

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
za gradbeništvo
in geodezijo



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

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

To je izvirna različica zaključnega dela.

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

Povšič, N., 2016. Ocena faktorja dodatne nosilnosti in analiza odnosa med pomiki in poškodovanostjo sten JUBHome. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M., somentor Snoj, J.): 35 str.
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/5923/>

Datum arhiviranja: 27-09-2016

University
of Ljubljana
Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



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

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

This is original version of final thesis.

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

Povšič, N., 2016. Ocena faktorja dodatne nosilnosti in analiza odnosa med pomiki in poškodovanostjo sten JUBHome. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Dolšek, M., co-supervisor Snoj, J.): 35 pp.

<http://drugg.fgg.uni-lj.si/5923/>

Archiving Date: 27-09-2016

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI
PROGRAM PRVE STOPNJE
GRADBENIŠTVO

Kandidat:

NEJC POVŠIČ

**OCENA FAKTORJA DODATNE NOSILNOSTI IN
ANALIZA ODNOSA MED POMIKI IN
POŠKODOVANOSTJO STEN JUBHHOME**

Diplomska naloga št.: 270/B-GR

**ESTIMATION OF THE OVERSTRENGTH FACTOR
AND ANALYSIS OF DISPLACEMENT-DAMAGE
RELATIONSHIP OF JUBHOME WALLS**

Graduation thesis No.: 270/B-GR

Mentor:

prof. dr. Matjaž Dolšek

Somentor:

asist. dr. Jure Snoj

Ljubljana, 22. 09. 2016

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Spodaj podpisani/-a študent/-ka **NEJC POVŠIČ**, vpisna številka **26110441**, avtor/-ica pisnega zaključnega dela študija z naslovom: **Ocena faktorja dodatne nosilnosti in analiza odnosa med pomiki in poškodovanostjo sten JUBHome**

IZJAVLJAM

1. *Obkrožite eno od variant a) ali b)*
 - a) da je pisno zaključno delo študija rezultat mojega samostojnega dela;
 - b) da je pisno zaključno delo študija rezultat lastnega dela več kandidatov in izpolnjuje pogoje, ki jih Statut UL določa za skupna zaključna dela študija ter je v zahtevanem deležu rezultat mojega samostojnega dela;
2. da je tiskana oblika pisnega zaključnega dela študija istovetna elektronski obliki pisnega zaključnega dela študija;
3. da sem pridobil/-a vsa potrebna dovoljenja za uporabo podatkov in avtorskih del v pisnem zaključnem delu študija in jih v pisnem zaključnem delu študija jasno označil/-a;
4. da sem pri pripravi pisnega zaključnega dela študija ravnal/-a v skladu z etičnimi načeli in, kjer je to potrebno, za raziskavo pridobil/-a soglasje etične komisije;
5. soglašam, da se elektronska oblika pisnega zaključnega dela študija uporabi za preverjanje podobnosti vsebine z drugimi deli s programsko opremo za preverjanje podobnosti vsebine, ki je povezana s študijskim informacijskim sistemom članice;
6. da na UL neodplačno, neizključno, prostorsko in časovno neomejeno prenašam pravico shranitve avtorskega dela v elektronski obliki, pravico reproduciranja ter pravico dajanja pisnega zaključnega dela študija na voljo javnosti na svetovnem spletu preko Repozitorija UL;
7. da dovoljujem objavo svojih osebnih podatkov, ki so navedeni v pisnem zaključnem delu študija in tej izjavi, skupaj z objavo pisnega zaključnega dela študija.

V/Na: Grgarju

Datum: 13. september 2016

Podpis študenta/-ke:

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.04(043.2)
Avtor:	Nejc Povšič
Mentor:	prof. dr. Matjaž Dolšek
Somentor:	asist. dr. Jure Snoj
Naslov:	Ocena faktorja dodatne nosilnosti in analiza odnosa med pomiki in poškodovanostjo sten JUBHome
Tip dokumenta:	diplomska naloga – univerzitetni študij
Obseg in oprema:	35 str., 12 pregl., 20 sl., 29 en.
Ključne besede:	JUBHome, faktor dodatne nosilnosti, faktor negotovosti pri gradnji, poškodbe, upogibna nosilnost, strižna nosilnost

Izvleček

V prvem delu diplomske naloge so opisani preizkusi sten JUBHome WALL, ki so bili izvedeni na Zavodu za gradbeništvo Slovenije in Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani. Trije preizkušanci so bili zasnovani tako, da je v njih prevladovalo upogibno obnašanje, pri desetih pa strižno obnašanje. Osnovni rezultat meritev je odnos med horizontalno silo in zasukom sten. Poškodovanost stene je definirana s štirimi mejnimi stanji: mejno stanje prvih razpok, mejno stanje nosilnosti, mejno stanje blizu porušitve in mejno stanje porušitve. Mejna stanja poškodovanosti so povezana s parametri potresnih zahtev, kot so strižne sile in zasuki sten.

V nadaljevanju je opisan postopek določitve faktorja dodatne nosilnosti. Faktor predstavlja razmerje med dejansko nosilnostjo, izmerjeno med preizkusi, in projektno nosilnostjo, ki jo določa standard. Pri stenah s prevladujočim upogibnim obnašanjem smo preko razmerja med najvišjo izmerjeno nosilnostjo in projektno upogibno nosilnostjo določili faktor 1,5. Za stene s prevladujočim strižnim obnašanjem smo glede na razmerje med največjo izmerjeno nosilnostjo in projektno strižno nosilnostjo izbrali faktor 2,0.

V zadnjem delu naloge je določen faktor negotovosti pri gradnji, pri čemer smo upoštevali vpliv negotovosti v kvaliteti betonske mešanice in nepravilni vgradnji armature. Faktor je določen na podlagi primerjave nosilnosti sten brez napak in nosilnosti sten z nepopolnostmi za tri razrede kvalitete gradnje, ki so določeni glede na izkušnost izvajalca in kvaliteto nadzora. Ocenili smo, da faktor negotovosti pri gradnji za stene z upogibnim obnašanjem znaša med 1,05 in 1,23. Pri stenah s strižnim obnašanjem je vpliv negotovosti pri gradnji nekoliko večji, saj je najvišja vrednost faktorja nepopolnosti pri gradnji 1,48.

BIBLIOGRAPHIC AND DOCUMENTATION INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.04(043.2)
Author: Nejc Povšič
Supervisor: Prof. Matjaž Dolšek, Ph.D.
Co-advisor: Asist. Jure Snoj, Ph.D.
Title: Estimation of the overstrength factor and analysis of displacement-damage relationship of JUBHome walls
Document type: Graduation thesis – University Studies
Notes: 35 p., 12 tab., 20 fig., 29 eq.
Keywords: JUBHome, overstrength factor, construction uncertainty factor, structural damage, flexural resistance, shear resistance

Abstract

The first part of the thesis describes cyclic tests of reinforced concrete walls JUBHome WALL. The tests were performed at the Slovenian National Building and Civil Engineering Institute and at the Faculty of Civil and Geodetic Engineering, University of Ljubljana. Three wall specimens were designed for predominant flexural behaviour, while predominant shear behaviour was anticipated for the other ten specimens. The main results of the tests are presented in terms of hysteretic behaviour of the walls. The damage was characterised by four limit states: the limit state of the first cracks, the limit state of bearing strength, the near collapse limit state and the limit state of collapse, which are related to engineering demand parameters such as shear force and rotation of the wall.

The thesis then describes the estimation of the overstrength factor, which is defined as the ratio between the bearing capacity measured in the tests and the design value of bearing capacity. The overstrength factor for walls with flexural and walls with shear behaviour was estimated at 1.5 and 2.0, respectively.

In the last part of the thesis, the construction uncertainty factor is determined. It accounts for the potential imperfections in the quality of construction and supervision of construction, which were divided into three quality classes. The construction uncertainty factor of the walls with flexural behaviour was estimated between 1.05 and 1.23. The impact of the quality of construction and supervision is greater for walls with shear behaviour. For the lowest-quality class, the construction uncertainty factor was estimated at 1.48.

ZAHVALA

Za pomoč pri izdelavi diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju prof. dr. Matjažu Dolšku in somentorju asist. dr. Juretu Snoju, ki sta mi pri izdelavi diplomske naloge namenila veliko časa in koristnih nasvetov. Hvala tudi podjetju JUB d. o. o, ki je omogočilo raziskave, na katerih temelji diplomska naloga.

Zahvaljujem se svoji družini: tatu, mami, Mancu, Anžetu, Urbanu in Ani za podporo v času študija. Katarina, hvala ti za vse spodbudne besede in potrpežljivost.

Zahvalil bi se tudi vsem sošolcem in prijateljem iz Primorskega akademskega zbora Vinko Vodopivec za nepozabna štiri leta študija.

KAZALO VSEBINE

IZJAVE	II
BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	III
BIBLIOGRAPHIC AND DOCUMENTATION INFORMATION AND ABSTRACT	IV
ZAHVALA	V
KAZALO VSEBINE	VI
KAZALO SLIK	VII
KAZALO PREGLEDNIC	VIII
1 UVOD	1
2 OPIS PREIZKUŠANCEV IN PREIZKUŠALIŠČ	2
3 POVZETEK REZULTATOV CIKLIČNIH TESTOV	6
(3.2) 6	
3.1 CIKLIČNE PREISKAVE STEN U – PREDVIDENO UPOGIBNO OBNAŠANJE	7
3.1.1 Osnovna različica stene – U2	8
3.1.2 Primerjava rezultatov upogibnih sten U	9
3.2 CIKLIČNE PREISKAVE STEN S – PREDVIDENO STRIŽNO OBNAŠANJE	11
3.2.1 Osnovna različica stene – S1	13
3.2.2 Primerjava rezultatov strižno obremenjenih sten S	14
4 DOLOČITEV FAKTORJA DODATNE NOSILNOSTI	18
(4.1).....	18
4.1 DOLOČITEV UPOGIBNE NOSILNOSTI.....	18
(4.2).....	18
4.2 IZRAČUN PROJEKTNE STRIŽNE NOSILNOSTI	20
4.2.1 Izračun projektne strižne nosilnosti za prereze z armaturo $V_{Rd,s}$	21
4.2.2 Izračun projektne strižne nosilnosti za prereze brez strižne armature $V_{Rd,c}$	22
4.2.3 Izračun strižne nosilnosti za stene U1-S8	23
4.2.4 Izračun strižne nosilnosti za steni S9 in S10 brez strižne armature	24
4.3 IZRAČUN PROJEKTNE STRIŽNE ODPORNOSTI DELOVNEGA STIKA	26
4.3.1 Strig med sloji betona, betoniranimi v različnem času	26
4.3.2 Izračun maksimalne prečne sile V_{Ed} (delovni stik).....	27
4.4 PREGLEDNICA PROJEKTHNIH STRIŽNIH NOSILNOSTI IN FAKTORJI DODATNE NOSILNOSTI.....	29
5 DOLOČITEV FAKTORJA NEGOTOVOSTI PRI GRADNJI	31
6 ZAKLJUČEK	34
VIRI	35

KAZALO SLIK

Slika 1: (a) stenski modul TI ter (b) horizontalna in vertikalna armatura v stenskem modulu (Dolšek, Gams, Bohinc, Kramar in Snoj, 2016).....	2
Slika 2: Prečni prerez osnovnih različic sten U in S (Dolšek, Gams, Bohinc, Kramar in Snoj, 2016)...	3
Slika 3: (a) Histerezna zanka odvisnosti med vodoravno silo F in zasukom θ ter (b) ovojnici histereznih zank pri obremenjevanju v obeh smereh z označenimi mejnimi stanji poškodovanosti pri steni U2 (Dolšek, Gams, Bohinc, Kramar in Snoj, 2016).....	8
Slika 4: Močne poškodbe na (a) levem in (b) desnem robu stene. Vidni sta veliki diagonalni razpoki (Dolšek, Gams, Bohinc, Kramar in Snoj, 2016)	8
Slika 5: Horizontalna razpoka na ometu (Dolšek, Gams, Bohinc, Kramar in Snoj, 2016).....	9
Slika 6: Primerjava zasukov pri mejnih stanjih DS2 in DS3 za upogibno obremenjene stene U	10
Slika 7: Ovojnice histereznih zank v pozitivni in negativni smeri preizkušancev U1 (a) in U3 (b) (Dolšek in soavtorji, 2016).....	11
Slika 8: Primerjava sil pri mejnih stanjih DS2 in DS3 za upogibno obremenjene stene U.....	11
Slika 9: Vertikalne razpoke pri preizkušancu S5 (Dolšek, Gams, Bohinc, Kramar in Snoj, 2016)	12
Slika 10: (a) Histerezna zanka odvisnosti med vodoravno silo F in zasukom θ ter (b) ovojnici histereznih zank pri obremenjevanju v obeh smereh z označenimi mejnimi stanji poškodovanosti pri steni S1 (Dolšek, Gams, Bohinc, Kramar in Snoj, 2016).....	13
Slika 11: Razpoke pri mejnem stanju nosilnosti (DS2) (Dolšek, Gams, Bohinc, Kramar in Snoj, 2016)	13
Slika 12: (a) Razpoke pri mejnem stanju blizu porušitve (DS3) in (b) razkrit možnični efekt v spodnjem vogalu zaradi odpadanja vrhnjega sloja betona (Dolšek, Gams, Bohinc, Kramar in Snoj, 2016)	14
Slika 13: Primerjava zasukov strižno obremenjenih sten S pri mejnem stanju DS3.....	16
Slika 14: Razmerje med zasuki posameznih sten S pri mejnih stanjih DS3 in DS2	16
Slika 15: Primerjava sil pri mejnih stanjih DS2 za strižno obremenjene stene S.....	17
Slika 16: Ovojnice histereznih zank v pozitivni in negativni smeri preizkušancev S6 (a) in S8 (b) (Dolšek, Gams, Bohinc, Kramar in Snoj, 2016)	17
Slika 17: Konstitucijski zakon za beton C30/37 (a) in konstitucijski zakon za jeklo B500 razreda duktilnosti B (b)	19
Slika 18: Modeliranje prereza v programu SAP2000	19
Slika 19: (a) Interakcijski diagram $N-M$, določen v programu SAP2000 in (b) detajl int. diagrama $N-M$	20
Slika 20: Model ravninskega paličja za prevzem strižnih sil	21

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Osnovne lastnosti betona C30/37	3
Preglednica 2: Osnovne lastnosti jekla B500 razreda duktilnosti B	3
Preglednica 3: Spisek preizkušancev in njihove lastnosti. V osenčenih poljih so posebnosti glede na osnovno različico (Dolšek, Gams, Bohinc, Kramar in Snoj, 2016).....	5
Preglednica 4: Zasuki in pripadajoče sile sten U in togost K_o	9
Preglednica 5: Zasuki in pripadajoče sile sten S ter togost K_o	14
Preglednica 6: Geometrijske in mehanske karakteristike sten S9 in S10, ki so potrebne za izračun vrednosti prečne sile, ki jo element lahko prenese v primeru plastifikacije vložene strižne armature $V_{Rd,s}$	24
Preglednica 7: Geometrijske in mehanske karakteristike sten S9 in S10, ki so potrebne za izračun projektne strižne odpornosti elementa brez strižne armature $V_{Rd,c}$	24
Preglednica 8: Geometrijske in mehanske karakteristike sten U in S, ki so potrebne za izračun maksimalne prečne sile V_{Ed} , ki jo še prenese delovni stik	27
Preglednica 9: Projektne strižne nosilnosti in faktorji dodatnih nosilnosti. Kritične vrednosti so označene z oranžno barvo.....	30
Preglednica 10: Faktor p_1 za stene v vseh razredih kakovosti gradnje in nadzora	32
Preglednica 11: Faktor p_2 za stene v vseh razredih kakovosti gradnje in nadzora	32
Preglednica 12: Faktorji nepopolnosti pri gradnji f_n	33

1 UVOD

V trenutno veljavnih standardih za projektiranje gradbenih konstrukcij (Evrokodi) so zajeti in predstavljeni uveljavljeni načini gradnje. Ker pa se v gradbeniški stroki vedno stremi k napredku, se stalno pojavljajo novi, bolj inovativni sistemi in načini gradnje. Eden takšnih je tudi sistem šibko armiranih betonskih sten hiše JUBHome. Sistem je zasnovan kot armiranobetonska konstrukcija, kot opaž pa so uporabljeni kar toplotnoizolativni oblikovniki iz ekspandiranega grafitnega polistirena. Sistem je razvit posebej za gradnjo na seizmično aktivnih področjih, kamor spada tudi večji del Slovenije.

