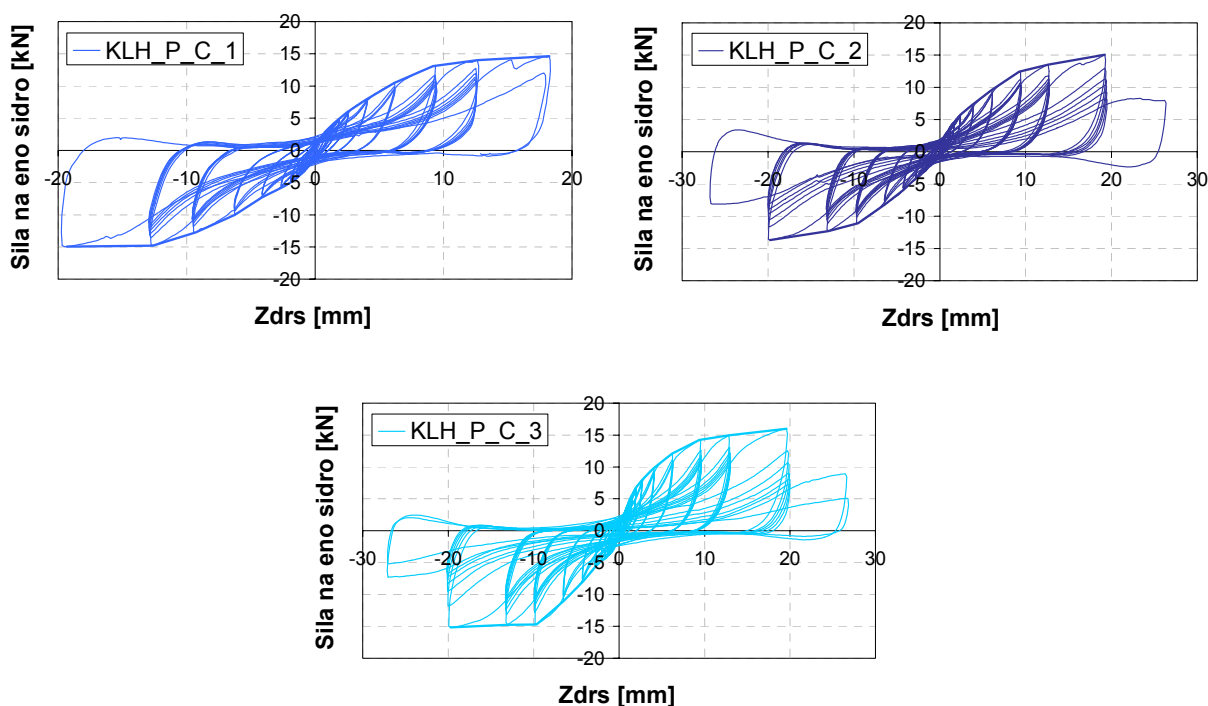


Slika 39: Porušitev stika pri prečni preiskavi

Pri vsaki od preiskav smo opravili po tri ponovitve in dobili sledeče odzive sider:



Slika 40: Odzivi sider ter njihove ovojnice pri dvižnih preiskavah



Slika 41: Odzivi sider ter njihove ovojnice pri prečnih preiskavah

5.2 Strižne preiskave lesenih masivnih stenskih elementov

V skladu z raziskovalnim projektom in sodelovanjem s podjetjem KLH Massivholz GmbH smo opravili veliko število različnih preiskav na lesenih masivnih trislojno križno lepljenih stenah. Variirali smo vpetostne robne pogoje, protokol horizontalnega obteževanja in velikost vertikalne obtežbe, vrsto veznih sredstev in razporeditev sider ter samo geometrijo stenskega elementa z oziroma brez odprtin. Posamezno vrsto preiskave smo vsaj enkrat tudi ponovili.

V nalogi sem se omejila predvsem na vpliv odprtin na strižne karakteristike stenskega panela pri ciklični horizontalni obtežbi, zato bom v nadaljevanju podrobneje opisala le dve preiskavi, in sicer z oznakama W13c_C_V1 ter W14c_C_V1. Vsako od preiskav smo naredili po dvakrat. W13 označuje stenski panel z zaporedno številko 13 in je panel z odprtinami, W14 je polni stenski panel z zaporedno številko 14. Vsak panel smo lahko uporabili večkrat, za dve oz. štiri preiskave, saj je do porušitve praviloma prihajalo v sidrih, ki pa so bila pritrjena le na eni strani panela. Tako smo v naslednji preiskavi lahko sidra namestili še na drugi strani

panela, pri polnih preizkušancih pa smo panele lahko še preko vodoravne osi obrnili in imeli ponovno intakten stik panela s podlago še za naslednji dve preiskavi.

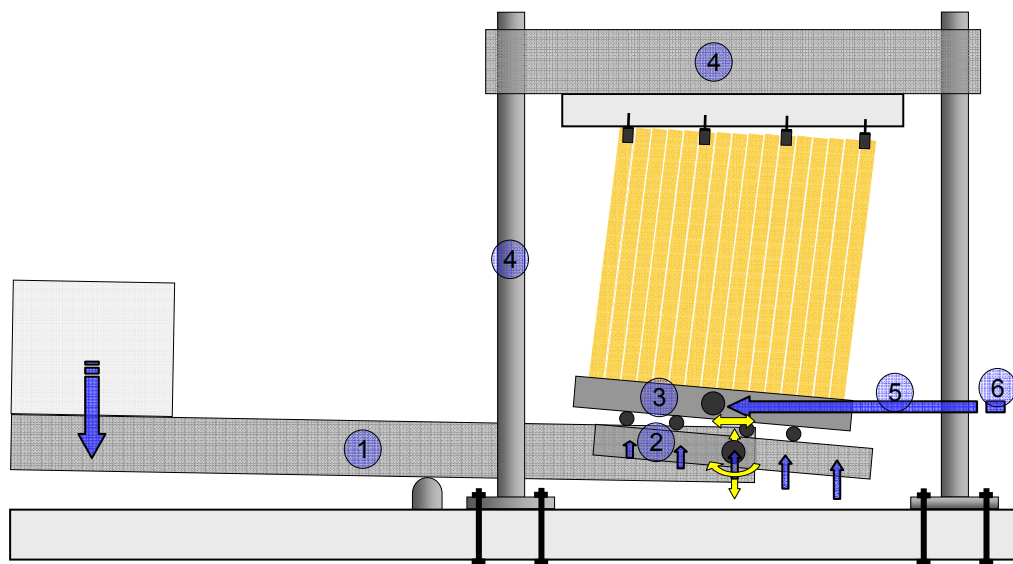
Preglednica 7: Variante preiskav stenskih elementov

Parameter	Varianta	Oznaka
Vpetostni robni pogoji	Konzolni (preprečen zasuk na enem robu)	c
	Strižni (preprečen zasuk na obeh robovih)	s
Horizontalno obteževanje	Monotono	mono
	Monotono z vmesnimi razbremenitvami po EN 594	EN
	Kvazi statično ciklično obteževanje	C
Vertikalna obtežba	15 kN/m' (2-nadstropna stavba)	V1
	20 kN/m' (3-nadstropna stavba)	V2
	25 kN/m' (4-nadstropna stavba)	V3
Razdalja med sidri	100 cm	a1
	50 cm	a2
	75 cm	a3
Dolžina žabljev	40 mm	n1
	60 mm	n2
Dolžina stenskega elementa	244 cm	
	320 cm	
Odprtine	Polni panel	
	Panel z odprtinami	

5.2.1 Naprava za preizkušanje strižne nosilnosti stenskih elementov

Naprava je bila izdelana leta 1999 in je bila z leti uporabe večkrat dopolnjena in izboljšana. Je univerzalna naprava za izvajanje strižnih preiskav stenskih elementov, saj omogoča hkratno obremenjevanje s stalno navpično in spreminjajočo se vodoravno obtežbo. Specifičnost naprave je v tem, da so preizkušanci med preiskavo obrnjeni za 180°. Tako se med preiskavo vodoravna obtežba vnaša na spodnji rob preizkušanca, medtem ko je zgornji rob vpet v

betonsko preklado, ki predstavlja temeljno konstrukcijo. Stene lahko preizkušamo tako pri konzolnih kot tudi obojestransko vpetostnih pogojih. Pri konzolnih preiskavah strižnih sten, na katere sem se omejila v tej diplomski nalogi, naprava preizkušancu na njegovem spodnjem robu dovoljuje prost pomik in zasuk (Slika 42).



Slika 42: Shema naprave ter prikaz konzolne preiskave strižne stene

Naprava je sestavljena iz šestih sklopov (Slika 42, Slika 43). Vzvod naprave (1) služi za vnos navpične obtežbe na preizkušane. Na daljšo ročico vzvoda namestimo balast v obliki betonskih kock, ki s svojo lastno težo povzročajo stalno vertikalno obtežbo na preizkušancu, ki leži na krajši ročici vzvoda. S spreminjanjem količine in lege balasta na vzvodu je tako mogoče vnesti v preizkušane poljubno veliko obtežbo. Vertikalna obtežba se na preizkušane prenaša preko členkastega mehanizma (2), ki v primeru konzolne preiskave dovoljuje proste pomik in zasuk preizkušancu na spodnjem robu. Po členkastem mehanizmu se giblje voziček (3), ki omogoča neoviran vnos horizontalne obtežbe ter potreben raznos navpične obtežbe na preizkušane. Ta je na svojem spodnjem robu vpet v voziček, na zgornjem pa v armirano betonski nosilec, ki je del okvirne konstrukcije naprave (4). Horizontalno obtežbo nanašamo na preizkušane preko posebnih jeklenih vilic (5), ki so na eni strani povezane z vozičkom, na drugi pa s servo-hidravličnim batom znamke Instron (6).

Stenski element lahko preko bata obremenjujemo z vnaprej določenim programom vodenja pomikov ali sile, in sicer s poljubno hitrostjo. Bat se krmili s pomočjo sistema Röell/Amsler,

ki je sestavni del sistema za krmiljenje preiskav in zajemanje podatkov. Kapaciteta naprave je 500 kN navpične obtežbe in 250 kN vodoravne obtežbe z območjem pomika od -200 mm do +200 mm.

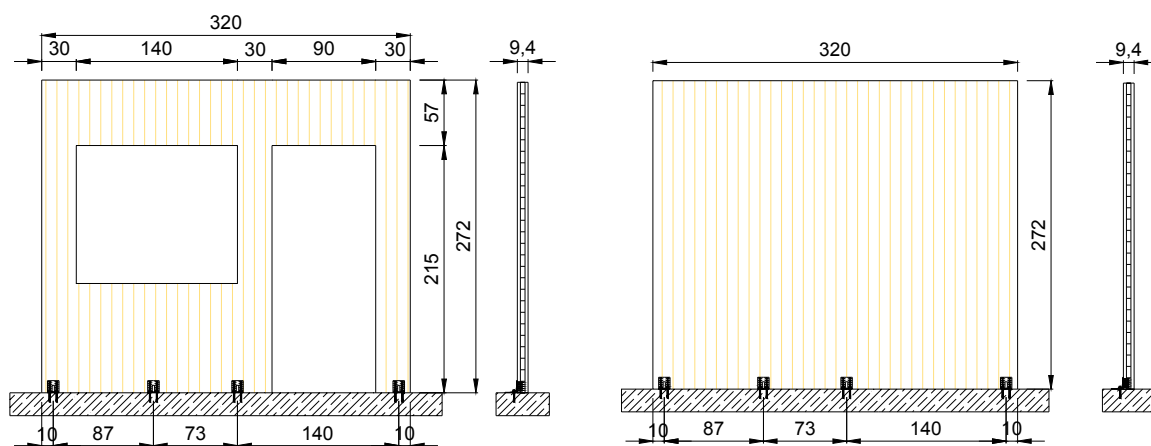


Slika 43: Naprava za preizkušanje strižne nosilnosti stenskih elementov

5.2.2 Preizkušanci

V sklopu preiskav smo preizkušali lesene masivne trislojno križno lepljene stene z vertikalno orientacijo zunanjih lamel. Zunanja sloja sta bila debeline 30 mm, vmesni sloj s horizontalno orientiranimi lamelami pa je bil debeline 34 mm. Omejila se bom le na dve preiskavi (W13c_C_V1 in W14c_C_V1), s katerima smo ugotavljali predvsem vpliv odprtín na strižne karakteristike stenskih elementov. Vsako od preiskav smo izvedli dvakrat na istem panelu. Pomen oznak je opisan v zgornji preglednici (Preglednica 7). Panela 13 in 14 sta bila dimenzij $b/h/d = 320/272/9,4$ cm. Panel W13 je predstavljal stenski element z odprtínami, in sicer z odprtino za okno dimenzije 140/120 cm ter odprtino za vrata dimenzije 90/215 cm (Slika 44). Posebnost pri tem oz. pri obeh panelih je razporeditev sider, ki zaradi odprtín ni simetrična. Da bi s primerjavo odzivov polnega

panela in panela z odprtinami lahko določili vpliv odprtin, smo tudi pri panelu W14 sidra razporedili enako kot pri panelu W13.



Slika 44: Skica preizkušanca W13 (z odprtinami) ter preizkušanca W14 (brez odprtin)

Preglednica 8: Prikaz obravnavanih preiskav

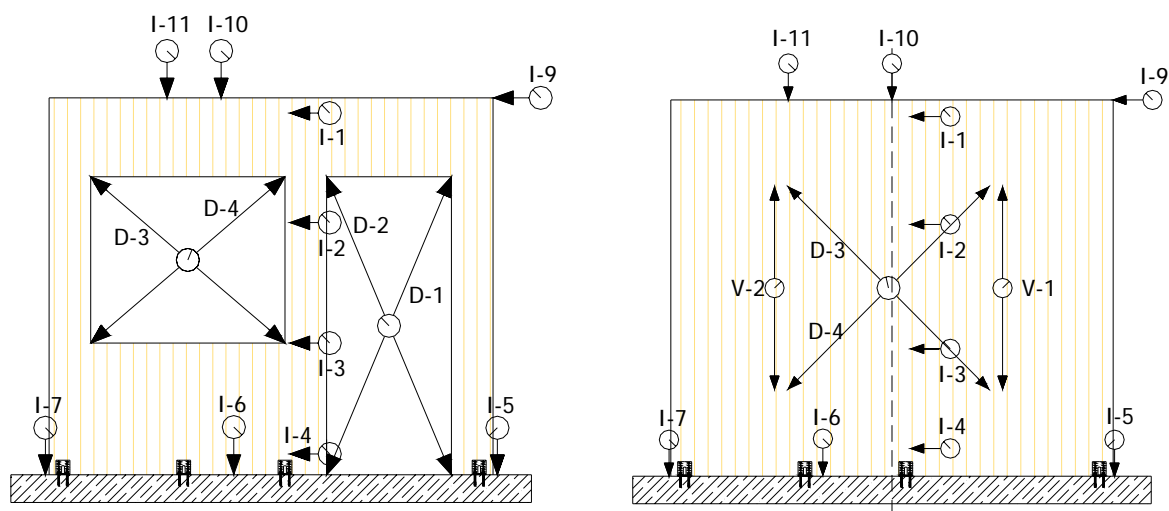
Preizkušanec	Skica preizkušanca	Preiskava	Vpetost	Hor. obtežba	Vert. obtežba	Žebli
13		W13c_C_V1/1	c	C	V1	n1
		W13c_C_V1/2	c	C	V1	n1
14		W14c_C_V1/1	c	C	V1	n1
		W14c_C_V1/2	c	C	V1	n1

Paneli so bili v temeljno konstrukcijo oz. betonsko preklado sidrani s kotniki višine 105 mm z rebri proizvajalca BMF, ki jih podjetje KLH uporablja pri gradnji montažnih hiš. Na temeljno konstrukcijo so kotniki pritrjeni z dvema sidrnima vijakoma M12, za pritrditev kotnikov na

leseni panel pa smo uporabili obročaste žeblice premera 4 mm dolžine 40 mm, in sicer po deset žeblic na kotnik. Preizkušanci so bili med preiskavami obremenjeni s stalno vertikalno obtežbo 15 kN/m' (V1), v horizontalni smeri pa s kvazi statično ciklično obtežbo, opisano kasneje v poglavju 5.2.4. Omenjene preiskave smo izvajali pri konzolnih vpetostnih pogojih.

5.2.3 Merilni inštrumenti in merska mesta

Pri eksperimentalni analizi konstrukcij predstavljajo meritve in opazovanja preizkušancev enega najvažnejših postopkov. Poleg natančnih podatkov o vnesenih silah oz. pomikih moramo beležiti tudi pomike in deformacije preizkušanca na skrbno in smiselno izbranih mestih, da si lahko kasneje z obdelavo podatkov čim jasneje predstavimo odziv preizkušanca na določeno vrsto obtežbe. Med preiskavo je poleg merjenih parametrov pomembno tudi vizualno spremljati in beležiti razvoj deformacij in način porušitve, kar nam daje dodatne koristne informacije pri interpretaciji rezultatov. Pri načrtovanju merskih mest predvidimo raje preveč kot premalo meritev, saj na prvi pogled odvečni podatki lahko le dodatno potrdijo naša predvidevanja, medtem ko podatek premalo zahteva ponovitev preiskave.



Slika 45: Shema merskih mest na preizkušancu W13 ter W14

Pri namestitvi merilnih inštrumentov moramo biti pozorni tudi na morebitne izgube zaradi trenja v napravah in same pritrditve inštrumentov. Tako smo se pri naših preiskavah srečali s problemom togosti okvirne konstrukcije same naprave za preizkušanje strižne nosilnosti sten.

Tako kot vse ostale konstrukcije v naravi tudi naprava ni popolnoma toga, zato smo pri namestitvi merilnih inštrumentov pazili, da smo merili relativne pomike in deformacije stenskega elementa. Med potekom preiskav smo s pomočjo krmilno-kontrolne enote, ki lahko za vsako mersko mesto zajema 9600 podatkov na sekundo, beležili podatke na 13 oz. 14 merilnih mestih, kot je prikazano na spodnji sliki (Slika 45).

Meritve smo beležili z induktivnimi merilci pomikov ter deformetri. Induktivni merilci z oznakami I1, I2, I3 in I4 so merili vodoravne pomike na različnih višinah preizkušanca. Z njimi smo ugotavljali linearnost oz. nelinearnost obnašanja lesenega panela med obremenjevanjem. Merilec I1 je med preiskavo meril pomik 11 cm od spodnjega roba stene, ki dejansko v realni konstrukciji predstavlja zgornji rob stene, merilec I4 pa morebitni zdrs stene pri vpetju v temeljno konstrukcijo. Zdrs stene je odvisen tako od velikosti vertikalne in horizontalne obtežbe kot tudi od vrste veznih sredstev in kotnikov, s katerimi je preizkušanec pritrjen na temeljno konstrukcijo. Vodoravni pomik spodnjega (v realni konstrukciji zgornjega) roba stene, ki je vpet v voziček, smo merili z merilcem I9. To je v bistvu podatek o vsiljenem pomiku in je za ugotavljanje odziva konstrukcije na vodoravno obtežbo in posledično ugotavljanje strižne nosilnosti stenskega elementa najpomembnejši. Iz tega podatka določimo tudi medetažni pomik, ki je pri projektiranju lesenih konstrukcij zaradi njihove podajnosti še posebej kritičen. Po standardu prEN 1998-1:2003 (poglavje 4.4.3.2) je treba za medetažni pomik d_r upoštevati naslednje mejne vrednosti v odvisnosti od etažne višine h :

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

V primerih podajnejših konstrukcij, ko je maksimalna nosilnost dosežena šele pri velikih deformacijah, se običajno sama nosilnost stenskega elementa določi na podlagi omenjenih vrednostih mejnih pomikov oz. je nosilnost enaka obtežbi na meji dopustnih deformacij.

