

# EKSPERIMENTALNE PREISKAVE TROSLOJNIH KAMNITIH ZIDOV Z OMETI

## EXPERIMENTAL TESTS OF THREE-LEAF STONE MASONRY WALLS WITH PLASTER

**dr. Meta Kržan, univ. dipl. inž. grad.**

meta.krzan@fgg.uni-lj.si

**izr. prof. dr. Vlatko Bosiljkov, univ. dipl. inž. grad.**

vlatko.bosiljkov@fgg.uni-lj.si

Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, UL

Jamova cesta 2, Ljubljana

**Znanstveni članek**

UDK 519.876.5:624.012.11/.12(497.4)

**Povzetek** | V prispevku so opisane preiskave troslojnih kamnitih zidov, namenjene študiju njihovega obnašanja pri potresnih obremenitvah. Preiskave so obsegale tlačne in strižne teste skupaj 18 zidov ter spremljajoče raziskave konstituentov (malte in kamna). Analizirani so rezultati maksimalnih nosilnosti kot tudi pomikov ter poškodovanosti zidov za karakteristična stanja obnašanja pri tlačnih in strižnih obremenitvah. Pri strižnih preiskavah je analiziran tudi vpliv morfologije zidov (sestave po prerezu), različnih nivojev predkompresije in robnih pogojev vpetja. Preizkušani tip kamnitih zidov najdemo v Sloveniji v starejših reprezentativnih objektih (na Primorskem ali tam, kjer je bil pri gradnji prisoten italijanski oziroma beneški vpliv), ti pa predstavljajo pomemben del naše kulturne dediščine. Pri takšnih objektih je poleg konstrukcije pogosto v interesu ščititi različne poslikave, mozaike itd., zato je bil na zidove nanesen tudi apneni omet, ki je služil za analizo obnašanja umetnostnih elementov zidov in določitev vrednosti mejnih zasukov zidov za nadaljnjo uporabo pri oceni potresne odpornosti obstoječih objektov tudi s stališča poškodovanosti ometov.

**Ključne besede:** večslojni kamniti zidovi, potresno obnašanje, strižne preiskave, mejni zasuki, poškodbe ometov

**Summary** | The paper presents experimental tests performed on three-leaf stone masonry walls for studying their behaviour under seismic loads. Compression and cyclic shear tests were performed on 18 walls, following tests on masonry constituents (mortar and stone). The results of maximum strength capacity as well as displacement capacity and damage at characteristic stages of the response under compression and shear loading were analysed. For shear tests the influence of wall's morphology, different levels of precompression and different boundary conditions was analysed. The type of the tested masonry can be found in Slovenia most often in old representative buildings in Primorska region (where the architectural influence of Italy can be found), and they present important cultural heritage. Since in such buildings also various artistic assets in the form of painted walls or mosaics of great importance are often present, plaster was applied to the test specimens in order to study their performance during cyclic shear loading and to determine reference drift values for various plaster damage cases in correlation with wall response. These values can be used in performance based seismic assessment of historic buildings, considering also the damage states of artistic assets attached to the walls.

**Key words:** Multi-leaf stone masonry walls, historic masonry, earthquake performance, shear tests, drift capacity, plaster damage

## 1 • UVOD

### 1.1 Opis problematike

Zidani kamniti objekti predstavljajo precejšen del obstoječega fonda starejših zidanih objektov, od katerih so mnogi pomembna arhitekturna kulturna dediščina. Veliko vrednost (kulturno, zgodovinsko, družbeno, ekonomsko itd.) pa imajo pogosto tudi njihovi kulturno-umetniški sestavni elementi, kot so poslikani ometi, mozaiki, štukature, kipi. Ti so najpogosteje nameščeni v

reprezentativnih zgodovinskih stavbah, kot so gradovi, dvorci, cerkve ipd. Na slikah 1 in 2 sta prikazana Mrtvaški ples, pomembna slovenska freska, in cerkev svete Trojice.

Precej kamnitih zidov historičnih objektov je po prerezu sestavljenih iz več slojev. Pri nas so od romanike naprej značilni troslojni zidovi, kjer sta zunanja sloja sestavljena iz kamna, notranja plast pa je zapolnjena z

apneno malto, pomešano z ostanki kamena in ima več ali manj votlin. Takšni zidovi se razlikujejo glede na uporabljene materiale, način zlaganja ter obliko in obdelavo kamna (tekstura oziroma lice zidu), so pa različni tudi po sestavi prereza (morfologija zidu). V nekaterih zidovih kamniti bloki, ki potekajo čez celoten prerez, povezujejo zunanja dva sloja. Obnašanje zidov je že pri enoslojnih zidovih težko napovedati, saj nanj vpliva veliko parametrov, pri večslojnih pa je to še toliko težje. Pri različnih obremenitvah se različni sloji lahko različno obnašajo, se razslojujejo itd.



Slika 1 • Freska Mrtvaškega plesa  
([http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Danse\\_macabre\\_hrastovlje.JPG](http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Danse_macabre_hrastovlje.JPG))



Slika 2 • Cerkev svete Trojice, Hrastovlje, Slovenija  
(<http://www.publishwall.si/lelj/photos/photo/23345>)



a)



b)



c)

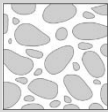
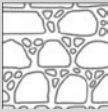

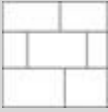
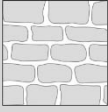

Slika 3 • Zunanjska porušitev zidov zaradi a) slabe povezanosti konstrukcijskih elementov ([http://db.nzsee.org.nz/Seminars/2014/Lagomarsino\\_Wellington\\_2014-2-20.pdf](http://db.nzsee.org.nz/Seminars/2014/Lagomarsino_Wellington_2014-2-20.pdf)) in b) slabe povezanosti zidov (Silva et al., 2014), L'Aquila, Abruzzo, Italija, c) porušitev stropa bazilike sv. Frančiška Asiškega v Assisiju med potresom v regiji Umbria-Marche leta 1997 (<http://projecthistoryitalia.altervista.org/26-settembre-1997-terremoto-nelle-marche-e-in-umbria/>)

V Sloveniji, v nekdanji Jugoslaviji kot tudi drugod po svetu smo se v zadnjih desetletjih spoprijeli s hudimi poškodbami in s porušitvami starejših kamnitih stavb (potresi na Kozjanskem (1974), v Posočju (1976, 1998, 2004), Skopju (1963), Banjaluki (1969), Črni gori (1979), v Italiji itd.). Poleg zunajravninskih porušitev zidov zaradi slabe povezanosti konstrukcije (slika 3 a) pride pri večslojnih zidovih zaradi slabe povezanosti zidovine tudi pri strižnih obremenitvah v ravnini do zunajravninskih porušitev zunanjih slojev zidov (slika 3 b). Znan je tudi primer nepričakovane porušitve katedrale v Notu leta 1996 (Binda, 2003a), 6 let po potresu, zaradi lezenja in tlačne preobremenjenosti večslojnih slopov in zidov. Poleg konstrukcijskih poškodb objektov so v potresih pogosto poškodovane ali uničene tudi neprecenljive umetnine. Uničenje Giottovih in Cimabuejevih fresk v baziliki sv. Frančiška Asiškega v Assisiju med potresom leta 1997 (slika 3 c) je po potresu povzročilo še dodatno, t. i. kulturno travmo (Debs, 2013).

Za analizo konstrukcijskega obnašanja stavb pri statičnih obremenitvah kot tudi pri dinamičnih (potres) ter za analizo učinkovitosti sanacije oziroma različnih utrditvenih ukrepov sta ključnega pomena ocena mehanskih karakteristik posameznih zidov in napoved njihovega obnašanja pri različnih obremenitvah. Napovedovanje obnašanja je zaradi velikega števila (pogosto neznanih) vplivnih parametrov zahtevna naloga. Na obnašanje zidanih elementov zelo vplivajo tudi parametri, ki niso neposredno vezani na lastnosti zidovine, temveč so odvisni od konstrukcije in obtežb. Na obnašanje vplivajo vpetost konstrukcijskih elementov, njihova geometrija in pripadajoče vertikalne obremenitve. Ker se tudi pri zaščiti kulturne dediščine vedno bolj uveljavlja način ocene stanja PBA oziroma projektiranja konstrukcij s kontroliranim obnašanjem PBD (angl. Performance based assessment oziroma design), nas pri analizi odziva konstrukcijskih elementov zanima nelinearni odziv sila–

pomik. Poleg mejnih sil in mejnih pomikov je za takšno analizo treba poznati stanja poškodovanosti pri različnih obremenitvah oziroma vrednosti pomikov in sil, pri katerih pride do karakterističnih stanj (npr. pomiki, kjer nastanejo prve razpoke) določenih elementov.

Mehanske karakteristike zidovine za analizo odpornosti objekta lahko določimo bodisi po priporočilih iz standardov bodisi po podatkih iz literature ali z natančnejšimi preiskavami karakterističnih zidov obravnavane konstrukcije. Pri prvih dveh možnostih se za predpostavljene vrednosti v večini primerov odločimo na podlagi vidne strani zidovine. Glede na teksturo zidu, ocenjeno vrsto in kvaliteto gradnikov (kamna oziroma opeke ter veziva) predpostavimo vrednosti tlačne, natezne in strižne trdnosti ter vrednosti elastičnega in strižnega modula. Vrednosti je treba določiti previdno, saj po navadi ne vemo, kakšna je dejanska sestava zidu po prerezu (morfologija). Pri večslojnih zidovih

	Tekstura*	Tip zidovine	$f_{Mc}$ (MPa)	$f_{Ml}$ (MPa)	$E_M$ (MPa)	$G_M^{**}$ (MPa)	$\gamma_M$ (kN/m <sup>3</sup> )
A		Nepravilna kamnita zidovina (iz prodnikov, kamenja nepravilnih oblik)	0,70–1,80	0,020–0,048	200–1050	130–350	19
B		Kamnita zidovina iz neobdelanih kamnov, z omejeno debelino zunanjih slojev in nepovezanim jedrom	2,00–3,00	0,053–0,080	1020–1440	340–480	20
C		Kamnita zidovina iz lomljenih kamnov z dobrim preklapljanjem	2,60–3,80	0,084–0,111	1500–1980	500–660	21
D		Kamnita zidovina iz mehkih kamnov (tufa, apnenca itd.)	1,40–2,40	0,042–0,063	900–1700	300–420	16
E		Klesana kamnita zidovina iz trših kamnov	4,70–8,00	0,135–0,180	740–3200	200–940	22
F		Opečna zidovina z apneno malto	2,00–4,00	0,040–0,140	240–1800	80–600	18

\* Slike so simbolične (povzete po SIA 266/2 SN 505266/2 (SIA 505266/2, 2012)).  
 \*\* Vrednosti se nanašajo na nerazpokan prerez.  
 Legenda:  
 $f_{Mc}$  tlačna trdnost zidovine;  $f_{Ml}$  natezna trdnost zidovine;  $E_M$  elastični modul zidovine;  $G_M$  strižni modul zidovine;  $\gamma_M$  prostorninska teža zidov

Preglednica 1 • Razširjena preglednica mejnih vrednosti mehanskih parametrov, podanih v MIT 2009, za različne tipe zidovine

lahko najdemo različne debeline slojev in razmerij debelin zunanjih in notranjih slojev. Glede na debelino in karakteristike srednje plasti kot tudi zunanjih se spreminjata prevzem obremenitev in celotno obnašanje zidov pri različnih obremenitvah. Karakterizacija zidov zgolj z vidne strani tako prinaša negotovosti, ki se jim brez natančnejših preiskav ne moremo izogniti.

Poznavanje in raziskovanje obnašanja zidanih stavb in zidov pri potresih ima v Sloveniji dolgo tradicijo, saj so bili raziskovalci Zavoda za raziskavo materialov in konstrukcij z znanjem in izkušnjami, pridobljenimi od potresa leta 1963 v Skopju, že pred desetletji vodilni strokovnjaki s področja zidanih konstrukcij in popotresne obnove ne le na območju nekdanje države, temveč po svetu. Med prvimi so se ukvarjali tudi z raziskavami mehanskih karakteristik in obnašanja kamnitih zidov in stavb, pri čemer so razvijali tudi ukrepe za njihovo sanacijo in utrjevanje ((Terčelj, 1976), (Terčelj, 1982), (Turnšek, 1978), (Sheppard, 1980), (Tomažević, 1989), (Tomažević, 1993)).

Kot že rečeno, obstaja veliko različnih vrst zidovine; z njihovo klasifikacijo so se najbolj podrobno ukvarjali v Italiji, kjer imajo veliko število različnih vrst zidovine (Binda, 2003b). Glede na velik nabor in obsežne preiskave zidovine italijanski predpisi za potresno pro-

jektiranje (MIT, 2009) podajajo vrednosti mehanskih karakteristik zidovine obstoječih objektov v odvisnosti od vrste zidovine in njene teksture, hkrati pa tudi korekcijske koeficiente za primere določenih ugodno delujočih lastnosti zidovine (npr. dobra kvaliteta malte, prisotnost povezovalnih blokov). Mejne vrednosti mehanskih karakteristik, podanih v MIT 2009, razširjene z vrednostmi mehanskih karakteristik glede na relevantne študije različnih raziskovalcev in dognanj ob opravljenih in-situ preiskavah zgodovinskih objektov ((Turnšek, 1978), (Tomažević, 1982), (Tomažević, 1989), (Tomažević, 1999), (Binda, 2006a), (Magenes, 2010), (Bosiljkov, 2010a), (Bosiljkov, 2010b), (Borri, 2011), (Uranjek, 2012), (Candela, 2012), (Martins, 2014)), so podane v preglednici 1.

Tudi napovedovanje obnašanja zidov v smislu mejnih sil, togosti in duktilnosti oziroma mejnih pomikov in rotacij je kompleksen problem. Za analizo pri potresni obtežbi nas zanima predvsem obnašanje zidov pri dvoosnih obremenitvah, in sicer pri kombiniranih vertikalnih in horizontalnih strižnih obremenitvah. Pri zidovih lahko pri strižnih obremenitvah v ravnini zaradi njihove nehomogenosti pride do različnih porušitev (Tomažević, 1987), in sicer do diagonalne porušitve preko spojníc ali preko kamna oziroma opeke, zdrsa, upogibne ozi-

roma tlačne porušitve ter njihovih kombinacij. Pri večslojnih zidovih pa lahko nastanejo tudi večji pomiki in porušitve zunaj ravnine zidu.