Vsebina diplomske naloge temelji na študiji upogibne in strižne nosilnosti sistema JUBHome WALL (Dolšek, Gams, Bohinc, Kramar in Snoj, 2016). V okviru študije so bili izvedeni ciklični eksperimenti na 13 preizkušancih, da bi ugotovili njihovo potresno odpornost. V laboratoriju Fakultete za gradbeništvo in geodezijo (FGG) so bili preizkušeni 3 preizkušanci (U1-U3), ki so bili zasnovani tako, da je v njih prevladovalo upogibno obnašanje. V laboratoriju Zavoda za gradbeništvo Slovenije (ZAG) pa je bilo testiranih 10 preizkušancev (S1-S10), na osnovi katerih je bila preučevana nosilnost sten, pri katerih prevladuje strižno obnašanje in odvisnost nosilnosti od vpliva negotovosti pri gradnji.

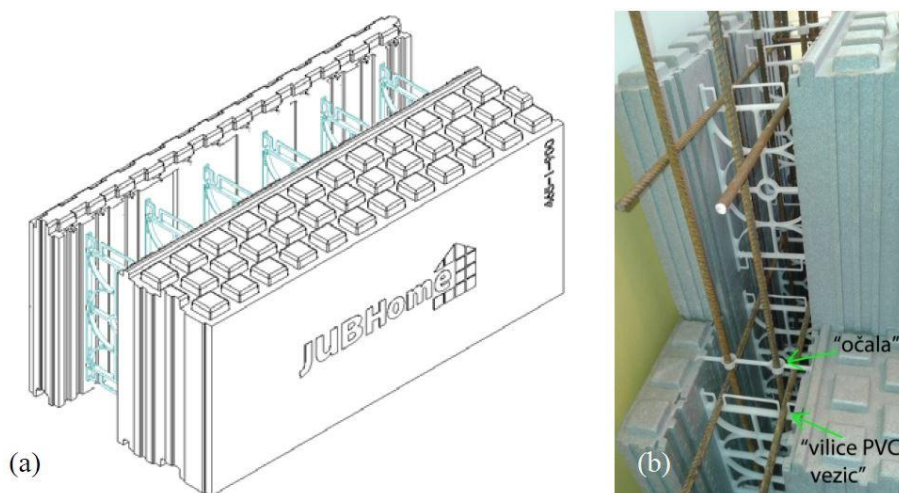
V prvem delu diplomske naloge je na kratko predstavljena eksperimentalna raziskava nosilnosti sten JUBHome. Opisana je zasnova preizkušancev in preizkuševališč. Predstavljeni so načini merjenja deformacij in sil, na kratko pa je obrazložen tudi sam način gradnje s sistemom JUBHome WALL. Povzeli smo obnašanje preizkušancev in rezultate testov. Podrobneje sta predstavljeni ena stena z upogibnim in ena stena s strižnim obnašanjem. Opisano je njuno obnašanje med samo raziskavo (zasuki, sosledje nastajanja razpok in poškodb armature, način porušitve). Pri dveh značilnih mejnih stanjih poškodovanosti je analizirana odvisnost poškodb od dejanskega zasuka preizkušanca in sile, s katero je obremenjena stena, ter na kratko pojasnili, kako nepravilnosti pri gradnji vplivajo na nosilnost sten.

V drugem delu diplomske naloge je definiran faktor dodatne nosilnosti stene, ki predstavlja razmerje med dejansko nosilnostjo in projektno nosilnostjo, določeno po standardih. Projektno upogibno nosilnost sten smo določili s programom SAP2000, projektno strižno nosilnost sten pa smo računali s programom Excel. V obeh primerih je bil upoštevan postopek, ki ga predpisuje standard za projektiranje betonskih konstrukcij Evrokod 2 (SIST-EN 1992-1-1, 2005). Na koncu smo določili še dodaten varnostni faktor, s katerim upoštevamo pojav negotovosti pri gradnji. Iskali smo tak faktor, ki bi čim boljše zajemal vse možne napake, ki se lahko pripetijo pri slabi gradnji. S preprostimi statističnimi metodami smo poskusili upoštevati pogostost pojavljanja takšnih napak in zajeti njihov vpliv na gradnjo.

2 OPIS PREIZKUŠANCEV IN PREIZKUŠALIŠČ

V tem poglavju je krajši povzetek opisa preizkušancev in preizkuševališč iz študije obnašanja konstrukcijskega sistema JUBHome WALL, ki so jo opravili Dolšek, Gams, Bohinc, Kramar in Snoj, 2016. Izdelava vseh preizkušancev se začne s sestavljanjem termoizolacijskih stenskih modulov (TI) iz dveh slojev toplotne izolacije EPS (ekspandirani polistiren). Sloja sta med seboj povezana s plastičnimi vezicami (slika 1a). Stenski moduli so zloženi na armiranobetonski temeljni plošči, v kateri je predhodno nameščena armatura za sidranje sten. V pripravljena mesta znotraj obeh slojev termoizolacije sta nameščena vertikalna in horizontalna armatura ter vlit beton. Zaradi velikih bočnih pritiskov, ki jih povzroča sveže vliti beton, je potrebno vsako steno betonirati v vsaj dveh fazah (odvisno od višine etaže). Beton iz obeh faz se med sabo poveže preko delovnega stika in s preklapljanjem armature. Na zaključkih in vogalih sten se doda še robni element, ki ga sestavlja vertikalni armaturni koš s stremeni.

Horizontalna armatura je položena obojestransko v PVC vilice (slika 1b). Prvi par palic je od tal oddaljen 32 cm, nato pa horizontalne palice polagamo modularno v višinskem razmiku 37,5 cm. Vertikalne palice so montirane na primerni razdalji, ki ustreza izbranemu mnogokratniku razdalje 7,5 cm, tako da se v zareze v vogalniku z vrha vtakne PVC »očala«, vanje pa se nato vstavi armaturne palice (slika 1b). Razdalja med vertikalnimi palicami je 37,5 cm (Dolšek, Gams, Bohinc, Kramar in Snoj, 2016).

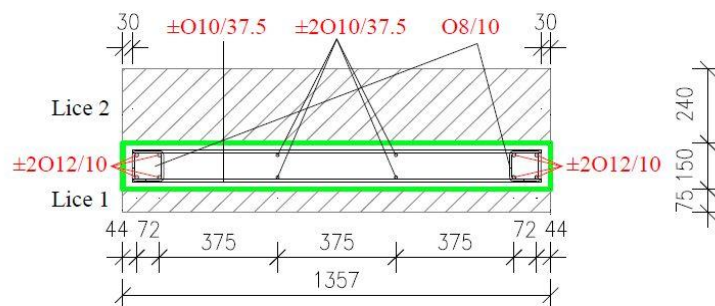


Slika 1: (a) stenski modul TI ter (b) horizontalna in vertikalna armatura v stenskem modulu (Dolšek, Gams, Bohinc, Kramar in Snoj, 2016)

Vsak preizkušanec je sestavljen iz AB temelja in stene, vrh katere je zabetonirana še AB vez, na katero sta priključena hidravlična bata, ki vsiljujeta osno silo in horizontalne pomike. Preizkušanci U in S se med seboj razlikujejo po višini stene, ostale dimenzije preizkušancev pa so sledeče:

- Armiranobetonski temelj ima dimenzije $a/b/h$ 270 / 60 / 60 cm. Dimenzioniran je tako, da v njem tudi pri največji možni horizontalni obtežbi v steni (kapaciteta bata) ne bi prišlo do poškodb.
- Armiranobetonska vez na vrhu stene ima dimenzije $l/\bar{s}/h$ 136 / 30 / 42 cm.
- Stena S ima dimenzije $a/b/h$ 136 / 15 / 113 cm.
- Stena U ima dimenzije $a/b/h$ 136 / 15 / 225 cm.

Pri tem je a dolžina, b širina in h višina stene. Na sliki 2 je prikazan prečni prerez osnovnih različic sten U in S. Tanjša plast TI (7,5 cm) je bila pozneje odstranjena, da bi lahko med preizkusom spremljali poškodbe stene (pri S3 in S4 so TI ohranili). Na debelejšo plast TI (24 cm) so nanесли omet. Zabeležene so bile tudi poškodbe zaključnega sloja in ugotovljena njihova odvisnost od poškodb nosilne konstrukcije.



Slika 2: Prečni prerez osnovnih različic sten U in S (Dolšek, Gams, Bohinc, Kramar in Snoj, 2016)

Uporabljen je bil beton C30/37. V preglednici 1 so prikazane njegove osnovne mehanske lastnosti: karakteristična tlačna trdnost f_{ck} , projektna tlačna trdnost za stavbe f_{cd} , modul elastičnosti E_c , deformacija, dosežena pri največji napetosti betona, ϵ_{c2} , mejna deformacija betona ϵ_{cu2} in eksponent n .

Preglednica 1: Osnovne lastnosti betona C30/37

f_{ck} (MPa)	f_{cd} (MPa)	E_c (GPa)	ϵ_{c2} (‰)	ϵ_{cu2} (‰)	n
30	20	33	2,0	3,5	2,0

Pri vseh stenah je bila uporabljena armatura B500 razreda duktilnosti B (Dodatek C Evrokoda 2 (SIST EN 1992-1-1, 2005)). V preglednici 2 so prikazane osnovne lastnosti jekla: karakteristična meja elastičnosti f_{yk} , projektna meja elastičnosti f_{yd} , modul elastičnosti E_s , mejna deformacija jekla ϵ_{ud} in deformacija na meji elastičnosti ϵ_{yd} .

Preglednica 2: Osnovne lastnosti jekla B500 razreda duktilnosti B

f_{yk} (MPa)	f_{yd} (MPa)	E_s (GPa)	ϵ_{ud} (‰)	ϵ_{yd} (‰)
500	435	200	45,0	2,17

Negotovosti pri kvaliteti vgrajenega betona in armature so upoštevane z uporabo betonskih mešanic različnih kvalitiet in z različno stopnjo armiranja oziroma razporeditvijo armaturnih palic. Vsi preizkušanci so bili predhodno obremenili z osno silo. Pri osnovni različici je ta znašala $N = 100$ kN, pri stenah S2 in S4 pa $N = 200$ kN. V preglednici 3 so zbrani podatki o geometrijskih in mehanskih karakteristikah posameznih preizkušancev ter silah, s katerimi so obremenjeni.

V obeh primerih (U in S) sta bili vertikalna sila N in horizontalna sila F_b v preizkušance vnešeni s pomočjo hidravličnih batov, ki so bili pritrjeni na zunanje jekleno ogrodje. Ker je sistem JUBHome WALL namenjen gradnji enostanovanjskih objektov (P + 1 + M) je bila temu prilagojena tudi osna sila ($N = 100$ kN oz. $N = 200$ kN). Amplituda vsiljenih horizontalnih pomikov in število ciklov sta bila določena skladno s priporočili FEMA 461 (FEMA, 2007).

Izhodiščni pomik sten U je predstavljal pomik bata $u = 60$ mm (zasuk $\theta = 2$ %), pri katerem so bile pričakovane močne poškodbe. Izhodiščni pomik strižnih sten S, kjer so bile pričakovane močne poškodbe, je bil $u = 13,4$ mm (zasuk $\theta = 1$ %). Do teh dveh referenčnih pomikov je prišlo po 10 fazah, v katerih so se pomiki povečevali s faktorjem 1,4, kasneje pa s faktorjem 1,3. V vsaki fazi se je obremenjevanje pri enaki amplitudi ponovilo dvakrat. Amplituda se je povečevala, vse dokler v steni ni prišlo do porušitve. Pri obeh tipih preizkušancev so z induktivnimi merilci pomikov merili pomike v več smereh (vertikalno, horizontalno, diagonalno itd.), z merilnimi lističi pa spremljali in beležili še vzdolžne deformacije v armaturi.

Za lažje spremljanje poškodb so bile stene U (FGG) prebarvane v belo barvo, razpoke pa označene z rdečo (obtežba v pozitivni smeri) in modro barvo (obtežba v negativni smeri). Na stenah S (ZAG) je bil uporabljen sistem za merjenje deformacij GOM Aramis (GOM, 2015). Sprednja stran sten S je bila pobarvana z belo podlago in črnimi pikami. Sistem je na podlagi relativnih pomikov pik določil deformacije v steni.