Induktivni merilci I5, I6 in I7 so merili vertikalne pomike oz. dvig preizkušanca pri vpetju ob cikličnem vodoravnem obremenjevanju. Z obdelavo podatkov lahko določimo tudi zasuk stene ob večjih obremenitvah. Pri polnem panelu smo z vertikalnima merilcema V1 in V2 beležili navpične deformacije panela, z diagonalama D3 in D4 pa deformiranje po diagonalah panela. Deformiranje ob odprtinah smo pri preizkušancu W13 merili z merilci D1, D2, D3 ter D4. Merilca I10 in I11 pa sta merila vertikalni pomik oz. rotacijo vozička med obremenjevanjem.

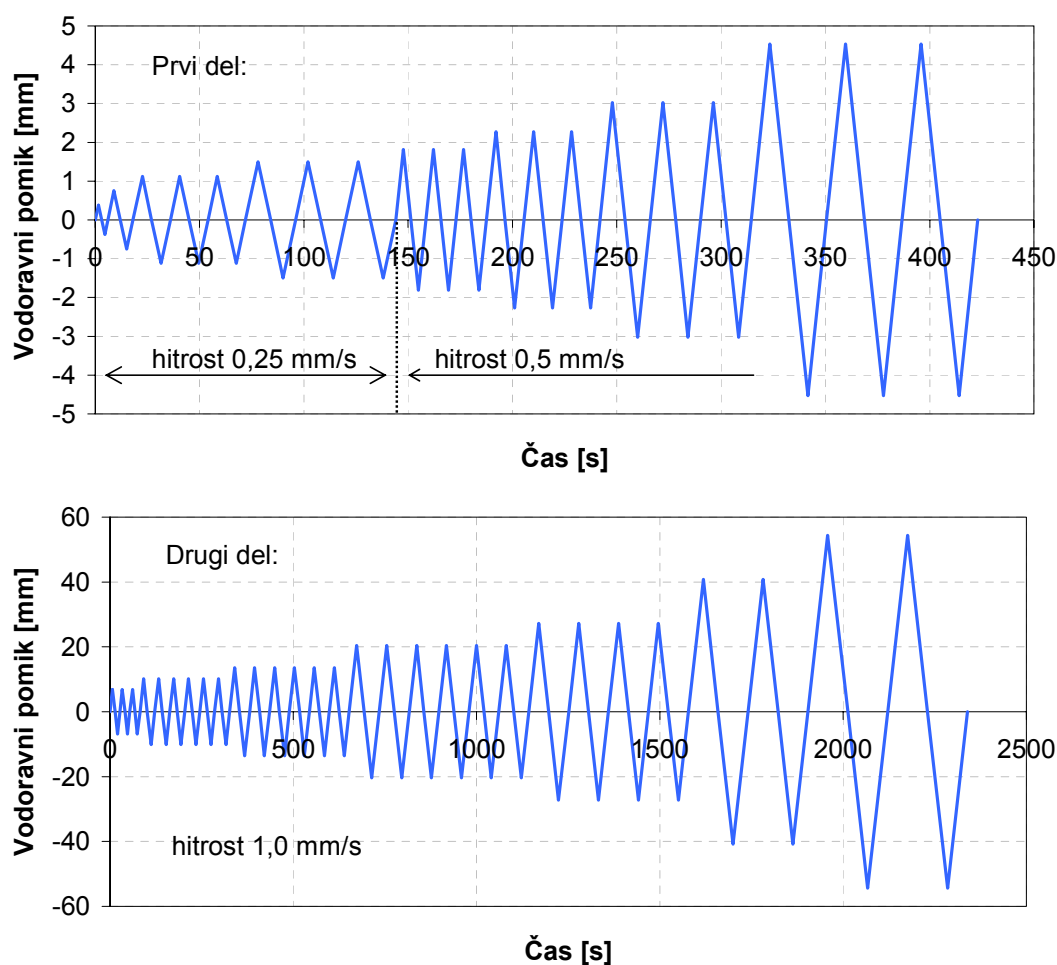
5.2.4 Potek horizontalnega obteževanja

Kot že omenjeno, so bili preizkušanci poleg stalne vertikalne obtežbe obremenjeni s ciklično vodoravno obtežbo, ki smo jo vnašali na spodnjem robu preizkušanca s servo-hidravličnim batom. Vnašamo lahko vodoravno silo ali pa vodimo pomike oz. deformacije preizkušanca. Pri preiskavah strižne odpornosti nas predvsem zanima mehanizem porušitve, zato krmilimo pomike preizkušanca in z meritvami ugotavljamo pripadajoče sile. Pri preiskavah do porušitve bi lahko bilo krmiljenje sile nevarno, prav tako pa ne bi vedeli, kolikšen mora biti prirastek sile, da bodo deformacije naraščale enakomerno.

Kvazi statična ciklična preiskava se začne, ko je preizkušanec v začetni oz. izhodiščni legi. S konstantno hitrostjo nato začnemo vsiljevati pomike v eno smer do določene amplitude pomika, nato smer obremenitve spremenimo in z isto hitrostjo preizkušanec vodimo preko izhodiščne lege še v drugo smer do enake amplitude. Ko se preizkušanec ponovno vrne v začetni položaj, je opravljen en cikel. Vsak cikel nato pri določeni amplitudi pomika večkrat, običajno trikrat, ponovimo. Z eksperimentalnimi preiskavami strižne nosilnosti sten je bilo namreč dokazano, da se po trikratni ponovitvi enakega obtežnega cikla v večini primerov stabilizira upadanje togosti in nosilnosti. Preiskava se zaključuje s poružitvijo preizkušanca oz. ko začne vrednost sile, s katero se preizkušanec upira vsiljenemu pomiku, očitno padati.

Ciklično vodoravno obremenjevanje, ki smo ga izvajali na naših preizkušancih, je sestavljeno iz protokola obremenjevanja po standardu EN 12512 ter SAC protokolu (Slika 46). Obtežbo smo nanašali na preizkušanec v dveh delih. V prvem delu smo obremenitev vnašali najprej s hitrostjo 0,25 mm/s, nato pa s hitrostjo 0,5 mm/s, in sicer s trikratnim ponavljanjem

posameznih ciklov. Amplituda pomika je naraščala v odvisnosti od pomika d_y do vrednosti amplitude $4 d_y$. Pomik d_y je bil določen s postopkom na sliki, ki je prikazana v nadaljevanju (Slika 52), iz odziva referenčne stene pri predhodno izvedeni monotoni preiskavi in predstavlja pomik pri sili F_y . Prirastek amplitude pomika v drugem delu cikličnega obremenjevanja je bil definiran z deležem etažne višine kot je določeno po SAC protokolu. Hitrost drugega dela obremenjevanja je bila 1 mm/s.

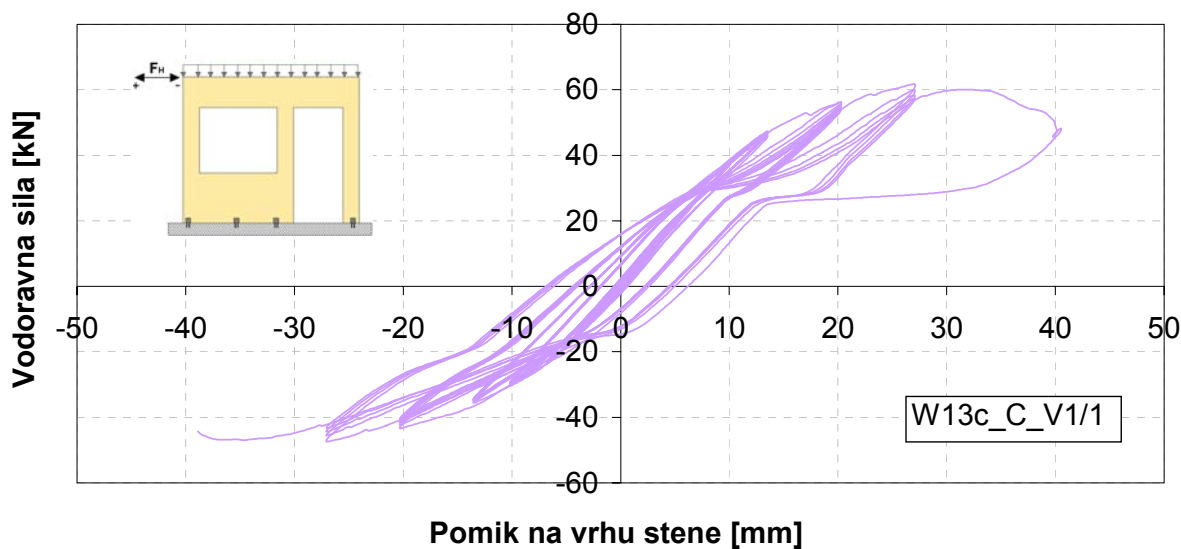


Slika 46: Protokol horizontalnega cikličnega obremenjevanja v dveh zaporednih delih

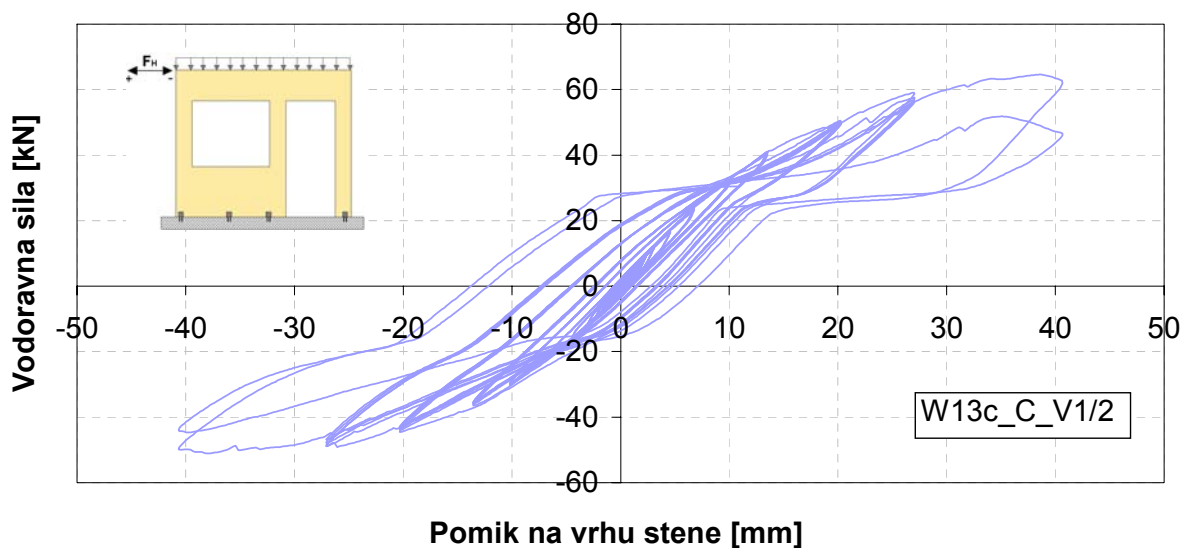
5.2.5 Rezultati preiskav

Na spodnjih slikah so prikazani odzivi obravnavanih preizkušancev na ciklično vodoravno obtežbo, in sicer pomik na vrhu stene, ki ga je med preiskavami beležil induktivni merilec I9.

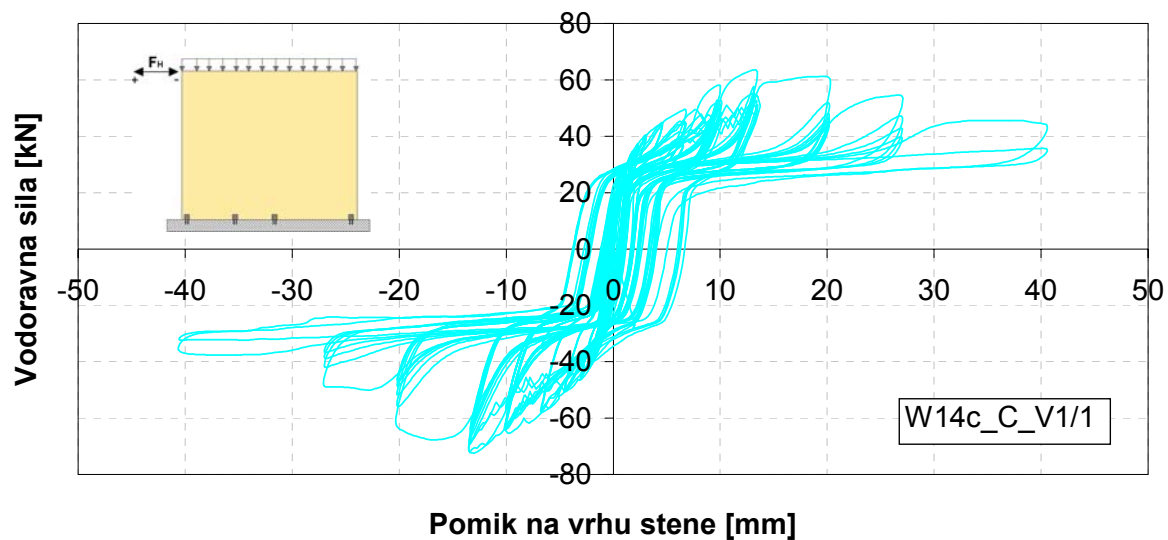
Iz odzivov lahko določimo togost, nosilnost ter duktilnost posameznih preizkušancev. Vidno je tudi upadanje togosti pri ponovitvenih ciklih, količino disipirane energije pa predstavlja ploščina, ki jo oklepajo histerezne ovojnice.



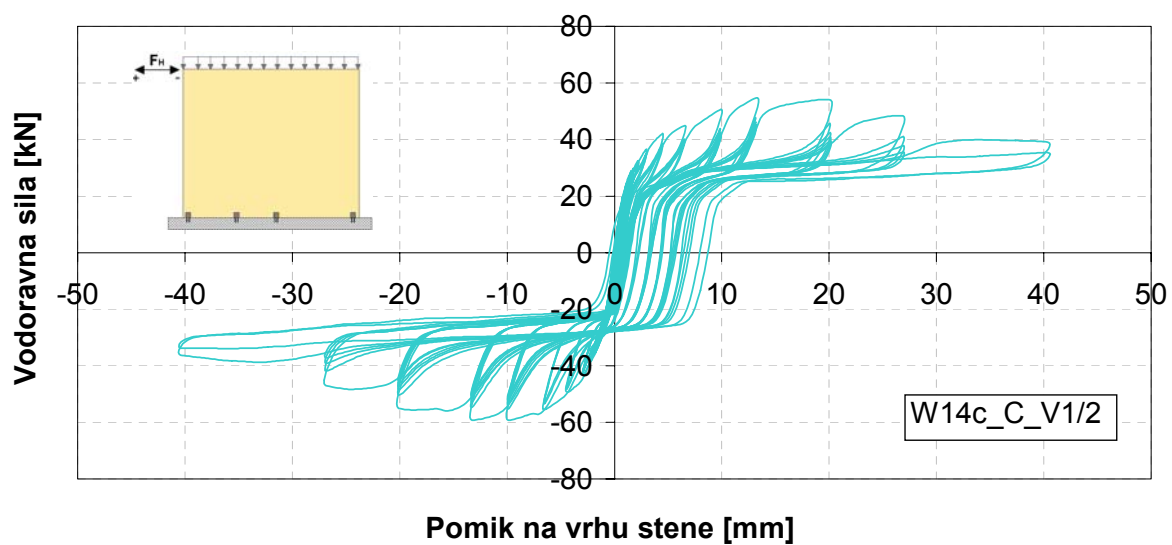
Slika 47: Odziv preizkušanca W13c_C_V1/1



Slika 48: Odziv preizkušanca W13c_C_V1/2

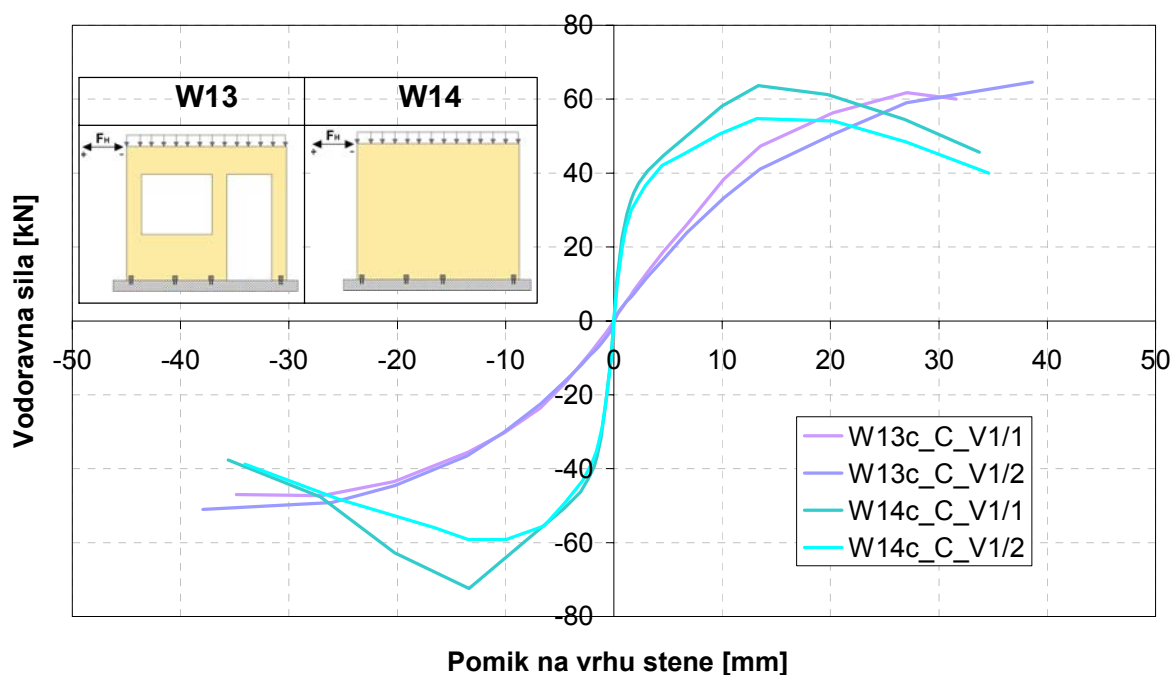


Slika 49: Odziv preizkušanca W14c_C_V1/1



Slika 50: Odziv preizkušanca W14c_C_V1/2

Odzive preizkušancev med seboj najlažje primerjamo z izrisom ovojnic histereznih odzivov prvih ciklov (Slika 50).



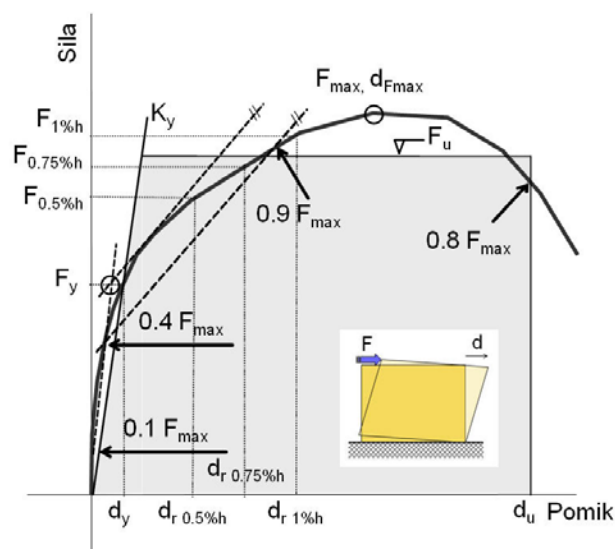
Slika 51: Ovojnice odzivov obravnavanih preizkušancev

S primerjavo ovojnic odzivov takoj opazimo veliko večjo podajnost oz. manjšo togost stenskih elementov z odprtinami. Nosilnost stene vsaj na pozitivni strani diagrama ostaja skoraj nespremenjena, vendar pa je pri stenah z odprtinami dosežena pri veliko večjih pomikih, ki so že izven prej omenjenih dopustnih etažnih pomikov. Iz tega razloga je smiselno nosilnost določati kot vrednost sile pri izbranem mejnem pomiku. Opaziti je tudi nesimetrijo med pozitivno in negativno stranjo diagrama, kar je posledica nesimetrične razporeditve sider, pri panelu z odprtinami pa tudi razporeditve odprtín. Vrednosti maksimalnih sil so pri polnem panelu v pozitivni smeri obremenjevanja manjše, kar je posledica manjšega števila sider na desni strani stene. Namreč, ko moment vodoravne sile okoli tlačnega spodnjega levega roba stene premaga moment vertikalne obremenitve stene, se začne v sidrih pojavljati natezna sila. Najbolj obremenjena so sidra, ki so najbolj oddaljena od točke rotacije in če je na tem mestu razporeditev sider redkejša, stena v tej smeri obremenjevanja nudi manjši odpor.

