

OBNAŠANJE HIŠ YTONG PRI POTRESNI OBTEŽBI: MODELNE PREISKAVE NA POTRESNI MIZI

SEISMIC BEHAVIOUR OF CONFINED AERATED AUTOCLAVED CONCRETE MASONRY BUILDINGS: A SHAKING TABLE STUDY

prof. dr. Miha Tomažević, univ. dipl. inž. grad.;

miha.tomazevic@zag.si

dr. Matija Gams, univ. dipl. inž. grad.;

matija.gams@zag.si

Zavod za gradbeništvo Slovenije, Dimičeva 12, 1000 Ljubljana

Znanstveni članek

UDK 624.042.7.001.5

Povzetek | Raziskali smo obnašanje stanovanjskih stavb iz aeriranega celičnega betona, hiš Ytong, sezidanih v sistemu povezanega zidovja. Na potresni mizi smo preiskali dva modela tri- in en model štirinadstropne stavbe. Modeli so bili izdelani v merilu 1 : 4, vsi so imeli enako florisno zasnovano s simetrično porazdelitvijo zidov vzdolž krajše osi in nesimetrično vzdolž daljše osi. Stropne konstrukcije modela M1 so bile lahki montažni stropi s polnili Ytong, medtem ko so bile stropne konstrukcije trinadstropnega modela M2 in štirinadstropnega modela M3 polne armiranobetonske plošče. V višini stropov so imeli modeli zidne vezi, medtem ko so bile navpične vezi postavljene v vseh vogalih, sečiščih zidov in ob odprtinah. Modele smo opremili z merilniki pomikov in pospeškov, ki smo jih namestili na vogalih in sredini stropov, in jih izpostavili zaporedju potresov s stopnjema povečevano intenziteto. Za krmiljenje potresne mize smo uporabili akceleroگرام potresa iz leta 1979 v Črni gori. Model M1 smo preiskali vzporedno na os simetrije, medtem ko smo modela M2 in M3 preiskali z vzbujanjem pravokotno nanjo. Modeli so se obnašali podobno z nastankom strižnega etažnega mehanizma pri mejnem stanju porušitve. Obnašanje modelov je bilo ugodno, saj sta dosežena odpornost in kapaciteta duktilnosti presešla pričakovanja in zahteve za potresno odporne stavbe tudi na območjih z najmočnejšo pričakovano seizmičnostjo. Na podlagi rezultatov preiskav smo analizirali odvisnost med poškodbami in deformacijami ter izvednotili vrednosti parametrov za projektiranje, kot sta duktilnost in faktor obnašanja.

Summary | The seismic behavior of typical residential confined masonry buildings constructed with aerated autoclaved concrete (AAC) blocks has been investigated. Two three- and one four-storey models, constructed at 1 : 4 scale, have been tested by subjecting them to a simulated earthquake ground motion on a simple uni-directional seismic simulator. The floor plan of all models was the same, with symmetric distribution of walls along the shorter axis and slight asymmetry along the longer one. Lightweight prefabricated joists with AAC fillings without concrete topping represented the floor structures in the case of the three-storey model M1, whereas reinforced concrete slabs have been cast in the case of the three-storey model M2 and four-storey model M3. Bond beams have been provided at all floor levels and tie columns have been installed at all corners, wall intersections and along openings. The models have been instrumented with accelerometers and displacement transducers, placed in the middle and at the corners of the floor

slabs at each floor level, and subjected to a series of excitations with increased intensity of motion in each successive test run. The acceleration record of the Montenegro earthquake of 1979 with peak ground acceleration of 0,43 g has been used to drive the simulator. Whereas models M2 and M3 have been tested by subjecting them to seismic motion orthogonal to the axis of symmetry, model M1 has been tested in the direction parallel to it. In all cases, typical shear type behaviour has been observed, with diagonally oriented cracks in the walls in the first storey determining the failure mechanism. All models exhibited good seismic behaviour, with resistance and energy dissipation capacity exceeding the expected values. On the basis of test results, the correlation between the damage and storey drift at characteristic limit states has been analysed and the values of typical design parameters, such as displacement capacity and structural behaviour factor, have been evaluated.