Za različne tipe porušitev obstajajo različni analitični modeli za napoved strižnih nosilnosti, ki pa v točno določenih primerih zidov podajajo boljše oziroma slabše napovedi. V posameznih modelih niso vedno upoštevani vsi parametri, ki so karakteristični za obravnavani zid in znatno vplivajo na njegovo obnašanje. Treba se je tudi zavedati, da se historična kamnita zidovina obnaša drugače kot sodobna opečna. V preglednici 2 so zbrani najbolj pogosto uporabljeni modeli za določanje mejnih strižnih nosilnosti  $V_{Rd}$  zidov, navedeni pa so tudi predpisi, v katerih se posamezni modeli uporabljajo. Velja omeniti, da je bil model za diagonalno porušitev z uporabo natezne trdnosti zidov (2) razvit v Sloveniji, in sicer gre za t. i. Turnškovo enačbo (Turnšek, 1971). Enačba je bila med drugim privzeta v prvem italijanskem potresnem standardu (Legge n. 64, 1974) ter v jugoslovanskih predpisih (SRFJ, 1981). Standardi za izračun mejnih nosilnosti pri strigu modele bolj ali manj modificirajo, poleg tega pa jim dodajo tudi svoje varnostne faktorje, s čimer je raztros vseh izračunanih rezultatov še večji (Kržan, 2011).

Porušni mehanizem	Avtor	Analitični model	Predpis
Upogibni		$V_{Rd,r} = \psi \frac{\sigma_0 t_w l_w^2}{2h_0} \left( 1 - \frac{\sigma_0}{f_{Mc}} \right) \quad (1)$	(MIT, 2009), (EN 1998-3: 2005, 2005), (FEMA 306, 1998)
Strižni (diagonalne razpoke)	(Turnšek, 1971)	$V_{Rd,d} = l_w t_w \frac{f_{Mt}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{Mt}}} \quad (2)$	(MIT, 2009), (FEMA 306, 1998)
Strižni (diagonalne razpoke – zidaki)	(Mann, 1982)	$V_{Rd,dt} = l_w t_w \left( \frac{f_{v0}}{1 + \mu\phi} + \frac{\mu}{1 + \mu\phi} \sigma_d \right) \quad (3)^{(*)}$	(DIN 1053-1: 1996-11, 1996)
Strižni (diagonalne razpoke – spojnice)	(Mann, 1982)	$V_{Rd,dj} = l_w t_w \frac{f_{bt}}{2,3} \sqrt{1 + \frac{\sigma_d}{f_{bt}}} \quad (4)^{(*)^{(*)}}$	(DIN 1053-1: 1996-11, 1996)
Strižni (zdrs)	Mohr-Coulomb	$V_{Rd,s} = l_w t_w (f_{v0} + \mu\sigma_d) \quad (5)$	(MIT, 2009), (EN 1998-3: 2005, 2005), (FEMA 306, 1998)

(\*) Kriterij za diagonalno porušitev po zidakih je v predpisih navadno podan z omejitvijo vrednosti, dobljene po kriteriju (5). Večinoma je mejna vrednost določena v odvisnosti od natezne trdnosti zidaka  $f_{bt}$ .

Legenda:  
 $t_w$ : debelina zidu;  $l_w$ : dolžina zidu;  $l_{wc}$ : dolžina tlačnega dela zidu;  $h_w$ : višina zidu;  $\sigma_0$ : normalna tlačna napetost zidu;  $\sigma_d$ : povprečna rezultirajoča vertikalna napetost na tlačnem delu prereza;  $\psi$ : korekcijski faktor v odvisnosti od robnih pogojev vpetja, enak 1,0 za konzolne zidove in 2,0 za oboje stransko vpete;  $b$ : korekcijski faktor, ki upošteva porazdelitev napetosti po prerezu glede na geometrijsko razmerje zidu (po navadi določen kot  $h_w/l_w$ , vendar ne večji kot 1,5 in ne manjši kot 1,0);  $\phi$ : je koeficient, ki upošteva teksturo zidovine (preklop zidakov),  $f_{v0}$  začetna strižna trdnost zidovine;  $\mu$ : koeficient trenja

Preglednica 2 • Najbolj pogosti kriteriji za določitev mejne nosilnosti zidov in predpisi, v katerih se uporabljajo

Dobljeni porušni mehanizem zidov vpliva na velikost horizontalnih pomikov oziroma zasukov, ki jih zid lahko prenese pri horizontalnih obremenitvah. Za potrebe nelinearne potresne analize nekateri standardi podajajo mejne vrednosti pomikov bilinearnih krivulj prečna sila–zasuk, s katerimi se definira obnašanje zidov pri strižnih obremenitvah v ravnini. Evropski standard za potresno projektiranje obstoječih objektov EC8-3 (EN 1998-3: 2005, 2005) definira vrednosti mejnih pomikov glede na kritični porušni mehanizem ter glede na geometrijsko razmerje zidov. Definira tri stanja poškodovanosti, in sicer stanje majhne poškodovanosti – DL (angl. Damage Limitation), stanje večjih poškodb – SD (angl. Significant Damage) ter stanje blizu porušitve – NC (angl. Near Collapse). Zasuki v stanju SD so definirani kot 0,4 % za strig in 0,8 % ( $h_0/l_w$ ) za upogib, pri čemer je  $h_0$  razdalja med kritičnem prerezom in prerezom prevojnne momentne točke. Zasuki za stanje NC so definirani kot 4/3 zasukov pri stanju SD. Kriteriji so podani v preglednici 3. Podobno kot v EC8-3 so mejne vrednosti zasukov podane tudi v ameriških predpisih FEMA 306 (FEMA 306, 1998). Mejna stanja so imenovana IO (angl. Immediate Occupancy), LS (angl. Life Safety) in CP (angl. Collapse Prevention). Njihove vrednosti so prav tako podane v preglednici 3, bilinearna krivulja, povežeta po FEMA 306, pa je predstavljena na sliki 4. Ker imajo po dosegu maksimalne nosilnosti nekateri zidovi tudi rezidualno nosilnost, je v obeh predpisih dovoljeno podaljšanje bilinearne krivulje, če ne gre za primarne nosilne zidove.

Ocena mejnih sil in pomikov posameznega zidu je torej med bistvenimi predpostavkami pri potresni analizi objektov, saj se v odvisnosti od nje tudi rezultati izračunane potresne odpornosti posameznega objekta med seboj precej razlikujejo.

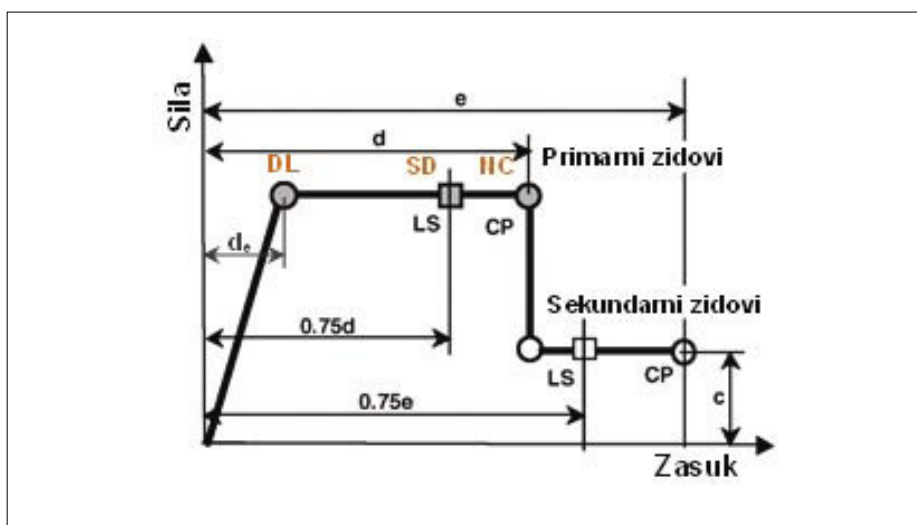
## 1.2 Eksperimentalne preiskave

V laboratoriju UL FGG so se v sklopu evropskega projekta PREPETUATE (PERformance – based Approach to Earthquake proTection of cUltural

Upogibno obnašanje		Strižno obnašanje	
EC8-3 (%)	FEMA 306 (%)	EC8-3 (%)	FEMA 306 (%)
"DL": $d_e^*$	"IO": 0,1	"DL": $d_e^*$	"IO": 0,1
"SD": $0,8 h_0/l_w$ ( $1,2 h_0/l_w$ )	"LS": $0,3 h_0/l_w$ ( $0,6 h_0/l_w$ )	"SD": 0,4 (0,6)	"LS": 0,3 (0,6)
"NC": $1,07 h_0/l_w$ ( $1,6 h_0/l_w$ )	"CP": $0,4 h_0/l_w$ ( $0,8 h_0/l_w$ )	"NC": 0,53 (0,8)	"CP": 0,4 (0,8)

\* Pomik na meji elastičnosti  $d_e$  definirane krivulje, določen iz nosilnosti  $V_{Rd}$  in efektivne togosti  $K_{ef}$

Preglednica 3 • **Mejne vrednosti zasukov po EC8-3 (EN 1998-3: 2005, 2005) in FEMA 306 (FEMA 306, 1998) za primarne in (sekundarne) zidove pri različnih porušnih mehanizmih za različna mejna stanja**



Slika 4 • **Bilinearna krivulja, določena po predpisu FEMA 306, z dodanimi oznakami mejnih stanj po EC8-3 (privzeto iz (Abrams, 2001))**

heriTage in European and mediterranean countries, [www.perpetuate.eu](http://www.perpetuate.eu)) izvedle obsežne sistematične preiskave za določanje potresnega obnašanja kamnitih večslojnih zidov objektov kulturne dediščine. Izbran je bil tip zidovine, ki je prisoten predvsem v reprezentativnih objektih (slika 2). Opravljeni so bili 4 tlačni preizkusi in 15 cikličnih strižnih preizkusov zidov ter preiskave konstituentov (kamna, malte in stikov). Testi so bili poleg analize maksimalnih nosilnosti namenjeni predvsem analizi mejnih pomikov in poškodovanosti v karakterističnih stanjih pri strižnih obremenitvah v ravnini zidov za nadaljnjo uporabo v PBA-analizi.

S preiskavami je bil sistematično analiziran vpliv morfologije zidov (sestave po prerezu), različnih nivojev tlačnih obremenitev ter robnih pogojev vpetja pri strižnih obremenitvah. Ker nikjer v svetovni literaturi ni zaslediti študije obnašanja historičnih ometov pri potresnih obremenitvah in kvantitativnih vrednosti mejnih zasukov, so bili na zidove nanesti ometi, s katerimi se je analiziralo poškodovanost ometov pri tlačnih in strižnih obremenitvah zidov ter tako dobilo prve referenčne vrednosti za PBA-analizo historičnih objektov, pri kateri se lahko upošteva tudi poškodovanost poslikav na zidovih.

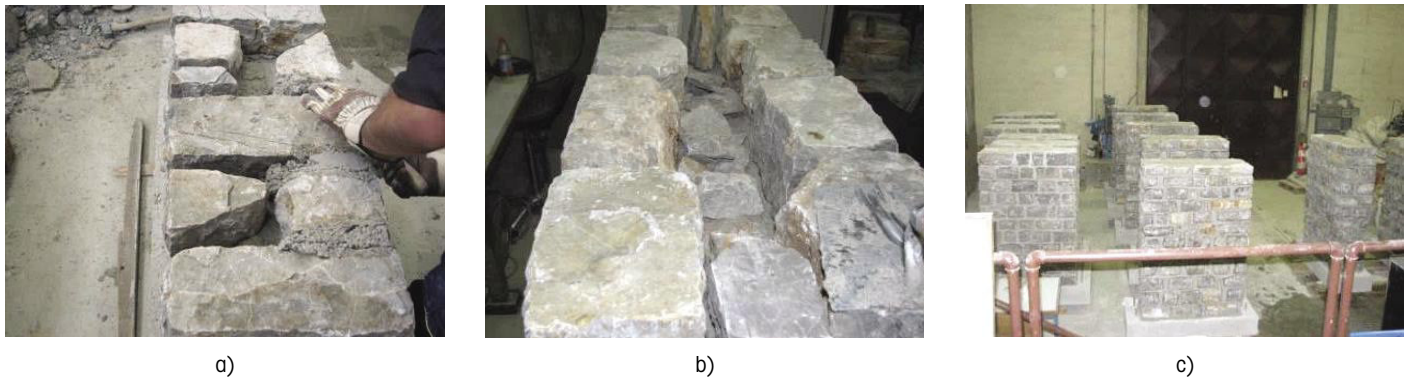
## 2 • ZNAČILNOSTI PREIZKUŠANIH ZIDOV IN REZULTATI PREIZKUSOV KONSTITUENTOV

Preizkušanci so bili zgrajeni v laboratoriju za namene preiskav obnašanja starih kamnitih

večslojnih zidov, zato so jih zgradili izučeni zidarski mojstri, ki so za gradnjo uporabili

apneno malto. Zunanji sloji zidov so bili zgrajeni iz polobelanih kamnitih blokov iz apnenca, položenih v ravne pravilne vrste. Polovica zidov je bila zgrajena z vezniško zvezo, to je s povezovalnimi kamnitimi bloki, ki so po prerezu v vsaki drugi vrsti potekali čez vse tri sloje (slika 5 a, slika 6 a). Druga





Slika 5 • Gradnja zidov a) z vezniško zvezo, b) s smerniško zvezo ter c) preizkušanci pred izdelavo zgornjih betonskih blokov

polovica zidov pa je bila zgrajena s smerniško zvezo, to je brez povezovalnih blokov (slika 5 b, slika 6 b). Debelina maltnih spojin je bila v povprečju 1,5 cm. Notranji sloj je bil zapolnjen z ostanki kamenja od zidave in apneno malto, vseboval je tudi manjši delež votlin. Zaradi hitrejšega vezanja je bilo malti glede na volumen apna dodano 20 % vulkanskega pepela, za reprezentativnost historičnih malt pa je bil cilj ne preseči 2 MPa tlačne trdnosti malte. Zidovi so bili z ene strani ometani; nanesena sta bila dva sloja ometa (po recepturi restavradorjev) – grobi in fini omet. Debelina ometa je glede na različne oblike kamna znašala med 1 in 3,5 cm. Med gradnjo zidov se je merilo konsistenco malte in pripravljalo standardne

maltno vzorce za preiskave mehanskih karakteristik strjene malte ter valjaste vzorce malte in odpadnega kamenja za simulacijo in preiskave jedra zidu.