Glavne karakteristike preizkušancev določimo iz odzivov preizkušancev oz. iz njihovih ovojnic po postopku, ki je prikazan na spodnji sliki (Slika 52).

Preglednica 9: Glavne karakteristike preizkušancev v pozitivni in negativni smeri obremenjevanja

		F_y	d_y	K_y	F_{max}	d_{Fmax}	$F_{0,5\%h}$	$F_{0,75\%h}$	$F_{1\%h}$
+	W13/1+	42,10	11,60	3,63	61,75	27,03	47,30	56,30	61,75
	W13/2+	36,00	11,30	3,19	64,63	38,60	40,80	50,70	59,10
	Povp. vrednost	39,05	11,45	3,41	63,19	32,82	44,05	53,50	60,43
	W14/1+	34,00	1,75	19,43	63,61	13,34	63,61	-	-
	W14/2+	32,50	2,00	16,25	54,75	13,17	54,75	-	-
	Povp. vrednost	33,25	1,88	17,84	59,18	13,26	59,18	-	-
-	W13/1-	-26,00	-8,00	3,25	-47,36	-26,93	-35,90	-43,80	-47,36
	W13/2-	-29,50	-10,00	2,95	-51,04	-37,92	-36,50	-44,30	-49,50
	Povp. vrednost	-27,75	-9,00	3,10	-49,20	-32,43	-36,20	-44,05	-48,43
	W14/1-	-40,70	-2,00	20,35	-72,43	-13,39	-72,73	-	-
	W14/2-	-35,00	-1,60	21,88	-59,20	-9,96	-59,20	-	-
	Povp. vrednost	-37,85	-1,80	21,12	-65,82	-11,68	-65,97	-	-



Slika 52: Shema za interpretacijo rezultatov preiskav

Iz zgornje preglednice (Preglednica 9) je viden precej velik raztros rezultatov, kar je sicer za lesene konstrukcije značilno, zato so pri projektiranju tudi varnostni faktorji nekoliko višji. Seveda pa bi bilo bolje, če bi v sklopu naših preiskav posamezno preiskavo ponovili čim večkrat.

Porušitve preizkušancev so se dogajale predvsem v sidrih. Prihajalo je do deformacij kotnikov, ukrivljenja in izvleka žebeljev (a), zmečkanja oz. porušitev lesa ob žebeljih (b). Na spodnji sliki je vidno tudi zmečkanje tlačnega vogala stene - točka rotacije (c), pri preiskavi panela z odprtinami pa je prišlo tudi do cepitve lesa ob grči (d).



(a)



(b)



(c)



(d)

Slika 53: Primeri porušitev preizkušancev

6 RAČUNSKA ANALIZA STRIŽNE ODPORNOSTI

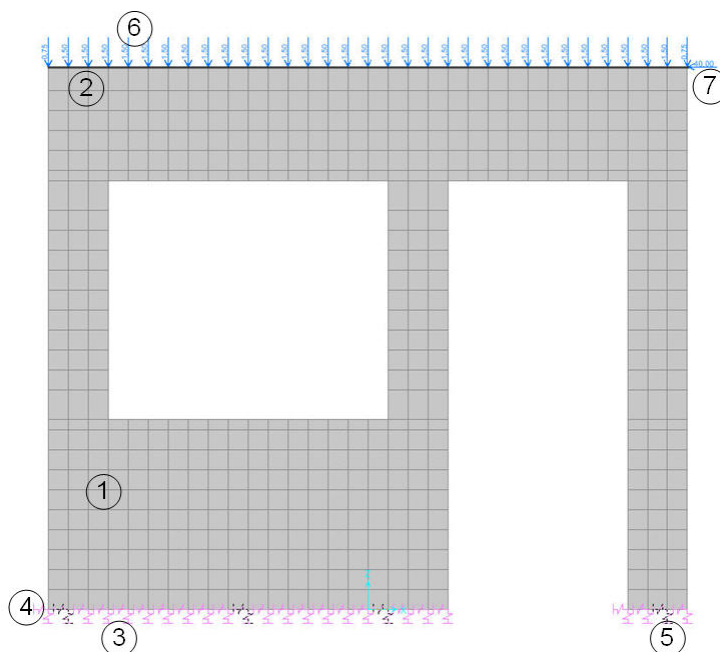
Po opravljenih eksperimentalnih preiskavah smo v programu SAP 2000 izdelali računski model tako polnega stenskega elementa kot tudi stenskega elementa z odprtini. Dejanskim pogojem pri cikličnem obremenjevanju smo se skušali približati z natančnim simuliranjem robnih pogojev, obtežbe in z uporabo dejanskih materialnih ter geometrijskih karakteristik lesenega panela ter karakteristik sider pri cikličnem obremenjevanju, ki smo jih dobili s pomočjo že opisanih predhodnih preiskav. S primerjavo izračunanega in eksperimentalno ugotovljenega odziva stenskih elementov pri kombinaciji navpične in ciklično spremenljive vodoravne obtežbe smo dokazali ustreznost računskega modela. Glavna cilja izdelave računskega modela strižne stene sta bila dva: študija različnih vplivov na strižne karakteristike stenskih elementov (vplivi razporeditve sider, dolžine stenskega elementa, velikosti vertikalne obtežbe ter vplivi odprtín) in njegova nadaljnja uporaba za modeliranje in izračun odziva celotne lesene konstrukcije na potresno oz. vetrno obtežbo.

6.1 Računski model

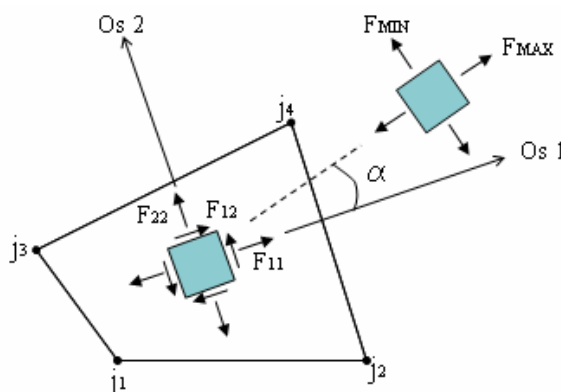
Računski model (Slika 54) je bil izdelan s programom za računanje konstrukcij po metodi končnih elementov SAP 2000 Nonlinear. Sestavljen je iz dveh osnovnih skupin elementov: iz skupine ploskovnih končnih elementov, ki predstavljajo lesen panelni element, ter iz različnih vzmeti z nelinearnimi karakteristikami za upoštevanje betonske preklade, trenja med temeljno konstrukcijo in lesenim panelom ter karakteristik sider v obeh pravokotnih smereh (X in Z). Tretji večji del pri izdelavi modela pa predstavlja podajanje vertikalne in horizontalne obtežbe na stenski element.

Računski model polnega stenskega elementa je sestavljen iz ploskovnih končnih elementov (1) dimenzije 10 cm x 10 cm, pri modelu z odprtini pa so dimenzije prilagojene razporeditvi odprtín. Dimenzija stenskega elementa je enaka dimenziji naravne velikosti stene uporabljene tudi pri preiskavah, to je 320 cm x 272 cm. Tudi dimenzije odprtín so enake kot pri preizkušancu W13; odprtina za okno dimenzije 140/120 cm in odprtina za vrata 90/215 cm. Kot ploskovni končni element je bila izbrana membrana debeline 9,4 cm. V membrani

obstajajo le osne sile v njeni ravnini, medtem ko so ostale sile in momenti enaki nič, kot velja za naš stenski element.



Slika 54: Računski model



Slika 55: Sile v membrani

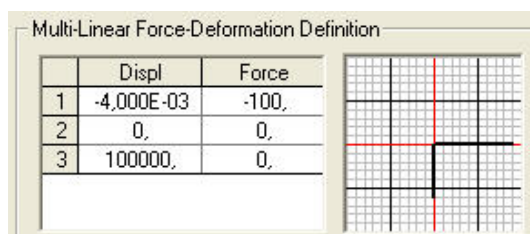
Ploskovnim končnim elementom definiramo materialne karakteristike, ki smo jih dobili s pomočjo predhodnih preiskav materialnih karakteristik križno lepljenega vzorca stenskega elementa. Upoštevamo ortotropnost materiala in uporabimo naslednje vrednosti materialnih karakteristik:

- $E_l = E_h = 445 \text{ kN/cm}^2$
- $E_2 = E_v = 900 \text{ kN/cm}^2$
- $G = 50 \text{ kN/cm}^2$
- $\nu = 0,25$
- $\rho = 417 \text{ kg/m}^3$

Za strižni modul kljub višjim vrednostim iz preiskav upoštevamo vrednost 50 kN/cm^2 , ki je podana v KLH katalogu za naš panelni element.

Na zgornjem (med preiskavo spodnjem) prostem robu je bil preizkušanec med preiskavo vpet v voziček, ki je preprečeval deformacije robu. V računskem modelu smo to upoštevali z definiranjem "rod" vezi (2), ki smo jo namestili po celotnem prostem robu stenskega elementa. Ta vez povezuje vsa vozlišča zgornjega robu, ohranja konstantno razdaljo med njimi in se obnaša kot toga palica.

Specifičnosti modeliranja betonske preklade je v tem, da preklada kot temeljna konstrukcija preprečuje pomike le v negativni smeri Z osi globalnega koordinatnega sistema, v pozitivni smeri pa jih dopušča. To enosmerno preprečitev pomika z običajnimi podporami ni mogoče modelirati, zato uporabimo vzmeti, ki jim lahko določamo različne togosti pri različnih stopnjah obremenitve oz. "multi-linear link" elemente. Vzmeti so nameščene po celotnem spodnjem robu stene in so orientirane v vertikalni smeri oz. v smeri Z osi globalnega koordinatnega sistema (3). Ko je vzmet tlačena, ji predpišemo izjemno visoko togost, ko pa je obremenjena natezno, pa je popolnoma podajna (Slika 56).

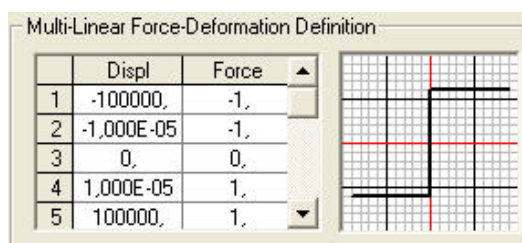


Slika 56: Karakteristike vzmeti, ki nadomeščajo betonsko preklado

Z isto vrsto vzmeti modeliramo tudi trenje med temeljno konstrukcijo in leseno steno. Čeprav se tako velikost sile trenja kot tudi območje, na katerem deluje, s povečevanjem vodoravne obtežbe spreminja, vzmeti namestimo po celotnem spodnjem robu stene. Tako trenje najbolje opišemo pri manjših vodoravnih obremenitvah, ko še ne prihaja do dvigovanja stene in ko je vpliv trenja tudi največji. Velikost sile trenja določimo z znano enačbo:

$$F_{tr} = k_{tr} \cdot N = 0,7 \cdot 15 \text{ kN/m}' \cdot 3,2 \text{ m} = 33,6 \text{ kN} \quad (14)$$

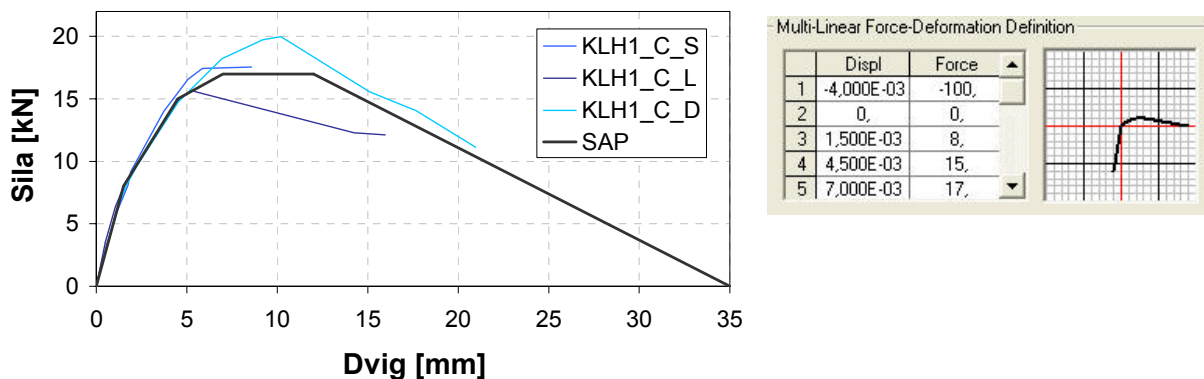
Če to silo razdelimo na vsa vozlišča po celotnem robu stene (ki jih je 33), to pomeni, da je sila trenja, ki odpade na posamezno vzmet 1 kN. Vzmeti so orientirane vodoravno v smeri osi x (4) in do sile 1 kN preprečujejo kakršne koli vodoravne pomike, pri večjih obremenitvah pa so popolnoma podajne (Slika 57).



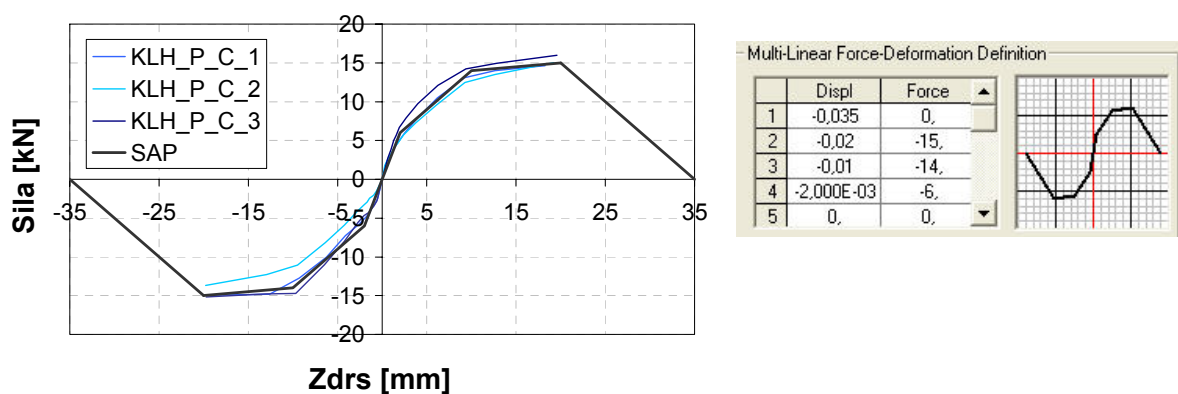
Slika 57: Karakteristike vzmeti, ki simulirajo trenje med betonsko preklado in steno

Vzmeti, ki nadomeščajo sidra (5), so orientirane v dveh pravokotnih smereh: smeri X in smeri Z globalnega koordinatnega sistema. Vstavimo po štiri vzmeti v vsaki smeri, in sicer na mestih, kjer se na preizkušancu nahajajo sidra. Ker bomo ustreznost računskega modela preverjali s primerjavo računskega odziva stene in odziva iz preiskav pri ciklični obtežbi, pri modeliranju sider uporabimo karakteristike sider pri cikličnem obremenjevanju. Odzive sider v dveh pravokotnih smereh pri ciklični obtežbi smo določili s predhodnimi preiskavami. Predvidimo povprečni ovojnicni odzivov za obe smeri (Slika 58 in Slika 59) in jih uporabimo za modeliranje sider v računalniškem programu. Za upoštevanje nelinearnih karakteristik moramo ponovno uporabiti tip vzmeti "multi-linear link". Pri vzmeteh v smeri Z pri tlačnem obremenjevanju sidra zopet deluje toga betonska preklada, v natezni smeri pa deluje sidro s svojim nelinearnim odzivom in preprečuje dvigovanje stene. Vzmeti v smeri X delujejo

simetrično tako v pozitivni kot negativni smeri obremenjevanja in preprečujejo zdrs panela v vodoravni smeri.



Slika 58: Povprečna ovojnica odziva sider v smeri z osi in vnos v računalniški program

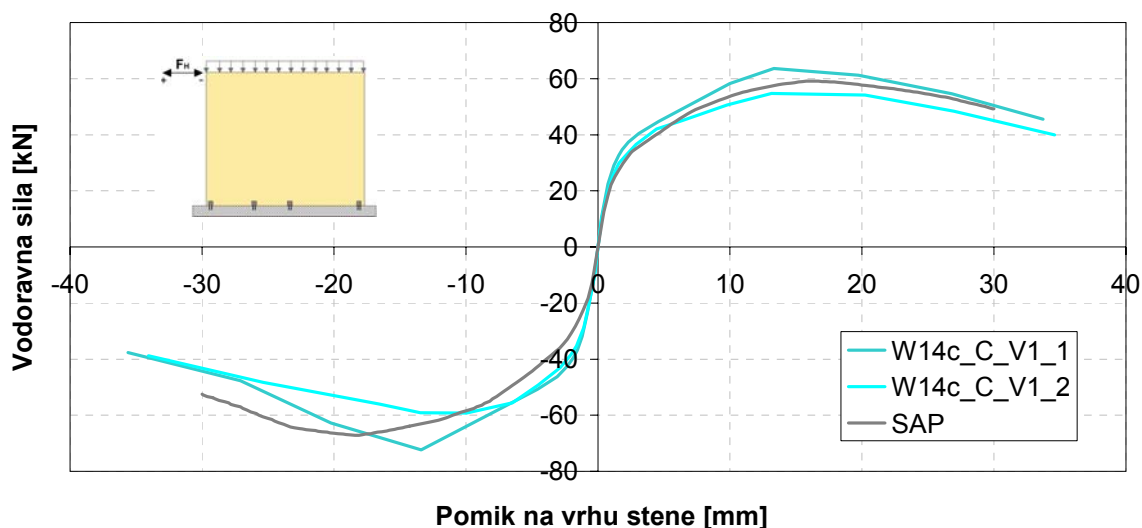


Slika 59: Povprečna ovojnica odziva sider v smeri x osi in vnos v računalniški program

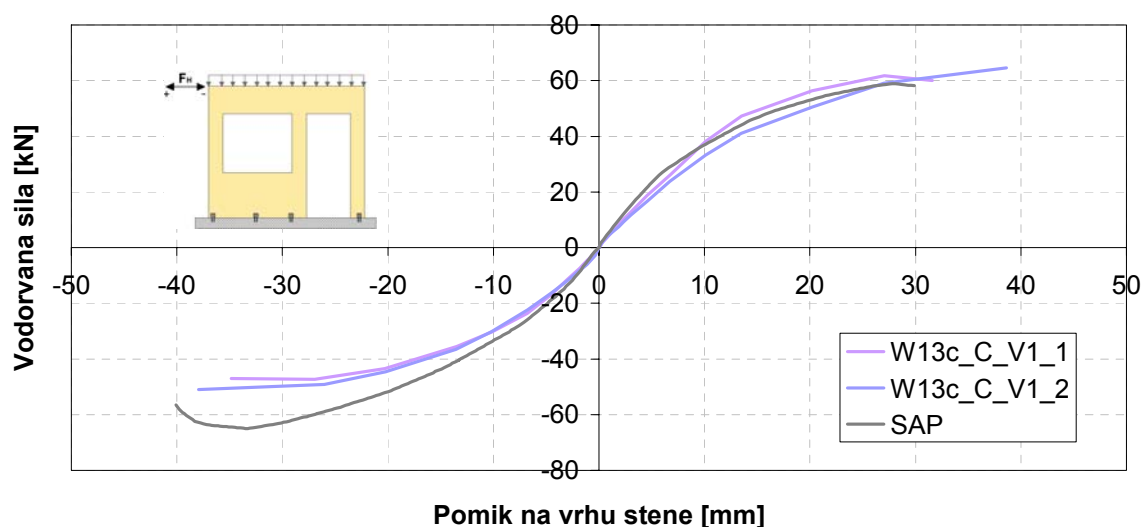
Navpično zvezno obtežbo (6) po robu stenskega elementa podajamo kot vozliščno obtežbo. Pri vogalnih vozliščih moramo paziti, da upoštevamo le polovične vrednosti sil. Upoštevamo vertikalno obtežbo 15 kN/m', kakršno smo nanašali med preiskavami. Pri definiranju obtežnega primera za vertikalno obtežbo označimo še, naj program avtomatično upošteva tudi lastno težo. Vodoravno obtežbo (7) nanašamo na zgornji vogal stenskega elementa. Ker zaradi nesimetrične razporeditve sider in geometrije odprtín odziv stene pri vodoravnem obteževanju v dveh različnih smereh ni enak, določamo vodoravno silo enkrat v pozitivni in drugič v negativni smeri osi X. Za izračun modela uporabimo nelinearno statično "pushover" analizo.