Preglednica 3: Spisek preizkušancev in njihove lastnosti. V osenčenih poljih so posebnosti glede na osnovno različico (Dolšek, Gams, Bohinc, Kramar in Snoj, 2016)

	Beton	Armatura	Različice	Vgradnja	Vzdolžna armatura v robnem elementu	Stremena v rob. elementu	Horizontalna armatura v steni	Opis posebnosti
Stena	Oсна sila (kN)	Način izdelave in trdnostni razred	Konsistenca	Vgradnja	Vzdolžna armatura v robnem elementu	Stremena v rob. elementu	Horizontalna armatura v steni	Opis posebnosti
U1	100	Betonarna (C30/37)	Običajna	Vibriranje	4φ12 (S500)	φ8/10 (S500)	φ10/37,5	Osnovna različica
U2	100	Betonarna (C30/37)	Običajna	Vibriranje	4φ12 (S500)	φ8/10 (S500)	φ10/37,5	
U3	100	Betonarna (C30/37)	Običajna	Vibriranje	4φ12 (S500)	Brez	φ10/37,5	Brez stremen
S1	100	Betonarna (C30/37)	Običajna	Vibriranje	4φ12 (S500)	φ8/10 (S500)	φ10/37,5	Osnovna različica
S2	200	Betonarna (C30/37)	Običajna	Vibriranje	4φ12 (S500)	φ8/10 (S500)	φ10/37,5	Oсна sila
S3	100	Betonarna (C30/37)	Običajna	Vibriranje	4φ12 (S500)	φ8/10 (S500)	φ10/37,5	Zaključni sloj na licu 1
S4	200	Betonarna (C30/37)	Običajna	Vibriranje	4φ12 (S500)	φ8/10 (S500)	φ10/37,5	Oсна sila in zaklj. sloj
S5	100	"Domača" (C30/37)	Zem. vlažna	Brez vibrir.	4φ12 (S500)	φ8/10 (S500)	φ10/37,5	Kvaliteta betona in njegove vgradnje
S6	100	"Domača" (C30/37)	Tekoča	Brez vibrir.	4φ12 (S500)	φ8/10 (S500)	φ10/37,5	Gostota stremen v robnem elementu
S7	100	Betonarna (C30/37)	Običajna	Vibriranje	4φ12 (S500)	φ8/37,5 (S500)	φ10/37,5	Brez rob. elementov
S8	100	Betonarna (C30/37)	Običajna	Vibriranje	2φ12 (S500)	Brez	φ10/37,5	Samo vzd. armatura
S9	100	Betonarna (C30/37)	Običajna	Vibriranje	2φ12 (S500)	Brez	Brez	Brez armature
S10	100	Betonarna (C30/37)	Običajna	Vibriranje	Brez	Brez	Brez	

3 POVZETEK REZULTATOV CIKLIČNIH TESTOV

V tem poglavju so prikazani rezultati eksperimentalnih raziskav iz študije obnašanja sten JUBHome WALL (Dolšek, Gams, Bohinc, Kramar in Snoj, 2016). Opisano je delovanje upogibno obremenjenih sten U in strižno obremenjenih sten S pri štirih mejnih stanjih poškodovanosti. Predstavljeni so načini nastanka poškodb in poružitve. Ker je bil cilj preiskav zajeti negotovosti pri gradnji, se rezultati spreminjajo glede na način vgradnje in kvaliteto betona ter količino uporabljene armature. Pri cikličnih preiskavah sten se je merilo odnos med horizontalno silo F in zasukom θ , ki je definiran z razmerjem med horizontalnim pomikom vrha stene u in njeno višino h :

$$\theta = \frac{u}{h} \quad (3.1)$$

Na osnovi meritev so nato določili nosilnost stene F_{max} , ki je definirana kot maksimalna dosežena sila v batu med preizkusom:

$$F_{max} = \max(F_b) \quad (3.2)$$

Na podlagi začetnih ciklov je bila določena začetna togost stene K_0 , ki je bila izračunana pri pomiku, do katerega na histerezni krivulji še ni bilo opaziti spremembe naklona. Za vse stene so določili štiri mejna stanja poškodovanosti: mejno stanje prvih razpok (DS1), mejno stanje nosilnosti (DS2), mejno stanje blizu poružitve (DS3) in mejno stanje poružitve (DS4).

Mejno stanje prvih razpok (DS1)

Mejno stanje prvih razpok DS1 je definirano z nastankom prvih lasastih razpok. Zaradi nizke natezne trdnosti betona je to stanje doseženo že pri relativno majhnih zasukih θ . Prve razpoke se pojavijo pri vpetju stene v temelj na tisti strani, ki je v nategu. Lasaste razpoke, ki nastanejo po preseženi natezni trdnosti betona ne predstavljajo nevarnosti za konstrukcijo in se jih lahko enostavno sanira.

Mejno stanje nosilnosti (DS2)

Mejno stanje nosilnosti je doseženo, ko je vrednost horizontalne sile $F = F_{max}$. Od takrat naprej sila upada, deformacije pa postajajo vedno večje. Na preizkušancih so se takrat pojavile prve večje diagonalne razpoke in večje razpoke ob vpetju. Kljub temu pa so preizkusi pokazali, da je pri veliki večini sten takšen obseg poškodb še smiselno sanirati.

Mejno stanje blizu porušitve (DS3)

Mejno stanje blizu porušitve je definirano pri zasuku θ_{NC} . Takrat so poškodbe preizkušanca že tako velike, da odpornost pade na 80 % F_{max} . V veliki večini primerov so poškodbe prehude za kakršno koli sanacijo. Pojavljajo se pretrgi armaturnih palic, drobljenje betona na tlačnem robu in odpadanje krovnega sloja betona. Pri steni S10, v katero sploh ni bila vgrajena armatura, pa je porušitev nastopila, še preden je horizontalna sila F padla pod 80 % F_{max} .

Mejno stanje porušitve (DS4)

Mejno stanje porušitve DS4 je doseženo, tik preden se stena poruši oziroma ko odpornost pade pod 50 % F_{max} . Ob doseženem mejnem stanju DS4 se v steni običajno pojavijo razpoke, širše od 10 mm, beton v vogalih se drobi in pretrga se večina armaturnih palic.

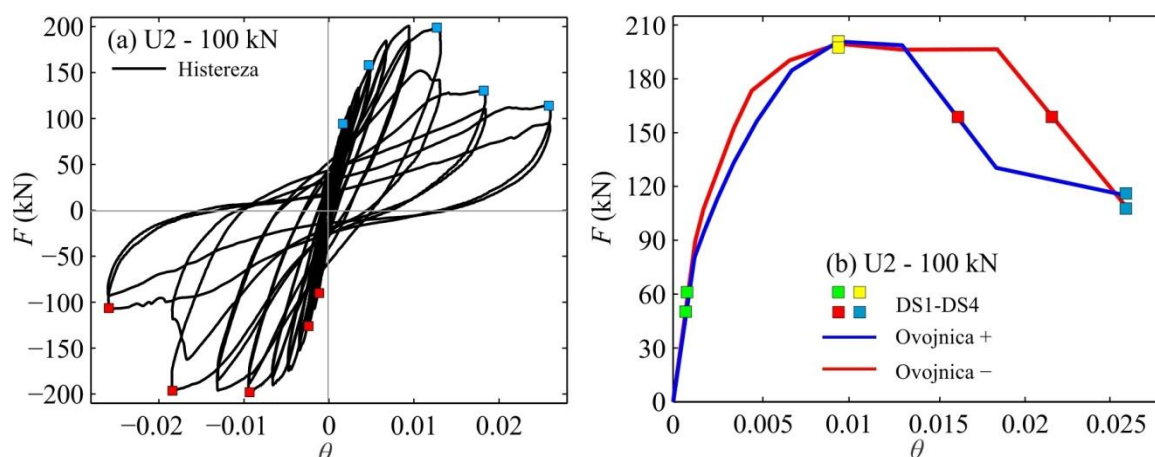
3.1 Ciklične preiskave sten U – predvideno upogibno obnašanje

Preizkušanci U predstavljajo stene s predvidenim upogibnim obnašanjem. Steni U1 in U2 sta osnovni različici, stena U3 pa nima vgrajenih robnih elementov, ampak le po dve palici $\phi 12$ na vsaki strani. Palici med sabo nista povezani s stremeni. Zaradi velike višine (225 cm) so vse tri stene zabetonirane v treh fazah, pri čemer je bil beton C30/37 iz betonarne ustrezno vibriran. Preklopna dolžina vertikalne armature znaša 80 cm, skladno z Evrokodom 2 (SIST-EN 1992-1-1, 2005). Tako imamo v preizkušancih dva delovna stika: med temeljem in spodnjo polovico stene ter med spodnjo in zgornjo polovico stene.

Prve lasaste razpoke (DS1) se na spodnjem delu preizkušancev in na obeh delovnih stikih pojavijo že pri zelo majhnih zasukih. Pri vseh treh stenah so sile in deformacije naraščale, dokler ni bilo doseženo mejno stanje nosilnosti (DS2). Po preseženi nosilnosti sten so nekatere razpoke postale trajne, sila pa je začela padati. Ko so zasuki presegli vrednost 1 %, se je pojavilo drsenje v spodnjem delovnem stiku in drobljenje betona na spodnjih vogalih, odpadanje krovnega sloja betona pa je razkrilo mozični efekt v armaturi na delovnem stiku. Pri steni U2 sta se pojavili tudi večji diagonalni razpoki. Za vse tri preizkušance so bile značilne tudi večje poškodbe delovnih stikov. Pojavljali so se zdrsi in veliki lokalni zasuki, razpoke pa so se širile. V armaturi, ki je povezovala temelj in steno, je prišlo do plastifikacije in na nekaterih mestih do pretrga. Zaradi vseh naštetih poškodb je na koncu prišlo do porušitve (DS4). Pri stenah U1 in U2 se je zaradi velikih razpok pojavilo lokalno sukanje zgornjega dela stene, stena U3 pa se je porušila po delovnem stiku med spodnjo in zgornjo polovico stene. Kljub velikim poškodbam nosilne konstrukcije resnejših poškodb zaključnega sloja sploh ni bilo. Edina večja razpoka se je pojavila na mestu zgornjega delovnega stika pri stenah U2 in U3. V nadaljevanju bo podrobno opisano obnašanje stene U2, ki je izkazala največjo odpornost na prečno silo. Podatki za preostali steni so zbrani v preglednici 4.

3.1.1 Osnovna različica stene – U2

Slika 3 prikazuje histerezno zanko (odnos med silo in zasukom) preizkušanca U2 ter ovojnici histereze pri obremenjevanju v pozitivni in negativni smeri. Prve lasaste razpoke (DS1) se na spodnjem delu preizkušanca in na obeh delovnih stikih pojavijo pri zasukih $\theta_{cr} = +0,06\%$ oziroma $\theta_{cr} = -0,05\%$. Kasneje se horizontalne razpoke pojavijo še višje na nateznem delu stene in se širijo proti sredini. Maksimalna in minimalna prečna sila sta bili izmerjeni pri zasukih $\theta_{Fmax} = +0,92\%$ oziroma $\theta_{Fmax} = -0,92\%$. Nosilnost stene U2 znaša $F_{max} = 201$ kN (izmerjeno v pozitivni smeri). Pri takšni obremenitvi so nekatere razpoke že postale trajne. Na ovojnicah histereznih zank je razvidno, da je po tej stopnji začela sila padati. Ko so zasuki postali večji od 1 %, sta se začeli odpirati dve veliki diagonalni razpoki, ki sta potekali od desnega oz. levega roba stene malo nad sredino preko delovnega stika (slika 4). Večina deformacij se je vršila v zgornjem delu stene.

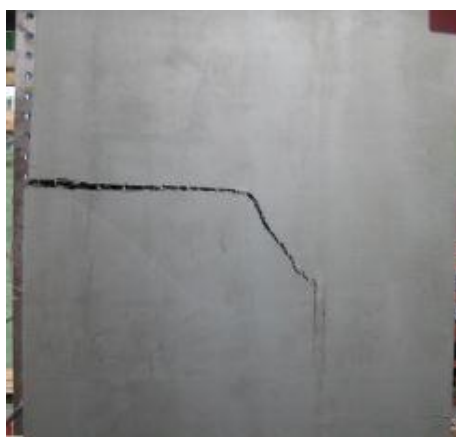


Slika 3: (a) Histerezna zanka odvisnosti med vodoravno silo F in zasukom θ ter (b) ovojnici histereznih zank pri obremenjevanju v obeh smereh z označenimi mejnimi stanji poškodovanosti pri steni U2 (Dolšek, Gams, Bohinc, Kramar in Snoj, 2016)



Slika 4: Močne poškodbe na (a) levem in (b) desnem robu stene. Vidni sta veliki diagonalni razpoki (Dolšek, Gams, Bohinc, Kramar in Snoj, 2016)

Pri zasukih $\theta_{NC} = +1,60 \%$ oziroma $\theta_{NC} = -2,15 \%$ je sila padla na $80 \% F_{max}$ (mejno stanje blizu porušitve DS3). Vertikalna armatura se je plastificirala in krovni sloj betona je začel odpadati. Zaradi zdrsa v obeh delovnih stikih se je pojavil tudi moznični efekt v armaturi. Proti koncu preizkusa je prišlo zaradi strižnih razpok do razcepitve stene v dva dela. V zgornjem delu (nad delovnim stikom) so se zato pojavili veliki lokalni zasuki in tečenje vzdolžne armature. Porušitev (DS4) se pojavi pri zasuku $\theta_C = 2,60 \%$. Kljub poškodbam nosilne konstrukcije, ki jih prikazuje slika 3.2, se je na ometu pojavila le ena razpoka v horizontalni smeri (slika 5).



Slika 5: Horizontalna razpoka na ometu (Dolšek, Gams, Bohinc, Kramar in Snoj, 2016)

3.1.2 Primerjava rezultatov upogibnih sten U

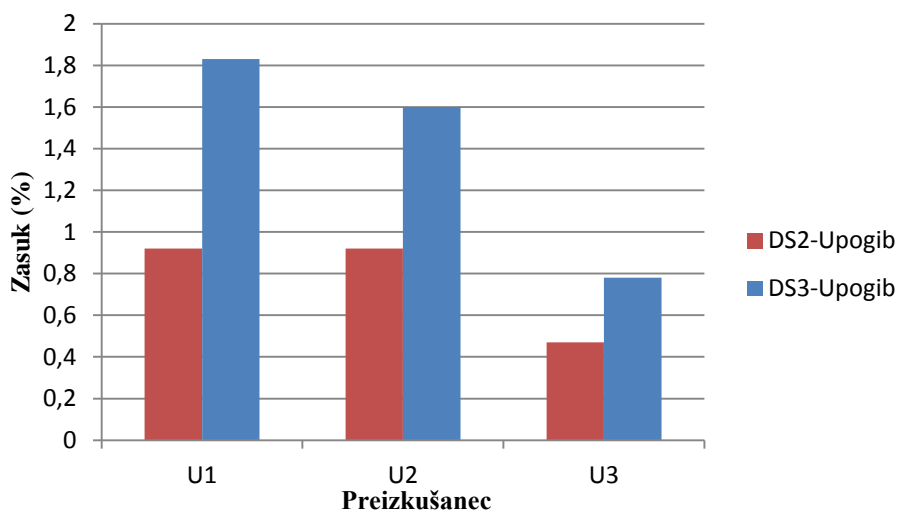
V preglednici 4 so zbrani zasuki in pripadajoče sile sten U. Vidimo, da je pri steni U3 zaradi manjše količine vgrajene armature nosilnost nižja. Čeprav je togost K_0 stene U3 višja kot pri U2, to ni zadosten pogoj za višjo nosilnost.