Skupaj je bilo zgrajenih 16 zidov dimenzij 100/40/150 cm<sup>3</sup> ter dva zidka 100/40/100 cm<sup>3</sup>. Zidovi so bili zgoraj in spodaj vpeti v armiranobetonske bloke, ki so služili za vpetje v preizkuševalne naprave, za raznos obtežbe in za transport po laboratoriju. Konstrukcija in detajli preizkušancev so opisani v (Korpič, 2012).

Malta za zidanje je imela po 120 dneh povprečno tlačno trdnost  $f_{mc}$  1,88 MPa s koeficientom variacije (k.v.) 5,9 % ter povprečno upogibno trdnost  $f_{mf}$  0,61 MPa (k.v. 11,5 %). Malta za grobi omet je po 365 dneh dosegla

$f_{mc}$  3,05 MPa in  $f_{mf}$  1,07 MPa, trdnosti malte za fini omet pa sta po 28 dneh znašali 1,79 MPa in 0,52 MPa. Povprečna tlačna trdnost kamna  $f_{bc}$  je znašala 171,5 MPa (k.v. 24,1 %), upogibna  $f_{br}$  pa 24,2 MPa (k.v. 17,4 %).

Opravljeni so bili tudi tlačni in cepilno natezni preizkusi valjev, ki naj bi simulirali jedro zidu. Po 342 dneh sta tlačna in cepilna natezna trdnost jedra znašali 0,90 MPa (k.v. 23,6 %) in 0,16 MPa (k.v. 52,5 %). Vzorci so bili krhki in so razpadali že pri majhni obtežbi, zaradi česar ni bilo mogoče narediti preizkusov za določitev elastičnega modula. S testom Bond-wrench je bila po tlačnem preizkusu zidu določena upogibna natezna trdnost stika kamen-malta, in sicer 0,03 MPa, pri čemer je prišlo do porušitve na stiku malte in kamna.



Slika 6 • Morfologija a) povezanega zidu in b) nepovezanega zidu, c) zid za preizkušanje, č) zidek z ometom ter d) omet z vidnim grobim in finim slojem

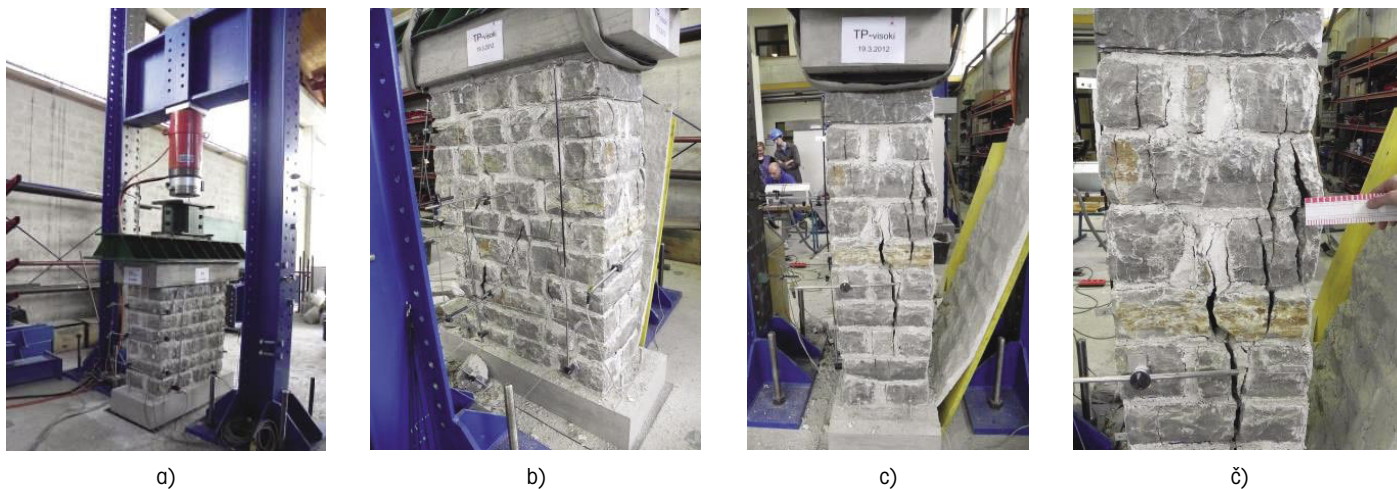
### 3 • TLAČNI TESTI ZIDOV

#### 3.1 Opis in rezultati preiskav

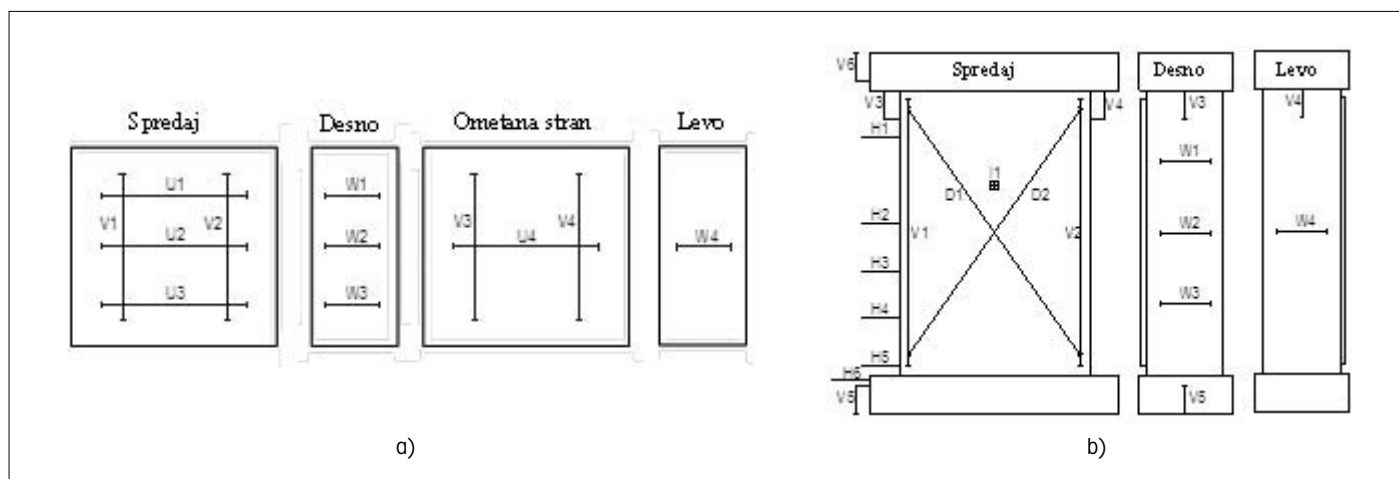
Najprej sta bila preizkušana zidka (slika 7 a), eden nepovezan in drugi povezan, ter nato

še zidova. Pri zidkih maksimalna nosilnost ni bila dosežena zaradi omejitve opreme (hidravlični bat kapacitete 2500 kN). Hitrost

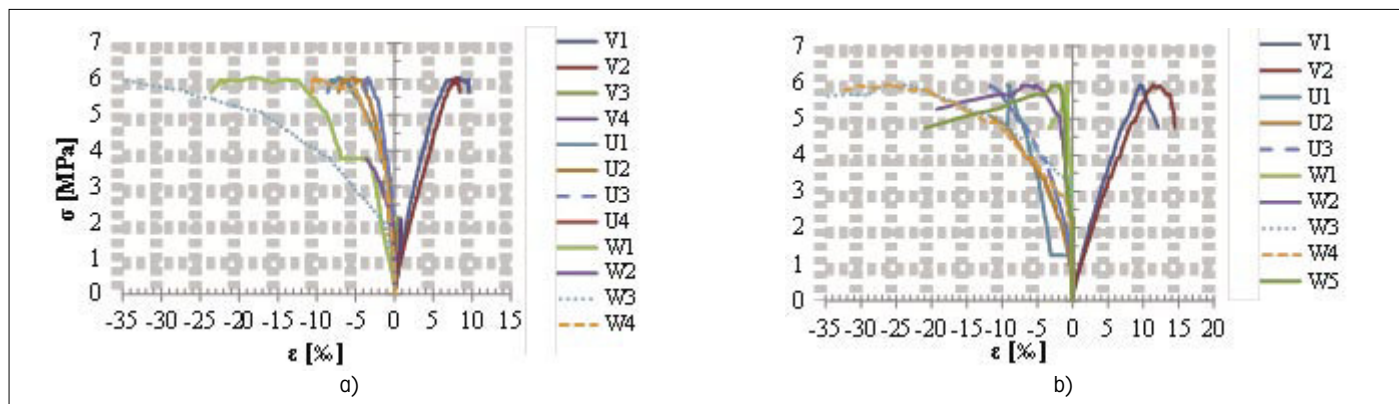
obremenjevanja je bila konstantna, in sicer med 0,25 kN/s in 1,0 kN/s za posamezne teste. Vertikalni in horizontalni pomiki zidkov in zidov so bili spremljani z induktivnimi merilci (slika 8 a).



Slika 7 • a) Postavitve tlačnega testa in b-č) poškodovanost povezanega zidu po testu



Slika 8 • Postavitve merilnih mest pri a) tlačnih preizkusih in b) stržnih preizkusih



Slika 9 • Diagram napetost-deformacija za različne induktivne merilce a) za test nepovezanega zidu in b) za test povezanega zidu

Z uporabljenim batom pri zidkih ni bilo porušitve, doseženi sta bili napetosti 7,34 MPa za nepovezani zidek in 7,28 MPa za povezani zidek. Z večjo višino preizkušancev, pri zidovih, pa je bila tlačna trdnost  $f_{Mc}$  dosežena, in sicer 6,10 MPa za povezani in 6,00 MPa za nepovezani zid. Na sliki 7 b–č so prikazane poškodbe po porušitvi povezanega zidu, na sliki 9 a, b pa diagrami napetost-deformacija induktivnih merilcev za nepovezani in povezani zid.

V nasprotju s pričakovanji ni bilo skoraj nobene razlike med mejnimi tlačnimi napetostmi povezanega in nepovezanega zidovja. Nasprotno, nepovezano je doseglo še malenkost večjo tlačno trdnost. Tudi pri horizontalnih prečnih deformacijah oziroma razpokah med sloji med obema tipoma zidu ni bilo druge večje razlike, kot da so povezovalni kamni približno do obremenitve  $1/3 f_{Mc}$  omejevali horizontalne prečne deformacije. Vrednosti elastičnega modula  $E_M$ ,

izračunanega iz povprečnih vertikalnih deformacij in napetosti pri  $1/3 f_{Mc}$  zidov oziroma maksimalnih napetosti zidkov, in strižnega modula  $G_M$ , ki je po teoriji elastičnosti za homogene izotropne linearno elastične materiale izračunan iz elastičnega modula in Poissonovega količnika  $\nu_M$ , so višje pri povezanem zidovju, vendar pri zidovih ne zelo očitno;  $E_M$  za 29,9 % in  $G_M$  za 26,9 %. Razmerje strižnega in elastičnega modula je za rezultate vseh preiskav med 0,38 in 0,42.

Test		$\sigma_{max}$ OZ. $f_{Mc}$ (MPa)	povpr. $\sigma_{max}$ (MPa)	$E_M$ (MPa)	povpr. $E_M$ (MPa)	$\nu_M$	$G_M$ (MPa)	povpr. $G_M$ (MPa)	$G_M/E_M$
1	Nepovezani zidek	7,34*	7,31	1570	1052	0,187	661	438	0,42
2	Povezani zidek	7,28*		534		0,265	214		0,40
3	Nepovezani zid	6,10	6,05	1138	968	0,226	412	357	0,36
4	Povezani zid	6,00		798		0,319	302		0,38

\* Vrednosti se nanašajo na napetosti pri močno poškodovanem zidu.

Preglednica 4 • Rezultati tlačnih testov zidov

### 3.1.1 Primerjava rezultatov z vrednostmi iz literature in z rezultati analitičnih modelov

Tlačne trdnosti  $f_{Mc}$  troslojnih zidov, dobljene s tlačnimi testi, 6,00 MPa in 6,10 MPa za povezani in nepovezani zid, se dobro ujemajo z

vrednostmi, podanimi v italijanskih predpisih MIT 2009, kjer sta za obravnavano vrsto zidovine podani minimalna in maksimalna mejna vrednost  $f_{Mc}$  6 MPa in 8 MPa. Za analitični izračun tlačne trdnosti so bili uporabljeni EC6-model (EN 1996-1-1: 2005, 2005) ter mod-

eli za troslojno zidovino avtorjev Egermanna (Egermann, 1993), Binda s sodelavci (Binda, 2006b), Tassiosa in Chronopoulou (Tassios, 1986), (Tassios, 2004)) (za večslojno zidovino in za zidovino iz enega sloja). Rezultati so podani v preglednici 5.

$f_{Mc}$ (MPa)								
Vrednosti iz literature				Analitični modeli				
MIT 2009 (2009) (Italija)	PIET 70 (1971) (Španija in Portugalska)	Slovenija (Bosiljkov, 2004)	Hrvaška (Aničić, 1989)	EC6	Egermann	Binda	Tassios	Tassios (enoslojni)
6,0 (min.)	4,0	1,2 (min.)	4,7 (min.)	19,9	3,44	4,73	2,66	6,51
8,0 (maks.)		1,6 (maks.)	5,5 (maks.)		4,49	6,23	1,42	6,75

Preglednica 5 • Referenčne vrednosti  $f_{Mc}$  iz literature in po različnih analitičnih modelih izračunane vrednosti  $f_{Mc}$

Rezultati, dobljeni z različnimi modeli, se zelo razlikujejo. Model v EC6 za oceno  $f_{Mc}$  historičnih zidov, zgrajenih z malto manjših trdnosti, ni primeren. Za testirani tip zidov vsi modeli podcenjujejo  $f_{Mc}$ , kar je verjetno

posledica tega, da zaradi dobre povezanosti vseh slojev zidov ni bil dosežen najbolj tipičen mehanizem porušitve večslojnih zidov (zunajravninska porušitev). Tako je ocena  $f_{Mc}$  Tassiosa in Chronopoulou za enoslojne

zidove najbližja dejanskim vrednostim; za 7,6 % je sicer  $f_{Mc}$  precenjen za visoke zidove, vendar je ocena glede na rezultate zidkov na varni strani.