1 • UVOD

Aerirani celični beton, porobeton, izdeluje pri nas pod originalno blagovno znamko Yfong podjetje Xella porobeton SI v Kisovcu pri Zagorju. Tržno ime materiala, ki ga je izumil švedski arhitekt Axel Eriksson, je sestavljeno iz prve črke imena kraja Yxhult na Švedskem, kjer so porobeton leta 1929 začeli izdelovati, in zadnjega dela švedske besede za beton, betong. Porobeton je lahek gradbeni material, ki ima zelo dobre toplotno in zvočno izolativne lastnosti in veliko požarno odpornost. Kljub temu da je tlačna trdnost zidovja iz porobetona manjša od trdnosti opečnega zidovja, je dovolj visoka, da omogoča gradnjo tudi večnadstropnih stavb. Ker ima material majhno maso, med potresom v stavbah iz porobetona nastanejo manjše potresne sile kot v podobno velikih stavbah iz opeke. Kot so pokazali nedavni primeri v Grčiji (Atene, 1999) in pri nas (Bovec, 2004 – slika 1), je obnašanje stavb iz porobetona med močnimi potresi kljub nizki tlačni trdnosti ustrezno.

Kljub temu da so v zadnjih desetletjih opravljene raziskave že dale številne podatke, kako se pri potresni obtežbi obnašajo opečne zidane konstrukcije, so podatki o obnašanju konstrukcij iz porobetona še vedno zelo pomanjkljivi. Vemo, kako se elementi iz porobetona obnašajo pri tlačnih obremenitvah. Raziskave v tujini ((Potresnoodporno projektiranje, 2004), (Tanner, 2004), (Jäger, 2009)) so že dale nekaj podatkov tudi o tem, kako se obnašajo zidovi iz porobetonskih zidakov pri ciklični strižni obtežbi. Razpoložljivi podatki kažejo, da se zaradi homogenosti materiala razmerja med mehanskimi lastnostmi zidovja pri tlaku in kombinaciji tlaka in striga razlikujejo od podobnih razmerij pri zidovju iz opečnih zidakov. Zelo malo informacij pa je



Slika 1 • Hiša v Bovcu, sezidana iz porobetona v sistemu Yfong, je potres leta 2004 prestala brez poškodb (foto: Uroš Klemen)

na razpolago o dinamičnem odzivu konstrukcij iz porobetona na potres ter o porušnih mehanizmih, ki določajo kapaciteto nosilnosti in duktilnosti tovrstnih konstrukcij pri potresni obtežbi in so odvisni prav od razmerij med tlačno in strižno trdnostjo materiala in odpornostjo zidovja.

Brez tovrstnih podatkov ne moremo zanesljivo računsko ponazoriti odziva stavb iz porobetona na močne potrese, niti ne moremo zanesljivo preveriti njihove potresne odpornosti. Ker brez poprejšnjega eksperimentalnega preverjanja težko predvidimo nastanek

poškodb in mehanizme porušitve, so ocene varnosti konstrukcij na podlagi podatkov, ki so dobljeni s statičnimi preiskavami zidov, lahko nezanesljive. Zato se je podjetje Xella porobeton SI odločilo, da financira raziskave obnašanja hiš, grajenih v sistemu Ytong, pri potresni obtežbi in na podlagi rezultatov preiskav morda predlaga tudi nekatere izboljšave sistema.

Zaradi omejenih zmogljivosti preizkuševalnih naprav, ki jih imamo na Zavodu za gradbeništvo Slovenije (ZAG), smo se, kot že večkrat, tudi to pot odločili, da bomo na potresni mizi preiskali

modele tipičnih stavb, hiš Ytong, izdelanih v merilu 1 : 4. Izbrano modelno merilo je bilo dovolj veliko, da je omogočilo do podrobnosti modelirati konstrukcijske detajle, značilne za sistem Ytong, in s tem ponazoriti mehanizme obnašanja, ki jih lahko pričakujemo na prototipnih stavbah. Razmeroma majhna teža materiala je omogočila, da so bili preiskani modeli po dimenzijah največji, kar smo jih preiskali doslej. V tem prispevku bomo opisali preiskave in analizirali njihove rezultate. Predstavili bomo tudi sklepe, ki veljajo za prototipne konstrukcije.

2 • PROGRAM IN OPIS PREISKAV

2.1 Opis prototipnih stavb in metode preiskav

Prototipne stavbe, katerih modele smo preiskali, se med seboj razlikujejo le po tipu stropnih konstrukcij in številu etaž. Vse imajo enake tlorisne dimenzije in enako porazdelitev zidov v tlorisu. Tlorisna površina zidovja v x-smeri je 5,8 %, v y-smeri pa 8,3 % bruto tlorisne površine prototipne stavbe. Sezidali smo tri modele, pri čemer sta prototipa modelov M1 in M2 predstavljalta stavbo s 4 etažami (P + 2 + mansarda). Razlikovala sta se le po tipu stropnih plošč, ki so pri modelu M1 montažne (t. i. beli strop), pri modelu M2 pa monolitne križem armirane armiranobetonske plošče. T. i. beli strop je montažni strop, ki je sestavljen iz armiranobetonskih nosilcev in montažnih porobetonskih polnil brez tlačne plošče. Prototip modela M3 je stavba, ki ima eno etažo več (P + 3 + mansarda), stropne konstrukcije pa so kot pri modelu M2 monolitne armiranobetonske plošče. Nad mansardo imajo vse prototipne stavbe enako leseno ostrešje in kritino iz opečnih strešnikov.