6.2 Primerjava računskih odzivov z rezultati eksperimentalnih preiskav

Na spodnjih slikah (Slika 60, Slika 61) so predstavljeni rezultati računske analize za polni panel in panel z odprtinami in njihova primerjava z rezultati, dobljenimi iz eksperimentalnih preiskav. Prikazani so odzivi stenskih elementov oz. pomiki zgornjega roba stene med statično "pushover" analizo iz računalniškega programa in ovojnice odzivov sten na vodoravno ciklično obtežbo iz preiskav. S primerjavo teh rezultatov lahko ustvarimo splošno oceno o uporabnosti in zanesljivosti predlaganega računskega modela.



Slika 60: Primerjava računskih rezultatov z rezultati iz preiskav za steno brez odprtín



Slika 61: Primerjava računskih rezultatov z rezultati iz preiskav za steno z odprtinami

Preglednica 10: Primerjava računskih rezultatov z rezultati iz preiskav

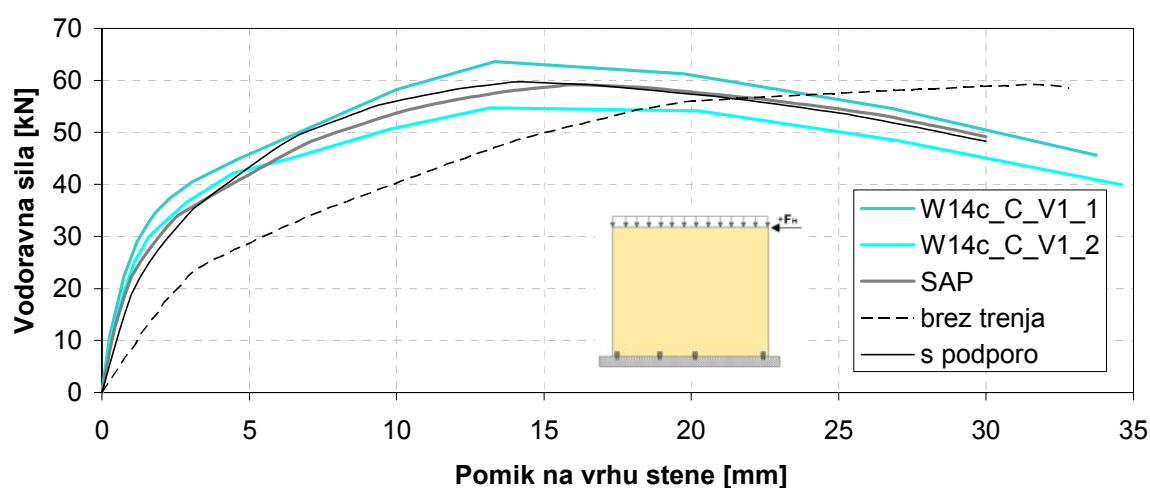
		F_y	d_y	K_y	F_{max}	d_{Fmax}	$F_{0,5\%h}$	$F_{0,75\%h}$	$F_{1\%h}$
+	Povp. W13+	39,05	11,45	3,41	63,19	32,82	44,05	53,50	60,43
	SAP odprtine +	36,00	9,50	3,79	58,85	28,10	44,00	53,20	58,70
	Povp. W14+	33,25	1,88	17,84	59,18	13,26	59,18	-	-
	SAP polni +	31,50	2,25	14,00	59,15	16,10	57,70	-	-
-	Povp. W13-	-27,75	-9,00	3,10	-49,20	-32,43	-36,20	-44,05	-48,43
	SAP odprtine -	-25,20	-6,50	3,88	-64,95	-33,50	-40,80	-52,00	-60,00
	Povp. W14-	-37,85	-1,80	21,12	-65,82	-11,68	-65,97	-	-
	SAP polni -	-34,00	-2,60	13,07	-67,17	-18,10	-63,00	-	-

Pri rezultatih iz SAP-a pri polnem panelu opazimo precej nižjo začetno togost od rezultatov iz preiskav, medtem ko je pri panelu z odprtinami ravno obratno, zato bomo morali biti tu nekoliko pozornejši, ker računski model ni na varni strani. Pri primerjavi nosilnosti lahko rečemo, da je računski model primeren pokazatelj obnašanja stene. Predlagani računski model lahko kljub odstopanjem, ki so vidna predvsem v negativni smeri obremenjevanja, ocenimo kot dober. Upoštevati je namreč treba precejšnja odstopanja že med samimi eksperimentalnimi rezultati znotraj iste preiskave in pa dejstvo, da je odziv celotne stene vsota odzivov posameznih sestavnih elementov same stene (sider, lesenega panela) pri kombinirani obtežbi.

Na rezultate računskega modela pomembno vpliva tudi modeliranje sile trenja in karakteristik sider. Pri prikazovanju vplivov modeliranja zaradi preglednosti proučujemo le pozitivno stran diagrama odzivov pri polnem stenskem elementu. Pred tem pa moramo razumeti dejanski odziv stenskega elementa pri kombinirani obtežbi. S poenostavitvijo diagrama iz zgornje slike (Slika 60) lahko ovojnico stenskega elementa do največje nosilnosti prikažemo tudi kot

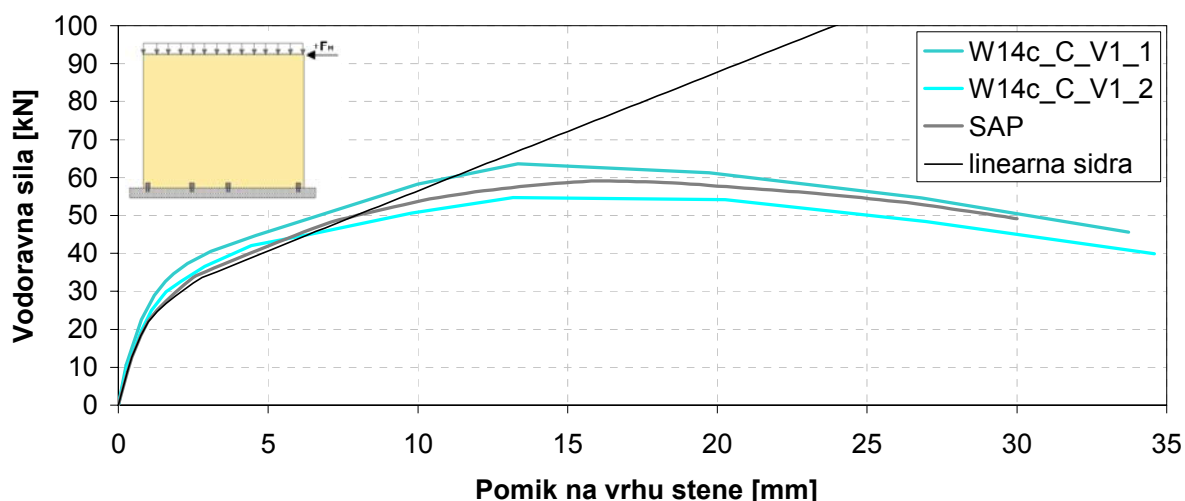
bilinearen odziv. Pri nižjih vrednostih vodoravne obremenitve, ko še ne prihaja do rotacije stene in se stena obnaša popolnoma strižno, ima stena višjo togost. Na tej stopnji obremenitve je pomik na vrhu panela odvisen od deformacij samega lesenega panela (to je od materialnih karakteristik panela) ter morebitnega zdrsa, ki je odvisen od velikosti sile trenja ter strižnih karakteristik sider. Ko pa moment vodoravne sile premaga moment vertikalne obremenitve in stena začne rotirati okoli tlačnega roba, se naklon krivulje odziva spremeni. Sedaj večino obremenitve prevzamejo sidra v nategu (v vertikalni oz. dvižni smeri), in sicer se v največji meri aktivira sidro, ki je najbolj oddaljeno od točke rotacije. To sidro prvo doseže svojo mejno dvižno nosilnosti in popusti, obtežba pa odpade na preostala sidra, spet največ na sosednje sidro od že porušenega. Sidro, ki je najbližje točki rotacije je ponavadi tlačeno.

Iz spodnje slike (Slika 62) vidimo, kako pomembno je, da pri modeliranju ne pozabimo upoštevati trenja med podlago in stenskim elementom. Potrdimo lahko domnevo, da je vpliv trenja na odziv stene največji pri nižjih vrednostih vodoravne obtežbe in da pomembno vpliva na začetno togost stene. Trenje poskusimo poenostavljeno modelirati še z namestitvijo podpore na vogal stene, ki bi preprečevala vodoravne pomike na spodnjem robu. Kljub približnem ujemanju z rezultati predlaganega modela ta rešitev ni priporočljiva, ker popolnoma preprečuje zdrs stene, ki je dejansko prisoten, zaradi koncentracij napetosti pa pri tem prihaja tudi do večjih lokalnih deformacij lesenega panela ob sami podpori.



Slika 62: Vpliv modeliranja trenja med podlago in stenskim elementom

V nasprotju s trenjem imajo karakteristike sider največji vpliv pri večjih vrednostih vodoravne obtežbe. Kot že omenjeno, se sidra aktivirajo z začetkom rotacije stenskega elementa, prej delujejo le v strižni smeri. Poenostavljeno podajanje linearnih karakteristik sider je lahko ustrezno, če nas zanima odziv stene le v začetni fazi obremenjevanja, ko sicer še ne bi prišlo do popustitve prvega sidra, saj iz spodnje slike (Slika 63) vidimo skoraj popolno ujemanje rezultatov s predlaganim modelom. Brez eksperimentalnih preiskav pa bi iz takega modela težko sklepali, pri kateri vrednosti vodoravne sile se model poruši oz. kolikšna je njegova nosilnost, ker odziv modela z linearnimi sidri nima padajočega odseka oz. porušnega dela odziva. Kljub linearnim sidrom pa vseeno dobimo bilinearni odziv stenskega elementa.



Slika 63: Vpliv podajanja karakteristik sider

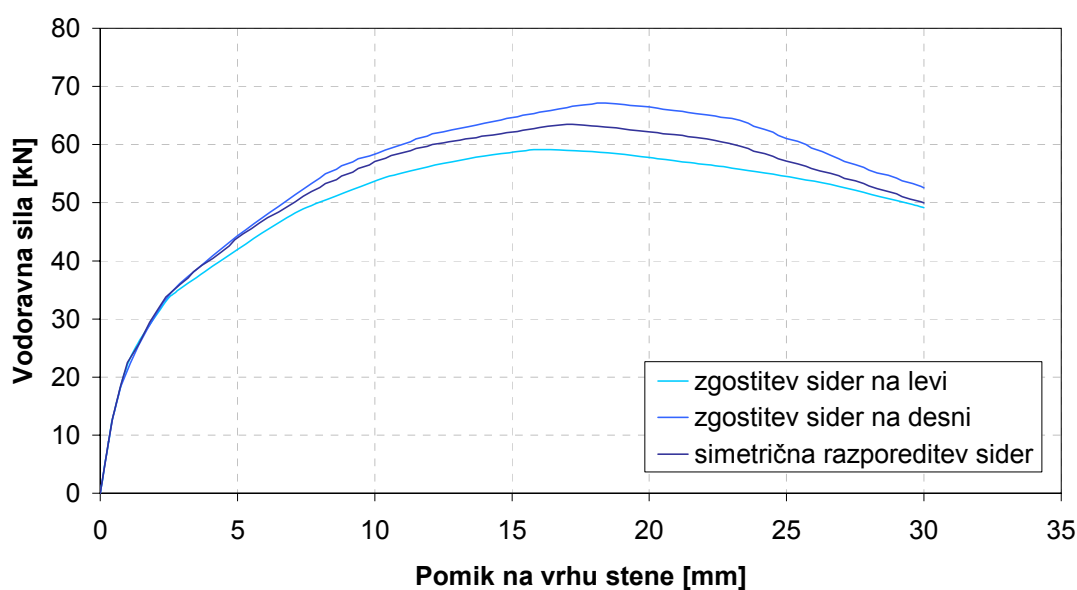
6.3 Različni vplivi na strižno odpornost panela brez odprtín

Predlagani računski model, ki se je izkazal za ustreznega, sedaj lahko uporabimo za študijo različnih vplivov na odziv stenskega elementa pri vodoravni obtežbi. Poleg odprtín, katerih vpliv smo podrobneje raziskali v poglavju 6.4, na odziv stenskega elementa pomembno vplivajo tudi način sidranja (lastnosti in razporeditev sider), dimenzija samega panela, velikost vertikalne obtežbe ter vpetostni robni pogoji. Vsi rezultati, razen pri študiji vpliva razporeditve sider, so odzivi polnih stenskih elementov z enakomerno razporejenimi štirimi sidri. Togost elementov je določena po postopku, prikazanem na eni izmed predhodnih slik

(Slika 52), nosilnost pa smo zaradi velike podajnosti sten z odprtinami omejili z najstrožjim kriterijem mejnih pomikov, to je $0,5 \% h$ oz. 13,5 mm. To je tudi pomik, pri katerem polni stenski panelni element iz preiskav doseže svojo maksimalno nosilnost (Slika 51), pri večjih pomikih pa mu nosilnost že začne upadati, zato ti rezultati ne bi bili več ustrezni.

6.3.1 Vpliv razporeditve sider

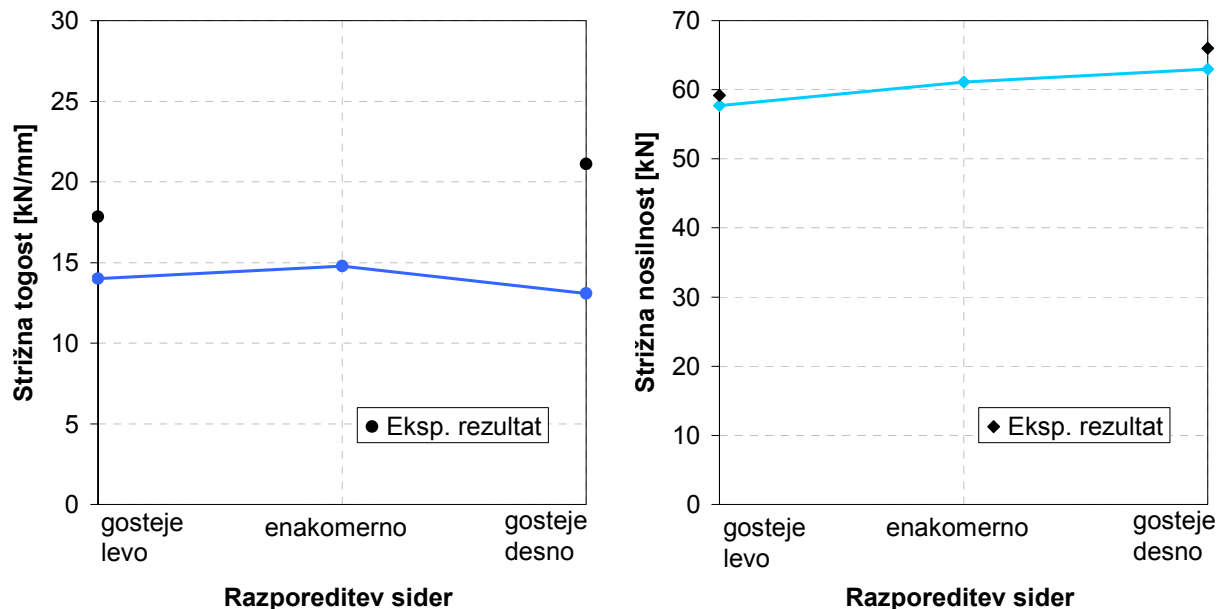
Vpliv razporeditve sider prikažemo z odzivi treh stenskih elementov z različno razporeditvijo sider. Prvi stenski element ima sidra nameščena gosteje na levi strani stene glede na preizkušanelec W14 (Slika 44), drugi ima sidra razporejena simetrično enakomerno in tretji ravno simetrično prvemu, to je z zgostitvijo sider na desni strani stene. Pozitivna vodoravna obtežba se na stene nanaša vedno iz leve proti desni.



Slika 64: Vpliv razporeditve sider na odziv stenskega elementa

Kot je razvidno iz zgornje slike (Slika 64) in kot je bilo že prej omenjeno, je vpliv sider največji pri večjih vodoravnih obtežbah, ko stena že začne rotirati okoli tlačnega roba. Medtem ko se togost stene skoraj ne spremeni, je nosilnost pri pozitivnem vodoravnem obremenjevanju večja pri stenah z gostejšo razporeditvijo sider na desni strani stene. K

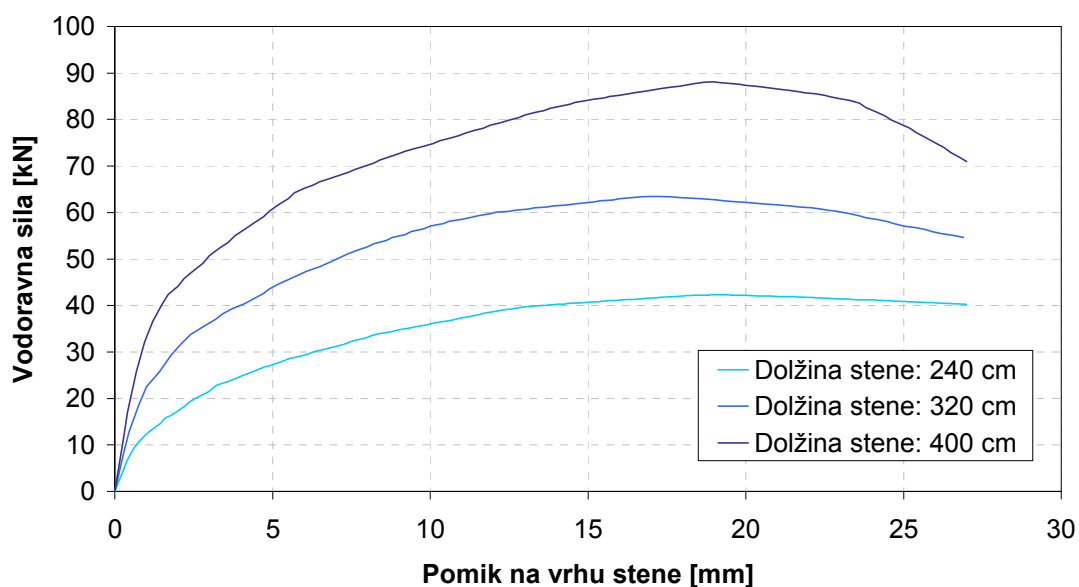
nosilnosti namreč največ prispevajo sidra, ki so najbolj oddaljena od točke rotacije in če so na tej strani sidra gosteje razporejena, nudijo večji odpor vneseni vodoravni obtežbi.