Preglednica 4: Zasuki in pripadajoče sile sten U in togost K_0

STENA	OPIS	K_0 (kN/m)	Prve razpoke (DS1)		Nosilnost (DS2)		Blizu porušitve (DS3)		Porušitev (DS4)
			F_{cr} (kN)	θ_{cr} (%)	F_{max} (kN)	θ_{max} (%)	F_{NC} (kN)	θ_{NC} (%)	θ_C (%)
U1	osnovna	63000	62	0,05	195	0,92	160	1,83	2,07
U2	osnovna	44000	48	0,05	201	0,92	161	1,60	2,60
U3	brez rob. elem. in strem. armature	55000	65	0,06	152	0,47	121	0,78	2,60

Kot je razvidno iz preglednice 4, je bilo obnašanje preizkušancev U1 in U2 med testom podobno tako z vidika sil kot tudi zasukov. Razlikujeta se le pri končnem zasuku ob porušitvi (DS4), saj je bil zasuk stene U2 večji. Tudi stena U3 se v prvem delu preizkusa (DS1) obnaša podobno kot osnovni različici

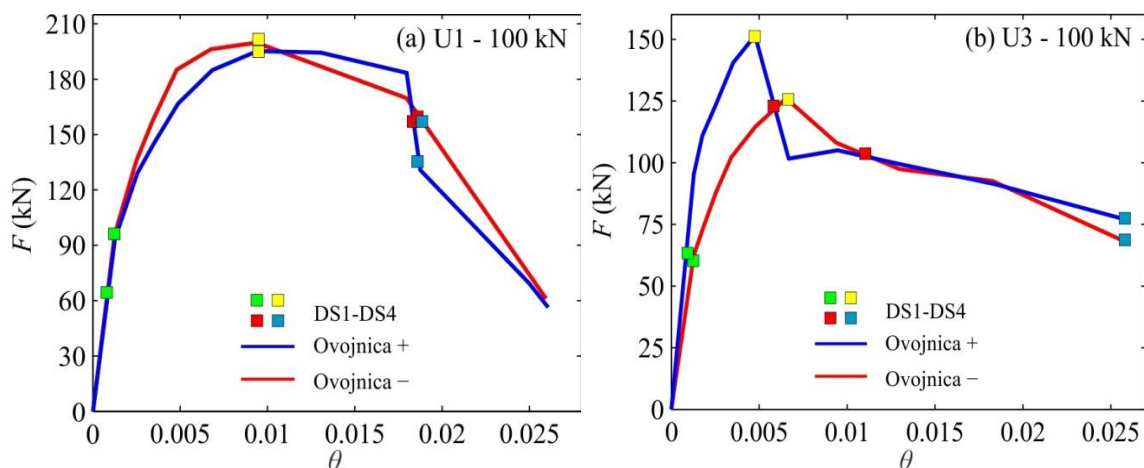
sten U. Stena U3 ima v primerjavi s stenama U1 in U2 manjšo deformacijsko kapaciteto, izraženo z zasukom pri mejnem stanju DS3, zasuk pri porušitvi (DS4) pa je enak steni U2 ($\theta_C = 2,60\%$). Slika 6 prikazuje zasuke upogibno obremenjenih sten U pri mejnih stanjih DS2 in DS3. Zasuka pravilno armiranih sten U1 in U2 pri mejnem stanju nosilnosti DS2 sta za 90 % večja od zasuka stene U3. Še večja je razlika pri zasukih θ_{NC} (DS3), ki sta pri U1 in U3 za faktor 2 večja od zasuka stene U3. Veliki zasuki sten U1 in U2 so posledica enakomerne razporeditve razpok po celotnem preizkušancu in pretrga več armaturnih palic. Pri steni U3 so poškodbe omejene na spodnji del pod delovnim stikom. Še pred pretrgom vertikalne armature se je porušil zgornji delovni stik.



Slika 6: Primerjava zasukov pri mejnih stanjih DS2 in DS3 za upogibno obremenjene stene U

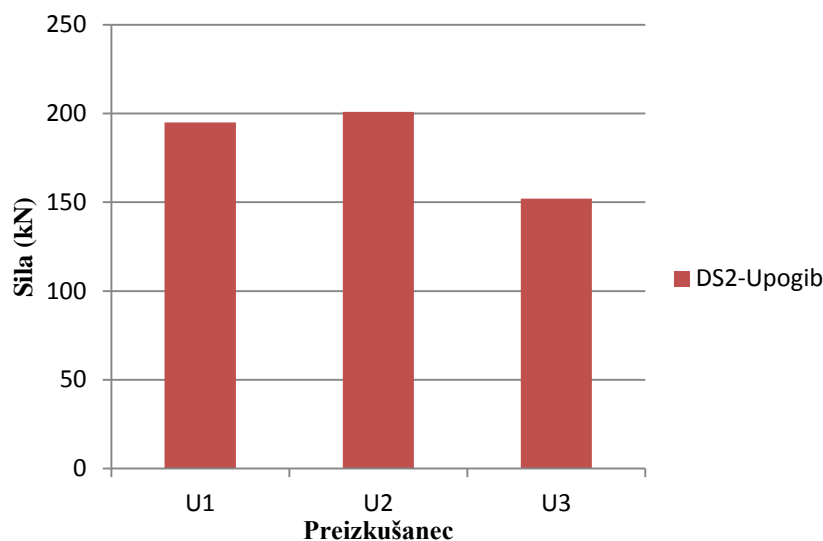
Če določimo razmerje θ_{NC}/θ_{max} med zasukoma pri DS3 in DS2 pri posamezni steni, ugotovimo, kolikšen zasuk lahko stena še prenese po doseženi nosilnosti. Pri stenah U1 ($\theta_{NC}/\theta_{max} = 1,99$) in U2 ($\theta_{NC}/\theta_{max} = 1,74$) je razmerje med zasukoma večje kot pri steni U3, kjer znaša $\theta_{NC}/\theta_{max} = 1,65$.

Če med seboj primerjamo ovojnice histereznih zank sten U1 in U3 (slika 7), lahko razberemo, da je stena U1 precej bolj odporna na delovanje sile. Ko je dosežen F_{max} , sledi postopno padanje sile. Pri histereznih zanki stene U3 je opazen velik padec prečne sile takoj po doseženem mejnem stanju nosilnosti. To lahko pripišemo manjši količini in drugačni razporeditvi armature.



Slika 7: Ovojnici histereznih zank v pozitivni in negativni smeri preizkušancev U1 (a) in U3 (b) (Dolšek in soavtorji, 2016)

Slika 8 prikazuje sile F_{max} pri mejnem stanju nosilnosti DS2. Že iz preglednice 1 vidimo, da preizkušanec U3 prenese približno 25 % nižjo silo kot U1 in U2. Glede na to, da v steni U3 ni robnih armaturnih elementov, je to tudi razumljivo.

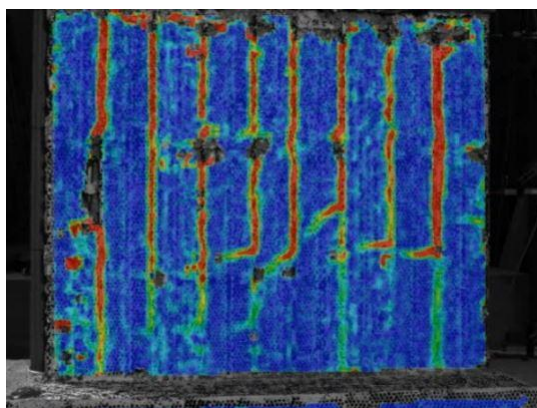


Slika 8: Primerjava sil pri mejnih stanjih DS2 in DS3 za upogibno obremenjene stene U

3.2 Ciklične preiskave sten S – predvideno strižno obnašanje

Preizkušanci S predstavljajo stene s predvidenim strižnim obnašanjem. Eksperimenti na stenah S so potekali na Zavodu za gradbeništvo Slovenije. Pri izdelavi preizkušancev je bil uporabljen ustrezno vibriran beton C30/37 iz betonarne (razen pri S5 in S6) in jeklena armatura B500. Preklopna dolžina vertikalne armature je 80 cm (skladno z Evrokodom 2 (SIST-EN 1992-1-1, 2005)). Tako je bil v preizkušancih en delovni stik med temeljem in steno. Višina vseh sten je 112,5 cm. Osna sila pri preizkušancih (razen S2 in S4) znaša $N = 100$ kN, pred cikličnim obremenjevanjem pa je bila

odstranjena tanjša plast TI (7,5 cm), ki je med betoniranjem služila kot opaž. Stene S1, S2, S3 in S4 so osnovne različice, pri katerih se je spreminjala samo osna sila N (pri stenah S2 in S4 je $N = 200$ kN). Steni S5 in S6 sta iz »domačega« nevibriranega betona. Pri S5 je mešanica zemeljsko vlažna, pri S6 pa so uporabili zelo tekoč beton. Stene S7, S8, S9 in S10 imajo manj armature kot osnovne različice. S7 ima redkejša stremena v robnih elementih, S8 je brez robnih elementov, S9 ima le vertikalno armaturo, S10 pa je brez armature. Preizkušancu S3 tanjše plasti TI niso odstranili, pri S4 pa so odstranili le polovico tanjše TI, da bi lahko hkrati spremljali poškodbe na ometu in steni. Zaradi razlik v zasnovi preizkušancev se porušni mehanizmi med seboj razlikujejo. Obnašanje sten od S1 do S4 je precej podobno in je predstavljeno v podpoglavju 3.2.1, kjer je podrobneje opisana stena S1, ki je izkazala visoko strižno nosilnost. Steni S5 in S6 sta iz betona nižje kvalitete (zemeljsko vlažen in zelo tekoč), zato sta tudi porušna mehanizma drugačna. Pri steni S5 so se zelo hitro pojavile večje vzporedne vertikalne razpoke, ki so steno razcepile v več stebrov (slika 9). Ker je bil beton presuh in nevibriran, se agregatna zrna niso dobro premešala in sprijela med sabo. Pri steni S6 so se pojavile tako vertikalne kot diagonalne razpoke. Nosilnost stene S6 je bila štirikrat višja od stene S5, vendar je z večanjem zasukov nad $\theta_{F_{max}}$ sila hitro padla.



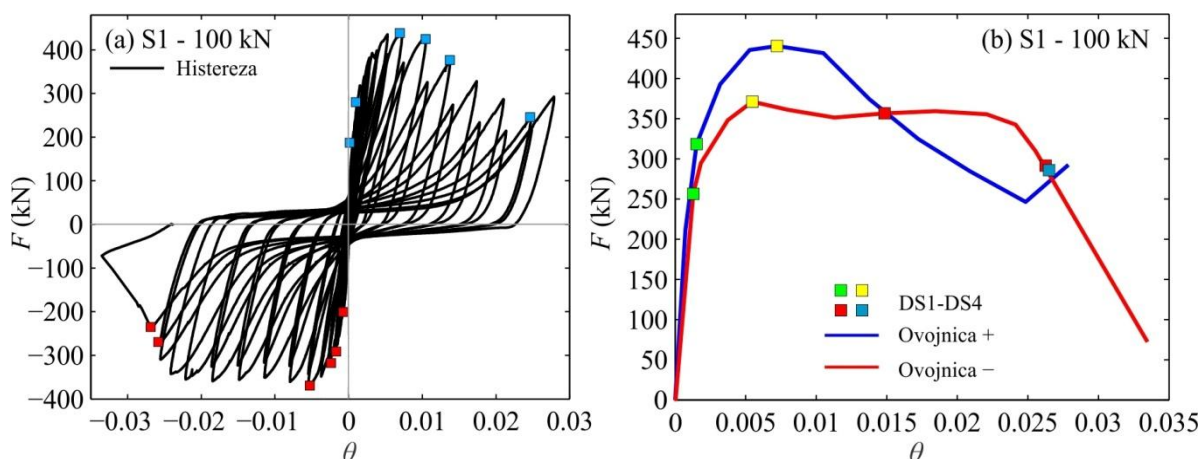
Slika 9: Vertikalne razpoke pri preizkušancu S5 (Dolšek, Gams, Bohinc, Kramar in Snoj, 2016)

Pri stenah od S7 do S10 so tako ali drugače zajete napake pri vgradnji armature. Pri preizkušancu S7 so bile poškodbe in porušni mehanizem zelo podobni stenam od S1 do S4, zaradi redkejših stremen pa je bil F_{max} nižji. Stena S8 brez robnih elementov se je porušila po delovnem stiku. V steno S9 je bila vgrajena le vertikalna armatura brez robnih elementov. Stena se je najprej porušila po delovnem stiku med steno in temeljem, po pretrgu armaturene palice ob robu stene pa se je začela sukati okoli spodnjega desnega vogala. Stena S10 je bila popolnoma brez armature. Porušitev se je zgodila na najbolj obremenjenem delu – stiku med steno in temeljem, in sicer takoj po dosegu maksimalne sile F_{max} . Poškodbe na ostalih delih stene so bile zanemarljive. Zaradi nevarnega nagibanja stene iz svoje ravnine je bil preizkus prekinjen, preden je bilo doseženo mejno stanje blizu porušitve (DS3). Pri vseh preizkušancih s pomanjkljivo armaturo so bile dosežene nižje maksimalne sile kot pri osnovnih preizkušancih. Tudi tokrat se je potrdilo dejstvo, da se poškodbe z nosilne konstrukcije preko TI ne

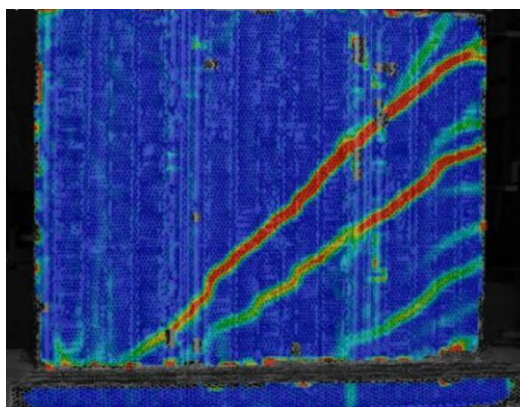
prenašajo na omet. Poškodbe zaključnega sloja so bile pri vseh preizkušancih S majhne ali pa jih sploh ni bilo. V nadaljevanju bo podrobno opisano obnašanje stene S1, ki je imela zelo visoko nosilnost. Podatki za preostale stene so zbrani v preglednici 5

3.2.1 Osnovna različica stene – S1

Slika 10 prikazuje histerezo zanko (odnos med silo in zasukom) preizkušanca S1 ter ovojnici histereze pri obremenjevanju v obeh smereh. Prve diagonalne lasaste razpoke (mejno stanje prvih razpok DS1) se ob vpetju preizkušanca pojavijo pri zasukih $\theta_{cr} = +0,05\%$ oziroma $\theta_{cr} = -0,09\%$. Kasneje se diagonalne razpoke pojavijo še drugje, obstoječe pa se širijo. Maksimalna in minimalna prečna sila sta bili izmerjeni pri zasukih $\theta_{Fmax} = +0,73\%$ oziroma $\theta_{Fmax} = -0,54\%$. Nosilnost stene S1 je znašala $F_{max} = 441$ kN. Pri takšni obremenitvi so bile poškodbe že kar precejšnje (slika 11). Posamezni deli stene, ki so se ločili zaradi razpok, so se začeli premikati samostojno. Pojavilo se je drsenje po delovnem stiku, oblikovala pa sta se tudi trikotnika v spodnjih vogalih, okrog katerih se je sukala osrednji del stene.