Potresna miza na ZAG je premajhna, da bi lahko na njej preiskali model celotne prototipne stavbe. Čeprav smo z dimenzijami modelov izkoristili velikost mize, modeli predstavljajo le del prototipa, vendar z vsemi bistvenimi značilnostmi. Zaradi poenostavitve zidanja so bili v nasprotju s prakso enako debeli obodni in notranji zidovi modelov, ravno tako smo pri modelih izpustili stopnišča. Kljub temu so bili modeli zasnovani tako, da so geometrijska neskladja s tipskim prototipom le malo vplivala na njihovo obnašanje. Tako se npr. delež zidov, ki je definiran kot razmerje med površino prereza zidov in bruto tlorisno površino stavbe, v primeru, ko so vsi zidovi

enako debeli, le za približno 0,5 % razlikuje od deleža v primeru, ko bi bili obodni zidovi debeli 30 cm, notranji pa 20 cm.

Tlorisne dimenzije idealizirane prototipne stavbe, katere modele smo preiskali na potresni mizi, so 6,85/8,75 m, medtem ko je svetla etažna višina 2,50 m. Prototipi so grajeni v sistemu povezanega zidovja z navpičnimi in vodoravnimi zidnimi vezmi. Prototipa modelov M1 in M2 imata navpične vezi na vseh vogalih, na vseh stikih zidov, na vseh prostih robovih zidov, na obeh straneh odprtih s površino več kot 1,5 m² in povsod, kjer bi bila sicer razdalja med vezmi več od 5 m. Vezi so vzdolžno armirane s 4 Ø 14 mm, prečni prerez vezi pa je okrogel s premerom 16 mm. Prototip modela M3 ima enako postavitev, vendar imajo navpične vezi, ki so nekoliko močnejše armirane (4 Ø 16 mm), manjši prečni prerez (okrogel s premerom 10 cm). Vodoravne vezi, armirane s 4 Ø 12 mm, so v stropnih ploščah nad vsemi zidovi in so pri stavbi z belim stropom, ki jo predstavlja model M1, zabetonirane v posebej za to prirejenih elementih oblike črke U. Posebnost gradnje po sistemu Ytong v primerjavi s klasično gradnjo z opečnimi

zidaki je tudi v tem, da so parapeti armirani: v drugi in tretji vrsti zidakov, šteto od odprte navzdol, je vložena po ena palica Ø 8, ki na vsaki strani parapeta sega še 50 cm v zid. Meja plastičnosti uporabljenega jekla za zidne vezi in parapete je 400 MPa (jeklo S400), trdnostni razred betona pa je C25/30.

Dimenzije zidakov iz porobetona so 62,5/25,0/30,0 cm (dolžina/višina/debelina), izdelujejo pa se v treh trdnostnih razredih – 2, 4 in 6 MPa. Mehanske lastnosti zidakov posameznega trdnostnega razreda in zidovja, ki se zida s posebnim gradbenim lepilom, so povzete po priločniku Potresnoodporno projektiranje nosilnih zidanih konstrukcij Ytong in po podatkih na uradnih spletnih straneh proizvajalca (www.xella.si). Zbrane so v preglednici 1.

Če analiziramo lastnosti prototipnega materiala na podlagi obstoječih podatkov, navedenih v preglednici 1, lahko ugotovimo, da se natezna trdnost zidovja, ki je parameter, ki določa obnašanje nearmiranega zidovja pri potresni obtežbi, z naraščajočo tlačno trdnostjo zidakov oziroma zidovja le malo spreminja. Če je tlačna trdnost zidovja trdnostnega razreda 6 za faktor $5,35/2,14 = 2,50$ večja od tlačne trdnosti zidovja razreda 2, je natezna trdnost, dobljena z diagonalno tlačno preiskavo, ob tem večja le za 18 %.