## 4 • STRIŽNI TESTI ZIDOV

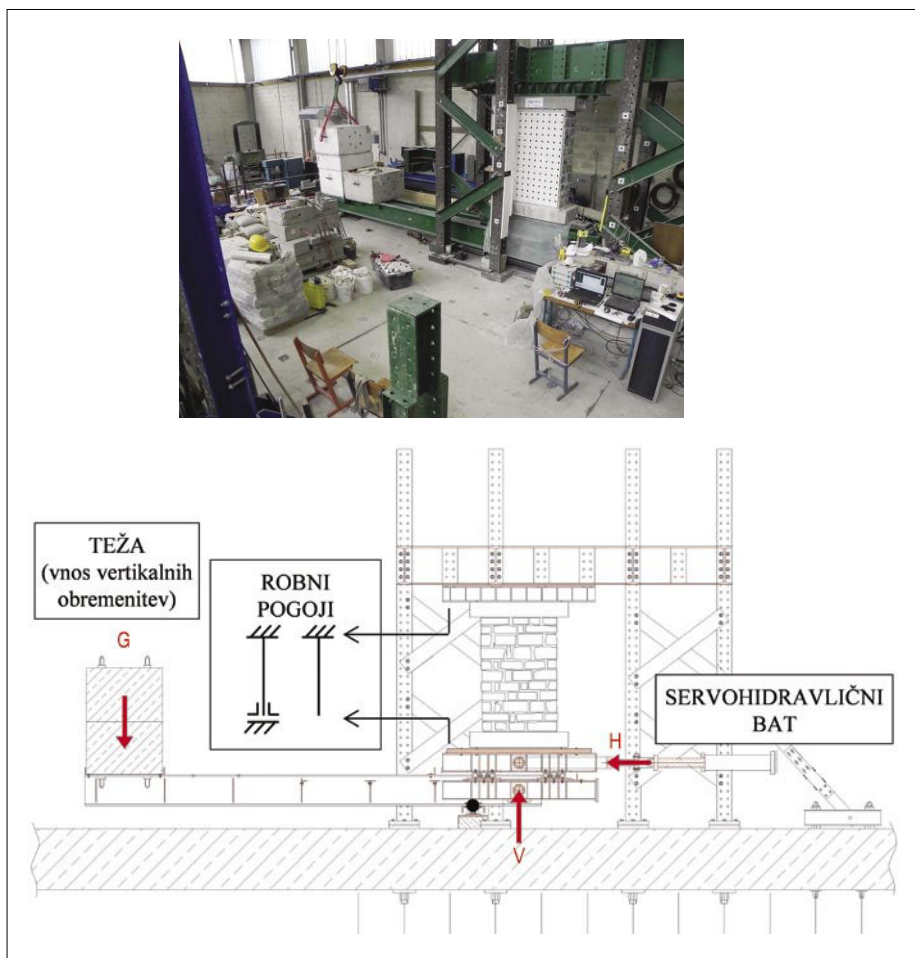
### 4.1 Opis preiskav

Za analizo obnašanja zidov pri potresnih obtežbah je bilo ciklično strižno testiranih

14 zidov. Zidovi dveh različnih morfologij so bili preizkušani pri različnih nivojih tlačnih obremenitev ter z različnimi robnimi pogoji

vpetja. Zid, pripravljen za strižno preizkušanje, in skica postavitve preiskave sta predstavljena na sliki 10.





Slika 10 • Postavitev strižnega testa

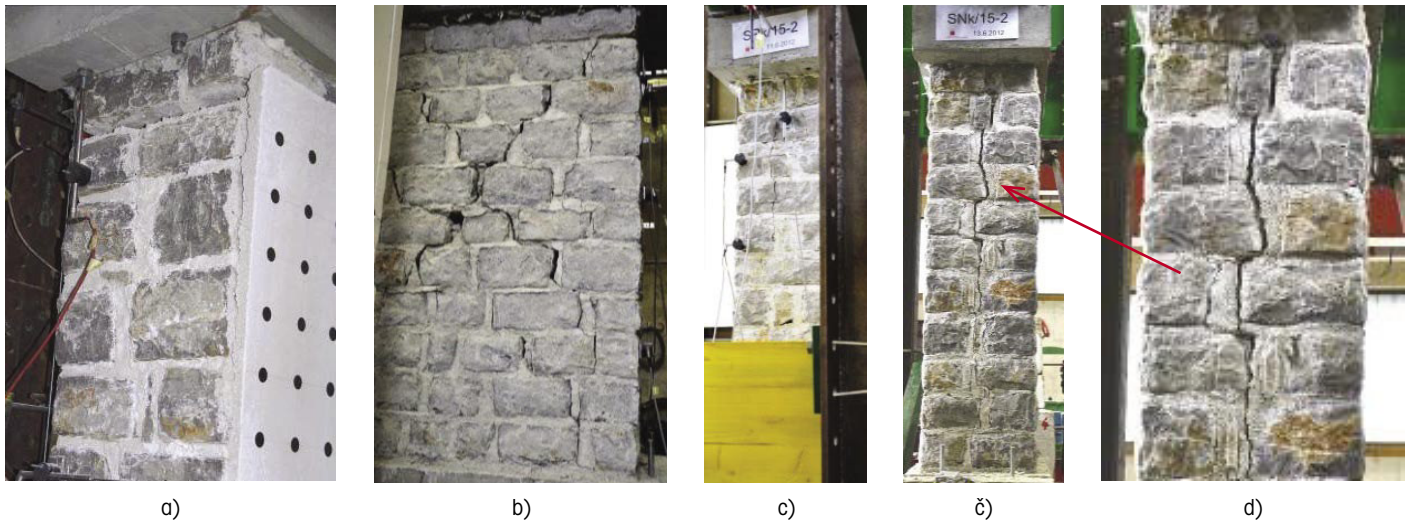
št. testa	Ime	Nivo tlačnih obremenitev (% $f_{Mc}$ )	Robni pogoji	Povezovalni kamni
1	SPk-5-1	5	konzola	DA
1, 2	SPk-5-1 (7,5)	7,5	konzola	DA
2	SNk-7,5-1	7,5	konzola	NE
3	SNv-7,5-1	7,5	vpeto	NE
4	SPv-7,5-1	7,5	vpeto	DA
5	SNv-7,5-2	7,5	vpeto	NE
6	SPv-7,5-2	7,5	vpeto	DA
7	SPv-15-1	15	vpeto	DA
8	SNv-15-1	15	vpeto	NE
9	SPv-15-2	15	vpeto	DA
10	SNv-15-2	15	vpeto	NE
11	SNk-15-1	15	konzola	NE
12	SPk-15-1	15	konzola	DA
13	SPk-15-2	15	konzola	DA
14	SNk-15-2	15	konzola	NE

Preglednica 6 • Kombinacije za strižno testiranje zidov

Vertikalna obtežba v obliki bremena je bila na preizkušane nanosena s spodnje strani preko ročice (betonske kocke na sliki 10). Postavitev je dimenzionirana na maksimalno 500 kN vertikalne obremenitve, servohidraulični bat pa je sposoben zidu vsiljevati pomike v obe smeri s kapaciteto 250 kN. Pomik je bil med testom voden z induktivnim merilcem na spodnjem robu zidu. Pomike se je vsiljevalo iz ravnovesne lege v obe smeri ciklično z naraščanjem amplitud po treh ciklih z enako amplitudo. En cikel predstavlja obremenitev do amplitudnega pomika najprej v eno smer (pozitivne histerezne zanke), vrnitev v ravnovesno lego ter nato obremenitev do amplitudnega pomika v drugo smer in nazaj (negativne histerezne zanke). Pomiki in deformacije zidu, stiki med betonskima temeljema in zidom ter betonskim temeljem in jeklenim profilom zgoraj so bili med testom merjeni z 19 induktivnimi merilci (slika 8 b). Elementi postavitve omogočajo več možnosti vpetja; tako je bil zid v nekaterih primerih vpet na zgornjem robu, medtem ko sta bila horizontalni pomik in rotacija na spodnjem robu sproščena (obrnjena konzola), v drugih primerih pa je bila dodatno preprečena še spodnja rotacija (ti robni pogoji so v nadaljevanju imenovani »vpeti«). V preglednici 6 so prikazane kombinacije morfologije, nivoja tlačnih obremenitev in robnih pogojev za posamezne strižne preizkuse. Preizkus 1,2 se nanaša na ponovno obremenjevanje prvega preizkušanca z drugačnim nivojem tlačnih obremenitev (7,5 % tlačne trdnosti zidu namesto predhodne 5%).

#### 4.2 Tipične poškodbe, porušni mehanizmi in ločevanje slojev

Z izvedenimi kombinacijami robnih pogojev je prišlo do različnih mehanizmov obnašanja zidov (slika 11). Pri nizkih tlačnih obremenitvah in konzolnem vpetju (testi 1, 1'2 in 2) se je sprožil upogibni mehanizem, pri katerem se je »odpirala« spojnica med prvo in drugo vrsto kamnov (slika 11 a). Pri vpetih zidovih se je pri nižji tlačni obremenitvi (testi 3–6) že delno aktiviral strižni mehanizem (dobljeni odziv je v nadaljevanju imenovan »mešani«), pri višjih vertikalnih obremenitvah se je tako pri konzolnih kot tudi vpetih robnih pogojih aktiviral strižni porušni mehanizem (testi 7–14). Porušitev je večinoma potekala skozi maltne spojnice, razpokali pa so tudi kamni (slika 11 b). Pri večjih pomikih je bilo prisotno drobljenje malte in praznjenje spojníc v sredinskem delu zidov, ponekod tudi v zgornjih vogalih. Vertikalne razpoke skozi spojnice in



Slika 11 • a) Upogibni mehanizem z odpiranjem maltna spojnice med prvima vrstama kamnitih blokov pri testu 2 – SNk-7,5-1, b) diagonalne strižne poškodbe zidu po testu 13 – SPK-15-2 ter c) razpoka med slojema po istem testu, č, d) razpoka med slojema zidu po testu 14 – SNK-15-2

tudi čez kamne so tvorile (pri nekaterih testih bolj, pri drugih manj) izrazite vertikalne stebre na enem ali obeh robovih zidov.

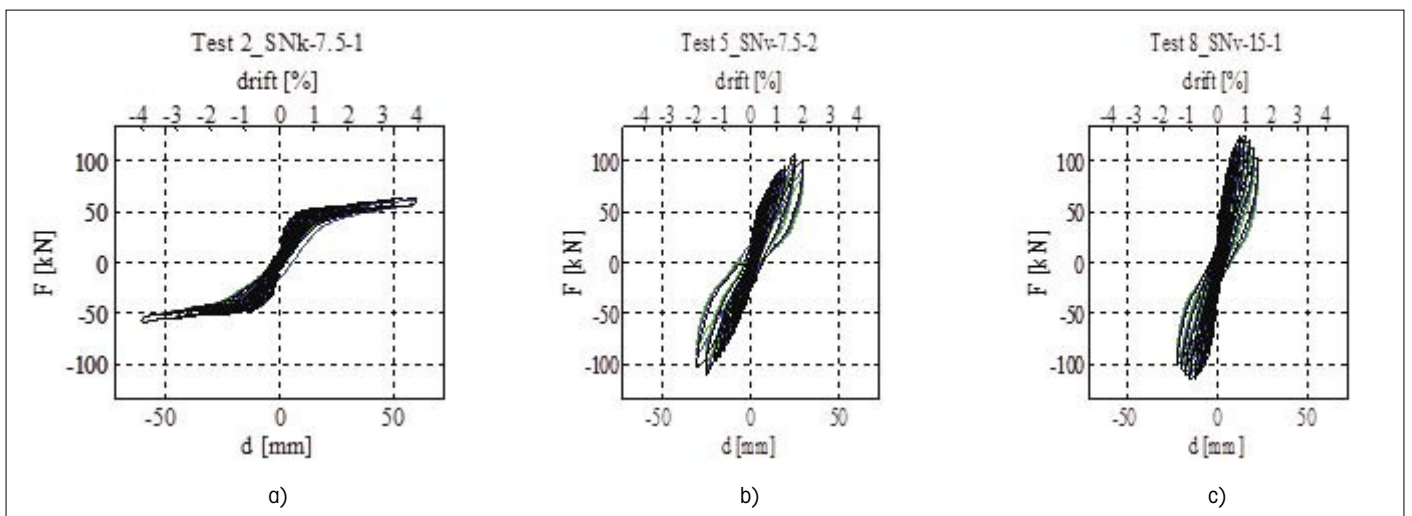
Pri testih 1, 1', 2, 4, 6 in 7 vertikalna razpoka med sloji ob strani zidov ni bila zaznana. Zunajravninski mehanizem se je opazno aktiviral le pri strižnem mehanizmu in je bil bolj izrazit pri konzolnem vpetju ne glede na prisotnost povezovalnih blokov. Večje razslojevanje se je zgodilo v fazi mehčanja zidov (po dosegu maksimalne strižne nosilnosti). Le v primeru vpetih robnih pogojev (testi 11–14) so povezovalni kamni pri povezanih zidovih v primerjavi z nepovezanimi zidovi zmanjšali ločevanje slojev zidov v fazi padanja sile po dosegu maksimalne nosilnosti (slika 11 c–d).