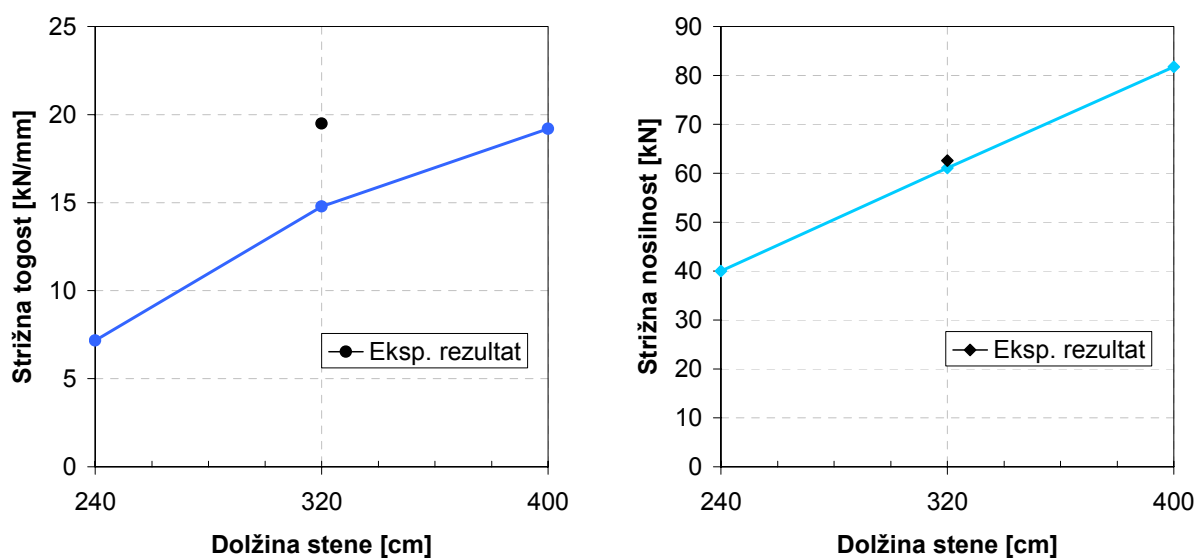
Slika 65: Vpliv razporeditve sider na strižno nosilnost in togost stenskega elementa

6.3.2 Vpliv dolžine stene

V računalniškem programu naredimo modele treh različno dolgih sten z enakomerno razporeditvijo sider: dolžine 240 cm, 320 cm in 400 cm. Iz spodnje slike (Slika 66) je razvidno, da dolžina stene močno vpliva tako na strižno nosilnost kot na strižno togost stene. Daljša ko je stena, daljša je ročica vertikalne obtežbe, medtem ko se ročica vodoravne obtežbe, to je višina stene, ne spreminja. Tako za začetek rotacije stene potrebujemo večjo horizontalno silo, da njen moment premaga moment, ki ga na tlačnem robu povzroča vertikalna obtežba. Vertikalna obtežba ima vse večji vpliv kljub temu, da njene vrednosti na tekoči meter ne povečujemo. Posledično se stena z večanjem svoje dolžine obnaša vse bolj strižno in je vse bolj toga. V drugi fazi, ko začne stena rotirati in začnejo delovati sidra v navpični smeri, so zopet zaradi daljše razdalje do točke rotacije ročice prijemališč sider večje, obremenitev na posamezno sidro manjša in sama nosilnost stene je večja. Glede na spodnjo sliko (Slika 67) lahko rečemo, da strižna nosilnost in strižna togost z večanjem dolžine stene naraščata linearno.



Slika 66: Vpliv dolžine panela na odziv stenskega elementa

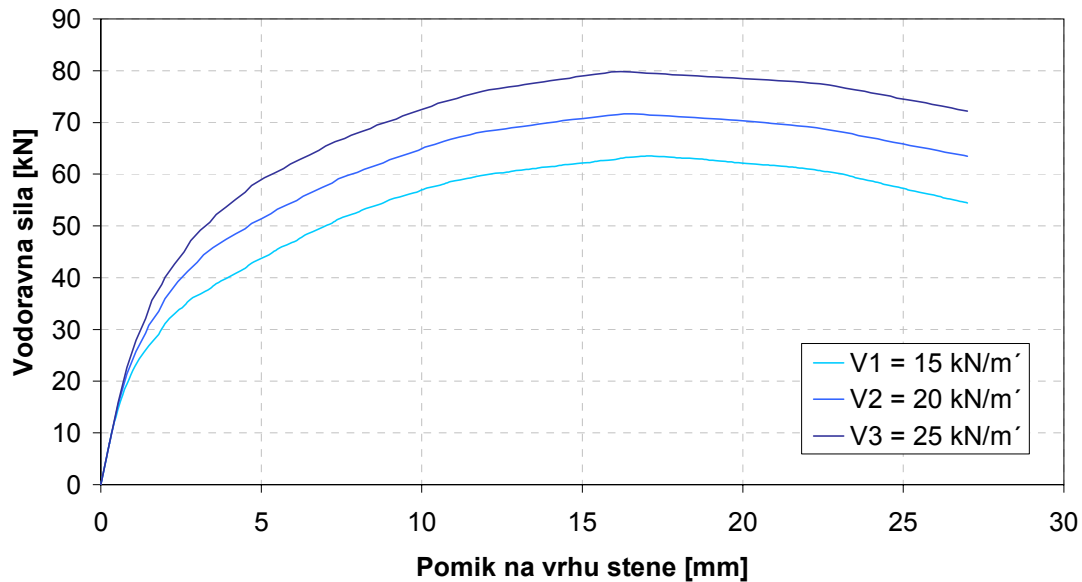


Slika 67: Vpliv dolžine panela na strižno nosilnost in togost stenskega elementa

6.3.3 Vpliv vertikalne obtežbe

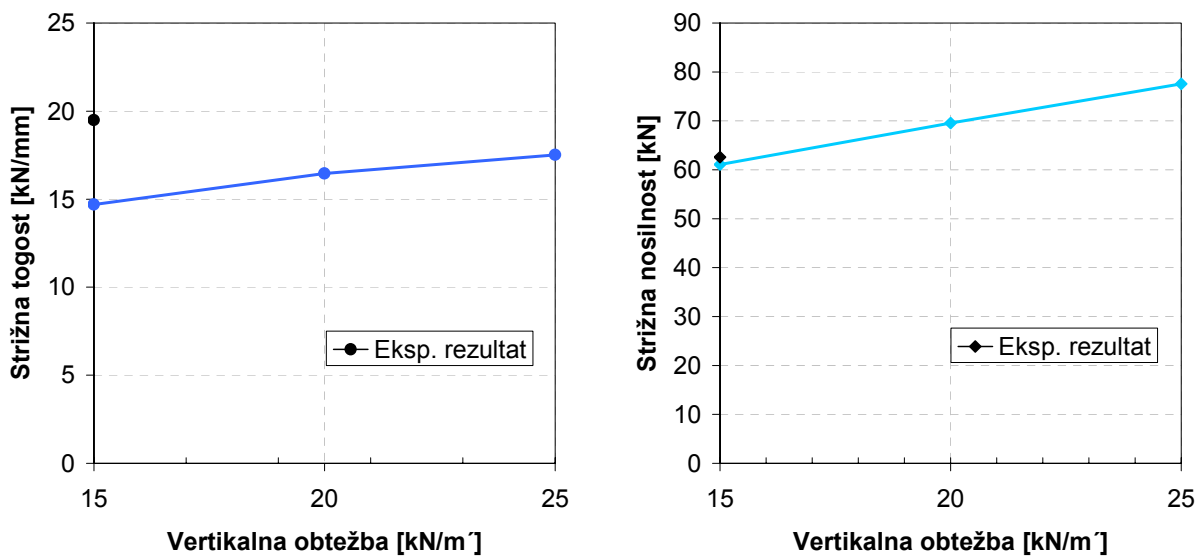
Vertikalna obtežba ima velik vpliv na strižno nosilnost in togost stene, zato je pomembno, da pravilno ocenimo vertikalno obremenitev stene v realni konstrukciji. Večja vertikalna obtežba spodbuja strižno obnašanje stenskega elementa, kar vpliva tako na togost kot na nosilnost

stene. Z večanjem vertikalne obtežbe se večja tudi sila trenja med temeljno konstrukcijo in stenskim panelom, kar dodatno preprečuje zdrs stene in razbremenjuje sidra v prečni smeri.



Slika 68: Vpliv vertikalne obtežbe na odziv stenskega elementa

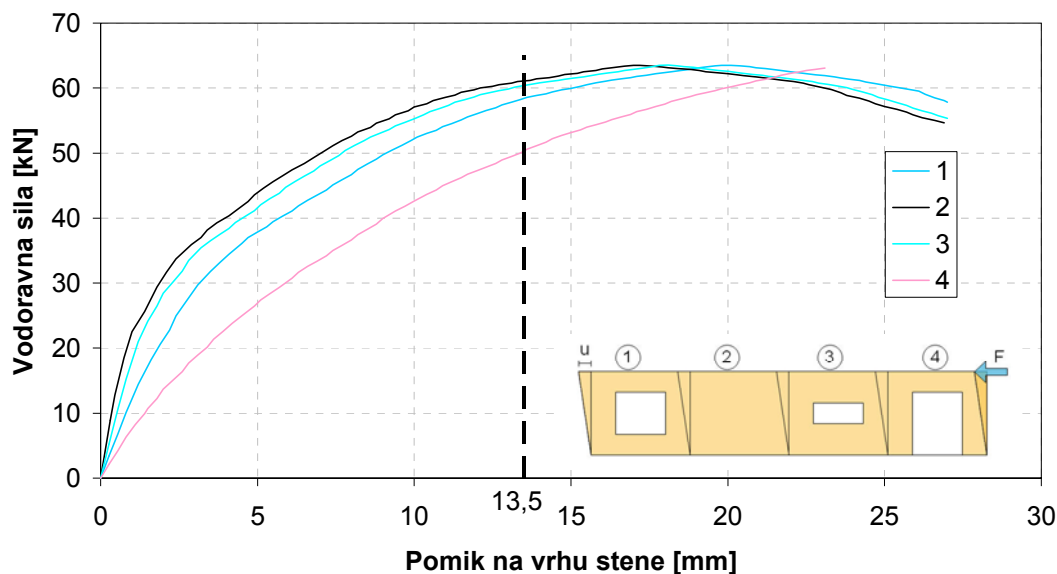
Tudi pri vplivu vertikalne obtežbe na strižno nosilnost in togost stene lahko zaključimo, da se vrednosti z večanjem vertikalne obtežbe povečujejo linearno (Slika 69).



Slika 69: Vpliv vertikalne obtežbe na strižno nosilnost in togost stenskega elementa

6.4 Vpliv odprtin na strižno odpornost stenskega elementa

Kot je bilo videti že iz rezultatov preiskav, odprtine zmanjšujejo predvsem togost lesenega panela, kar seveda močno vpliva na odziv celotnega stenskega elementa. Stena z odprtinami je bistveno bolj podajna kot polna stena, medtem ko maksimalna sila, s katero se element upira vsiljenim pomikom, ostaja skoraj nespremenjena. Vendar pa je ta vrednost maksimalnega odpora sten z odprtinami ravno zaradi njihove podajnosti dosežena pri velikih pomikih, ki so že izven dopustnih po mejnem stanju uporabnosti. V realni konstrukciji so stene z različnimi odprtinami in različnih togosti vezane zaporedno. Ko konstrukciji na vrhu vsilimo določen pomik, se vsaka odzove z določenim odporom (Slika 70). Z največjim stena brez odprtin in z manjšimi stene z odprtinami sorazmerno z njihovo togostjo. Zato je smiselno, da nosilnost stene definiramo kot vrednost sile pri določenem mejnem pomiku, v našem primeru $0,5 \% h$ oz. 13,5 mm. Pri taki definiciji nosilnosti pa opazimo, da odprtine vplivajo tudi na nosilnost sten.



Slika 70: Zaporedna vezava sten

6.4.1 Parametrična študija vpliva odprtin

S prilagoditvijo predlaganega računskega modela in dobljenimi rezultati lahko primerjamo odzive, nosilnosti ter togosti sten z različnimi velikostmi in oblikami odprtin. Stene z

različnimi odprtini sistematično uredimo v tri podobne matrike (spodaj), s štirimi vrsticami in tremi stolpci, za tri različne dolžine sten (240 cm, 320 cm in 400 cm). Znotraj matrike se po stolpcih veča dolžina odprtine (ki znaša od $\frac{1}{4}$ do $\frac{3}{4}$ dolžine stene), po vrsticah pa višina odprtine (od $\frac{1}{4}$ do $\frac{3}{4}$ višine stene). V zadnji vrstici matrike so velikosti odprtín enake kot v tretji vrstici, le da odprtine zadnje vrstice predstavljajo odprtine za vrata, ostale pa za okna. Vsaka stena je ne glede na dolžino sidrana s štirimi sidri, ki so razporejena simetrično in enakomerno. Vertikalna obtežba na stenah znaša $15 \text{ kN/m}'$, tako kot pri preiskavah.

Preglednica 11: Matrika sten dolžine 240 cm z različnimi velikostmi odprtín

Dim.stene: $l = 240 \text{ cm}$ $h = 270 \text{ cm}$		Delež dolžine odprtine		
		$\frac{1}{4} l$	$\frac{2}{4} l$	$\frac{3}{4} l$
		①	②	③
Delež višine odprtine	$\frac{1}{4} h$ ①			
	$\frac{2}{4} h$ ②			
	$\frac{3}{4} h$ ③			
	$\frac{3}{4} h$ ④			

Preglednica 12: Matrika sten dolžine 320 cm z različnimi velikostmi odprtin

Dim.stene: $l = 320$ cm $h = 270$ cm		Delež dolžine odprtine		
		$\frac{1}{4} l$	$\frac{2}{4} l$	$\frac{3}{4} l$
		①	②	③
Delež višine odprtine	$\frac{1}{4} h$ (a)			
	$\frac{2}{4} h$ (b)			
	$\frac{3}{4} h$ (c)			
	$\frac{3}{4} h$ (d)			

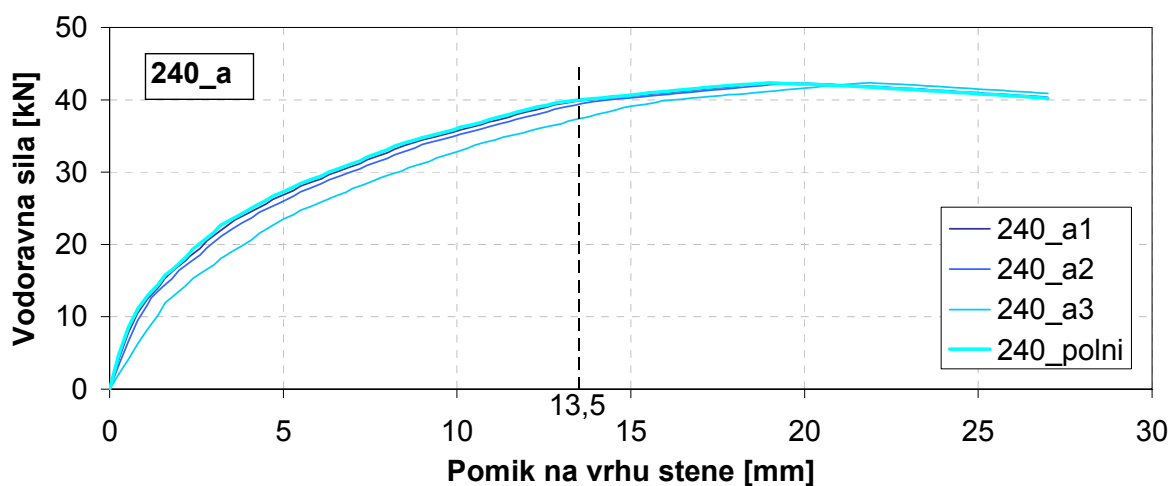
Preglednica 13: Matrika sten dolžine 400 cm z različnimi velikostmi odprtin

Dim.stene: $l = 400$ cm $h = 270$ cm		Delež dolžine odprtine		
		$\frac{1}{4} l$	$\frac{2}{4} l$	$\frac{3}{4} l$
		①	②	③
Delež višine odprtine	$\frac{1}{4} h$			
	$\frac{2}{4} h$			
	$\frac{3}{4} h$			
	$\frac{3}{4} h$			

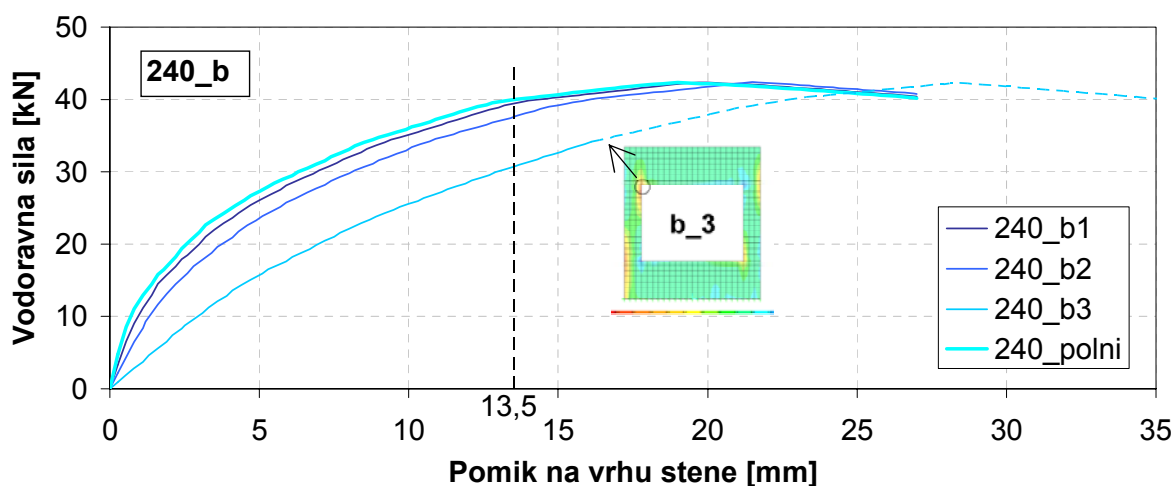
Na spodnjih diagramih so prikazani odzivi stenskih elementov iz zgornjih matrik. Pri stenah z večjimi odprtinami pride do napake pri odzivi računskega modela. Predlagani računski model v SAP-u namreč ne upošteva nelinearnih materialnih karakteristik lesenega panela in tako ne upošteva padca nosilnosti celotne stene ob prekoračenih napetostih v lesenem panelnem elementu. Pri stenskem elementu brez odprtine so najšibkejši člen ponavadi sidra in porušitev stene je v tem primeru v skladu s potresno varno gradnjo duktilna. Stenski paneli z velikimi odprtinami pa so tako podajni, da zaradi velikih pomikov najšibkejši člen niso več sidra, temveč lesen panel sam. Taka porušitev oz. porušitev po lesu, je krhka porušitev in po

načelih potresno odporne gradnje ni dopustna. Odzive stenskih elementov, kjer je prišlo do prekoračitve karakteristične trdnosti lesenega panela, ročno popravimo in na spodnjih diagramih upoštevamo samo polne linije odzivov. Do prekoračitev napetosti v lesenem elementu prihaja v zgornjih vogalih odprtin, pri krajših stenah pa tudi na točki rotacije oz. na tlačnem spodnjem vogalu stene. Karakteristično trdnost tri-slojnega križno lepljenega panela določimo po že omenjeni enačbi (7 oz. 8). Upoštevamo strožjo od vrednosti in karakteristično trdnost lesa GL28h množimo s sestavim faktorjem k_4 .