Trdnostni razred	Gostota (kg/m ³)	$f_{d,P}$ (MPa)	$f_{c,P}$ (MPa)	$f_{td,P}$ (MPa)	E_p (MPa)	G_p (MPa)
2	440	2,5	2,14	0,22	1200	480
4	500	5,0	3,92*	0,24*	2200*	880*
6	660	7,5	5,35	0,26	3000	1200

* interpolirane vrednosti

Preglednica 1 • Mehanske lastnosti zidovja iz porobetona (Potresnoodporno projektiranje, 2004; www.xella.si)

Oznake v preglednici pomenijo (indeks P je za prototipne vrednosti):

- $f_{b,P}$ – nominalno tlačno trdnost bloka,
- $f_{c,P}$ – povprečno tlačno trdnost zidovja,
- $f_{td,P}$ – povprečno natezno trdnost zidovja z lepilom v vodoravnih in navpičnih re-
gah, dobljeno z diagonalno tlačno pre-
iskavo,
- E_p – modul elastičnosti,
- G_p – strižni modul.

Ko na modelih raziskujemo dinamično obnašanje konstrukcije v nelinearnem področju, moramo izpolniti dva temeljna pogoja:

- porazdelitev mas in togosti po višini modela mora biti podobna porazdelitvi v prototipni konstrukciji (podobnost dinamičnega obnašanja);
- razmerje med delovno napetostjo in trdnostjo materiala v zidovih modela mora biti čim podobnejše razmerju v zidovih prototipne stavbe (podobnost porušnih mehanizmov pri potresni obtežbi).

Če sta izpolnjena oba pogoja, bosta dinamični odziv in mehanizem obnašanja (porušni mehanizem) modela in prototipa enaka oziroma podobna v tolikšni meri, da lahko vrednosti parametrov, ki smo jih opazovali na modelu, v skladu z zakoni modelne podobnosti pretvorimo na vrednosti, ki jih lahko pričakujemo v podobnih obtežbenih pogojih na prototipni konstrukciji. Če na modelu izmerimo splošno fizikalno veličino, q_M , med njo in pripadajočo veličino na prototipu, q_p , obstoji korelacija ((Langhaar, 1951), (Harris in Sabnis, 1999)):

Fizikalna veličina	Odvisnost
Dolžina (l)	$S_L = l_p / l_M$
Trdnost (f)	$S_f = f_p / f_M$
Deformacija (ϵ)	$S_\epsilon = \epsilon_p / \epsilon_M$
Sp. teža (γ)	$S_\gamma = \gamma_p / \gamma_M$
Pomik (d)	$S_d = S_L$
Sila (F)	$S_F = S_L^2 S_f$
Čas (t)	$S_t = S_L (S_\epsilon S_\gamma / S_f)^{0.5}$
Frekvenca (ω)	$S_\omega = 1 / S_t$
Hitrost (v)	$S_v = (S_\epsilon S_f / S_\gamma)^{0.5}$
Pospešek (a)	$S_a = S_f / (S_L S_\gamma)$

Preglednica 2 • Faktorji meril pri splošni modelni podobnosti

$$q_p = q_M S_q, \quad (1)$$

kjer je S_q faktor merila za dano fizikalno veličino. Od tega, kako se bomo lotili izdelave modela, bodo odvisne tudi odvisnosti med fizikalnimi veličinami, izmerjenimi na modelu, in pripadajočimi veličinami na prototipu. Faktorji merila za nekatere osnovne fizikalne veličine, ki opisujejo dinamično obnašanje konstrukcije v splošnih pogojih modelne podobnosti, so navedeni v preglednici 2.

Odvisnosti se poenostavijo, če uspemo izdelati popoln model, pri katerem mehanske lastnosti materialov zmanjšamo v geometrijskem merilu, nekatere druge lastnosti pa ohranimo nespremenjene. Ko smo s predhodnimi raziskavami ugotavljali možnosti, se je izkazalo, da naloga, izdelati porobetone, ki bi v celoti ustrezal pravilom za popolno modelno podobnost, ni preprosta, saj se z zmanjšanjem trdnosti avtoklaviranega celičnega betona močno podaljšuje čas, v katerem material pridobi trdnost. Zato smo kljub temu, da smo preiskavo zasnovali kot preiskavo popolnega modela, uporabili material, katerega lastnosti so se po večkratnih poskusih šele približale ciljnimi vrednostim.