#### 4.3 Histerezni odziv zidov

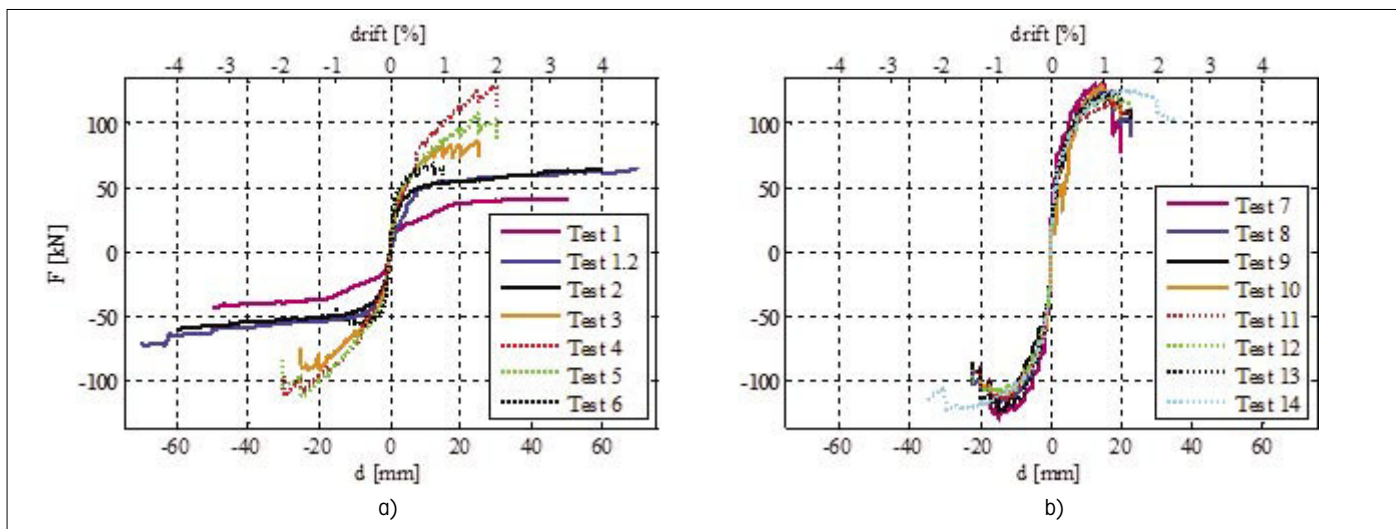
Najpomembnejše informacije o obnašanju zidov se dobijo iz analize histereznega diagrama odziva, to je iz diagrama prečne sile v odvisnosti od horizontalnih pomikov. Na sliki 12 so prikazani tipični histerezni diagrami (horizontalna sila – spodnji horizontalni pomik), ki so bili dobljeni za posamezni tip porušnega mehanizma, na sliki 13 pa so predstavljene histerezne ovojnice vseh testov. Poleg maksimalnih strižnih sil, ki jih zidovi prenesajo, in maksimalnih doseženih pomikov so bile iz rezultatov preiskav določene tudi druge značilnosti obnašanja. Med njimi so pomiki, pri katerih so dosežena določena karakteristična stanja, in sicer pomik, pri katerem nastanejo prve strižne razpoke  $d_{cr}$

ter pripadajoča sila  $F_{cr}$ , maksimalna dosežena nosilnost  $F_{max}$  pripadajoči pomik  $d_{Fmax}$ , mejni pomiki pri porušitvi  $d_{max}$  in pripadajoča sila  $F_{dmax}$ . Njihove vrednosti (povprečja obeh smeri obremenjevanja) so za posamezne teste podane v preglednici 7.

Iz primerjave rezultatov je jasno viden vpliv nivoja tlačnih obremenitev kot tudi robnih pogojev vpetja. Glede na različne mehanizme obnašanja, ki so se razvili, so precej različni tudi strižne sile in horizontalni pomiki za posamezna karakteristična stanja. Pri upogibnem mehanizmu so bile sile sicer najnižje (v povprečju 57,5 kN), so bili pa maksimalni pomiki zelo veliki (v povprečju 59,8 mm), veliko večji kot pri drugih mehanizmih. Pri mešanem odzivu se je



Slika 12 • Karakteristični histerezni odziv (horizontalna sila–horizontalni pomik) za različne dobljene porušne mehanizme: a) upogibni, b) mešani in c) diagonalni strižni mehanizem



Slika 13 • Histerezne ovojnice odziva horizontalna sila–horizontalni pomik a) za teste 1–6 in b) za teste 7–14

povečala maksimalna nosilnost (105,7 kN), vendar pa so se močno zmanjšali maksimalni pomiki (28,2 mm). Pomiki so bili še vedno večji kot v primeru strižnega mehanizma

(23,0 mm), pri čemer pa je iz primerjave izvzet test št. 6, pri katerem je zid v primerjavi z drugimi zidovi zaradi debelejših horizontalnih spojnic izkazal opazno manjšo nosilnost in

mejne pomike. Dosežene maksimalne strižne nosilnosti so bile pri strižni porušitvi najvišje (120,8 kN).

Št. testa	Ime	Prva strižna razpoka		Maksimalna sila		Maksimalni pomik	
		$d_{cr}$ (mm)	$F_{cr}$ (kN)	$d_{Fmax}$ (mm)	$F_{max}$ (kN)	$d_{max}$ (mm)	$F_{dmax}$ (mm)
1	1-SPk-5-1	0,00	0,0	49,6	42,1	49,8	41,2
1,2	1,2-SPk-7,5-1	34,70	57,7	69,5	68,5	69,7	66,1
2	2-SNk-7,5-1	17,37	51,9	58,1	61,8	59,8	60,3
3	3-SNv-7,5-1	7,44	61,2	22,3	88,2	24,9	73,0
4	4-SPv-7,5-1	7,45	60,9	29,7	119,9	29,9	101,7
5	5-SNv-7,5-2	9,93	73,0	24,7	109,0	29,9	83,3
6	6-SPv-7,5-2	7,45	60,2	9,9	61,9	14,9	50,8
7	7-SPv-15-1	2,98	81,4	14,8	129,2	19,9	81,9
8	8-SNv-15-1	4,96	85,7	14,9	121,2	22,4	90,3
9	9-SPv-15-2	1,98	52,5	16,1	122,1	22,4	93,6
10	10-SNv-15-2	2,98	60,9	13,4	119,4	19,9	100,8
11	11-SNk-15-1	2,98	68,3	15,0	114,5	22,4	98,6
12	12-SPk-15-1	2,98	65,8	15,2	114,0	22,4	100,9
13	13-SPk-15-2	2,98	72,2	16,2	122,5	19,9	104,7
14	14-SNk-15-2	4,97	84,5	26,0	123,7	34,9	108,0

Preglednica 7 • Povprečne vrednosti horizontalnih pomikov in sil v karakterističnih točkah diagramov sila–pomik za obe smeri obremenjevanja

Presenetljivo se je izkazalo, da za preizkušani tip zidov (debelina srednjega sloja (jedra) do 25 % debeline celotnega zidu, kompaktno jedro) prisotnost povezovalnih kamnov ne prispeva konsistentno k večjim nosilnostim niti k izboljšanju maksimalnih pomikov zidov.

Primerjava povprečnih rezultatov testov z enako morfologijo je za posamezne kombinacije vertikalnih obremenitev in robnih pogojev prikazana v preglednici 8. Višja nosilnost v primeru povezovalnih kamnov je bila zaznana pri višjih tlačnih obremenitvah in vpetih robnih pogojih (za

4,4 % v primerjavi z nepovezanimi zidovi), pri nižji vertikalni obremenitvi in vpetih robnih pogojih je nosilnost povezanih zidov večja za 21,6 %. Edino v zadnje omenjenem primeru so bili v primeru povezanih zidov večji tudi maksimalni pomiki, drugače pa so bili enaki ali manjši.



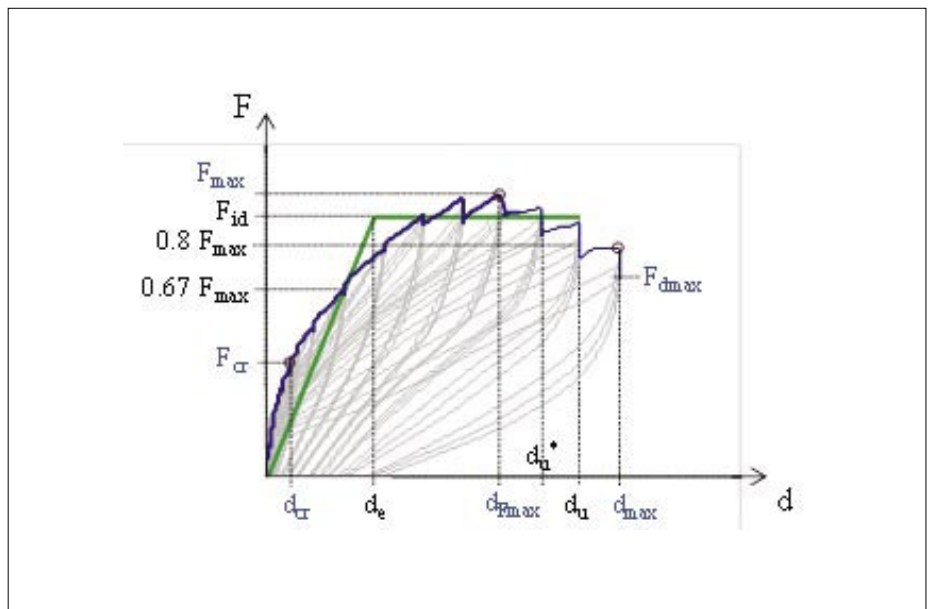
Mejno stanje	Prva strižna razpoka				Maksimalna sila				Maksimalen pomik			
	$d_{cr}$ (mm)		$F_{cr}$ (kN)		$d_{Fmax}$ (mm)		$F_{max}$ (kN)		$d_{max}$ (mm)		$F_{dmax}$ (kN)	
Povezovalni kamni:	Da	Ne	Da	Ne	Da	Ne	Da	Ne	Da	Ne	Da	Ne
7,5 % $f_{Mc}$ , konzolno	34,7	17,4	57,7	51,9	69,5	58,1	68,5	61,8	69,7	59,8	66,1	60,3
7,5 % $f_{Mc}$ , vpeti*	7,45	/	60,9	/	29,7	/	119,9	/	29,9	/	101,7	/
15 % $f_{Mc}$ , vpeti	2,48	3,97	66,9	73,3	15,5	14,1	125,7	120,3	21,1	21,1	87,7	95,6
15 % $f_{Mc}$ , konzolno	2,98	3,97	69,0	76,4	15,7	20,5	118,2	119,1	21,1	28,6	102,8	103,3

\* Pri rezultatih ni upoštevan test št. 6.

Preglednica 8 • Povprečne vrednosti karakterističnih točk diagramov sila–pomik za teste z enako morfologijo, nivojem tlačnih obremenitev in robnimi pogoji

#### 4.4 Idealizacija histereznih ovojnic in analiza rezultatov

Za primerjavo z vrednostmi v predpisih in z rezultati testov drugih raziskovalcev so bile histerezne ovojnice idealizirane. Narejena je bila bilinearna idealizacija, ki temelji na enaki količini vnesene energije (površina pod krivuljo) dejanske histerezne ovojnice in idealizacije. Pri idealizaciji rezultatov testov je bil mejni pomik  $d_u$  predpostavljen kot pomik, pri katerem sila pade na 80 %  $F_{max}$ , oziroma kot pomik  $d_{max}$ , če prejšnji kriterij ni bil dosežen, ter efektivna togost  $K_{ef}$  enaka togosti v točki, kjer je sila enaka  $2/3 F_{max}$ . Glede na prejšnje kriterije se je potem določilo idealizirano silo  $F_{id}$  in pomik na meji elastičnosti  $d_e$ . Primer bilinearne idealizacije je prikazan na sliki 14, povprečne vrednosti značilnih parametrov bilinearnih krivulj za teste z enakim nivojem vertikalnih obremenitev in robnimi pogojev so podane v preglednici 9.



Slika 14 • Bilinearna idealizacija histerezne ovojnice po kriteriju  $2/3 F_{max}$

Nivo vertikalne obremenitve, robni pogoji	$F_{id}$ (kN)	k.v. (%)	$d_e$ (mm)	k.v. (%)	$K_{ef}$ (kN/mm)	k.v. (%)	$d_u$ (mm)	k.v. (%)	$\mu$	k.v. (%)
7,5 % $f_{Mc}$ , konzolno	57,8	3,0	8,4	14,6	7,0	11,8	64,8	7,7	7,80	7,1
7,5 % $f_{Mc}$ , vpeti*	100,2	11,5	13,2	15,8	7,8	7,9	28,2	8,3	2,23	11,6
15 % $f_{Mc}$ , vpeti	113,7	2,0	5,9	21,4	21,2	22,1	21,0	5,3	3,92	18,2
15 % $f_{Mc}$ , konzolno	112,6	4,0	5,6	9,7	20,4	7,1	24,9	23,5	4,46	14,8

\* pri rezultatih ni upoštevan test št. 6

Preglednica 9 • Povprečne vrednosti karakterističnih točk bilinearne idealiziranih diagramov sila–pomik s k.v. za enak nivo tlačnih obremenitev in robne pogoje

Iz  $F_{id}$  je bila po en. 6 izračunana natezna trdnost zidov  $f_{Mtr}$ , ki izhaja iz Turnškovega in Čačovičevega modela za diagonalno porušitev zidov (Turnšek, 1971) in je določena kot kritična vrednost glavnih napetosti v sredini zidov, pri katerih nastanejo diagonalne porušitve. V enačbi  $\tau$  predstavlja

povprečno strižno napetost na prerezu. Iz  $K_{ef}$  in  $E_M$  dobljenega iz tlačnih testov, se po en. 7 izračuna strižni modul zidov  $G_M$ , pri čemer je  $\psi$  koeficient, ki upošteva robne pogoje, in sicer 4,0 za konzolne in 1,0 za vpete robne pogoje. Povprečni rezultati  $f_{Mtr}$  in  $G_M$  za teste z enakimi pogoji so predstavljeni v preglednici 10.

$$f_{Mtr} = -0.5 \cdot \sigma_0 + \sqrt{(0.5 \cdot \sigma_0)^2 + (b \cdot \tau)^2}, \quad (6)$$

$$G_M = \frac{K_{ef}}{\frac{l_w \cdot h_w}{1.2 \cdot h_w} - \frac{\psi \cdot K_{ef}}{1.2 \cdot E_M} \left( \frac{h_w}{l_w} \right)^2}, \quad (7)$$



Nivo vert. obremenitve, robni pogoji	$f_{Ml}$ (MPa)	k.v.	$G_M$ (MPa)	k.v.	$K_{1,5mm}$ (kN/mm)	k.v.	** $G_{1,5mm}$ (MPa)	k.v.	*** $G_{1,5mm}$ (MPa)	k.v.
7,5 % $f_{Mc}$ , konzolno	0,087	5,1	47,2	17,7	16,1	/	277	/	122	/
7,5 % $f_{Mc}$ , vpeti*	0,214	17,2	38,8	8,9	20,2	5,8	118	7,5	76	20,7
15 % $f_{Mc}$ , vpeti	0,165	3,4	129,9	29,3	26,8	31,3	240	26,9	122	26,0
15 % $f_{Mc}$ , konzolno	0,162	7,0	2094	64,6	33,4	4,0	-287	-8,1	125	19,1

\* Pri rezultatih ni upoštevan test št. 6.

\*\* Izračunan po en. 7 (z upoštevanjem efektivne togosti  $K_{ef}$  in  $E_M$  modula).

\*\*\* Izračunan po en. 8 (razmerje strižne napetosti  $\tau$  in strižne deformacije  $\gamma$ ).