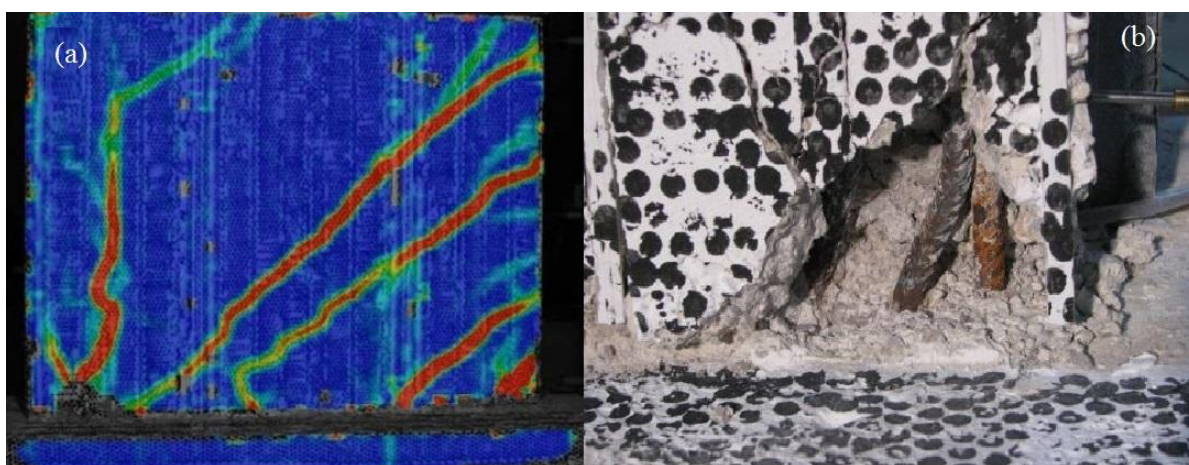


Slika 10: (a) Histerezna zanka odvisnosti med vodoravno silo F in zasukom θ ter (b) ovojnici histereznih zank pri obremenjevanju v obeh smereh z označenimi mejnimi stanji poškodovanosti pri steni S1 (Dolšek, Gams, Bohinc, Kramar in Snoj, 2016)



Slika 11: Razpoke pri mejnem stanju nosilnosti (DS2) (Dolšek, Gams, Bohinc, Kramar in Snoj, 2016)

Pri zasukih $\theta_{NC} = +1,55 \%$ oziroma $\theta_{NC} = -2,71 \%$ je sila padla na $80 \% F_{max}$ (mejno stanje blizu porušitve DS3). Pri takšni obremenitvi se večji del razpok ni več zapiral (Slika 12). Pojavljali so se zdrsi v delovnem stiku in veliki lokalni zasuki, ki so še močnejše odpirali razpoke. V armaturi, ki je povezovala temelj in steno je zaradi porušitve delovnega stika prišlo do mozničnega učinka. Ob nadaljevanju z večanjem sile se je pretrgala vsa vertikalna armatura v levem spodnjem vogalu in prišlo je do sukanja okoli desnega spodnjega vogala. Mejno stanje porušitve DS4 nastopi takoj po preseženem DS3 v negativni smeri pri zasuku $\theta_C = -2,71 \%$. Kljub velikim poškodbam nosilne konstrukcije pa resnejših poškodb ometa – zaključnega sloja sploh ni bilo.



Slika 12: (a) Razpoke pri mejnem stanju blizu porušitve (DS3) in (b) razkrit moznični efekt v spodnjem vogalu zaradi odpadanja vrhnjega sloja betona (Dolšek, Gams, Bohinc, Kramar in Snoj, 2016)

3.2.2 Primerjava rezultatov strižno obremenjenih sten S

V preglednici 5 so zbrani vsi zasuki in pripadajoče sile sten S. Vidimo, da vsaka nepopolnost pri gradnji neugodno vpliva na nosilnost sten. Zagotovljena mora biti pravilno vgrajena in ustrezna betonska mešanica kot tudi zadostna količina pravilno razporejene armature. Samo dovolj visoka togost K_0 še zdaleč ni zadosten pogoj za visoko kvaliteto preizkušanca.

Preglednica 5: Zasuki in pripadajoče sile sten S ter togost K_0

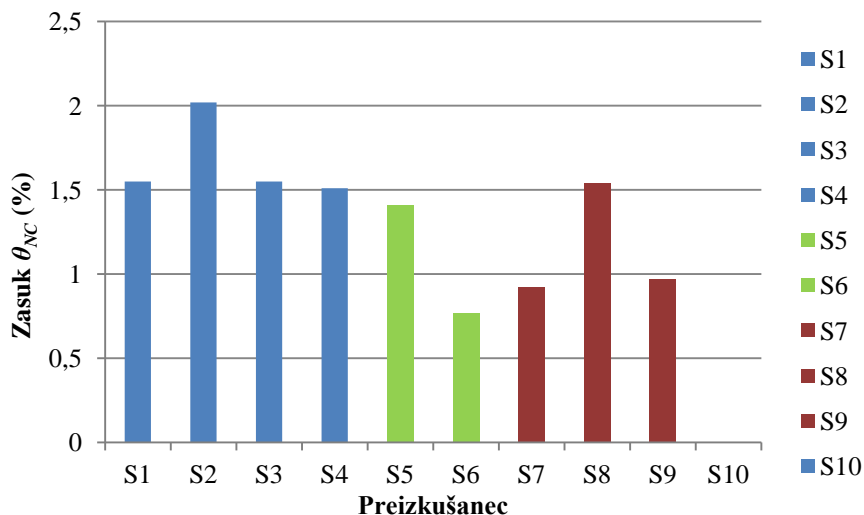
STENA	OPIS	K_0 (kN/m)	Prve razpoke (DS1)		Nosilnost (DS2)		Blizu por. (DS3)		Porušitev (DS4)
			F_{cr} (kN)	θ_{cr} (%)	F_{max} (kN)	θ_{max} (%)	F_{NC} (kN)	θ_{NC} (%)	θ_C (%)
S1	osnovni	810000	187	0,05	441	0,73	353	1,55	2,71
S2	osnovni $N = 200 \text{ kN}$	850000	230	0,07	451	0,51	361	2,02	2,02
S3	osnovni	880000	304	0,13	423	0,52	338	1,55	1,99

Se nadaljuje ...

... nadaljevanje preglednice 5.

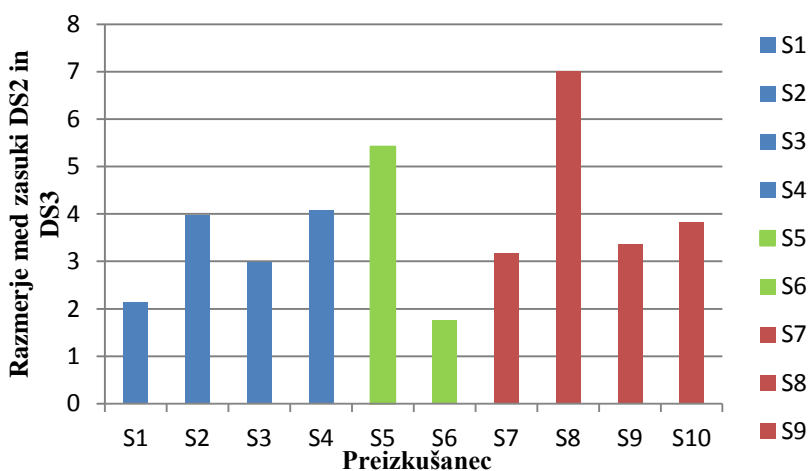
S4	osnovni, $N = 200$ kN	790000	196	0,08	337	0,37	273	1,51	1,51
S5	ne vib. zemeljsko vlažen beton	270000	45	0,08	63	0,26	56	1,41	2,2
S6	ne vib. tekoč beton	330000	90	0,05	251	0,44	201	0,77	1,3
S7	redkejša stremena v rob. el.	610000	190	0,08	287	0,29	222	0,92	1,71
S8	brez robnih el. in strem. armature	760000	164	0,08	217	0,22	174	1,54	1,55
S9	brez robnih el., stremen in horiz. armature	650000	150	0,05	255	0,29	204	0,97	1,53
S10	brez armature	570000	41	0,1	61	0,39	/	/	1,49

Zasuki θ_{cr} pri mejnem stanju prvih razpok (DS1) so pri vseh stenah podobni in znašajo povprečno 0,08 %. V nadaljevanju poglavja bomo videli, da je večja razlika pri velikostih horizontalnih sil F_{cr} . Prve razlike se pokažejo pri zasukih θ_{max} . Povprečni zasuk osnovnih različic sten S1–S4 je od povprečnega zasuka sten s slabšo kvaliteto betona (S5 in S6) višji za faktor 1,5, od povprečnega zasuka sten s pomanjkljivo armaturo (S7–S10) pa kar za faktor 1,8. Na sliki 13 so prikazani zasuki θ_{NC} strižno obremenjenih sten S pri mejnem stanju blizu porušitve (DS3). Z modro barvo so označene osnovne različice sten od S1 do S4. Steni S5 in S6 iz »domačega« betona sta označeni z zeleno barvo, stene s pomanjkljivo armaturo pa z rdečo barvo. Rezultat za steno S10 ni prikazan, saj je do porušitve prišlo, preden je prečna sila padla pod 80 % F_{max} . Vidimo, da so tudi pri strižnih obremenitvah pravilno armirani preizkušanci sposobni večjih deformacij. Največjo deformacijsko kapaciteto, izraženo z zasukom pri mejnem stanju DS3, izkazuje stena S2, najnižjo pa S6. Povprečni zasuk osnovnih različic sten je 1,66 %, povprečni zasuk sten iz betona slabše kvalitete je 1,09 %, povprečni zasuk sten z manj armature pa 1,14 %. Povprečni zasuki sten z nižjo kvaliteto betona so tako za 35 % manjši od zasuka osnovnih različic, zasuki sten z manj armature pa so manjši za 30 %. Najbolj, to je za faktor 3, se razlikujeta zasuka sten S2 in S6. Stena S2 je dosegla zasuk $\theta_{NC} = 2,02$ %, stena S6 pa $\theta_{NC} = 0,77$ %. Preizkušanelec S8 je, čeprav je brez robnih elementov, dosegel 50 % večji zasuk kot ostale stene s pomanjkljivo armaturo. To je posledica velikih pomikov celotne stene S8 zaradi porušitve po delovnem stiku med zgornjim delom in temeljem. Podobno je tudi s pomiki pri mejnem stanju porušitve DS4. Največje pomike dosežejo stene S1–S4 (povprečno $\theta_C = 2,06$ %). Povprečni pomik sten iz betona slabše kvalitete (S5 in S6) je $\theta_C = 1,75$ %, povprečni pomik sten z manj armature (S7–S10) pa znaša $\theta_C = 1,57$ %. Absolutno najmanjši pomik pri porušitvi je spet dosegla stena S6 ($\theta_C = 1,30$ %).



Slika 13: Primerjava zasukov strižno obremenjenih sten S pri mejnem stanju DS3

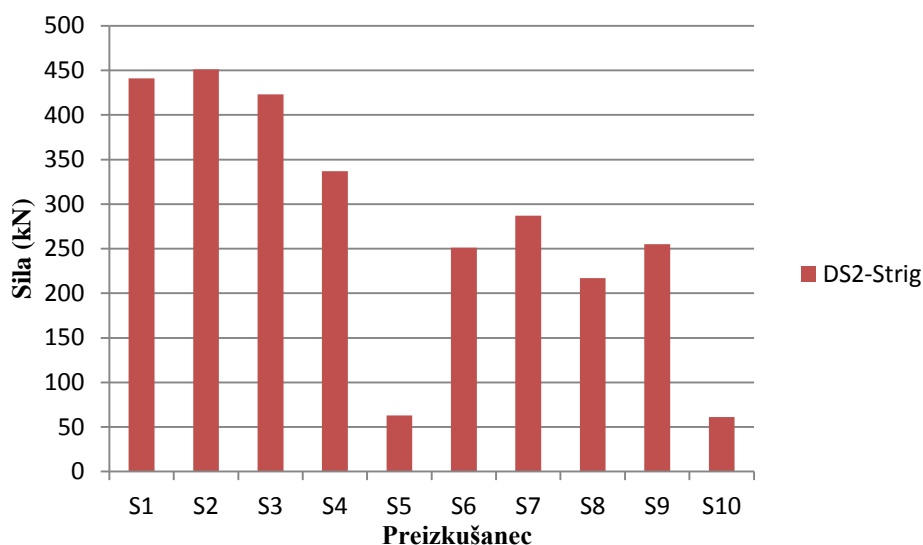
Na sliki 14 so zbrana razmerja θ_{NC}/θ_{max} med zasuki pri DS2 in DS3. Tako lahko vidimo, koliko se lahko stena še deformira, potem ko je presežena njena nosilnost in dokler ne pride do velike poškodovanosti pri mejnem stanju DS3. Pri steni S8 je razmerje zasukov pri mejnih stanjih DS2 in DS3 največje (faktor 7), pri steni S6 pa najnižje (faktor 1,75). Povprečni faktor osnovnih različic sten S1 in S3 znaša 2,55. Tako se stene S po doseženi nosilnosti bolj deformirajo glede na stanje pri DS2 kot stene U, kjer je razmerje med zasuki pri osnovnih različicah 1,85. Pomembno je poudariti, da gre tu le za razmerja med zasuki pri mejnih stanjih DS2 in DS3. Absolutni pomiki so pri stenah U tudi do dvakrat večji kot pri stenah S. Pri preizkušancu S10 je prikazano razmerje med zasuki θ_c (DS4) in θ_{cr} (DS2), saj do porušitve pride, preden horizontalna sila pade pod 80 % F_{max} , kjer je definirano mejno stanje DS3.



Slika 14: Razmerje med zasuki posameznih sten S pri mejnih stanjih DS3 in DS2

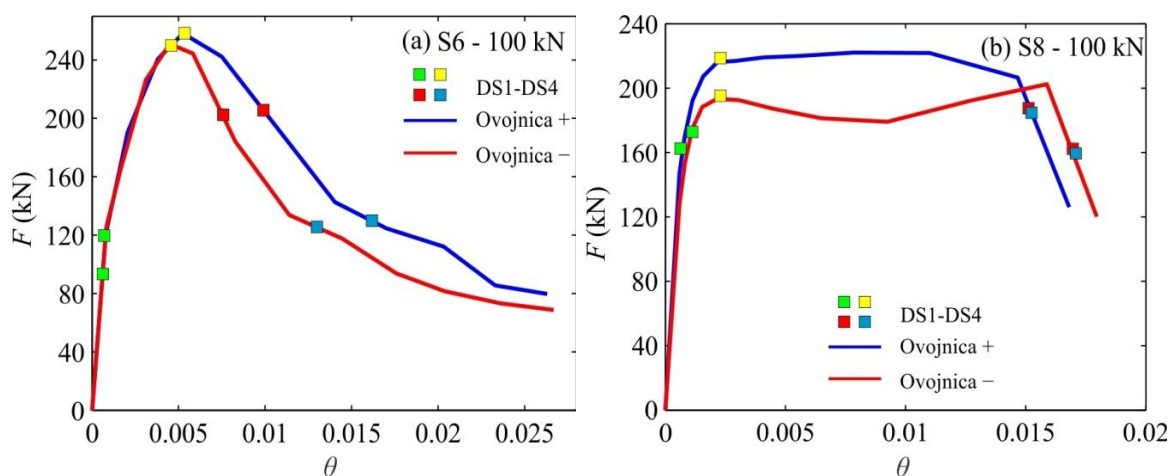
Če primerjamo sile pri mejnem stanju prvih razpok (DS1), vidimo, da bolj izstopajo stene S5 in S6 (slaba kvaliteta betonske mešanice) ter S10 (brez armature). Tu se razpoke pojavijo pri nižjih silah kot

v ostalih primerih. Slika 15 prikazuje nosilnosti F_{max} strižno obremenjenih sten S. Razlike v nosilnostih so večje kot pri upogibnih preizkušancih U.



Slika 15: Primerjava sil pri mejnih stanjih DS2 za strižno obremenjene stene S

Najnižja nosilnost je bila izmerjena pri preizkušancih S5 (zemeljsko vlažni beton) in S10 (brez armature). Osnovne različice sten S1, S2 in S3 imajo podobne nosilnosti F_{max} , pri steni S4 pa je ta vrednost nižja za 25 %. Primerjava med preizkušanci S7, S8 in S9 nam pokaže, da količina armature ni pogoj za višjo nosilnost. Stena S9 je brez horizontalne armature, vendar je njena nosilnost večja od nosilnosti stene S8, ki ima vgrajeno horizontalno armaturo. Če bi hoteli potrditi, da to vedno drži ali gre le za naključje, bi morali test ponoviti z večjim številom preizkušancev. Na sliki 16 je še primerjava ovojnic histereznih zank za steni S6 in S8. Oba preizkušanca dosemeta podobno nosilnost, vendar je S6 zaradi zelo tekoče konsistence betona slabše odporen na ponavljajoče ciklično delovanje prečne sile.