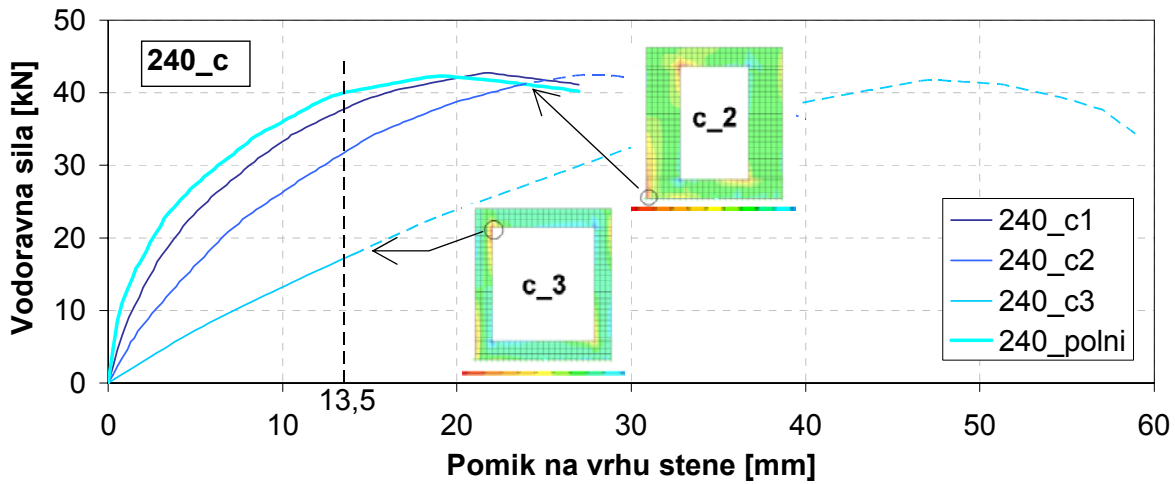
$$f_{m,90,ef} = f_{m,0}^{GL28h} \cdot k_4 = 2,8 \text{ kN/cm}^2 \cdot 0,383 = 1,072 \text{ kN/cm}^2 \quad (15)$$



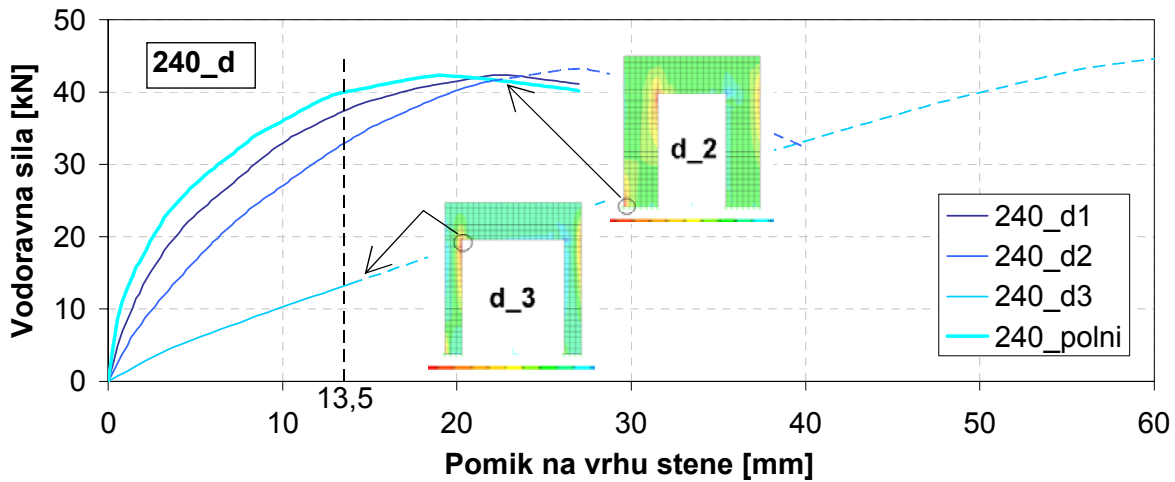
Slika 71: Odzivi sten dolžine 240 cm skupine a



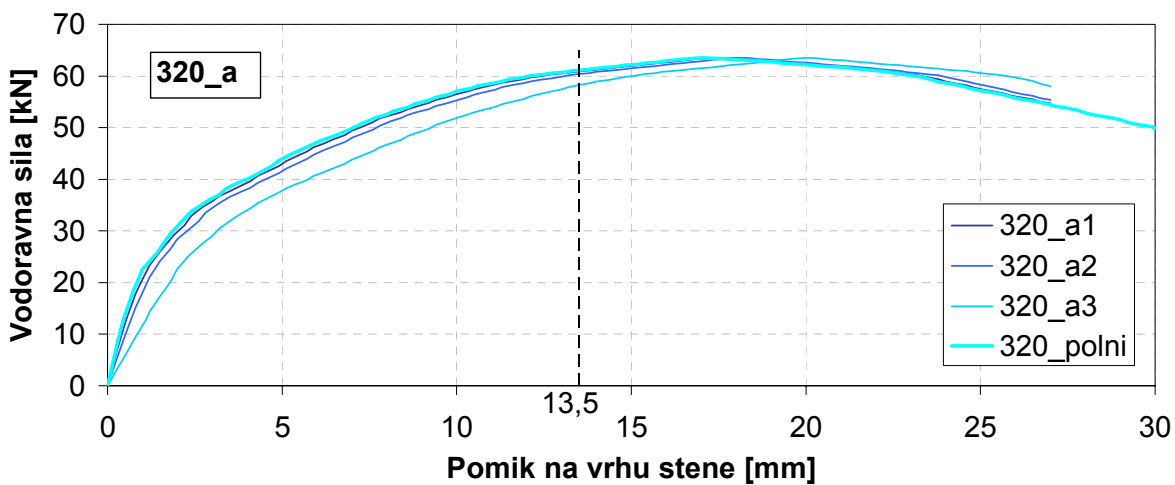
Slika 72: Odzivi sten dolžine 240 cm skupine b



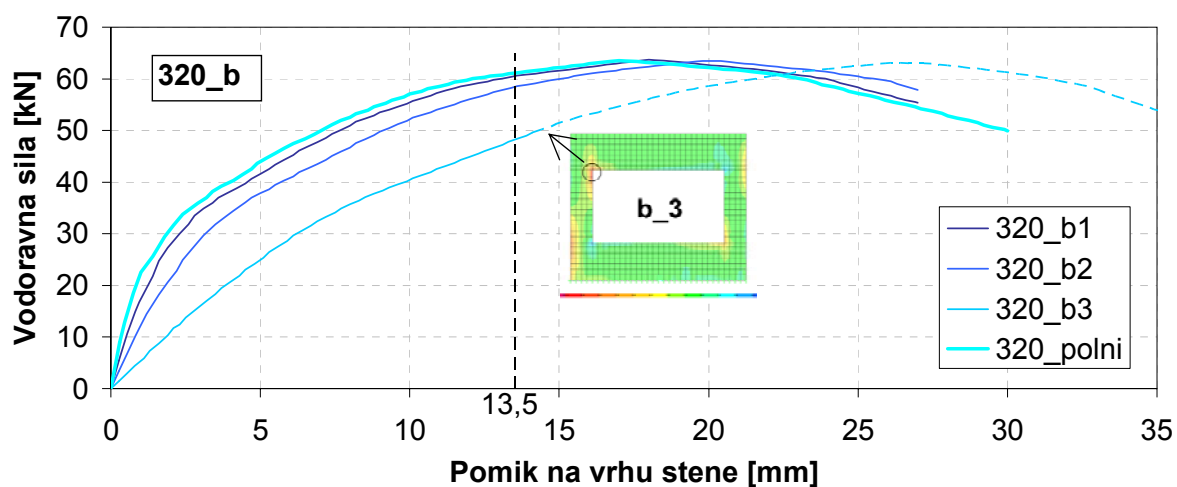
Slika 73: Odzivi sten dolžine 240 cm skupine c



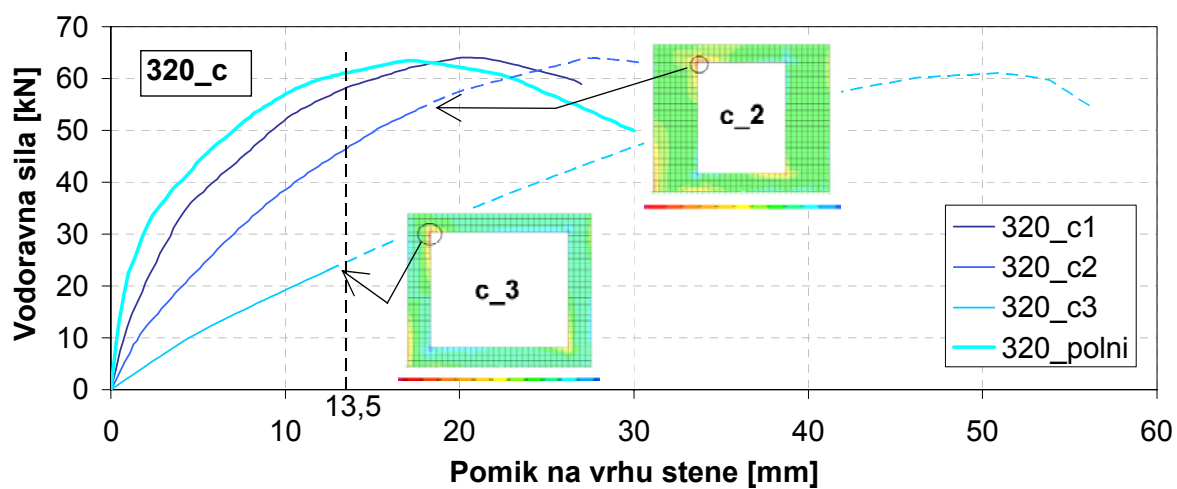
Slika 74: Odzivi sten dolžine 240 cm skupine d



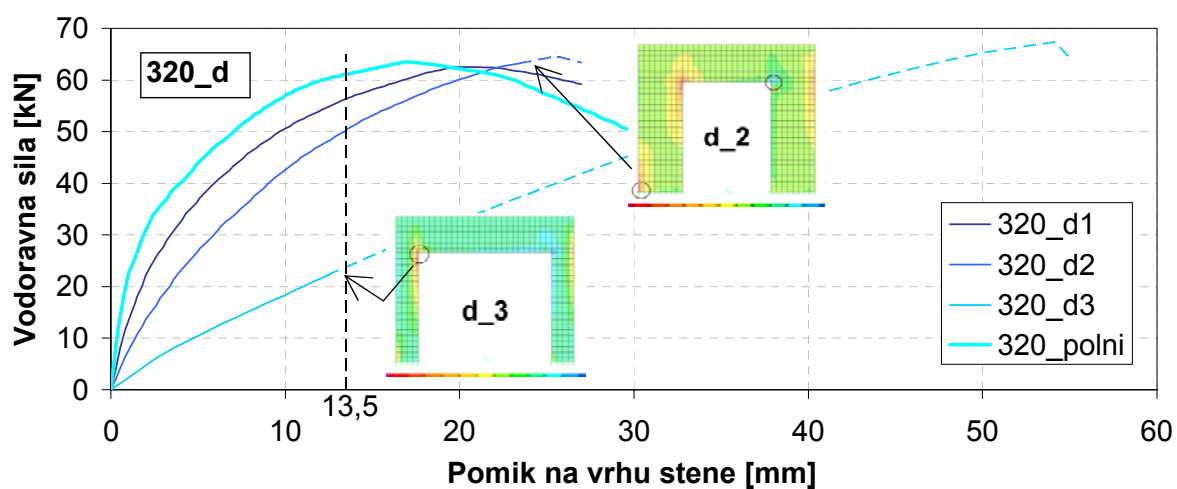
Slika 75: Odzivi sten dolžine 320 cm skupine a



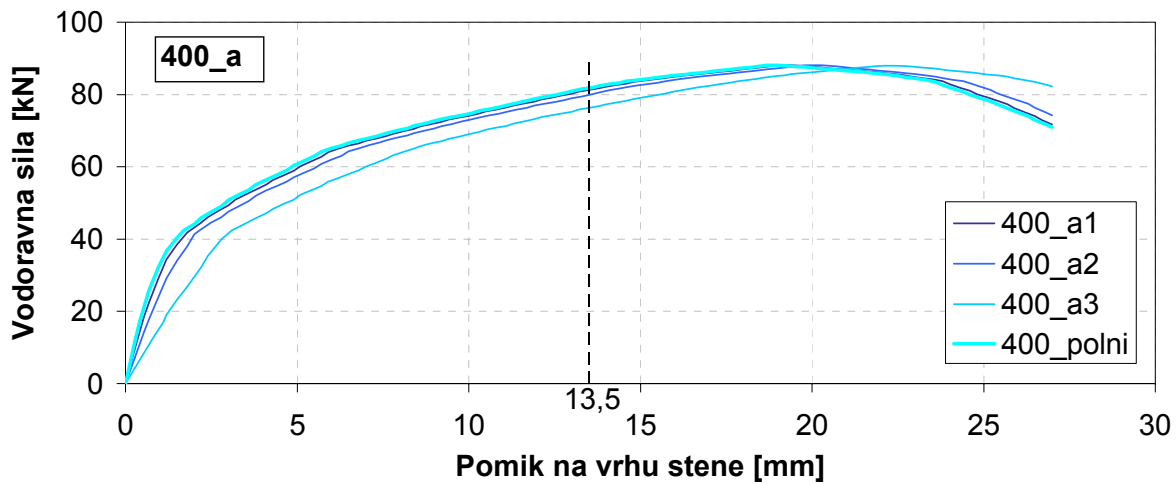
Slika 76: Odzivi sten dolžine 320 cm skupine b



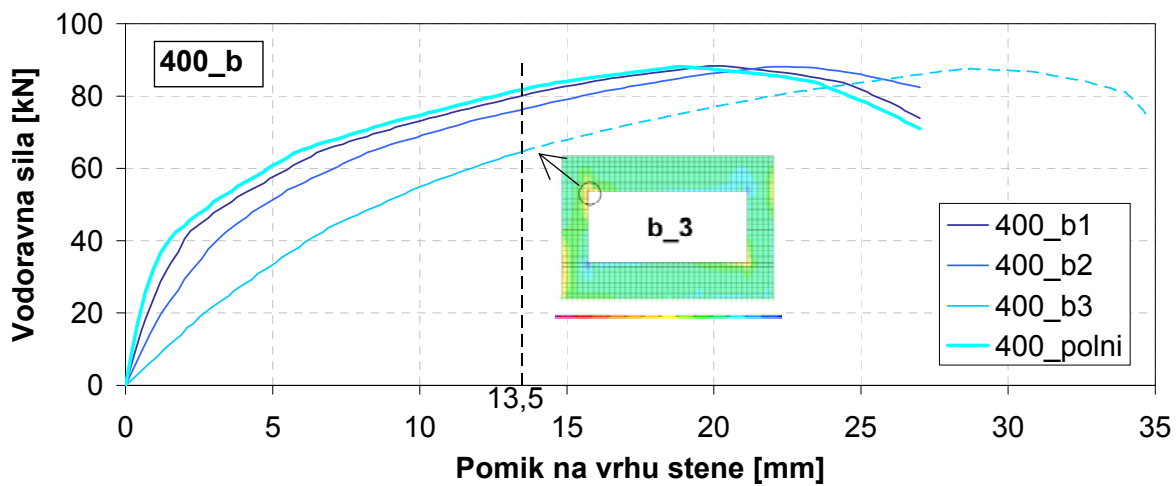
Slika 77: Odzivi sten dolžine 320 cm skupine c



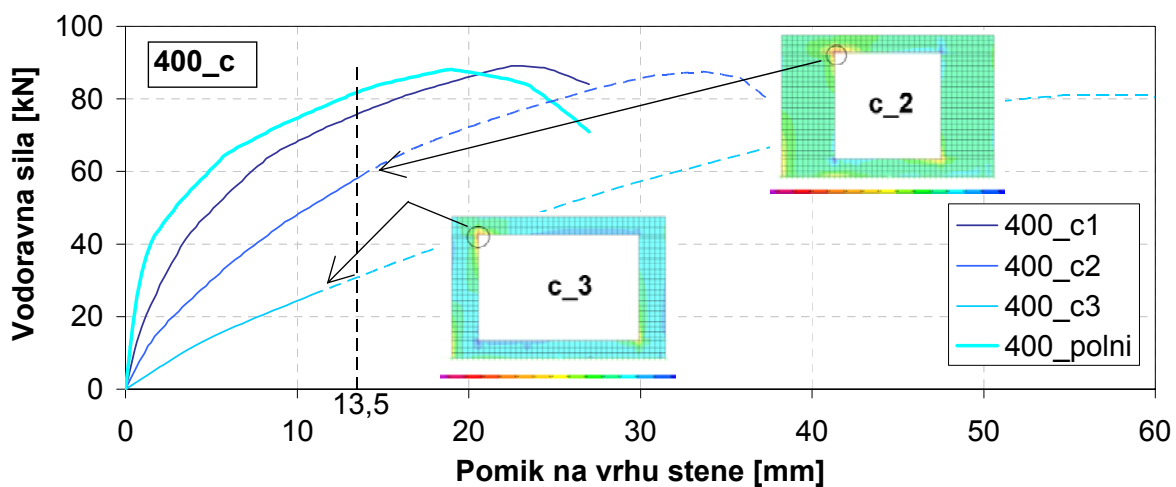
Slika 78: Odzivi sten dolžine 320 cm skupine d



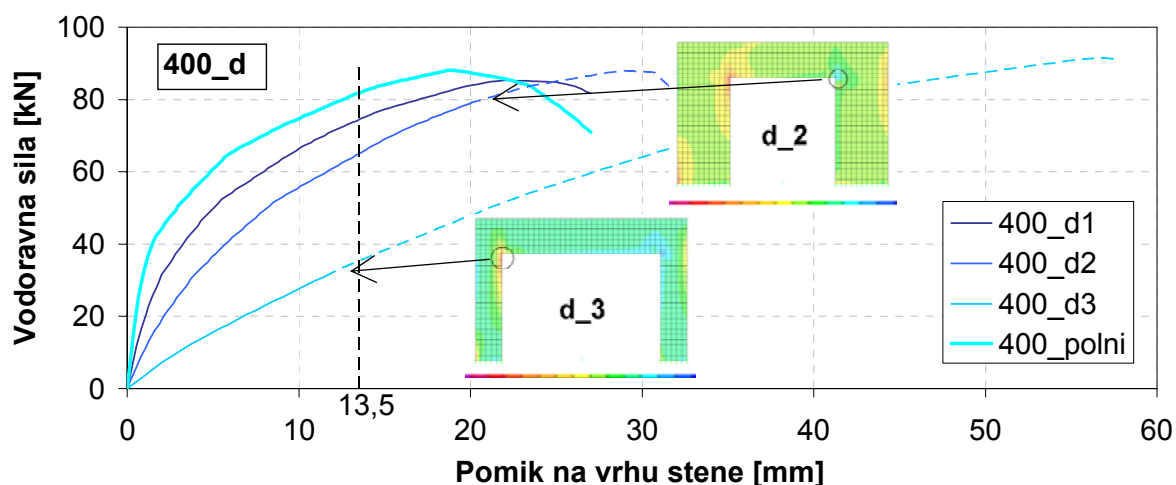
Slika 79: Odzivi sten dolžine 400 cm skupine a



Slika 80: Odzivi sten dolžine 400 cm skupine b



Slika 81: Odzivi sten dolžine 400 cm skupine c



Slika 82: Odzivi sten dolžine 400 cm skupine d

Za lažjo primerjavo nosilnosti oz. togosti posameznih sten z različnimi odprtinami si pomagamo s spodnjo preglednico (

Preglednica 14), v kateri primerjamo delež nosilnosti oz. togosti elementa z določeno odprtino glede na polni stenski element.