2.2 Modelni materiali

2.2.1 Zidaki in zidovje

Zidaki in drugi sestavni elementi, potrebni za zidanje po sistemu Ytong, so bili izdelani v tovarni v Kisovcu, v laboratoriju ZAG pa s posebnim orodjem po potrebi prilagojeni dejanskim razmeram na modelu. Zidaki in drugi elementi so bili med seboj lepljeni z gradbenim lepilom, ki ga nismo posebej modelirali. Dimenzije zidakov v modelnem merilu so bile 15,6/6,3/7,5 cm (dolžina/višina/širina). Tlačno trdnost zidakov smo določili na kockah dimenzij 6,3/6,3/6,3 cm, izrezanih iz zidakov, tlačno trdnost in modul elastičnosti zidovja pa na zidovih dimenzij 46,9/68,8/7,5 cm (dolžina/višina/širina), sezidanih v modelnem merilu. Natezno trdnost zidovja smo določili na dva načina: z

Gostota γ_M (kg/m ³)	γ_p / γ_M	$f_{b,M}$ (MPa)	$f_{b,p} / f_{b,M}$	$f_{c,M}$ (MPa)	$f_{c,p} / f_{c,M}$	$f_{td,M}$ (MPa)	$f_{td,p} / f_{td,M}$	$f_{ts,M}$ (MPa)	$f_{td,p} / f_{ts,M}^*$
496	1,0	1,59	3,14	1,49	2,63	0,25	0,96	0,15	1,60

* Ker ni podatkov za prototipno zidovje, natezno trdnost, dobljeno s ciklično strižno preiskavo modelnih zidakov, $f_{ts,M}$, primerjamo z natezno trdnostjo prototipnega zidovja, dobljeno z diagonalno tlačno preiskavo, $f_{td,p}$.

Preglednica 3 • Mehanske lastnosti modelnih materialov in primerjava s prototipnimi vrednostmi za porobetone trdnostnega razreda 4 (indeks M je za modelne vrednosti)

diagonalnim tlačnim preizkusom vzorcev dimenzij 37,5/37,5/7,5 cm ($f_{td,M}$) in s ciklično strižno preiskavo modelnih zidakov ($f_{ts,M}$). V preglednici 3 primerjamo s preiskavami ugotovljene mehanske lastnosti modelnih zidakov in zidovja z vrednostmi za prototipno zidovje, sezidano iz porobetonskih zidakov trdnostnega razreda 4.

Če primerjamo vrednosti tlačne in natezne trdnosti prototipa in modelov, lahko ugotovimo, da smo tlačno trdnost zidakov modelirali razmeroma dobro, medtem ko trdnostne lastnosti zidovja niso bile zmanjšane v enaki meri. Če kot odločilen parameter privzamemo natezno trdnost, določeno z diagonalno tlačno preiskavo, bi lahko celo sklepali, da je ostala enaka kot pri prototipnem zidovju.

2.2.2 Beton in armatura

Recepture betona smo prilagodili posamezni vrsti elementov. Vsi betoni so vsebovali cement Salonit Anhovo z oznako 42,5 – osnovni, mešanice za posamezne elemente in dosežene tlačne trdnosti pa so bile:

- za beton v navpičnih vezeh: 1,4 kg cementa, 14 kg agregata frakcije 0–2 mm, 0,2 kg kamene moke Calplex 0,15 in 1,1 litra vode. Tlačna trdnost, določena na prizmah, je bila 7,8 MPa pri modelu M1, 9,0 MPa pri modelu M2 in 10,4 MPa pri modelu M3;
- za beton v belem stropu: na 4 kg agregata frakcije 0–2 mm smo dodali 1 kg cementa in 2 kg kamene moke Calplex 0,15 ter 1,25 litra vode in 0,02 litra plastifikatorja Zeta. Tlačna trdnost betona, določena na prizmah, je bila 15,6 MPa;
- za beton v armiranobetonskih ploščah: volumensko razmerje med cementom in agregatom frakcije 0–2 mm je bilo 1 : 4, vodocementni faktor pa 0,45. Tlačna trdnost betona, določena na prizmah, je bila 16,4 MPa pri modelu M2 in 27,4 MPa pri modelu M3.