Preglednica 10 • Natezne trdnosti  $f_{Ml}$  in strižni moduli  $G_M$ , izračunani po različnih metodah, za teste z enakimi nivoji tlačnih obremenitev in robnimi pogoji

Najvišje  $f_{Ml}$  so bile izračunane za nižji nivo tlačnih obremenitev in vpete robne pogoje, torej za teste, kjer je bil dobljen mešani mehanizem porušitve. Za 30,7 % presežejo vrednosti  $f_{Ml}$ , dosežene v primeru strižnega mehanizma, ki so sicer zelo blizu za oboje robne pogoje; 0,165 MPa in 0,162 MPa za vpete in konzolne.

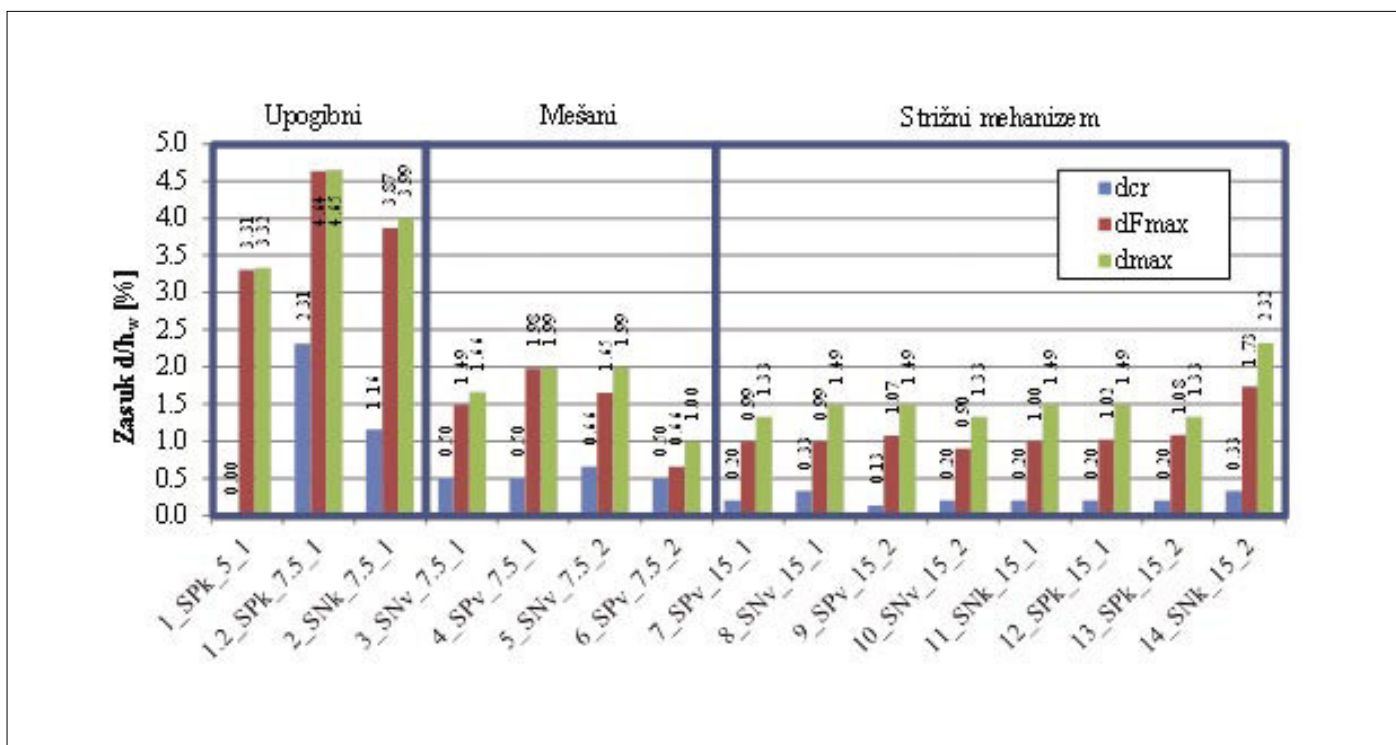
Vrednosti  $G_M$ , izračunane iz  $K_{ef}$  in  $E_M$  po en. 7, so v nekaterih primerih bile nerealne, česar razlog so nizke vrednosti  $E_M$ . To je bilo zaradi izrazito anizotropnega obnašanja zgodovinske zidovine že pri začetnih nivojih obremenjevanja potrjeno (Bosiljkov, 2005). Strižni moduli so bili zato izračunani tudi iz začetnih togosti  $K$ , dobljenih pri začetnih

pomikih testov (za  $d = 1,5$  mm) po en. 8, pri čemer je  $F$  strižna sila v točki vrednotenja togosti določenega pomika,  $\gamma$  pa strižna deformacija. V tem primeru so bile dobljene vrednosti modulov stabilnejše (v preglednici 10 podani kot \*\*\*  $G_{1,5mm}$ ), a še vedno veliko manjše kot tiste iz rezultatov tlačnih testov.

$$G_M = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{F \cdot h_w}{A_w \cdot d} \quad (8)$$

Za opravljene teste so na sliki 15 prikazani zasuki v karakterističnih stanjih odziva, in sicer zasuk pri prvi strižni razpoki (pri  $d_{cr}$ ), zasuk pri doseženi maksimalni sili (pri  $d_{fmax}$ ) in maksimalni zasuk (pri  $d_{max}$ ).

Kot vidimo, so mejni zasuki, ki so bili dobljeni pri testih, znatno višji od tistih, dovoljenih v predpisih. V primeru upogibnega mehanizma sta vrednosti zasukov za mejno stanje NC po EC8-3 oziroma CP po priporočilih FEMA 306 1,60 % in 0,60 %; doseženi zasuki so torej za 149 % večji od tistih v EC8-3 in za 564 % od tistih v FEMA 306. Tudi dosežene povprečne vrednosti zasukov pri  $d_e$  so v primerjavi z vrednostmi 0,1 % v FEMA 306 za 630 % višje. Vrednosti za strižni mehanizem so podane v EC8-3 in znašajo 0,53 % za mejno stanje NC. Ne glede na to, ali so primerjani zasuki pri  $d_u$  ali  $d_u^*$  (le do tam, kjer dejanska sila ne pade pod  $F_{rd}$ , glej sliko 14), so vrednosti zasukov iz testov višje; za 188 % pri  $d_u$  in za 133 % pri  $d_u^*$ .



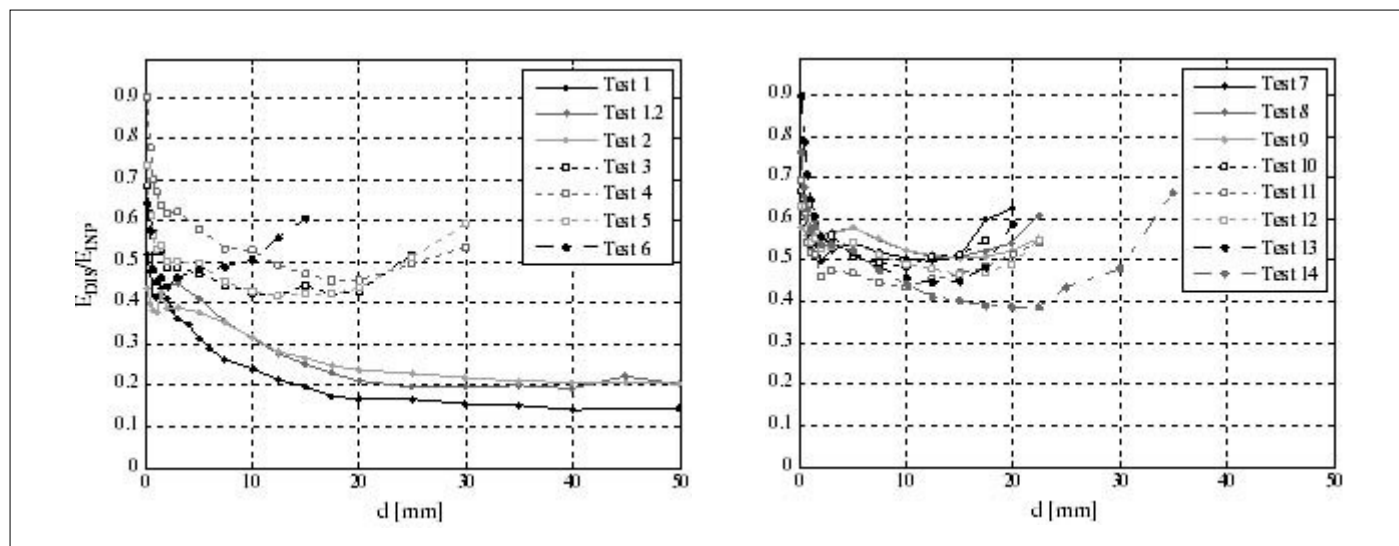
Slika 15 • Povprečni zasuki  $d/h_w$ , obeh smeri obremenjevanja za zidove v karakterističnih točkah odziva

#### 4.5 Disipacija energije in ekvivalentno viskozno dušenje

Eden od pokazateljev različnega obnašanja zidovine pri potresnih obremenitvah je tudi disipacija energije. Disipirana energija pri

določenem ciklu obremenjevanju  $E_{DIS,i}$  se določi iz histereznega diagrama sila–pomik, saj predstavlja površino znotraj posamezne histerezne zanke. Smiselno jo je primerjati z vneseno energijo  $E_{INP,i}$  in sicer delom bata,

potrebni za deformiranje zidu do določenega pomika. Za posamezni cikel se  $E_{INP,i}$  izračuna iz diagrama prečna sila–pomik kot površina pod delom krivulje, kjer absolutna vrednost pomika narašča.



Slika 16 • Razmerje disipirane in vnesene energije za prve cikle amplitudnih pomikov za teste 1–6 in 7–14

Primerjava razmerja med disipirano in vneseno energijo  $E_{DIS}/E_{INP}$  (slika 16, preglednica 11) je jasno pokazala razlike odziva glede na pogoje testiranja in dobljene mehanizme obnašanja. Relativna disipirana energija (glede na vneseno) je v primeru

strižnega mehanizma veliko večja kot v primeru upogibnega mehanizma. Le pri začetnih ciklih, kjer je bila disipacija energije zaradi začetnih poškodb najvišja (celo višja kot potem pri nastanku večjih poškodb po dosegu maksimalne sile), so bile vrednosti

primerljive. Po začetnih poškodbah je vrednost razmerja  $E_{DIS}/E_{INP}$  upadla, nato pa se začela zopet povečevati pri dosegu  $F_{max}$  in večji poškodovanosti zidov. Te rasti seveda ni bilo zaznati pri upogibnem mehanizmu.

Nivo vert. obremenitve, robni pogoji	$d_{cr}$		$d_e$		$d_{Fmax}$		$d_{max}$			
	$E_{DIS}/E_{INP}$ povpr.	k.v. (%)	$E_{DIS}/E_{INP}$ povpr.	k.v. (%)	$E_{DIS}/E_{INP}$ povpr.	k.v. (%)	$E_{DIS}/E_{INP}$ povpr.	k.v. (%)	$cum E_{DIS} / cum E_{INP}$ povpr.	k.v. (%)
7,5 % $f_{Mc}$ , konzolno	0,226	11,1	0,336	5,6	0,187	2,2	0,187	2,2	0,214	4,4
7,5 % $f_{Mc}$ , vpeti	0,476	9,7	0,451	4,6	0,521	1,9	0,566	5,6	0,497	6,0
15 % $f_{Mc}$ , vpeti	0,549	3,9	0,549	6,3	0,509	0,5	0,585	5,7	0,534	2,3
15 % $f_{Mc}$ , konzolno	0,519	4,9	0,514	5,1	0,482	15,1	0,587	8,2	0,490	2,5

Preglednica 11 • Povprečne vrednosti razmerij disipirane in vnesene energije za 1. cikle karakterističnih pomikov s k.v. za teste z enako tlačno obremenitvijo in robnimi pogoji

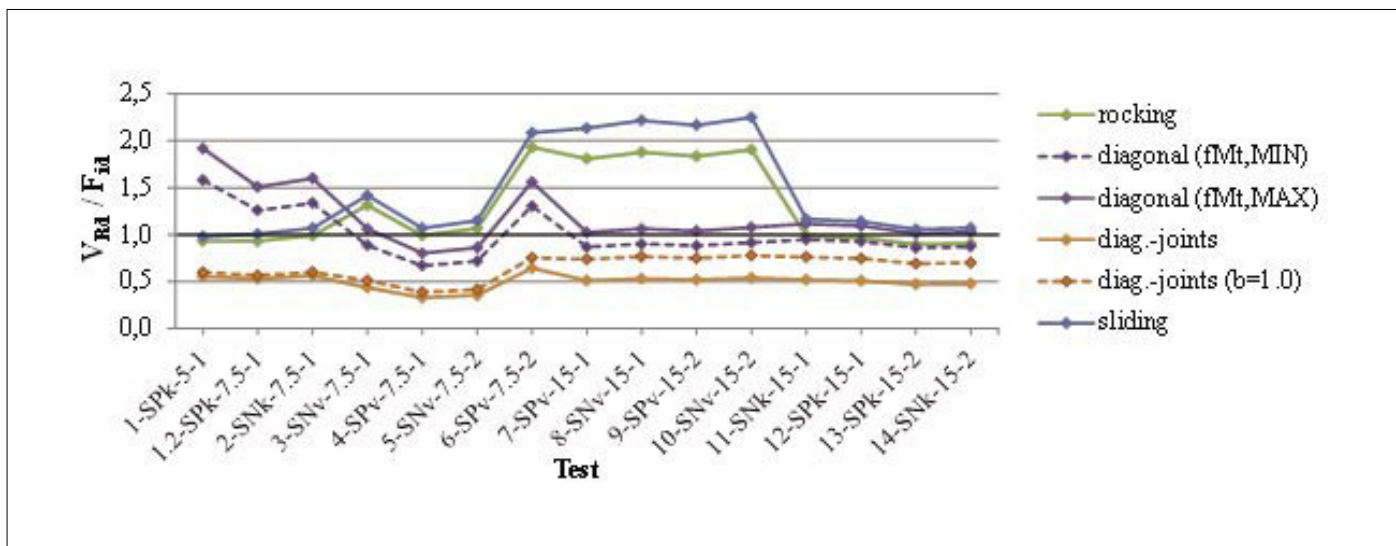
#### 4.6 Padanje nosilnosti

Analize so pokazale, da so, čeprav strižni mehanizem v splošnem velja za krhkega, zidovi pri strižnem mehanizmu izkazali postopno zmanjšanje nosilnosti z nadaljnjim povečanjem pomikov po dosegu maksimalne sile. V povprečju je znašal  $d_{Fmax}$  za strižni mehanizem 72 %  $d_{max}$  pri čemer so bile vrednosti sile  $F_{dmax}$  v povprečju 80,8 %  $F_{max}$ .