Preglednica 14: Odstotek nosilnosti oz. togosti sten z odprtinami glede na nosilnost oz. togost stene brez odprtin

	Odstotek nosilnosti glede na polni panel			Odstotek togosti glede na polni panel		
	240 cm	320 cm	400 cm	240 cm	320 cm	400 cm
a1	99,6	99,6	99,4	96,9	94,8	88,6
a2	98,5	98,9	97,7	89,9	82,3	78,9
a3	93,4	95,3	93,3	69,5	61,5	59,7
b1	98,6	99,0	97,9	87,3	82,3	79,8
b2	94,0	95,6	93,3	71,5	60,0	56,1
b3	76,7	78,9	79,0	42,1	33,2	33,8
c1	94,3	95,3	92,7	69,8	57,3	51,0
c2	79,2	76,1	71,1	44,4	29,6	31,8
c3	42,8	40,3	30,7	17,0	15,5	15,1
d1	93,5	92,4	91,0	68,8	54,5	57,2
d2	82,2	82,4	79,5	43,1	33,3	36,2
d3	34,5	39,0	36,3	16,5	14,1	16,3

Za podrobnejšo primerjavo med stenami z različnimi velikostmi in oblikami odprtín se spet spomnimo že omenjenega koeficienta odprtín (r), deleža površine odprtín stenskega elementa (α) ter deleža dolžine delov stene, ki so polni po celotni višini stenskega elementa (β). Oznake so pojasnjene z enačbo (1) in prikazane na eni izmed zgornjih slik (Slika 13). Vrednosti le-teh za posamezne stene iz zgornjih matrik so navedene v spodnji preglednici (Preglednica 15).

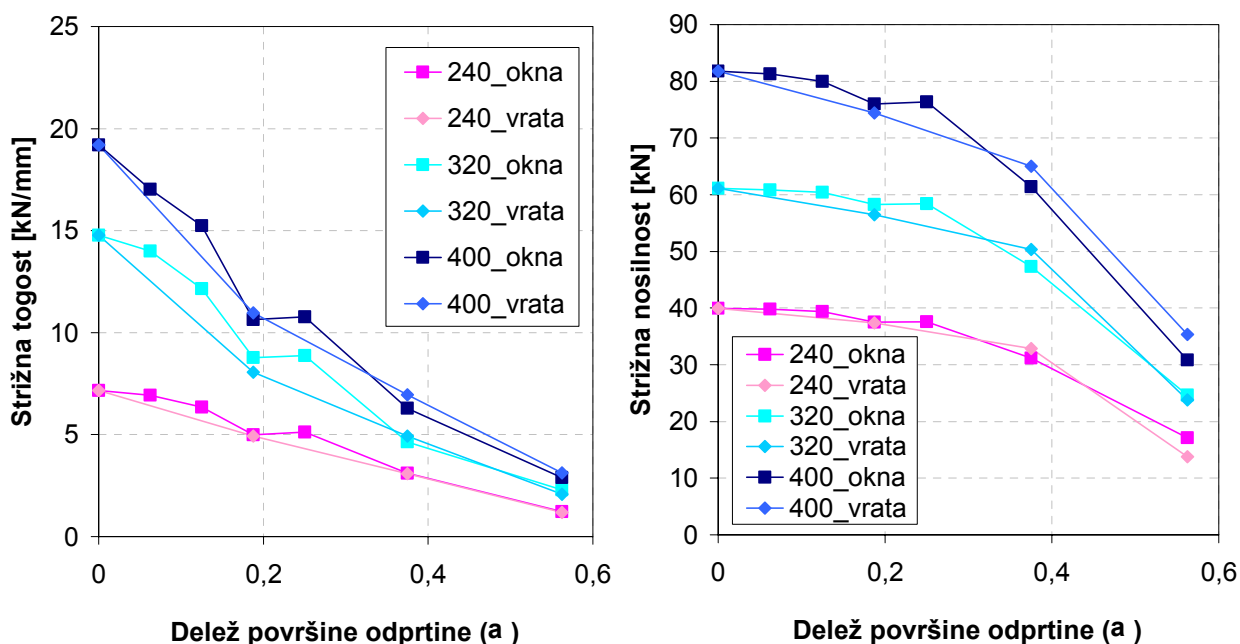
Preglednica 15: Vrednosti α , β ter r za stene z odprtínami različnih dimenzij

	1	2	3
a	$\alpha = 0,0625$ $\beta = 0,75$ $r = 0,923$	$\alpha = 0,125$ $\beta = 0,5$ $r = 0,8$	$\alpha = 0,1875$ $\beta = 0,25$ $r = 0,5714$
b	$\alpha = 0,125$ $\beta = 0,75$ $r = 0,857$	$\alpha = 0,25$ $\beta = 0,5$ $r = 0,66$	$\alpha = 0,375$ $\beta = 0,25$ $r = 0,4$
c	$\alpha = 0,1875$ $\beta = 0,75$ $r = 0,8$	$\alpha = 0,375$ $\beta = 0,5$ $r = 0,5714$	$\alpha = 0,5625$ $\beta = 0,25$ $r = 0,3077$
d	$\alpha = 0,1875$ $\beta = 0,75$ $r = 0,8$	$\alpha = 0,375$ $\beta = 0,5$ $r = 0,5714$	$\alpha = 0,5625$ $\beta = 0,25$ $r = 0,3077$

Vpliv površine odprtín na nosilnost oz. togost sten je prikazan na spodnji sliki (Slika 83). Pri diagramu strižne togosti v odvisnosti od površine odprtine je oblika tendenčne linije konveksna, medtem ko odvisnost strižne nosilnosti od površine odprtine zaznamuje konkavna krivulja. To spet potrjuje ugotovitev, da je ravno togost stenskega elementa veliko bolj občutljiva na velikost odprtín, saj z večanjem deleža površine odprtine pada veliko hitreje kot nosilnost elementa. Zaključimo lahko, da pri velikosti odprtine 30% površine celotne stene nosilnost stene pade le za približno 10%, medtem ko ima togost le še 50% vrednosti togosti glede na togost polne stene. Pri vrednostih $\alpha = 0,5$ nosilnost pade približno za polovico, vendar pa je togost stene že tako majhna, da taka stena v zaporedni vezavi sten ne bi več

nudila odpornosti horizontalni obtežbi. Zato sten z deležem površine odprtin $\alpha > 0,5$ ne upoštevamo pri projektiranju konstrukcij.

Poglejmo še razlike med posameznimi rezultati različnih dolžin sten. Iz zgornje preglednice (Preglednica 14) opazimo, da je vpliv odprtin na nosilnost sten, če primerjamo stene različnih dolžin z enakim deležem odprtin, približno enak ne glede na dolžino stene. To na spodnji sliki (Slika 83) kažejo podobni nakloni krivulj za različne dolžine sten. Z daljšanjem dolžine stene se namreč krivulja premakne približno vzporedno navzgor. Pri primerjavah strižne togosti lahko ugotovimo, da je pri daljših stenah vpliv odprtin večji kot pri krajših. Z daljšanjem dolžine stene je namreč diagram togosti v odvisnosti od deleža površine odprtine vedno bolj strm. To pripisujemo temu, da se stene daljših dolžin obnašajo bolj strižno, pri tem pa ima na samo togost stenskega elementa velik vpliv togost lesenega panela, ki se z večanjem odprtine manjša.



Slika 83: Strižna togost oz. strižna nosilnost v odvisnosti od deleža površine odprtin

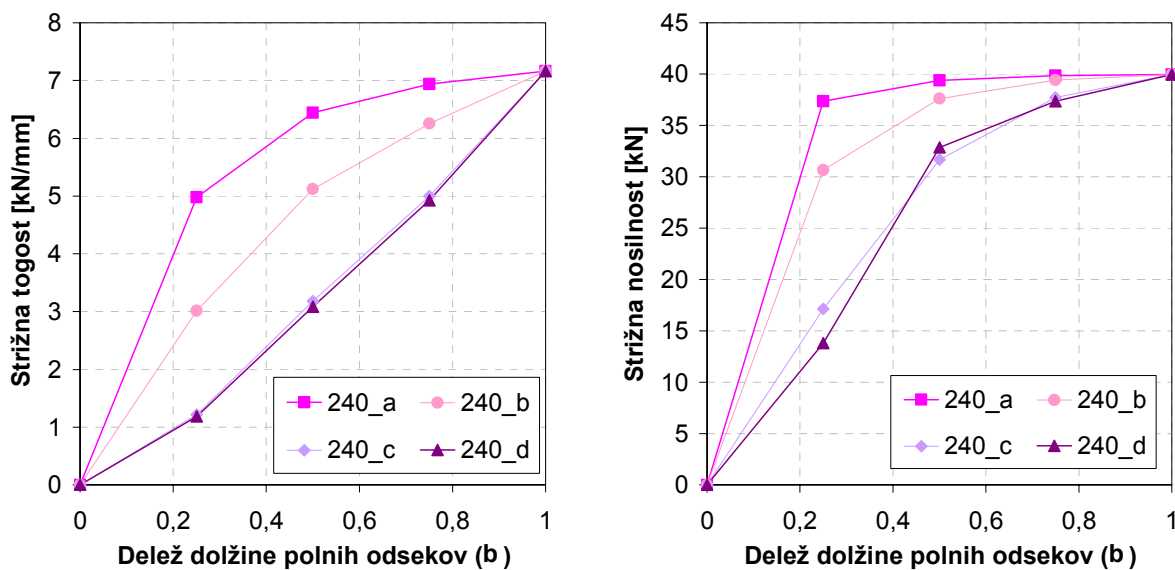
V zgornji preglednici

Preglednica 14) lahko opazimo tudi razliko med rezultati odziva sten, ki imajo isti delež površine odprtine, vendar različno obliko odprtine (npr. a2 – b1, a3 – c1). Med rezultati odzivov sten a2 in b1 ni večjih razlik, medtem ko pri večjih površinah odprtin (a3 – c1)

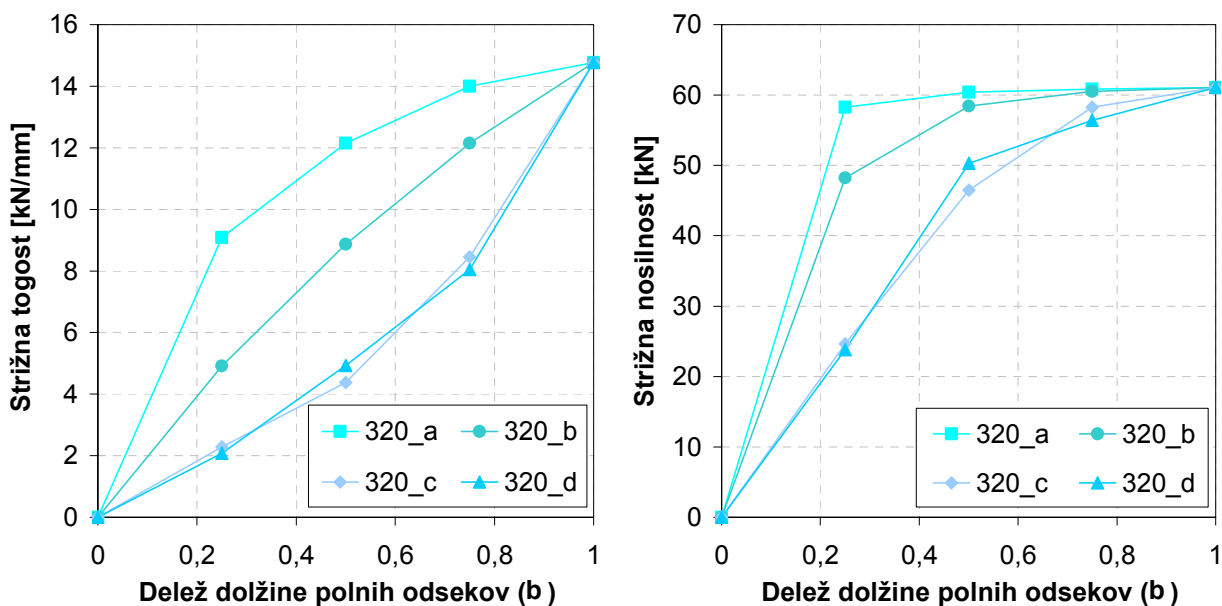
opazimo predvsem razhajanje vrednosti pri strižnih togostih. Z daljšanjem dolžine stene je razlika med togostjo stene a3 in togostjo stene c1 vedno večja. Poleg prejšnje ugotovitve, da se z daljšanjem dolžine stene vpliv odprtín na togost stene povečuje, lahko sedaj dodamo še, da je togost daljše stene bolj občutljiva ne samo na velikost, temveč tudi na samo obliko odprtine. Stena c1 dolžine 400 cm (ki ima vertikalno obliko odprtine) ima namreč nižjo togost od stene a3 dolžine 400 cm z enako veliko odprtino, vendar je ta horizontalne oblike. Tako lahko za daljše stene rečemo, da so stene z vertikalnimi odprtínami manj toge od sten s horizontalnimi oblikami odprtín.

Primerjajmo še stene z istim deležem površine odprtín skupine c (z okni) in d (z vrati). Opazimo lahko, da ni večjih razlik med rezultati. To dokazuje, da ima del stene pod odprtino precej majhen vpliv na odziv stene. Sigurno pa ima večji doprinos k togosti celotne stene ravno del stene nad odprtino, ki pa je navadno vedno prisoten tako pri odprtínah za okna kot za vrata.

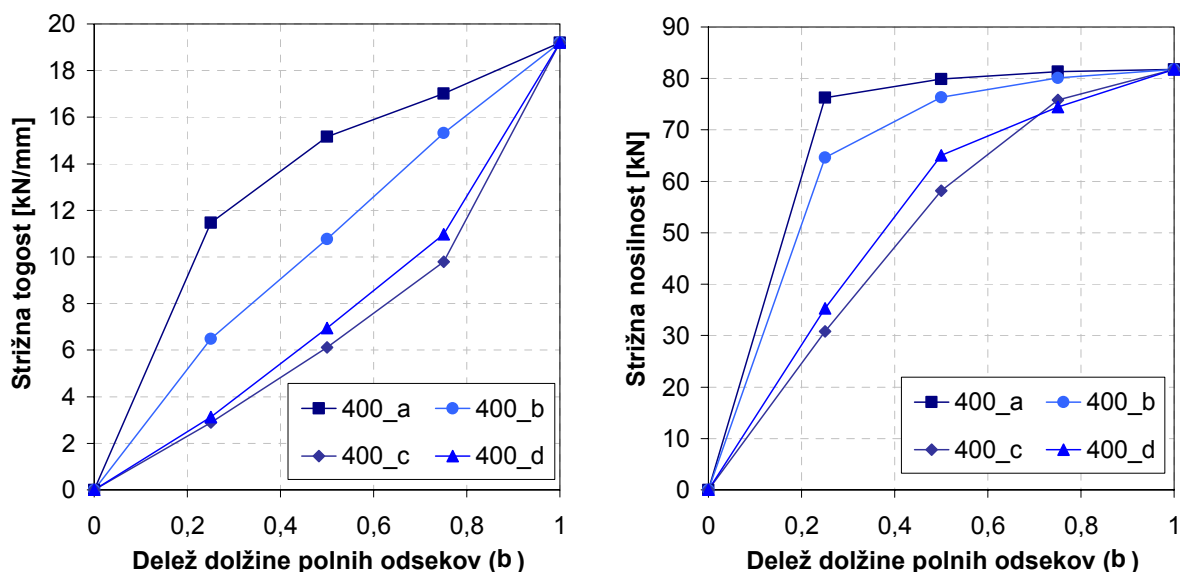
Zaključke o vplivu odprtín, do katerih smo prišli iz zgornjih preglednic in diagramov, lahko potrdimo tudi z opazovanjem spodnjih diagramov odvisnosti strižne togosti oz. nosilnosti od deleža dolžine polnih vertikalnih odsekov stene β (Slika 84, Slika 85, Slika 86). Vidimo lahko, da strižno togost oz. nosilnost sten z odprtínami ne moremo ocenjevati samo na podlagi podatka o dolžini polnih stenskih elementov, saj se vrednosti pri istem β lahko razlikujejo tudi za 50 %, kar pa je zelo odvisno od višine odprtine.



Slika 84: Strižna togost oz. strižna nosilnost stene dolžine 240 cm v odvisnosti od deleža dolžine polnih vertikalnih odsekov stene



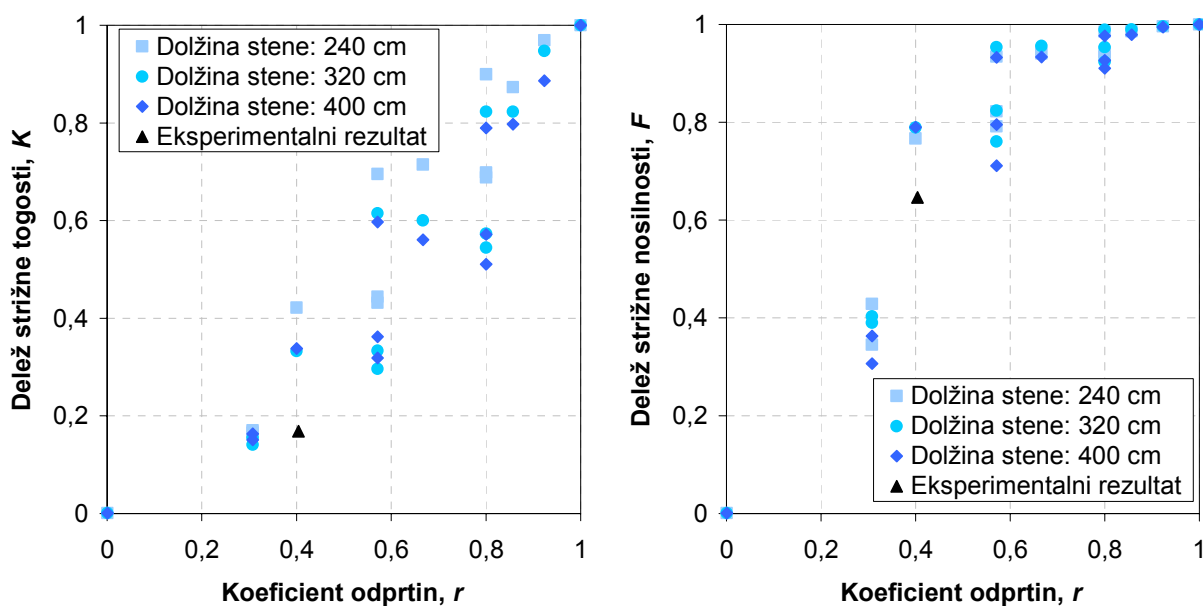
Slika 85: Strižna togost oz. strižna nosilnost stene dolžine 320 cm v odvisnosti od deleža dolžine polnih vertikalnih odsekov stene



Slika 86: Strižna togost oz. strižna nosilnost stene dolžine 400 cm v odvisnosti od deleža dolžine polnih vertikalnih odsekov stene

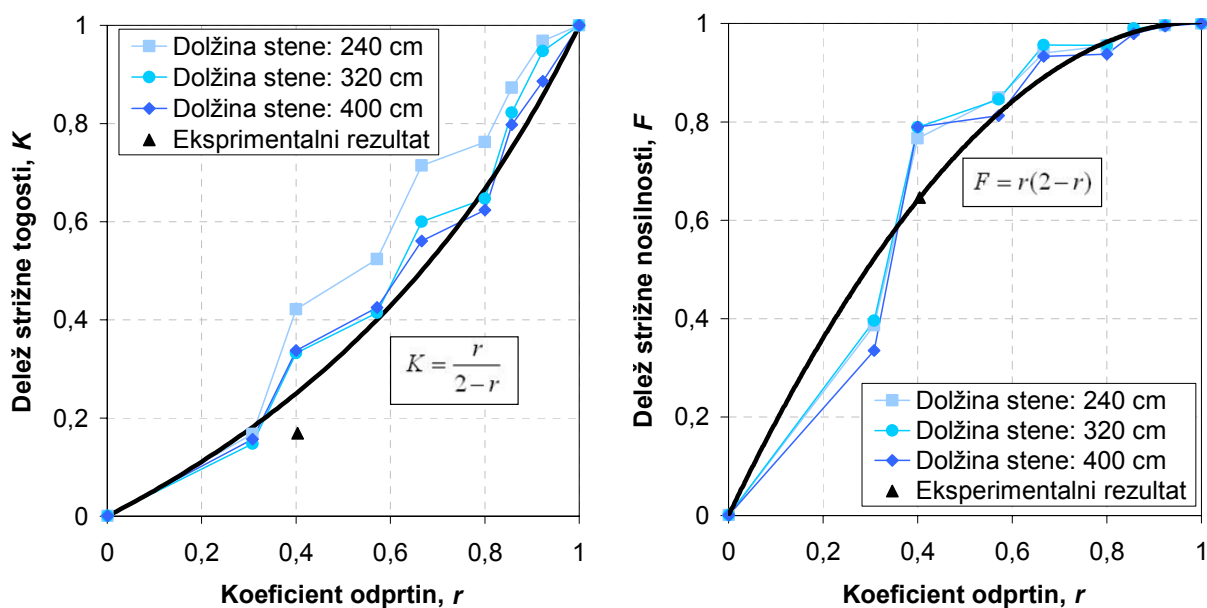
Ker smo iz zgornjih diagramov ugotovili, da je vpliv odprtín na strižno togost oz. nosilnost sten odvisen tako od velikosti kakor tudi od oblike odprtín, za neodvisno spremenljivko v diagramih uporabimo koeficient odprtín. Koeficient odprtín, ki ga je definirala Sugiyama, upošteva tako velikost kot tudi obliko odprtine (en. 1). Z večanjem deleža površine odprtín se koeficient odprtín manjša in obratno, kar lahko vidimo tudi iz matrik obravnavanih sten in iz zgornje preglednice (Preglednica 15). Koeficient odprtín je pri dveh stenskih elementih z enakim deležem površine odprtín manjši pri stenskem elementu, ki ima odprtine bolj horizontalnih oblik. Pri polnem panelu je vrednost koeficienta odprtín enaka 1.