Ker razpoložljivih materialov, ki bi ustrezali modeliranim lastnostim armaturnega jekla, ni na trgu, smo za armaturo zidnih vezi in stropov

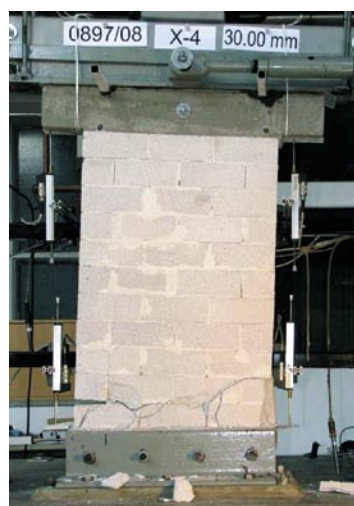
uporabili kar običajno armaturno jeklo, s tem da smo prerez palic zmanjšali z merilom sil, $S_F = 16$. Prerez armature navpičnih zidnih vezi modelov M1 in M2 smo tako pomanjšali na $1 \text{ } \varnothing 4,2 \text{ mm}$ (pri meji plastičnosti 220 MPa), prerez armature navpičnih vezi modela M3 na $1 \text{ } \varnothing 3,8 \text{ mm}$ (pri meji plastičnosti 480 MPa), armaturo vodoravnih vezi na $1 \text{ } \varnothing 3,5 \text{ mm}$ in armaturo v parapetu na $1 \text{ } \varnothing 1,1 \text{ mm}$ (pri meji plastičnosti 210 MPa).

2.2.3 Ciklične strižne preiskave modelnih zidov

Da bi raziskali vpliv navpičnih vezi na obnašanje zidov pri ciklični potresni obtežbi, smo pri konstantni tlačni sili (predobremenitvi) s ciklično vodoravno obtežbo v ravnini zidov preiskali 4 zidove, sezidane brez vezi, in 6 zidov z

Oznaka	komentar	porušitev	H_{max} (kN)	$H_{s,rač}$ (kN)	$H_{flcont,rač}$ (kN)	$H_{s,rač}$ (kN)
X-1	vezi kot M1	strižna	5,18	2,62	4,37	5,93
X-2	brez vezi	upogibna	3,19	2,62	–	5,93
X-3	brez vezi	upogibna	3,15	2,62	–	5,93
X-4	brez vezi	upogibna	3,26	2,62	–	5,93
X-5	brez vezi	upogibna	3,34	2,62	–	5,93
X-6	vezi kot M1	strižna	5,00	2,62	4,37	5,93
X-7	vezi kot M3	strižna	5,79	3,21	6,96	6,01
X-8	vezi kot M3	strižna	6,47	3,12	6,88	5,85
X-9	vezi kot M3	strižna	6,61	3,12	6,88	5,85
X-10	vezi kot M3	strižna	6,32	3,12	6,88	5,85

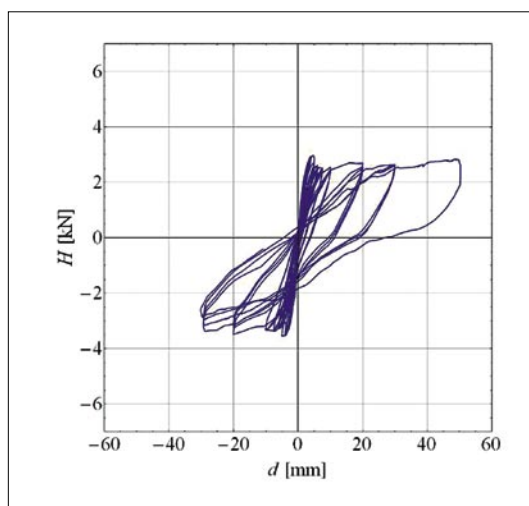
Preglednica 4 • Porušni mehanizmi in odpornost modelnih zidov



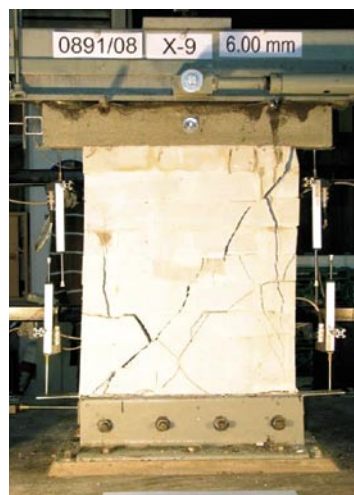
a)

Slika 2 • a) Upogibni porušni mehanizem

b): Histerezne zanke, dobljene s preiskavo modelnega zidu brez navpičnih vezi



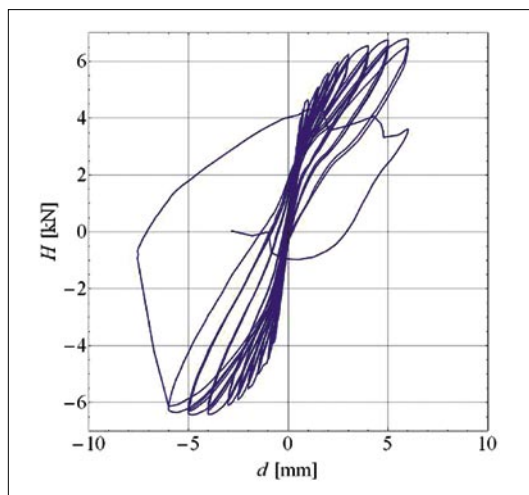
b)



a)