#### 4.7 Primerjava nosilnosti z rezultati analitičnih modelov

Narejena je bila primerjava nosilnosti idealizirane histerezne ovojnice z rezultati najbolj razširjenih modelov za oceno strižne nosilnosti.  $V_{rd}$  so bile izračunane tako z upoštevanjem celotnega prereza zidov  $A_w$  kot tudi z upoštevanjem neto prereza  $A_{w,rv}$  to je samo zunanjih slojev zidu. Povprečne

vrednosti razmerja analitično izračunanih in iz testov dobljenih nosilnosti za različne modele za posamezne teste prikazane na sliki 16, povprečne vrednosti razmerij za teste z enakimi pogoji testiranja pa so podane v preglednici 12.



Slika 17 • Razmerja analitično izračunanih mejnih horizontalnih sil za različne porušne mehanizme z iz testa idealizirano maksimalno strižno silo za posamezni test

Nivo vert. obremenitve, robni pogoji	$V_{Rd,r} / F_{id}$		$V_{Rd,d}^{**} / F_{id}$		$V_{Rd,dj} / F_{id}$		$V_{Rd,du} / F_{id}$		$V_{Rd,s} / F_{id}$	
	( $A_w$ )	( $A_{w,n}$ )	( $A_w$ )	( $A_{w,n}$ )	( $A_w$ )	( $A_{w,n}$ )	( $A_w$ )	( $A_{w,n}$ )	( $A_w$ )	( $A_{w,n}$ )
7,5 % $f_{Mc}$ , konzolno	0,96	0,94	1,56	1,30	0,58	0,68	115,3	85,7	1,04	1,04
7,5 % $f_{Mc}$ , vpeti*	1,33	1,29	1,07	0,90	0,52	0,56	78,2	58,5	1,43	1,43
Samo test št. 6	1,93	1,88	1,56	1,30	0,75	0,82	114,0	85,2	2,09	2,09
15 % $f_{Mc}$ , konzolno	1,86	1,74	1,05	0,89	0,76	0,71	57,1	43,5	2,19	2,19
15 % $f_{Mc}$ , vpeti	0,94	0,88	1,06	0,90	0,73	0,66	58,1	44,3	1,11	1,11

\* Pri rezultatih ni upoštevan test št. 6.

\*\* Pri izračunu upoštevana maksimalna mejna vrednost  $f_{Mt}$  po NTC08.

Preglednica 12 • Povprečne vrednosti razmerij analitično izračunanih mejnih horizontalnih sil z upoštevanjem neto in celotnega prereza za različne porušne mehanizme z maksimalnimi silami, dobljenimi po testih (idealiziranimi)

Primerjave z modelom za izračun upogibne nosilnosti  $V_{Rd,r}$  z modelom za strižno diagonalno porušitev zidu  $V_{Rd,d}$  (Turnšek, 1971) – za diagonalno porušitev zidu po spojnicah  $V_{Rd,dj}$  ter po kamnu oziroma zidaku  $V_{Rd,du}$  (Mann, 1982) ter z zdrsnim modelom za mejno nosilnost  $V_{Rd,s}$  (Mohr-Coulombov kriterij) – so potrdile zadovoljivo oceno nosilnosti tako v primeru upogibnega mehanizma z uporabo modela za upogib ( $V_{Rd} = 0,96 F_{id}$ ) kot tudi strižnega s Turnšek-Čačovičevim

modelom ( $V_{Rd} = 0,89 F_{id}$  oziroma  $1,05 F_{id}$ ), če so uporabljene vrednosti  $f_{Mt}$  primerne (za izračun je bil  $f_{Mt}$  predpostavljen kot mejni vrednosti po MIT 2009, in sicer 0,135 MPa in 0,18 MPa; rezultati modela za obe vrednosti so na sliki 16 označeni z »diagonal (fMt,MIN)« in »diagonal (fMt,MAX)«. Za zidove, kjer so sloji dobro povezani in je debelina jedra manjša oz. enaka 25 % celotne debeline zidov, se zid lahko obravnava kot monoliten in se za oceno nosilnosti uporabi celoten prerez.

Problematično pa je, da poda najbolj kritične rezultate za vse primere model za diagonalno porušitev po spojnicah ( $V_{Rd,dj}$ ), ki očitno v primerih šibke, a duktilne malte ter ne pretirano debelih spojnic preveč konservativno oceni nosilnost. Se je pa kriterij izkazal bolje v primeru testa 6, ki je imel v nasprotju z drugimi debelejšje horizontalne spojnice, kar je povzročilo tako manjšo nosilnost kot tudi mejne pomike.

## 5 • OBNAŠANJE OMETOV NA ZIDOVH

Pri tlačnih in strižnih preizkusih je bil ves čas med testi natančno spremljan odziv ometov. Beležili so se pomiki, pri katerih je prišlo do

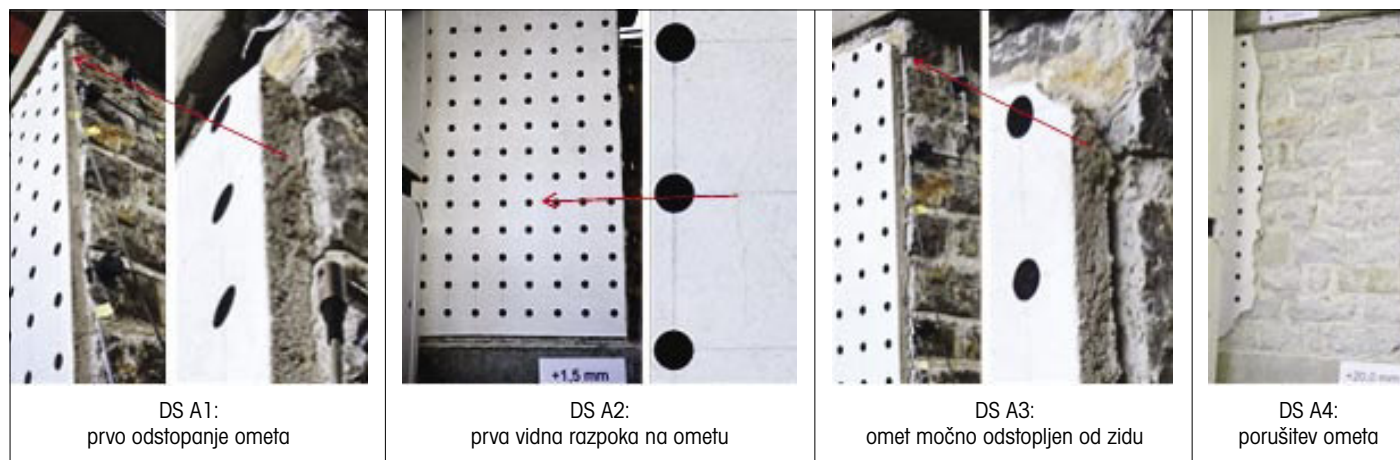
prvega odstopanja ometa od zidu (DS A1), pomiki, pri katerih so nastale posamezne razpoke na ometu (DS A2), ter njihova

pozicija, debelina razpok, pomiki, pri katerih je bil omet po celotni višini ločen od zidu (DS A3), ter pomiki, kjer se je porušil omet (DS A4). Mejna stanja ometa so prikazana na sliki 18. Pri strižnih testih je bila za pomoč pri beleženju pomikov in njihovo nadaljnjo analizo uporabljena fotogrametrija. Na omete

so bili narisani krogi v rastru 10 cm x 10 cm, ki so služili za detajlne točke in katerih pomike smo dobili kot rezultat. Za preračun pa so bile postavljene tudi točke v prostoru, katerih pozicije so bile točno izmerjene s

teodolitom. Fotogrametrične meritve so se izvajale v pozitivnih in negativnih amplitudah tretjih ciklov posameznih amplitud, pri katerih je bilo obremenjevanje ustavljeno. Vrednosti povprečnih rotacij zidov, pri katerih so nastale

zgoraj omenjene karakteristične poškodbe, ki so oštevilčene v skladu s PERPETUATE-metodologijo (Lagomarsino, 2015) od DS A1–DS A4, so za posamezne porušne mehanizme navedene v preglednici 13.



Slika 18 • Karakteristične poškodbe ometa na zidu

Prevladujoči porušni mehanizem	Zasuki (%)							
	DS A1	st. dev.	DS A2	st. dev.	DS A3	st. dev.	DS A4	st. dev.
Upogibni	0,37	0,03	1,67	0,67	3,83	0,17	/	/
Mešani	0,15	0,03	0,38	0,22	0,95	0,21	1,13	0,18
Strižni	0,07	0,02	0,08	0,02	0,42	0,19	0,79	0,11

Preglednica 13 • Povprečne vrednosti zasukov zidov v karakterističnih stanjih poškodb ometa za zidove z enakim porušnim mehanizmom zidov

V primeru upogibnega mehanizma se omet ni porušil, temveč je bil ob straneh ločen od zidov, pri čemer je bilo odstopanje ponekod pri večjih obremenitvah večje od 1 cm (slika 11 a). Razpoke na ometu so se pojavile pri večjih pomikih zidov (povprečna rotacija 1,67 %). Pri mešanem in strižnem mehanizmu je prišlo do

porušitve ometa, in sicer pri mešanem kasneje (v povprečju zasuki 1,13 %) kot pri strižnem (0,79 %). Enako velja tudi za stanje pojava prvih razpok in odstopanja ometa po celi višini zidov. Upogibni mehanizem je torej deloval ugodno glede na velikosti rotacij, je pa bila potem porušitev zgodnejša glede na pojav razpok;

razmerje pomikov pri DS A2 in DS A4 je bilo za strižni mehanizem 0,10, za mešani pa 0,32. Ker je obnašanje ometa vezano na obnašanje zidov, so v preglednici 14 podana razmerja zasukov zidov mejnih stanj ometa in mejnih stanj zidov (tako histerezne ovojnice kot idealizirane bilinearne krivulje).

Prevladujoči porušni mehanizem	$d_{DS,A2}/d_{cr}$	$d_{DS,A2}/d_e$	$d_{DS,A2}/d_{DS,A4}$	$d_{DS,A4}/d_{DS,A3}$	$d_{DS,A3}/d_e$	$d_{DS,A4}/d_e$	$d_{DS,A4}/d_u$
Upogibni	0,94	2,86	/	/	7,03	/	/
Mešani	0,67	0,58	0,32	1,19	1,94 (1,19)*	2,37 (1,46)*	0,70 (0,65)*
Strižni	0,37	0,20	0,10	2,00	1,04	2,12	0,52

\* Pri rezultatih ni upoštevan test št. 6.

Preglednica 14 • Povprečne vrednosti pomikov zidov za različna mejna stanja ometa in karakterističnih pomikov zidov za teste z enakim porušnim mehanizmom

Za uporabo dobljenih rezultatov v PBA-potresni analizi objekta glede na poškodovanost historičnih ometov (s poslikavami) so v preglednici 15 za mejna stanja ometov

prporočene vrednosti za strižni in upogibni mehanizem. Temeljijo na rezultatih testov (95 % interval zaupanja z minimalnim odstopanjem zaradi zaokroževanja), podane

pa so relativno na elastični pomik idealizirane krivulje odziva zidov  $d_{e'}$ , ki ga lahko pri analizi analitično določimo.



Porušni mehanizem	Mejno stanje obnašanja		
	"DL" (DS A1)	"SD" (DS A2 oz DS A3)	"NC" (DS A4)
Upogibni	1,3 $d_e$	4 $d_e$	/
Strižni	0,1 $d_e$	0,3 $d_e$	1,3 $d_e$

Preglednica 15 • Predlog ocene pomikov zidov za določitev mejnih stanj ometov glede na predvideni upogibni ali strižni mehanizem obnašanja zidov

## 6 • SKLEP

Za študijo potresnega obnašanja troslojnih kamnitih zidov so bile opravljene obsežne eksperimentalne preiskave zidov in njihovih konstituentov. Za kamnite zidove iz polobdelanih kamnitih zidakov iz apnenca, pravilno zlaganih, s povezovalnimi kamni preko prereza ali brez njih, so bile določene mehanske karakteristike ter mejna stanja pomikov za različna karakteristična stanja poškodovanosti pri strižnih obremenitvah v ravnini.

Pri tlačnih testih so bile dobljene tlačne trdnosti  $f_{Mc}$  6,00 MPa in 6,10 MPa za povezani in nepovezani zid. Ti vrednosti se dobro ujemata z vrednostmi, podanimi v italijanskih predpisih MIT 2009, kjer sta za obravnavano vrsto zidovine podani minimalna in maksimalna mejna vrednost  $f_{Mc}$  6 MPa in 8 MPa. Analitični izračuni za določitev  $f_{Mc}$  z različnimi modeli se zelo razlikujejo. Model v EC6 za oceno  $f_{Mc}$  historičnih zidov, zgrajenih z malto manjših trdnosti, ni primeren. Za testirani tip zidov vsi analitični modeli različnih avtorjev za večslojno zidovino podcenjujejo  $f_{Mc}$ , kar je verjetno posledica tega, da zaradi dobre povezanosti vseh slojev zidov ni bil dosežen tipičen mehanizem večslojnih zidov slabše kvalitete (razslojitev v zgodnjih fazah obremenjevanja). Dobljeni vrednosti  $E_M$  in  $G_M$  sta manjši od pričakovanih in navedenih v literaturi; MIT 2009 navaja mejni vrednosti 2400 MPa in 3200 MPa za  $E_M$  ter 780 MPa in 940 MPa za  $G_M$ , medtem ko sta bili pri testih doseženi povprečni vrednosti  $E_M$  in  $G_M$  za oba tipa zidov (povezane in nepovezane) 968 MPa in 357 MPa.