Slika 16: Ovojnici histereznih zank v pozitivni in negativni smeri preizkušancev S6 (a) in S8 (b) (Dolšek, Gams, Bohinc, Kramar in Snoj, 2016)

4 DOLOČITEV FAKTORJA DODATNE NOSILNOSTI

Namen eksperimentalnih raziskav v laboratorijih FGG in ZAG (Dolšek, Gams, Bohinc, Kramar in Snoj, 2016) je bil preveriti dejansko nosilnost sten sistema JUBHome na upogibno in strižno obremenitev. Pri preiskavah so pri preizkušancih upoštevali vpliv slabše vgradnje betona in slabega armiranja. Da bi ugotovili, kakšna je razlika med dejansko nosilnostjo in projektnimi nosilnostmi V_{Rd} , ki jih izračunamo pri projektiranju, smo s pomočjo računalniškega programa za analizo konstrukcij SAP2000 (CSI, 2016) in standarda Evrokod 2 (SIST EN 1992-1-1, 2005) določili projektno upogibno in projektno strižno nosilnost sten ter projektno strižno nosilnost delovnih stikov. Pri vsaki posamezni steni smo najmanjšo od treh izračunanih nosilnosti privzeli kot projektno nosilnost stene V_{Rd} ter jo primerjali z dejansko nosilnostjo in določili faktor dodatne nosilnosti r_s , ki je razmerje med dejansko in projektno nosilnostjo stene:

$$r_s = \frac{F_{max}}{V_{Rd}}, \quad (4.1)$$

kjer je V_{Rd} projektna nosilnost stene, F_{max} pa dejanska, eksperimentalno določena nosilnost. Zaradi zagotavljanja varnosti konstrukcij uporabljamo pri določanju projektne nosilnosti reducirane trdnosti jekla in betona. Tako dobimo tudi manjše projektne nosilnosti, zato je pri večini sten r_s večji od 1 ($F_{max} > V_{Rd}$).

4.1 Določitev upogibne nosilnosti

Pri stenah U smo prečno silo $V_{Rd,u}$, ki je bila kasneje uporabljena v izrazu za faktor dodatne nosilnosti r_s , izračunali iz projektne upogibne nosilnosti $M_{Rd,u}$ tako, da smo moment delili z razdaljo od spodnjega roba stene do vpetja bata h_U . $M_{Rd,u}$ smo določili s pomočjo računalniškega programa za modeliranje in analizo konstrukcij SAP2000 (CSI, 2016). Na podoben način bi se računanja lahko lotili tudi ročno z uporabo interakcijskih diagramov za dimenzioniranje pravokotnih prečnih prereзов na osno upogibno obremenitev iz standarda Evrokod 2 (SIST EN 1992-1-1, 2005). Modeliranje smo začeli z določitvijo konstitutivnih krivulj za določanje mejne nosilnosti betona in armature (Slika 17). Pri betonu smo uporabili osnovni konstitutivni zakon, ki je podan z naslednjim izrazom:

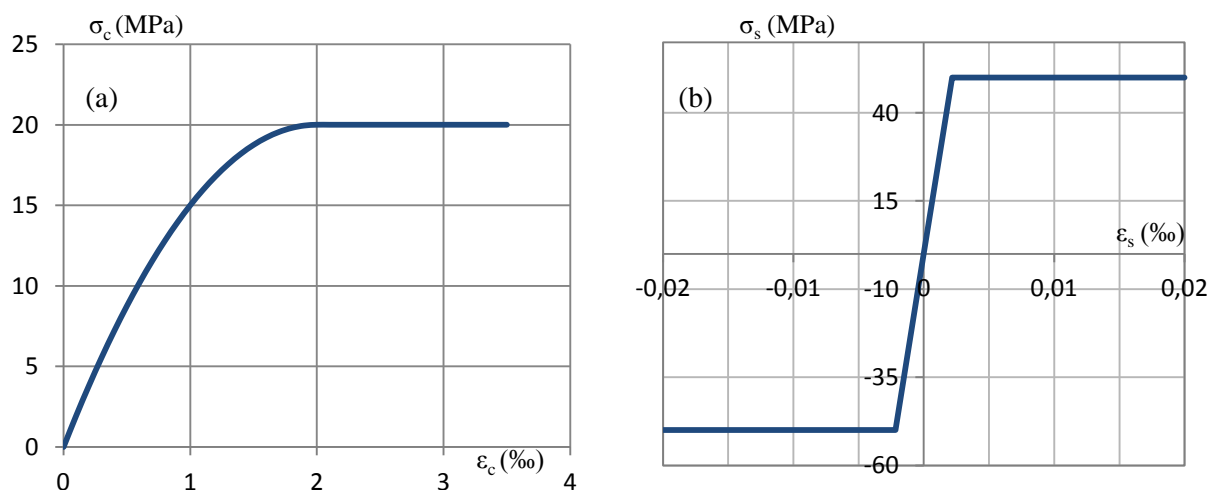
$$0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} : \quad \sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (4.2)$$

$$\varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} : \quad \sigma_c = f_{cd}$$

Pri tem so parametri projektna tlačna trdnost za stavbe f_{cd} , deformacija dosežena pri največji napetosti betona ε_{c2} , mejna deformacija betona ε_{cu2} in eksponent n prikazani v preglednici 2.1. Za jeklo B500 je uporabljen poenostavljeni bilinearni delovni diagram brez utrditve. Čeprav Evrokod 2 (SIST-EN 1992-1-1, 2005) predpostavi, da v tem primeru mejna deformacija ε_{ud} ni omejena, smo jo omejili na vrednost $\varepsilon_{ud} = 20 \text{ ‰}$. Diagram je definiran z izrazom:

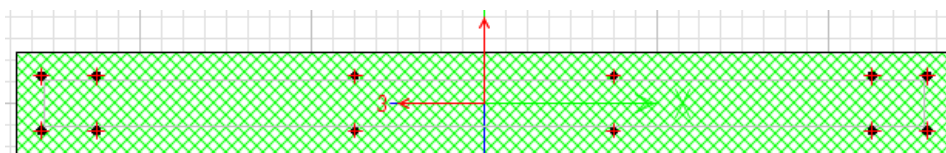
$$\begin{aligned} 0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{yd} : \quad \sigma_s &= E_s \varepsilon_s \\ \varepsilon_{yd} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{ud} : \quad \sigma_s &= f_{yd} \end{aligned} \quad (4.3)$$

Pri tem so modul elastičnosti E_s , projektna meja elastičnosti f_{ydb} in deformacija na meji elastičnosti ε_{yd} prikazani v preglednici 2.



Slika 17: Konstitucijski zakon za beton C30/37 (a) in konstitucijski zakon za jeklo B500 razreda duktilnosti B (b)

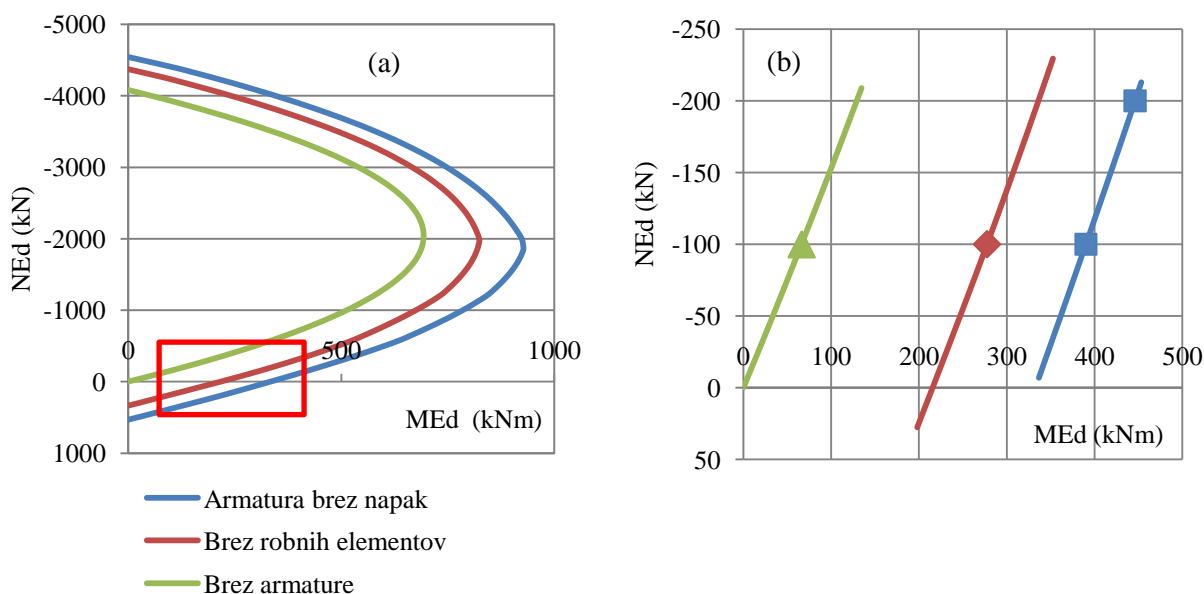
Z orodjem Section Designer v programu SAP2000 (CSI, 2016) smo modelirali prerez stene (slika 18), da je ustrezal dimenzijam in lastnostim naših preizkušancev, ter ustrezno razporedili vzdolžno armaturo. Zaradi značilnosti sten U smo tako dimenzionirali 2 različna prereza (U1, 2 ter U3).



Slika 18: Modeliranje prereza v programu SAP2000

V programu smo določili interakcijske diagrame in tako dobili podatek o projektni upogibni nosilnosti sten v odvisnosti od osne sile N (slika 19). Iz dobljenih upogibnih momentov $M_{Rd,u}$ smo preko višine stene iz vrednotili upogibno nosilnost $V_{Rd,u}$. Pri stenah U je višina $h = 3,1 \text{ m}$, pri stenah S pa

$h = 1,34$ m. Nosilnost $M_{Rd,u}$ pri osnih tlačnih silah $N = 100$ kN in $N = 200$ kN smo določili z interakcijskimi diagrami iz programa SAP2000. Na sliki 19 so prikazane tri interakcijske krivulje: krivulja vseh upogibno obremenjenih sten U1–U3 in strižno obremenjenih sten S1–S7, kjer je vzdolžna armatura brez napak, je označena z modro, krivulja sten S8 in S9 (brez robnih elementov) je rdeče barve, krivulja stene S10, ki je brez armature, pa je zelena. Na sliki 19b je podrobneje prikazano področje interakcijskih diagramov pri tlačnih osnih silah med 0 kN in 200 kN z označenimi projektnimi upogibnimi nosilnostmi $M_{Rd,u}$ (področje je na sliki 19a označeno s pravokotnikom). Pri preizkušancih U1, U2, S1, S3, S5, S6 in S7 ($N = 100$ kN) je, ob upoštevanju višine od temelja do vpetja bata, upogibna nosilnost $M_{Rd,u} = 390$ kNm sten U izražena s prečno silo $V_{Rd,u} = 126$ kN, pri stenah S pa $V_{Rd,u} = 291$ kN. Preizkušanca S2 in S4 ($N = 200$ kN) preneseta $M_{Rd,u} = 446$ kNm in prečno silo $V_{Rd,u} = 333$ kN. Pri preizkušancih brez robnih elementov (U3, S8 in S9) je upogibna nosilnost $M_{Rd,u} = 228$ kNm, prečna sila pri steni U3 je $V_{Rd,u} = 90$ kN, pri stenah S8 in S9 pa $V_{Rd,u} = 207$ kN. Za preizkušanec S10, ki je popolnoma brez armature pa dobimo $M_{Rd,u} = 66$ kNm in $V_{Rd,u} = 49$ kN.

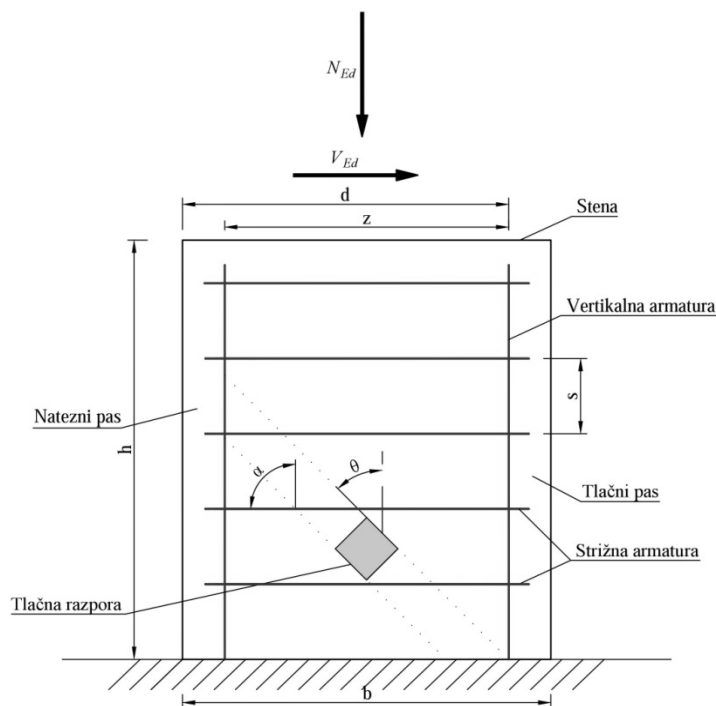


Slika 19: (a) Interakcijski diagram N - M , določen v programu SAP2000 in (b) detajl int. diagrama N - M

4.2 Izračun projektne strižne nosilnosti

Projektno strižno nosilnost smo določili po standardu za projektiranje betonskih konstrukcij Evrokod 2 (SIST-EN 1992-1-1, 2005). Izračunali smo projektno vrednost prečne sile, ki jo element lahko prenese v primeru plastifikacije strižne armature $V_{Rd,s}$ za preizkušance z armaturo in projektno strižno odpornost elementa brez strižne armature $V_{Rd,c}$ za tiste brez nje. V nadaljevanju sta prikazana splošna postopka za določitev strižne nosilnosti in dejanski izračun projektne strižne nosilnosti za vse preizkušance. Slika 20 prikazuje steno z armaturo in tlačne razpore, s katerimi si pomagamo pri določanju mejne strižne nosilnosti. Na sliki so uporabljeni naslednji simboli:

- θ kot med betonsko tlačno razporo in osjo nosilca, ki je pravokotna na prečno silo,
- d razdalja med robom stene in armaturo na nasprotnem robu,
- z ročica notranjih sil.