Slika 3 • a) Strižni porušni mehanizem

b): Histerezne zanke, dobljene s preiskavo modelnega zidu z navpičnimi vezmi



b)

navpičnimi vezmi ob robovih. Pri dveh zidovih so bile navpične vezi izdelane enako kot pri modelu M1, pri štirih pa kot pri modelu M3. Preiskave, ki smo jih izvedli pri konstantni predobremenitvi v velikosti 20 % tlačne trdnosti zidovja, so pokazale, da so se, v nasprotju s pričakovanjem, nepovezani zidovi porušili upogibno (slika 2), medtem ko je bila porušitev pri zidovih z navpičnimi vezmi strižna, z nastankom diagonalno usmerjenih razpok (slika 3). Izmerjene vrednosti porušne vodoravne sile (odpornost zidov, H_{max}) so obenem z opisom porušnega mehanizma podane v preglednici 4.

Pri dani geometriji zidov ter vpetostnih in obtežbenih pogojih bi pri opečnem zidovju pričakovali strižno porušitev. Pri zidovih iz porobetona pa je majhna tlačna trdnost pri enakih pogojih razlog za nastanek upogibne porušitve. Kot kažejo rezultati, navedeni v preglednici 4, je upogibna odpornost zidov bistveno manjša od strižne, zaradi sukanja zgornjega dela zidu po porušni ravnini pa so pomiki zidu na vrhu bistveno večji kot pri strižni porušitvi (slika 2). Navpične zidne vezi toliko povečajo upogibno odpornost kritičnega prereza zidu, ki jo določa tlačna trdnost zidovja, da postane odločilna strižna porušitev, ki jo določa natezna trdnost zidovja. Ker betonski prerez in armatura navpičnih vezi ne vplivata toliko na povečanje strižne odpornosti kot na povečanje upogibne odpornosti, se zidovi z navpičnimi vezmi porušijo strižno, pri čemer nastanejo značilne diagonalne razpoke, ki prestrižejo tudi beton vezi (slika 3).

Tudi računski ocena ((Turnšek, 1971), (Tomaževič, 2009)) z upoštevanjem enačb za račun upogibne odpornosti navadnega zidu:

$$H_{fl,rač} = \frac{\sigma_o t l^2}{2} \left(1 - \frac{\sigma_o}{0,85 f_c} \right) / \alpha h, \quad (2)$$

oziroma povezanega zidu

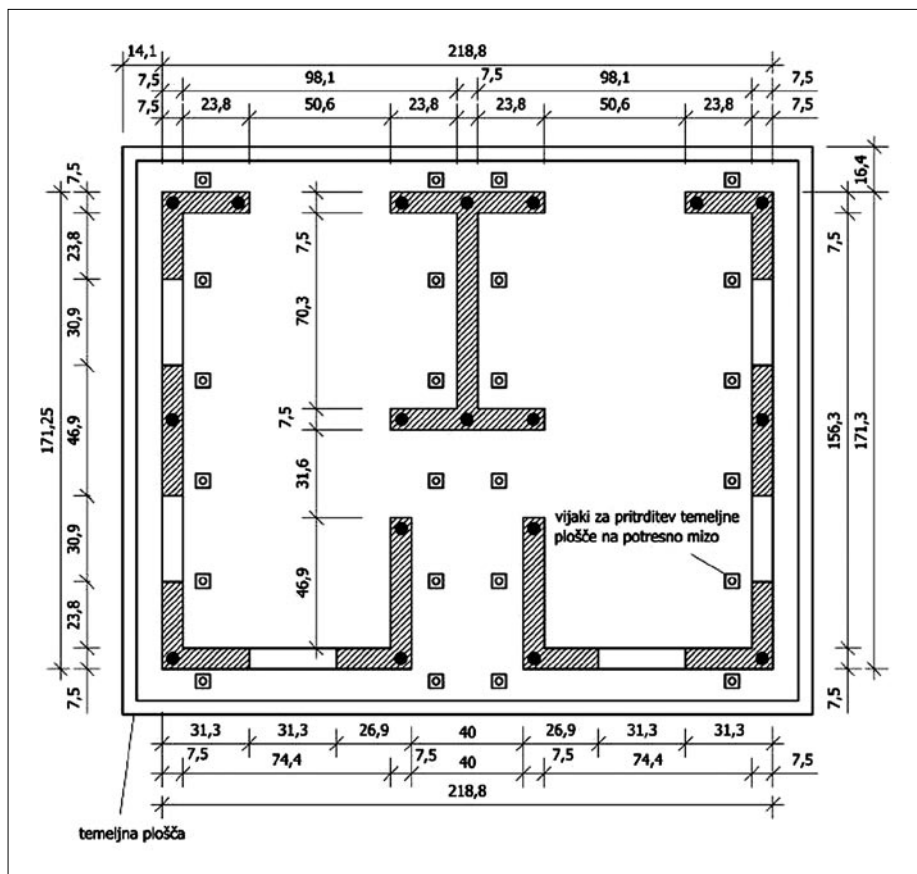
$$H_{flconf,rač} = \left\{ \frac{\sigma_o t l^2}{2} \left(1 - \frac{\sigma_o}{0,85 f_c} \right) + A_v f_y z \right\} / \alpha h, \quad (3)$$