Pri strižnih testih so bili v odvisnosti od različnih nivojev tlačnih obremenitev in robnih pogojev vpetja dobljeni različni porušni mehanizmi (upogibni, mešani in diagonalni strižni), pri čemer ločevanje slojev ni bilo tako izrazito, kot je bilo pričakovano, saj je

bilo pri strižnem mehanizmu problematično le po preseženi maksimalni nosilnosti  $F_{max}$ . Povezovalni kamni niso prispevali k izboljšanju obnašanja zidov, razen da so pri določenih pogojih testiranja nekoliko omejili razslojevanje zidu po dosegu maksimalne sile. Najnižja nosilnost in največji pomiki so bili dobljeni za upogibni porušni mehanizem (povprečni vrednosti rezultatov obeh tipov zidov 57,5 kN in 59,8 mm). Mešani odziv, do katerega je prišlo pri spremembi konzolnih robnih pogojev v vpete pri nižji vertikalni obremenitvi, je povečal nosilnost, a zmanjšal mejne pomike (105,7 kN in 28,2 mm). Največje nosilnosti so bile dosežene pri strižnem porušnem mehanizmu (120,8 kN pri višjem nivoju vertikalnih obremenitev ne glede na robne pogoje), so se pa maksimalni pomiki dodatno zmanjšali (v povprečju 23,0 mm).

Velja poudariti, da tudi pri strižnem porušnem mehanizmu porušitev ni bila krhka. Po dosegu maksimalnih nosilnosti so zidovi izkazali dodatne pomike, saj so bile vrednosti doseženih maksimalnih pomikov v povprečju za 40 % višje od pomikov, kjer je bila dosežena maksimalna sila ( $d_{max} = 1,40 d_{Fmax}$ ). Na drugi strani je bila porušitev bolj zgodnja pri mešanem odzivu zidov ( $d_{max} = 1,10 d_{Fmax}$ ). Pri strižnih porušitvah je prišlo do padcev sile po dosegu  $F_{max}$  v povprečju za 18,8 %, vendar pa so se ti močno razlikovali od robnih pogojev (v povprečju 35,2 % za vpete in 13,2 % za konzolne). Pri upogibnih mehanizmih padca sil ni bilo ali pa je bil zelo majhen.

Kar se tiče doseženih maksimalnih pomikov oziroma zasukov, so povprečne vrednosti tako za strižni (zasuki 1,53 %) kot tudi za upogibni mehanizem (zasuki 3,99 %) precej večje od tistih, predpisanih v standardih. Po EC8-3 za mejno stanje NC (blizu porušitve) v primeru upogibnega mehanizma znašajo

1,07 %  $h_o/l_w$  (4/3 vrednosti za mejno stanje SD 0,80 %  $h_o/l_w$ ; za testirane zidove 1,60 % za konzolno vpete ter 0,80 % za vpete), medtem ko po FEMA standardu 0,4 %  $h_o/l_w$  (0,60 % za konzolno vpete in 0,30 % za vpete), za strižni mehanizem pa so vrednosti po EC8-3 0,53 % (za stanje SD 0,40 %). Tudi pomiki za mejno stanje DL (omejitev poškodb) in SD (večja poškodovanost) v standardih so precej manjši od dobljenih, pa naj bodo prvi primerjani s pomiki na meji elastičnosti  $d_e$  ali s pomiki, kjer nastanejo prve strižne razpoke  $d_{cr}$ . Dobljeni rezultati kažejo na to, da so morda vrednosti zasukov v standardih za historično zidovino, katere glavna karakteristika v primerjavi s sodobno zidovino je duktilna malta, prenizke. Primerjava dobljenih nosilnosti z analitično izračunanimi po modelih za različne mehanizme porušitev je pokazala, da za testirani tip večslojnega zidu, kjer zunajravninska porušitev ni bila kritična, zadovoljivo izračunamo nosilnost z modelom za upogibno porušitev in Turnšek-Čačovičevim modelom za diagonalno porušitev. Pri debelini srednjega sloja do 25 % debeline celotnega zidu se lahko za tak tip zidov nosilnost izračuna z upoštevanjem celotne debeline zidov.

Iz opravljene analize obnašanja ometov pri strižnih obremenitvah zidov smo ugotovili, da je tudi poškodovanost ometov odvisna od mehanizma odziva zidov. Pri upogibnem mehanizmu je prišlo do velikega odstopanja ometa, vendar se omet ni porušil. Porušitev ometa se je zgodila pri strižnem mehanizmu. Glede na dobljene rezultate so podane referenčne vrednosti zasukov zidov za doseg različnih mejnih stanj ometov pri strižnem obnašanju zidov z razpokami po diagonalah ter pri upogibnem obnašanju, in sicer relativno na pomik na meji elastičnosti zidov.

## 7 • ZAHVALA

Preiskave so bile opravljene v okviru projekta Perpetuate, financiranega iz Evropske komisije 7. okvirnega programa (FP7/2007-2013), v okviru sporazuma o dodelitvi sredstev, št.

244229. Delo mlade raziskovalke je bilo financirano tudi od ARRS-a s pogodbo 1000-08-310070. Zaradi obsežnosti preiskav je pri posameznih sklopih priprave preizkušancev

in/ali preiskav sodelovalo več posameznikov; z delom za diplomsko nalogo Janez Korpič, Luka Kurnjek, Damjan Špeglič in Katarina Kodelja. Preiskave je vodil Franci Čepon. Fotogrametrijske meritve je opravil Vid Peterman (Modri planet, d. o. o.). Sestavo malte tako za zidanje kot tudi za omete je določila prof. dr. Violeta Bokan Bosiljkov.

## 8 • LITERATURA

- Abrams, D. P., Performance-based engineering concepts for unreinforced masonry building structures. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 3, 1: 48–56, 2001.
- Aničić, D., Sorić, Z., Morić, D., Macan, H., Mechanical properties of stone masonry walls, Brebbia, C. A. (ur.), *Structural repair and maintenance of historical buildings*, Basel, Computational Mechanics Publications, Birkhäuser, str. 95–102, 1989.
- Binda, L., Bosiljkov, V., Saisi, A., Zanzi, L., Guidelines for the diagnostic investigation of historic buildings, *Proceedings of the Seventh International Masonry Conference, London 2006*, (Proceedings of the British Masonry Society, ISSN 0950-9615, No. 10), Stoke-on-Trent: British Masonry Society, 2006a.
- Binda, L., Penazzi, D., Saisi, A., Historic masonry buildings: necessity of a classification of structures and masonries for the adequate choice of analytical models, 6th international symposium on computer methods in structural masonry (STRUMAS VI), Computers & Geotechnics Ltd, Roma, str. 168–173, 2003b.
- Binda, L., Pina-Henriques, J., Anzani, A., Fontana, A., Lourenço, P. B., A contribution for the understanding of load-transfer mechanisms in multi-leaf masonry walls: Testing and modelling. *Engineering Structures*, 28, 8: 1132–1148, 2006b.
- Binda, L., Saisi, A., Benedictis, R., Tringali, S., Experimental study on the damaged pillars of the Noto Cathedral, 8th Int. Conf. on Structural Studies, Repairs and Maintenance of Heritage Architecture, str. 89–98, 2003a.
- Borri, A., Corradi, M., Speranzini, E., Shear behaviour of unreinforced and reinforced masonry panels subjected to in-situ diagonal compression tests, *Construction and Building Materials*, 25, 12: 4403–4414, 2001.
- Bosiljkov, V., Maierhofer, Ch., Koepp, Ch., Wöstmann, J., Assessment of Structure Through Non-Destructive Tests (NDT) and Minor Destructive Tests (MDT) Investigation: Case Study of The Church at Carthusian Monastery at Žiče (SLOVENIA). *International journal of architectural heritage*, 1, 4: 1–15, 2010a.
- Bosiljkov, V., Tomažević, M., Bohinc, U., Leskovar, I., On-site investigation techniques for the structural evaluation of historic masonry buildings, Deliverable D10.2 & 10.4, Report on the evaluation at pilot sites (Report for owners of historic buildings): pilot site: Pišce / Slovenia: revised report, ONSITEFORMASONRY project, Ljubljana, Zavod za gradbeništvo Slovenije, 2004.
- Bosiljkov, V., Totoev, Y. Z., Nichols, J. M., Shear modulus and stiffness of brickwork masonry: an experimental perspective, *Structural engineering and mechanics*, 20, 1: 21–43, 2005.
- Bosiljkov, V., Uranjek, M., Žarnić, R., Bokan-Bosiljkov, V., An integrated diagnostic approach for the assessment of historic masonry structures, *Journal of cultural heritage*, 11, 3: 239–249, 2010b.
- Candela, M., Caffari, S., Lagomarsino, S., Rossi, M., Fonti, R., Pagliuca, E., In-situ test for the shear strength evaluation of masonry: the case of a building hit by L'Aquila earthquake (Italy), *Proc. of 15th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE)*, 24–28 September, 2012, Lisbona, Portugalska, št. prispevka: 5460, 2012.
- Debs, M., The Suffering of Symbols: Giotto Frescoes and the Cultural Trauma of Objects, *Cultural Sociology*, 7, 4: 479–494, 2013.
- Egermann, R., Investigation on the load bearing behaviour of multiple leaf masonry, *IABSE reports*, 70, 1993.
- EN 1996-1-1: 2005, Eurocode 6: Design of masonry structures – Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures, CEN, Brussels, Belgium, 2005.
- EN 1998-3: 2005, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. CEN, Brussels, 2005.
- FEMA 306, Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings, Basic procedures manual, Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, USA, 1998.
- Korpič, J., Eksperimentalne tlačne preiskave večslojnih kamnitih zidov, Diplomsko naloga, Ljubljana, Univerza v Ljubljani, 2012.

- Kržan, M., Bosiljkov, V., Žarnić, R., Design of lateral resistance of URM blockwork through theoretical models and code provisions, Ingham, J. M. (ur.), Proceedings of the 9th Australasian Masonry Conference: Queenstown, New Zealand, 15-18 Februar 2011, Queenstown, New Zealand, str. 451–462, 2011.
- Lagomarsino, S., Cattari, S., PERPETUATE guidelines for seismic performance-based assessment of cultural heritage masonry structures, Bulletin of Earthquake Engineering, 13, 1: 13–47, 2015.
- Legge 2/2/1974 n. 64, Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche, G.U. del 21/04/1974.
- Magenes, G., Galasco, A., Penna, A., Da Parè, A., In-plane cyclic shear tests of undressed double leaf stone masonry panels, Proc. of 14th European Conference on Earthquake Engineering (ECEE) conference, št. prispevka: 1435, Ohrid, FYROM 30/08 – 03/09 2010.
- Mann, W., Müller, H., Failure of shear-stressed masonry - an enlarged theory, tests and application to shear walls, West, H. W. H. (ur.), Proceedings of the British Ceramic Society: Load-Bearing Brickwork, British Ceramic Society, str. 223–235, 1982.
- Martins, L., Vasconcelos, G., Lourenço, P., In-situ testing of stone masonry: a review of the state of the art, Lourenço, P.B., Haseltine, B., Vasconcelos, G. (ur.), 9th International Masonry Conference, Guimarães, 7–9 Julij 2014, International Masonry Society, 2014.
- MIT 2009, Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008, Circ. C.S.LI. Pp. No. 617 of 2/2/2009, Ministry of Infrastructures and Transportations, 2009.
- PIET 70, Obras de fábrica, Prescripciones del Instituto Eduardo Torroja, Consejo Superior de Investigaciones Científicas, Madrid, Spain, 1971.
- SFRJ, Ur. list SRFJ št.31: Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih, 1981.
- Sheppard, P., Terčelj, S., The effect of repair and strengthening methods for masonry walls, Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, September 8–13, 1980, Istanbul, Turkey, Ankara, Turkish National Committee on Earthquake Engineering, vol. 6, str. 255–262, 1980.
- SIA 505266/2, Natursteinmauerwerk, Swiss Society of Engineers and Architects SIA, Zürich, Switzerland, 2012.
- Silva, B., Dalla Benetta, M., da Porto, F., Modena, C., Experimental assessment of in-plane behaviour of three-leaf stone masonry walls. Construction and Building Materials, 53, O: 149–161, 2014.
- Tassios, T., Chronopoulos, M., Aseismic dimensioning of interventions on low-strength masonry buildings, Middle east and mediterranean regional conference on low strength masonry in seismic areas, Middle East Technical University, Ankara, 1986.
- Tassios, T., Recupero di murature tri-strato (Rehabilitation of three-leaf masonry), Evoluzione nella sperimentazione per le costruzioni, seminario internazionale, Bolzano, Italija, 137-63, 2004.
- Terčelj, S., Nosilnostne in deformacijske karakteristike kamnitih zidov pri vertikalni in kombinirani obtežbi, Simpozijum o istraživanjima i primeni savremenih dostignuca u nasem gradjevinarstvu u oblasti materijala i konstrukcija, XVII kongres, Sarajevo, 281–293, oktober 1982.
- Terčelj, S., Seizmična odpornost tipičnih kamnitih zgradb na Kozjanskem: Seizmična odpornost zidanih zgradb, Ljubljana, RSS, 1976.
- Tomažević, M., Aničić, D., Research, technology and practice in evaluating, strengthening and retrofitting masonry buildings: Some Yugoslavia experiences, Proc. Int. Seminar on Evaluating, Strengthening and Retrofitting Masonry Buildings, Arlington, USA, 1989.
- Tomažević, M., Apih, V., Ojačevanje kamnitega zidovja z zidovju prijaznim injektiranjem. Gradbeni vestnik, 42, 45–48, 1993.
- Tomažević, M., Weiss, P., Velechovsky, T., Apih, V., Študija možnosti injektiranja kamnitih zidov: poročilo Raziskovalni skupnosti Slovenije, PORS 06, Ljubljana, Zavod za raziskavo materiala in konstrukcij, 1989.
- Tomažević, M., Zidane zgradbe na potresnih območjih, Ljubljana, Fakulteta za arhitekturo, gradbenistvo in geodezijo, 1987.
- Tomažević, M., Earthquake-resistant design of masonry buildings, London, UK, Imperial College Press, 268 str., 1999.
- Turnšek, V., Čačovič, F., Some experimental results on the strength of brick masonry walls, West, H. W. H., Speed, K. H. (ur.), 2nd International Brick Masonry Conference, Stoke-on-Trent, London, England, Brick Development Association, British Ceramic Research Association, str. 149–156, 1971.
- Turnšek, V., Terčelj, S., Sheppard, P., Tomažević, M., The seismic resistance of stone-masonry walls and buildings, Proc. 6th European Conf. on Earthquake Eng., Dubrovnik, Vol.3, Prispevek 32, 255–262, 1978.
- Uranjek, M., Bosiljkov, V., Žarnić, R., Bokan-Bosiljkov, V., In situ tests and seismic assessment of a stone-masonry building, Mat. struct. 45, No. 6, str. 861–879, 2012.