Na spodnjih slikah (Slika 87 in Slika 88) predstavlja delež strižne togosti (K) razmerje med strižno togostjo stene z odprtínami in strižno togostjo polne stene enakih dimenzij; delež strižne nosilnosti (F) pa predstavlja razmerje med strižno nosilnostjo stene z odprtínami in strižno nosilnostjo polne stene enakih dimenzij.



Slika 87: Delež strižne togosti oz. nosilnosti v odvisnosti od koeficienta odprtín

Na zgornjih diagramih (Slika 87) so prikazani rezultati vseh sten, ki smo jih preučevali v sklopu parametrične študije. Tendenčni krivulji odvisnosti togosti in nosilnosti sten z odprtini od koeficienta odprtín sta izrisani na spodnjih diagramih (Slika 88), kjer so vrisane povprečne vrednosti rezultatov sten z enako vrednostjo koeficienta odprtín. Ponovno lahko opazimo, da s padanjem koeficienta odprtín delež strižne togosti upada hitreje kot delež strižne nosilnosti. Pri manjših vrednostih koeficienta odprtín pride do odstopanj rezultatov od tendenčne krivulje, vendar pa se moramo zavedati, da koeficient odprtine z vrednostjo npr. 0,4 predstavlja že zelo veliko površino odprtine glede na površino celotne stene. Kot smo ugotovili, pri takih stenah zaradi velike podajnosti lahko pride do krhke porušitve po lesu, ki je nesprejemljiva za potresno odporno gradnjo. Prav tako je togost teh sten tako majhna, da pri morebitni zaporedni vezavi te stene ne prevzemajo obtežbe in jih pri projektiranju tudi ne upoštevamo.



Slika 88: Delež strižne togosti oz. nosilnosti in tendenčni krivulji

Iz slike 88 je razvidno, da se eksperimentalni rezultat na diagramu nosilnosti popolnoma ujema s pripadajočo tendenčno krivuljo, medtem ko na diagramu togosti pride do odstopanja med vrednostmi. Za to obstaja več razlogov. Prvi je odstopanje vrednosti med togostmi iz računskega modela in eksperimentalnih rezultatov, kljub temu da grafični odzivi ne kažejo take razlike (Slika 60, Slika 61). To je lahko tudi posledica samega postopka določevanja togosti iz odziva elementa, ki v raziskovalnih krogih ni enotno definiran oz. ni nujno ustrezen za določen odziv. Upoštevati je treba, da je stena iz eksperimentalnih preiskav specifična tako zaradi odprtín (ima namreč dve odprtini, za okno in za vrata) kot zaradi nesimetrične razporeditve sider. Tako tudi vrisani eksperimentalni rezultat predstavlja povprečje vrednosti rezultatov obremenjevanja v negativni in pozitivni smeri. Poleg vsega pa, kot je že bilo omenjeno, vrednost koeficient 0,4 pomeni veliko podajnost stene in prekoračitev karakterističnih trdnosti v lesu, medtem ko naš računski model upošteva linearne materialne karakteristike. Zato lahko zaključimo, da je računski model popolnoma ustrezen predvsem za stene z večjimi vrednostmi koeficientov odprtín, ko do porušitve stene pride zaradi popustitve sider. Taka porušitev je duktilna porušitev in ustreza zahtevam potresno varne gradnje.

Za dobljeni tendenčni krivulji izpišemo še enačbi:

$$K = \frac{r}{2-r} \quad (16)$$

$$F = r(2-r) \quad (17)$$

kjer pomeni:

K delež strižne togosti,

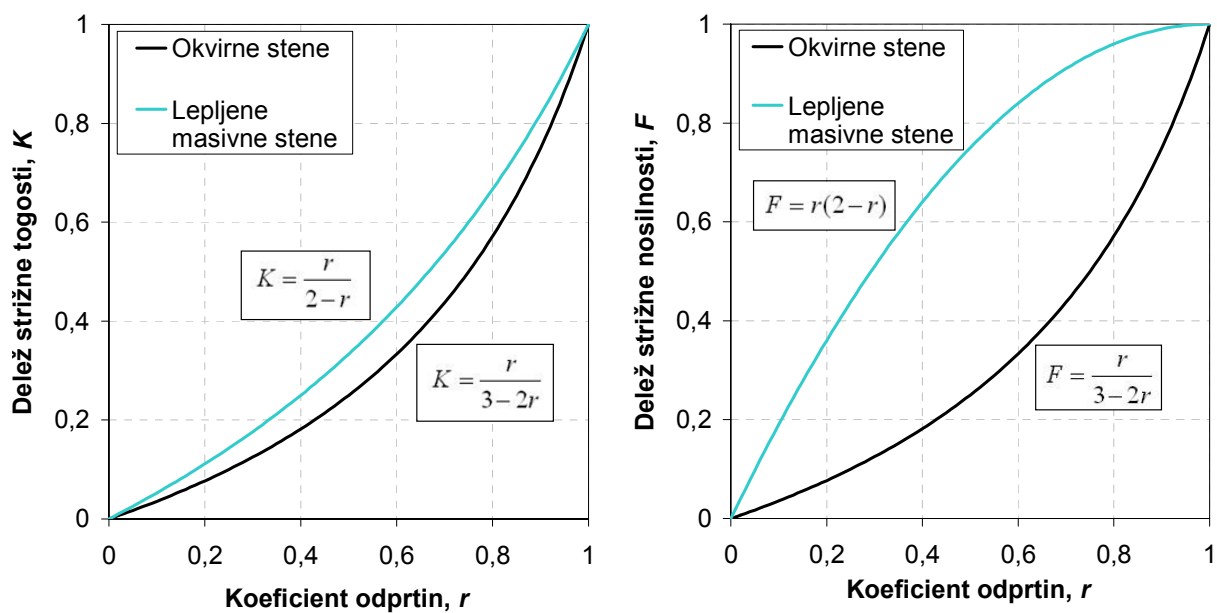
F delež strižne nosilnosti in

r koeficient odprtín

S pomočjo zgornjih enačb (en. 16 in 17) lahko sedaj določimo strižno togost in strižno nosilnost lesene lepljene masivne stene z različnimi odprtínami, če poznamo strižno togost in strižno nosilnost polnega stenskega elementa enakih dimenzij.

6.4.2 Primerjava vpliva odprtín pri masivnih in okvirnih lesenih stenah

Na spodnji sliki (Slika 89) sta prikazana diagrama strižne togosti in nosilnosti v odvisnosti od koeficienta odprtín pri lesenih okvirnih stenah in lepljenih lesenih masivnih stenah. Tendenčni krivulji odvisnosti togosti in nosilnosti lesenih okvirnih sten sta dobljeni iz rezultatov preiskav H. Sugiyame in M. Yasumure, ki so opisane v poglavju 4.1; krivulji za lepljene masivne stene pa sta rezultat parametrične študije vpliva odprtín na osnovi računskega modela, ki sem ga izdelala na podlagi rezultatov eksperimentalnih preiskav križno lepljenih masivnih sten. Opazimo, da pri obeh sistemih lesenih sten odprtine podobno vplivajo na togost elementa, medtem ko pri odvisnosti nosilnosti od vpliva odprtín opazimo velika razhajanja. Medtem ko odprtine pri masivnih lesenih stenah vplivajo predvsem na togost stenskega elementa, je pri okvirnih stenah vpliv tako na togost kot na nosilnost elementa glede na rezultate preiskav enak.



Slika 89: Vpliv odprtín na strižno togost oz. nosilnost lesenih okvirnih in lesenih lepljenih masivnih sten

7 ZAKLJUČKI

Zaradi ekološke osveščenosti ljudi, ekonomičnosti gradnje pri porabi materiala in časa ter ostalih prednosti, ki jih nudijo lesene konstrukcije, je gradnja lesenih montažnih objektov močno v porastu. Za zagotovitev potresne varnosti teh objektov je potrebno natančno poznati tako lastnosti uporabljenih materialov (les, vezna sredstva) kot tudi mehanske lastnosti sestavljenih osnovnih elementov konstrukcije (strižnih sten), ki objektu zagotavljajo togost in nosilnost. Najzanesljivejše podatke o dejanskem odzivu osnovnega elementa nam dajejo rezultati eksperimentalne preiskave nosilnega stenskega elementa. Te podatke lahko uporabimo za izdelavo ustreznega računskega modela, s katerim lahko kasneje s 3D analizo določimo vpliv potresne obtežbe na celotno konstrukcijo. Raziskovanje na področju lesenih konstrukcij se postopoma premika v smeri iz linearnega v nelinearno modeliranje odziva konstrukcijskih in veznih elementov, iz statičnega obteževanja v eni smeri h kvazi statičnemu cikličnemu obteževanju, iz konstrukcijskih sklopov brez odprtín h konstrukcijam z odprtínami. Pri projektiranju lesenih sten z odprtínami se sicer kot posamezni konzolni elementi upoštevajo le segmenti stene, ki so polni po celotni višini stene, deli stene nad in pod odprtínami pa se ne upoštevajo in ne prispevajo k celotnemu obnašanju stene. Tak način projektiranja lahko vodi do podcenjevanja strižne nosilnosti in togosti celotne stavbe. V tej diplomski nalogi je zato podrobneje raziskan vpliv odprtín na strižno nosilnost in togost lesenih sten.

Vpliv odprtín na lesenih okvirnih stenah sta raziskovala H. Sugiyama in M. Yasumura. Izvedla sta vrsto preiskav na lesenih okvirnih stenah z monotonim obteževanjem in ugotavljala vpliv oblike in velikosti odprtín ter vpliv sistema nameščanja oblog na strižne karakteristike stenskih panelov. Glavni rezultat te študije je bila leta 1981 objavljena empirična enačba, ki omogoča določitev strižne nosilnosti in togosti lesne okvirne stene z odprtínami, če sta znani strižna nosilnost in togost polne stene enakih dimenzij. Ugotovila sta, da tako strižna togost kot strižna nosilnost v odvisnosti od koeficienta odprtín na enak način naraščata, in sicer neodvisno od oblike odprtín in sistema nameščanja oblog.

Leta 1996 sta J. D. Dolan in A. C. Johnson iz ZDA objavila rezultate preiskav na okvirnih lesenih stenah, s katerimi sta raziskala vpliv odprtín na strižno odpornost tako pri monotonem kot pri cikličnem obremenjevanju in preverila točnost Sugiyamove empirične enačbe. Rezultati preiskav z monotonim obremenjevanjem so pokazali, da Sugiyamova enačba za vse preizkušance konzervativno napoveduje tako strižno togost kot strižno nosilnosti. Rezultati preiskav s cikličnim obremenjevanjem, ki so merodajni za potresno varno projektiranje, so pokazali razlike v odzivih preizkušancev pri obeh vrstah obteževanja. Nosilnost lesenih okvirnih sten pri cikličnih preiskavah je bila do 30 % nižja od nosilnosti sten pri monotonem obremenjevanju, medtem ko je bila togost pri polnem panelu približno 10 % večja od strižne togosti pri monotonem obremenjevanju, pri preizkušancih z odprtínami pa je bila nekoliko nižja.

V sklopu diplomske naloge sem podrobneje proučevala vpliv pri lepljenih lesenih masivnih stenah, podobno kot so omenjeni raziskovalci raziskali vpliv odprtín pri okvirnih lesenih stenah. V laboratoriju Fakultete za gradbeništvo in geodezijo v Ljubljani smo preizkušali lesene križno lepljene masivne stene avstrijskega podjetja KLH Massivholz GmbH pri kombinirani konstantni vertikalni in ciklični horizontalni obtežbi. Po opravljenih eksperimentalnih preiskavah sem s programom za računanje konstrukcij po metodi končnih elementov SAP 2000 Nonlinear V8 izdelala računski model tako polnega stenskega elementa kot tudi stenskega elementa z odprtínami. Dejanskim pogojem pri cikličnem obremenjevanju sem se skušala približati z natančnim simuliranjem robnih pogojev, obtežbe in z uporabo dejanskih materialnih ter geometrijskih karakteristik lesenega panela ter mehanskih karakteristik sider pri cikličnem obremenjevanju, ki smo jih dobili s predhodnimi preiskavami. Glavna cilja izdelave računskega modela strižne stene sta bila dva: študija različnih vplivov na strižne karakteristike stenskih elementov (vplivi razporeditve sider, dolžine stenskega elementa, velikosti vertikalne obtežbe ter vplivi odprtín) in njegova nadaljnja uporaba za modeliranje in izračun odziva celotne lesene konstrukcije na potresno oz. vetrno obtežbo.

Vpliv razporeditve sider je največji pri večjih vodoravnih obtežbah, ko stena že začne rotirati okoli tlačnega roba. K nosilnosti celotne stene največ prispevajo sidra, ki so najbolj oddaljena od točke rotacije in če so na natezni stani stene sidra gosteje razporejena, nudijo

večji odpor vneseni horizontalni obtežbi. Ugotovljeno je bilo, da strižna togost in strižna nosilnost naraščata linearno tako z naraščanjem dolžine stene kakor tudi vertikalne obtežbe.

Vpliv odprtín na odziv stenskih elementov se kaže predvsem z zmanjšanjem togosti oz. z večjo podajnostjo sten z odprtínami. Rezultati parametrične študije vpliva odprtín pokažejo pomanjkljivost računskega modela. Ta namreč ne upošteva nelinearnih materialnih karakteristik lesenega panela in tako ne upošteva padca nosilnosti celotne stene ob prekoračenih napetostih v lesenem panelnem elementu. Za razliko od polnih stenskih elementov, kjer do porušitve prihaja v sidrih, pri stenah z večjimi odprtínami zaradi njihove velike podajnosti pride do prekoračitve karakterističnih trdnosti samega lesenega panela. Do prekoračitev napetosti v lesenem elementu prihaja v zgornjih vogalih odprtín, pri krajših stenah pa tudi na točki rotacije oz. na tlačnem spodnjem vogalu stene. Takim porušitvam se moramo za zagotovitev potresno odporne konstrukcije izogibati.

Strižno togost in strižno nosilnost sten z odprtínami sem proučevala v odvisnosti od površine odprtine, dolžine delov polnih vertikalnih odsekov stene ter v odvisnosti od koeficienta odprtín. Odvisnost strižne togosti od površine odprtine zaznamuje konveksna krivulja, odvisnost strižne nosilnosti pa konkavna tendenčna krivulja. Zaključimo lahko, da pri velikosti odprtine 30% površine celotne stene nosilnost stene pade le za približno 10%, medtem ko ima togost le še 50% vrednosti togosti polne stene. Stene, ki imajo delež površine odprtín večji od 0,5, kljub njihovi nosilnosti zaradi velike podajnosti ne upoštevamo pri projektiranju konstrukcij. Ugotovila sem tudi, da je togost daljših sten bolj občutljiva tako na velikost kot tudi na obliko odprtín. Stene z vertikalnimi odprtínami so se izkazale kot bolj podajne od sten s horizontalnimi oblikami odprtín.

Ker sem ugotovila, da sta strižna togost in nosilnost odvisni tako od velikosti kot tudi od oblike odprtín, njuno odvisnost izrazim s koeficientom odprtín, ki zajema oba faktorja dimenzije odprtine. Glavni rezultat diplomske naloge sta enačbi, s katerima lahko izračunamo strižno togost in strižno nosilnost stene z odprtínami, če poznamo strižno togost in strižno nosilnost polnega stenskega elementa enakih dimenzij. Ti enačbi lahko tudi primerjamo s Sugiyamovo empirično enačbo za izračun togosti in nosilnosti lesenih okvirnih sten z odprtínami.

Zaključim lahko, da je predlagani računski model popolnoma ustrezen in uporaben tako za izračun odziva posameznega stenskega elementa z odprtini ali brez kot tudi za izračun odziva celotne konstrukcije. Omenjeni pomanjkljivosti se izognemo tako, da pri projektiranju objekta sten s koeficientom odprtín manjšim od 0,4 zaradi njihove velike podajnosti in možnosti porušitve po lesu ne upoštevamo kot nosilne. Pri stenah z večjim koeficientom odprtín prihaja do duktilne porušitve po sidrih. Taka porušitev pa je kot kontrolirana ustrezna za zagotovitev potresne varnosti objektov.

8 VIRI

Blass, H. J., Fellmoser, P. 2004. Design of solid wood panels with cross layers. Proceedings of the 8th World Conference on Timber Engineering, WCTE 2004, June 14-17, 2004, Lahti, Finland; pp: 543-548.

Dujič, B., 2001. Eksperimentalno podprto modeliranje odziva lesenih okvirnih panelov na vodoravno ciklično obtežbo. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 239 str.

Fajfar, P. 1995. Osnove potresnega inženirstva. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 83 str.

Johnson, A. C., Dolan, J. D. 1996. Performance of Long Shear Walls with Openings. International Wood Engineering Conference, New Orleans, Louisiana: pp. 337-344.

Kušar, M. 2004. Strižne preiskave lepljenih masivnih lesenih sten. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Organizacijska smer: 65 str.

Line, P., Douglas, B. K. 1996. Perforated Shearwall Design Method. International Wood Engineering Conference, New Orleans, Louisiana: pp. 345-349.

Massivholz GmbH KLH Technische Dokumentation

Stepišnik, Ž. 2005. Eksperimentalne preiskave nosilnosti kotnih sider pri sidranju lesenih masivnih stenskih elementov. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Visokošolski strokovni študij, Konstrukcijska smer: 70 str.

Tomažević, M. 1991. Uvod v eksperimentalno analizo gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 224 str.

Yasumura, M., 1986. Racking Resistance of Wooden Frame Walls with Various Openings. Proceedings of the Joint Meeting CIB-W18, IUFRO-S5.02, Florence, Italy: str. 1-24.

Yasumura, M., Sugiyama, H. 1984. Shear Properties of Plywood-sheathed Wall Panels with Opening, Transactions of the Architectural Institute of Japan No. 338: str. 88-96.

Standardi:

SIST EN 1998-1, 2004. Eurocod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij. Del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe.

SIST EN 1995-1, 1998. Eurocod 5: Projektiranje lesenih konstrukcij. Del 1: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SIST EN 1991-1, 1998. Eurocod 1: Osnove projektiranja in vplivi na konstrukcije.

Slike objavljene na internetnih naslovih:

<http://www.klh.at/> (23.10.2005)