Slika 20: Model ravninskega paličja za prevzem strižnih sil

4.2.1 Izračun projektne strižne nosilnosti za prereze z armaturo $V_{Rd,s}$

Celoten postopek je povzet po standardu Evrokod 2 (SIST-EN 1992-1-1, 2005). Ker je v vseh naših primerih strižna oz. horizontalna armatura postavljena pravokotno na vertikalno, uporabimo za določitev $V_{Rd,s}$ naslednji izraz:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yw} d \cot \theta. \quad (4.4)$$

Maksimalna vrednost $V_{Rd,max}$ pa je določena z izrazom:

$$V_{Rd,max} = a_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta). \quad (4.5)$$

Pri tem so:

- A_{sw} ploščina prečnega prereza strižne armature,
- s medsebojna razdalja stremen,

f_{ywd} projektna meja elastičnosti strižne armature,

v_1 redukcijski faktor tlačne trdnosti strižno razpokanega betona, ki je v Sloveniji določen z izrazom:

$$v_1 = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right], \quad (4.6)$$

kjer je f_{ck} potrebno upoštevati v MPa,

α_{cw} koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačnem pasu. V naših izračunih smo privzeli vrednost $\alpha_{cw} = 1,0$ (SIST-EN 1992-1-1, 2005).

4.2.2 Izračun projektne strižne nosilnosti za prereze brez strižne armature $V_{Rd,c}$

Celoten postopek je povzet po standardu Evrokod 2 (SIST-EN 1992-1-1, 2005). Za določitev $V_{Rd,c}$ uporabimo naslednji izraz:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad \text{v (N)}, \quad (4.7)$$

kjer je najmanjša vrednost:

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d. \quad (4.8)$$

Pri tem so:

$V_{Rd,c}$ v (N),

$V_{Rd,c,min}$ v (N),

f_{ck} tlačna trdnost v (MPa),

A_{sl} ploščina prereza natezne armature,

b_w najmanjša širina prečnega prereza v območju natezne cone,

N_{Ed} osna sila v prerezu,

A_c ploščina prečnega prereza betona (mm^2),

k je določen z izrazom:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad \text{kjer je } d \text{ v (mm)}, \quad (4.9)$$

ρ_l razmerje med ploščino armature in ploščino betonskega prereza, določeno z izrazom:

$$\rho_l = \frac{A_{sw}}{b_w d} \leq 0,02, \quad (4.10)$$

σ_{cp} tlačna napetost v betonu, določena z izrazom:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2 f_{cd} \text{ (MPa)}, \quad (4.11)$$

$C_{Rd,c}$ faktor, določen z izrazom:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}, \quad (4.12)$$

kjer ima γ_c vrednost 1,5 (SIST EN 1992-1-1),

k_l za k_l smo v naših izračunih privzeli vrednost 0,15 (SIST EN 1992-1-1),

v_{min} je določen z izrazom:

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}. \quad (4.13)$$

4.2.3 Izračun strižne nosilnosti za stene U1-S8

V nadaljevanju je prikazan postopek izračuna projektne vrednosti prečne sile, ki jo element lahko prenese v primeru plastifikacije vložene strižne armature $V_{Rd,s}$ za stene U1–U3 in S1–S8. V preglednici 6 so zbrane vse potrebne karakteristike, ki so uporabljene v izračunu. Pri izračunu so uporabljeni izrazi od 4.4 do 4.6, ki so zapisani v podpoglavju 4.2.1.

Preglednica 6: Geometrijske in mehanske karakteristike sten S9 in S10, ki so potrebne za izračun vrednosti prečne sile, ki jo element lahko prenese v primeru plastifikacije vložene strižne armature $V_{Rd,s}$

Podatki:	U1–U3 in S1–S8
s (cm)	37,5
θ (°)	45
b_w (cm)	15
A_{cw}	1,0
f_{ck} (MPa)	30
f_{ywd} (kN/cm ²)	43,5

Izračun projektne vrednosti prečne sile (4.14):

$$z = 127,7 \text{ cm} - 8 \text{ cm} = 119,7 \text{ cm}$$

$$A_{sw} = \frac{n_{palic} \phi_{palic}^2 \pi}{4} = \frac{2 \cdot 1^2 \cdot \pi}{4} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \left[1 - \frac{30}{250} \right] = 0,528 \quad (4.14)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta = \frac{1,57}{37,5} 119,7 \cdot 43,5 \cdot \cot 45 = 218 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = a_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) = 1 \cdot 15 \cdot 119,7 \cdot 0,528 \cdot 2 / 2 = 948 \text{ kN}$$

Ker velja $V_{Rd,s} \leq V_{Rd,max}$ je strižna nosilnost kar $V_{Rd,s} = 218 \text{ kN}$

4.2.4 Izračun strižne nosilnosti za steni S9 in S10 brez strižne armature

V nadaljevanju je prikazan postopek izračuna projektne strižne odpornosti elementa brez strižne armature $V_{Rd,c}$ za steni S9 in S10. V preglednici 7 so zbrane vse potrebne karakteristike, ki so uporabljene v izračunu. Ker je preizkušane S9 brez horizontalne (strižne) armature, smo pri izračunu uporabili izraze od 4.7 do 4.13, ki so zapisani v podpoglavju 4.2.2.

Preglednica 7: Geometrijske in mehanske karakteristike sten S9 in S10, ki so potrebne za izračun projektne strižne odpornosti elementa brez strižne armature $V_{Rd,c}$

Podatki:	S9	S10
a (m)	1,36	
d (m)	1,33	
b_w (m)	0,15	

Se nadaljuje ...

... nadaljevanje preglednice 7.

f_{ck} (MPa)	30	
k_l	0,15	
N_{Ed} (kN)	100	
Φ_{palic} (mm)	12	/
n_{palic}	2	/

Sledi izračun projektne strižne odpornosti elementa brez strižne armature. V prvem delu (4.15) računamo vrednosti k , σ_{cp} , $C_{Rd,c}$, in v_{min} , ki so enake za obe steni. Zaradi različnih količin armature v stenah S9 in S10 (spreminja se faktor ρ_1) sledita nato še dva ločena izračuna (izraza 4.16 in 4.17).

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{1330}} = 1,39 \leq 2,0$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{N_{Ed}}{a \cdot b} = \frac{100000}{1360 \cdot 150} = 0,49 \text{ MPa} \leq 0,2 f_{cd} = 0,2 \cdot 20 = 4 \text{ MPa}$$
(4.15)

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,39^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,314$$

Stena S9:

$$A_{sw} = \frac{n_{palic} \phi_{palic}^2 \pi}{4} = \frac{2 \cdot 12^2 \cdot \pi}{4} = 226 \text{ mm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sw}}{b_w d} = \frac{226}{150 \cdot 1330} = 0,00115 \leq 0,02$$
(4.16)

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_l \sigma_{cp} \right] b_w d =$$

$$= \left[0,120 \cdot 1,39 \cdot (100 \cdot 0,00115 \cdot 30)^{1/3} + 0,15 \cdot 0,49 \right] \cdot 150 \cdot 1330 \cdot \frac{1}{1000} = 64 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_l \sigma_{cp}) b_w d = (0,314 + 0,15 \cdot 0,49) \cdot 150 \cdot 1330 \cdot \frac{1}{1000} = 76 \text{ kN}$$

Ker velja $V_{Rd,c,min} \leq V_{Rd,c}$, v primeru stene S19 za vrednost $V_{Rd,c}$ privzamemo $V_{Rd,c,min} = 76 \text{ kN}$.

Stena S10:

$$A_{sw} = 0 \text{ m m}^2$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sw}}{b_w d} = 0$$

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d = \quad (4.17)$$

$$= \left[0,120 \cdot 1,39 \cdot (100 \cdot 0 \cdot 30)^{1/3} + 0,15 \cdot 0,49 \right] \cdot 150 \cdot 1330 \cdot \frac{1}{1000} = 15 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = (0,314 + 0,15 \cdot 0,49) \cdot 150 \cdot 1330 \cdot \frac{1}{1000} = 76 \text{ kN}$$

Ker velja $V_{Rd,c,min} \leq V_{Rd,c}$, v primeru stene S10 za vrednost $V_{Rd,c}$ privzamemo $V_{Rd,c,min} = 76 \text{ kN}$.

4.3 Izračun projektne strižne odpornosti delovnega stika

Projektno strižno odpornost med sloji betona, ki so betonirani v različnih časih smo določili po standardu za projektiranje betonskih konstrukcij Evrokod 2 (SIST-EN 1992-1-1, 2005). Dobili smo projektno vrednost prečne sile, ki jo stik lahko prenese $V_{Rd,zdrs}$. V nadaljevanju je prikazan splošni postopek in dejanski izračun projektne strižne nosilnosti delovnega stika za vse preizkušance.

4.3.1 Strig med sloji betona, betoniranimi v različnem času

Poleg vseh pogojev iz podpoglavja 4.2 morajo strižno obremenjeni elementi, ki so izdelani v več fazah, zadostiti še naslednji zahtevi:

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi} \quad (4.18)$$

v_{Edi} projektna vrednost strižne napetosti v stični ploskvi, ki je podana z izrazom:

$$v_{Edi} = \beta V_{Ed} / z b_i, \quad (4.19)$$

kjer so:

β razmerje med vzdolžno silo v novi betonski ploskvi in celotno vzdolžno silo v tlačni oz. natezni coni, ki sta izračunani v obravnavanem prerezu,

V_{Ed} prečna sila,

- z ročica notranjih sil sestavljenega prereza,
 b_i širina stične ploskve,
 $v_{Rd,zdrs}$ projektna vrednost strižne odpornosti stika, ki je podana z izrazom:

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cm} . \quad (4.20)$$

Pri tem so:

- c in μ faktorja, ki sta odvisna od hrapavosti stične ploskve. V našem primeru, ko imamo površino brez dodatne obdelave po vibriranju, privzamemo vrednosti $c = 0,35$ in $\mu = 0,7$.
 σ_n sila na enoto ploskve, ki jo v stični ploskvi povzroča najmanjša zunanja normalna sila, pravokotna na strižno ploskev, ki lahko deluje sočasno s prečno silo,
 f_{ctd} projektna natezna trdnost, ki je določena z izrazom:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0.05} / \gamma_c . \quad (4.21)$$

Pri tem ima γ_c vrednost 1,5 (SIST EN 1992-1-1),

α_{ct} je koeficient, ki upošteva neugodne učinke načina nanosa obtežbe na natezno trdnost. V izračunih je upoštevana priporočena vrednost $\alpha_{ct} = 1,0$ (SIST EN 1992-1-1, 2005).

$f_{ctk,0.05}$ spodnja karakteristična vrednost natezne trdnosti betona,

A_s ploščina prečnega prereza armature, ki prečka stično ploskev,

A_i ploščina stika,

α kot med stično ploskvijo in horizontalno armaturo. V našem primeru je $\alpha = 90^\circ$.

v redukcijski faktor tlačne trdnosti (glej izraz 4.6).

4.3.2 Izračun maksimalne prečne sile V_{Ed} (delovni stik)

V nadaljevanju je prikazan postopek izračuna maksimalne prečne sile, ki jo prenese delovni stik, za stene U in S. V preglednici 8 so zbrane vse potrebne karakteristike, ki so uporabljene v izračunu. Pri izračunu so uporabljeni izrazi od 4.14 do 4.17, ki so zapisani v podpoglavju 4.3.1.

Preglednica 8: Geometrijske in mehanske karakteristike sten U in S, ki so potrebne za izračun maksimalne prečne sile V_{Ed} , ki jo še prenese delovni stik

Podatki:	U1–U3 in S1–S7	S8 in S9	S10
a (m)	1,36		
b (m)	0,15		

Se nadaljuje ...

... nadaljevanje preglednice 8.

z (m)	1,19		
f_{cd} (MPa)	20		
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	2		
f_{yd} (MPa)	435		
μ	0,6		
c	0,175		
α (°)	90		
β	1		
N_{Ed} (kN)	100		
Φ_{palic1} (mm)	12	10	/
n_{palic1}	8	8	/
Φ_{palic2} (mm)	10	/	/
n_{palic2}	4	/	/

Sledi izračun maksimalne prečne sile, ki jo prenese delovni stik. V prvem delu (4.22) računamo vrednosti v_1, f_{ctd} in σ_n , ki so enake za vse stene. Zaradi različnih količin armature v posameznih stenah (spreminja se faktor ρ) sledijo trije ločeni izračuni (izrazi 4.23, 4.24 in 4.25).

$$v_1 = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \left[1 - \frac{30}{250} \right] = 0,528$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_c = 0,2 / 1,5 = 0,133 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.22)$$

$$\sigma_n = \frac{100}{136 \cdot 15} = 0,05 \text{ kN/cm}^2$$

Stene U1–U3 in S1–S7:

$$\rho = A_s / A_i = \frac{8 \cdot 1,13 + 4 \cdot 0,79}{15 \cdot 136} = 0,006$$

$$\begin{aligned} v_{Rd,zdrs} &= cf_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) = \\ &= 0,175 \cdot 0,133 + 0,6 \cdot 0,05 + 0,006 \cdot 43,5 (0,6 \cdot 1 + 0) = 0,209 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned} \quad (4.23)$$

$$0,5v f_{cd} = 0,5 \cdot 0,528 \cdot 2 = 0,528 \text{ kN/cm}^2 \geq 0,209 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{Ed} = \frac{v_{Rd,zdrs} z b_i}{\beta} = \frac{0,209 \cdot 119 \cdot 15}{1} = 375 \text{ kN}$$

Prečna sila, ki jo prenese delovni stik upogibno obremenjenih sten U in strižno obremenjenih sten S1–S7, znaša $V_{Ed} = 375$ kN.

Steni S8 in S9:

$$\rho = A_s / A_i = \frac{8 \cdot 0,79}{15 \cdot 136} = 0,0031$$

$$v_{Rd,zdrs} = cf_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) =$$

$$= 0,175 \cdot 0,133 + 0,6 \cdot 0,05 + 0,003 \cdot 43,5 (0,6 \cdot 1 + 0) = 0,134 \text{ kN/cm}^2$$

$$0,5v f_{cd} = 0,5 \cdot 0,528 \cdot 2 = 0,528 \text{ kN/cm}^2 \geq 0,134 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.24)$$

$$V_{Ed} = \frac{v_{Rd,zdrs} z b_i}{\beta} = \frac{0,134 \cdot 119 \cdot 15}{1} = 240 \text{ kN}$$

Prečna sila, ki jo prenese delovni stik strižno obremenjenih sten S8 in S9, znaša $V_{Ed} = 240$ kN.

Stena S10:

$$\rho = A_s / A_i = \frac{0}{15 \cdot 136} = 0$$

$$v_{Rd,zdrs} = cf_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) =$$

$$= 0,175 \cdot 0,133 + 0,6 \cdot 0,05 + 0 \cdot 43,5 (0,6 \cdot 1 + 0) = 0,053 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.25)$$

$$0,5v f_{cd} = 0,5 \cdot 0,528 \cdot 2 = 0,528 \text{ kN/cm}^2 \geq 0,053 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{Ed} = \frac{v_{Rd,zdrs} z b_i}{\beta} = \frac{0,08 \cdot 119 \cdot 15}{1} = 94 \text{ kN}$$

Prečna sila, ki jo prenese delovni stik strižno obremenjene stene S10, znaša $V_{Ed} = 94$ kN.

4.4 Preglednica projektnih strižnih nosilnosti in faktorji dodatne nosilnosti

V preglednici 9 so navedene vse dejanske nosilnosti F_{max} , prečne sile $V_{Rd,U}$ na podlagi projektne upogibne nosilnosti $M_{Rd,u}$, projektne strižne nosilnosti sten $V_{Rd,S}$ in $V_{Rd,C}$ ter prečne sile V_{Edi} , ki jih prenese delovni stik v stenah. Pri izračunu $V_{Rd,U}$ iz projektne upogibne nosilnosti smo vrednost $M_{cr,u}$ delili z ročico horizontalne sile. Pri vseh primerih gre za razdaljo med vpetjem stene v temelj in točko, v kateri deluje horizontalna sila. Pri stenah U je višina $h = 3,1$ m, pri stenah S pa $h = 1,34$ m. Za

posamezno steno je izračunan tudi r_s . Pri izračunu za vrednost V_{Rd} privzamemo najnižjo izmed vrednosti $V_{Rd,U}$, $V_{Rd,S}$, $V_{Rd,C}$ in V_{Edi} .

Preglednica 9: Projektne strižne nosilnosti in faktorji dodatnih nosilnosti. Kritične vrednosti so označene z oranžno barvo.

Stena	F_{max} (kN)	$V_{Rd,U}$ (kN)	$V_{Rd,S}$ (kN)	V_{Edi} (kN)	r_s
U1	195	126	218	375	1,55
U2	201	126	218	375	1,60
U3	152	90	218	375	1,69
S1	441	291	218	375	2,02
S2	451	333	218	375	2,07
S3	423	291	218	375	1,94
S4	337	333	218	375	1,55
S5	63	291	218	375	0,29
S6	251	291	218	375	1,15
S7	287	291	218	375	1,32
S8	217	207	218	240	1,00
S9	255	207	76	240	3,36
S10	61	49	76	94	0,92

Iz preglednice je razvidno, da je pri osnovnih različicah sten U faktor r_s približno 1,5, pri osnovnih različicah sten S pa približno 2,0. Pri večini sten z napakami je faktor r_s nižji od faktorja osnovnih različic. Vrednosti variirajo med 1,05 in 1,94. Pri steni S5 je faktor r_s manjši od 1 ($r_s = 0,29$) zaradi nepravilne izdelave betona, česar pri izračunu po standardu Evrokod 2 (SIST EN 1992-1-1, 2005) ne moremo upoštevati. Pri stenah U3 in S9 sta faktorja višja od osnovnih različic. Zaradi konservativnega postopka je odstopanje najbolj opazno pri steni S9, kjer je r_s 1,8-krat večji od faktorja osnovnih različic sten S. Pri projektiranju sten sistema JUBHome bi manjšo izmed projektne upogibne in projektne strižne nosilnosti pomnožili s faktorjem dodatne nosilnosti in tako dobili višjo nosilnost sten.

5 DOLOČITEV FAKTORJA NEGOTOVOSTI PRI GRADNJI

Ker je gradnja v praksi odvisna od velikega števila zunanjih dejavnikov, smo za stene sistema JUBHome na podlagi rezultatov cikličnih testov določili še faktor negotovosti pri gradnji f_n . Tako smo zagotovili še dodatni varnostni faktor, ki upošteva možne napake/nepravilnosti pri gradnji, ki so lahko prisotne. Z izrazom 5.1 določimo nosilnost F_{nep} , kjer upoštevamo nosilnosti vseh sten (osnovnih različic in tistih z napakami), ki jih obtežimo s faktorjema p_1 in p_2 . Faktor p_1 nam pove, kolikšna je pričakovana verjetnost, da se bo v gradbeni praksi v steni z napako pojavil določen tip nepopolnosti (nekvaliteten beton, manj armature). S faktorjem p_2 pa za posamezni razred kvalitete gradnje in nadzora prikažemo delež sten brez nepopolnosti in sten z napakami pri gradnji. Faktor negotovosti pri gradnji f_n predstavlja razmerje med povprečno dejansko nosilnostjo osnovnih različic sten $\bar{F}_{max,osnovni}$ in $\bar{F}_{max,osnovni}$ ter izračunano nosilnostjo F_{nep} vseh sten z upoštevanimi nepopolnostmi (izraz 5.2).

$$F_{nep} = \sum_{i=1}^n F_{max,i} p_{1,i} p_{2,i} \quad (5.1)$$

$$f_n = \frac{\bar{F}_{max,osnovni}}{F_{nep}} \quad (5.2)$$

Da bi določili čim bolj realne faktorje nepopolnosti, smo definirali tri razrede kvalitete izgradnje sten, ki se ločijo glede na strokovnost in natančnost samih izvajalcev ter nadzornikov, pri čemer je razred 1 najboljši. V odvisnosti od ravni kakovosti izgradnje smo določili različne uteži p_1 in p_2 , ki so prikazane v preglednicah 10 in 11.

Predpostavili smo, da stene, uvrščene v razred 1, zgradi izvajalec, ki ima izkušnje z gradnjo sten sistema JUBHome, izvedbo pa na gradbišču kvalitetno preveri nadzornik. Predpostavili smo, da bo v tem primeru 80 % vseh sten brez napak. Še vedno obstaja možnost, da se pojavijo nepopolnosti, vendar bo šlo za manjše napake. Običajno se bodo odražale v nižjem deležu armature oz. malenkost nižji trdnosti betona. Tako smo privzeli, da bo največji delež napak (70%) podoben tistim v steni S7, kjer je bilo v robne elemente vgrajene manj stremenske armature.

V razred 2 spadajo stene, ki jih je zgradil nekompetenten in površen izvajalec, nadzornik pa svojega dela ne opravlja vestno. Običajno gre za gradbena podjetja, ki v želji po večjem dobičku sistematično varčujejo pri količini in kakovosti vgrajenega materiala. Predpostavili smo, da se bodo v 70 % sten pojavile nepopolnosti. Največ napak (skupno 80 %) bo pri količini vgrajene armature, pojavljale pa se bodo tudi stene s slabo kvaliteto betona. Rezultate za steno, kjer je uporabljen zemeljsko vlažen beton, narejen izven betonarne, za steno, ki ima le vertikalno armaturo ali je brez nje, zanemarimo, saj predvidevamo, da se tako velike nepopolnosti v profesionalni gradbeni stroki pojavljajo v izjemno

majhnem odstotku vseh gradenj. V razred 3 smo uvrstili stene neprofesionalne izdelave. Razlogov za samogradnjo je več, najbolj pogost pa je prihranek na račun stroškov z izvajalcem in kvalitetnim nadzorom gradnje. Oseba, ki je hkrati investitor in izvajalec, v gradnjo vloži veliko truda, vendar zaradi nezkušenosti prihaja do nepopolnosti. Predpostavimo, da se napake pri takšni gradnji pojavijo v 80 % vseh primerov. V nasprotju s stenami iz razredov 1 in 2 pride zaradi neznanja izvajalca pri samogradnji tudi do večjih nepopolnosti, ki znižajo nosilnost sten. Tako smo pri izračunu faktorja f_n za razred 3 upoštevali nosilnosti sten brez armature (5 % vseh napak) in iz zemeljsko vlažnega betona (5 % vseh napak), še vedno pa je najbolj pogosta napaka premajhna količina vgrajene armature.

Preglednica 10: Faktor p_1 za stene v vseh razredih kakovosti gradnje in nadzora

	Faktor p_1		
	Razred 1	Razred 2	Razred 3
U1 – brez napak	0,50		
U2 – brez napak	0,50		
U3 – brez robnih elementov in stremenske armature	1,00		
S1 – brez napak	0,25		
S2 – brez napak, N=200 kN	0,25		
S3 – brez napak	0,25		
S4 – brez napak, N=200 kN	0,25		
S5 – nevirbriran »domač« beton – zemeljsko vlažen	0,0	0,0	0,05
S6 – nevirbriran »domač« beton – tekoč	0,15	0,2	0,2
S7 – redkejša stremena v robnem elementu	0,70	0,6	0,50
S8 – brez robnih elementov in stremenske armature	0,15	0,2	0,1
S9 – brez robnih elementov, stremen in hor. armature	0,0	0,0	0,1
S10 – popolnoma brez armature	0,0	0,0	0,05

Preglednica 11: Faktor p_2 za stene v vseh razredih kakovosti gradnje in nadzora

	Faktor p_2		
	Razred 1	Razred 2	Razred 3
stene brez nepopolnosti	0,80	0,30	0,20
stene z nepopolnostmi	0,20	0,70	0,80

Pri gradnji, kjer pričakujemo visoko kvaliteto (razred 1), smo za pretežno upogibno obremenjene stene U dobili faktor nepopolnosti pri gradnji $f_n = 1,05$, pri pretežno strižno obremenjenih stenah pa $f_n = 1,07$. Če gradnjo izvaja izkušen in natančen izvajalec, se stene glede na nosilnost zelo približajo idealnim stenam brez napak. Pri stenah v razredu 2 f_n za stene U znaša 1,19, za stene S pa 1,33. V razredu 3, kjer obravnavamo samogradnjo, so vrednosti faktorja nepopolnosti še malo višje. Pri stenah U smo dobili vrednost $f_n = 1,23$, pri stenah S pa $f_n = 1,49$. Ugotovimo torej, da lahko zaradi nezadostnega nadzora in neznanja nosilnost sten v nekaterih skrajnih primerih pade tudi za faktor 1,5. Rezultati f_n za stene U in S v vseh treh razredih so zbrani v preglednici 12.

Preglednica 12: Faktorji nepopolnosti pri gradnji f_n

Stena	F_{max} (kN)	Razred 1					Razred 2					Razred 3				
		$p1$	$p2$	F_{nep}	F_{max}	f_n	$p1$	$p2$	F_{nep}	F_{max}	f_n	$p1$	$p2$	F_{nep}	F_{max}	f_n
U1	195	0,50	0,8	188,8	198	1,05	0,5	0,30	165	198	1,19	0,5	0,2	161,2	198	1,23
U2	201						1	0,70				1	0,8			
U3	152	1,00	0,2													
S1	441	0,25	0,8	384,6	413	1,07			309,9	413	1,33			279,8	413	1,48
S2	451						0,25	0,30				0,25	0,2			
S3	423						0,2					0,05				
S4	337						0,2					0,2				
S5	63	0					0					0,05				
S6	251	0,15					0,2					0,2				
S7	287	0,70					0,6					0,5				
S8	217	0,15					0,2	0,70				0,1	0,8			
S9	255	0					0					0,1				
S10	49	0					0					0,05				

Rezultati kažejo, da je potrebno več pozornosti posvetiti varnosti pri projektiranju pretežno strižno obremenjenih sten, saj je faktor negotovosti pri gradnji f_n pri stenah S večji kot pri stenah U. V praksi bi za določitev dejanske nosilnosti manjšo izmed projektne upogibne in projektne strižne nosilnosti najprej pomnožili s faktorjem dodatne nosilnosti r_s , ki je določen v poglavju 4, nato pa delili s faktorjem negotovosti f_n . Ker sta tako pri upogibu kot pri strigu faktorja r_s večja od faktorjev f_n bi bila dejanska nosilnost tako vedno večja od projektne nosilnosti, ki je določena po standardu Evrokod 2 (SIST-EN 1992-1-1, 2005). Pomembno je poudariti, da s faktorjem f_n ne zagotovimo popolne varnosti konstrukcije, ampak poskušamo le zmanjšati vpliv negotovosti, ki so nastale med gradnjo. Z uporabo več različnih preizkušancev U z drugačnimi pomanjkljivostmi bi lahko še dodatno izboljšali faktor r_s za upogibno obremenjene stene. Tako faktor dodatne nosilnosti r_s kot faktor negotovosti pri gradnji f_n sta določena empirično glede na rezultate raziskav. Z njima smo poskušali čim bolj natančno posnemati obnašanje sten sistema JUBHome in omogočiti projektiranje po standardih Evrokod.

6 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi smo povzeli rezultate laboratorijskih raziskav, v katerih so bile preučevane mehanske lastnosti sten JUBHome WALL. V študijo je bilo vključenih 13 sten, spreminjali pa sta se geometrija, kvaliteta betonske mešanice ter količina in postavitev armaturnih palic. Primerjalo se je zasuke in sile različnih preizkušancev pri štirih mejnih stanjih. Opažanja potrjujejo velik vpliv armature in kakovosti betona na nosilnost sten. Ugotovili smo, da so se najslabše odrezali preizkušanci z malo armature in betonom nizke kvalitete. Preizkušanci brez napak so praviloma prenesli od 1,3 do 2-krat večje sile, sposobni pa so bili tudi do 2,3-krat večjih zasukov kot večina ostalih preizkušancev. Posebna sta primera preizkušancev S5 in S10, ki sta zaradi velikih nepopolnosti pri gradnji prenesla kar 7 oz. 9-krat nižje sile od preizkušancev brez napak. Ugotovili smo, da je razmerje med zasukom pri maksimalni horizontalni sili in zasukom tik pred poružitvijo večje pri strižno obremenjenih stenah S, kjer znaša povprečno 3,8. Pri stenah U je razmerje med zasuki 1,8. Preizkusi so pokazali, da se poškodbe nosilne konstrukcije ne prenašajo na toplotnoizolativni sloj.

Določili smo faktor dodatne nosilnosti. To je razmerje med dejansko izmerjeno nosilnostjo sten in projektno nosilnostjo. Pri upogibno obremenjenih preizkušancih to razmerje znaša okoli 1,5, pri strižno obremenjenih preizkušancih pa je doseglo vrednost 2,0. Nadalje je bilo ugotovljeno, da sta za določanje faktorja dodatne nosilnosti merodajna projektna upogibna nosilnost in projektna strižna nosilnost, strižna odpornost delovnih stikov sten JUBHome pa ni nikoli kritična.

Določili smo še faktor negotovosti pri gradnji, s katerim zmanjšamo projektno nosilnost sten. Faktor upošteva možnost pojava nepopolnosti pri vgradnji betona in armature za tri stopnje kvalitete gradnje. Glede na rezultate smo predpostavili, da bi bilo pri upogibnem obremenjevanju sten, ki jih je gradil izkušen izvajalec, prisoten pa je bil korekten nadzor, smiselno uporabiti faktor 1,05, pri strižnem obremenjevanju pa faktor 1,07. Če je izvajalec nezanesljiv in brez nadzora, bi stenam, kjer prevladuje upogibno obnašanje pripisali faktor 1,19, stenam s predvidenim strižnim obnašanjem pa 1,33. Za stene, zgrajene v samogradnji brez nadzora, pa bi pri upogibu uporabili faktor 1,23, pri strigu pa 1,48. Vidimo torej, da je pri stenah S vpliv negotovosti pri gradnji višji kot pri stenah U.

VIRI

Dolšek, M., Gams, M., Snoj, J., Bohinc, U., Kramar, M. 2016. Eksperimentalne raziskave armiranobetonskih sten konstrukcijskega sistema JUBHome WALL. Ljubljana, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo: 4 -74 f.

Dolšek, M., Snoj, J., Žižmond, J. 2016. Navodila za potresnoodporno projektiranje armiranobetonskih sten konstrukcijskega sistema JUBHome WALL. Ljubljana, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo: 21 - 26 f.

FEMA. 2007. Interim testing protocols for determining the seismic performance characteristics of structural and non-structural components – FEMA 461. Washington D.C., Federal emergency management agency.

GOM. 2015. Sistem za optično merjenje deformacij. <http://www.gom.com/metrology-systems/systemoverview/aramis.html> (Pridobljeno 6. 6. 2016).

Beg, D., Pogačnik, A. 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 2-46 – 2-49 str.

SIST EN 1992-1-1: 2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe, maj 2005.

SIST EN 1992-1-1: 2005/A101. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek, marec 2006.

SIST EN 1998-1, 2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij. Del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe, marec 2005.