ter strižne odpornosti navadnega zidu:

$$H_{s,rač} = A_w \frac{f_t}{b} \sqrt{\frac{\sigma_o}{f_t} + 1}, \quad (4)$$

kaže, da je tako (preglednica 4). V enačbah pomeni:

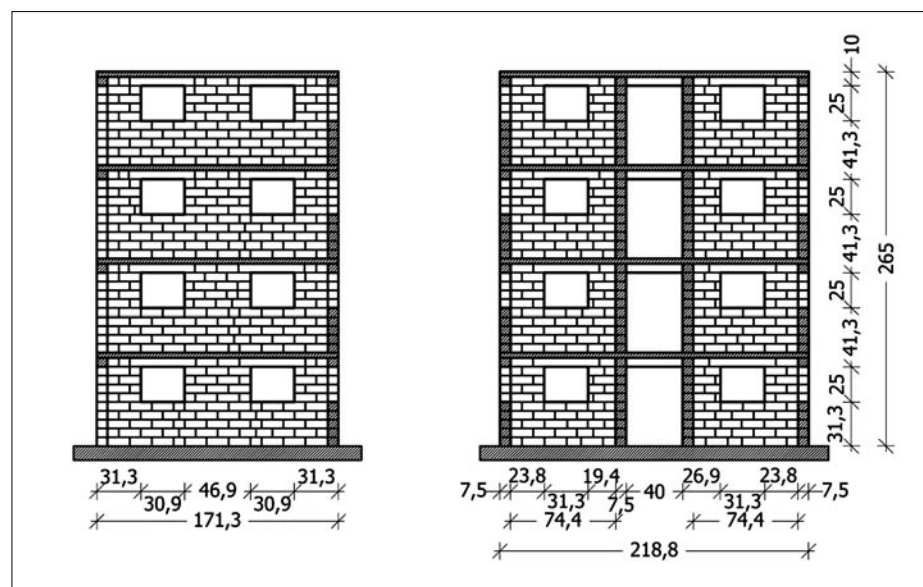
- $H_{fl,rač}$ – računsko upogibno odpornost navadnega zidu,
- $H_{flconf,rač}$ – računsko upogibno odpornost zidu z navpičnimi vezmi,
- $H_{s,rač}$ – računsko strižno odpornost navadnega zidu,
- l – dolžino, h – višino, in t – debelino zidu,
- σ_o – povprečno tlačno napetost v vodoravnem prerezu zidu,
- A_v – površino preseza armature zidne vezi,
- A_w – površino preseza zidu,
- f_y – mejo plastičnosti armature,
- z – statična višina preseza,
- α – koeficient, ki določa lego infleksijske točke.



Slika 4 • Tloris modelov in porazdelitev navpičnih zidnih vezi

Preiskave modelnih zidov so torej pokazale, da zaradi razmerij med tlačno in natezno trdnostjo pri zidanih stavbah iz porobetona igrajo pri potresni obežbi ključno vlogo navpične vezi. Čeprav se po določilih evrokodov doprinoso

navpičnih vezi k odpornosti zidov računsko ne sme upoštevati, preiskave kažejo, da ni tako. Navpične vezi ne prispevajo bistveno k strižni odpornosti zidov, vendar v primeru zidov iz porobetona z nizko tlačno trdnostjo toliko povečajo upogibno odpornost, da se spremeni porušni mehanizem.



Slika 5 • Tipična prereza modela M3 in način polaganja zidakov

2.2 Izdelava modelov in priprava na preiskavo

Tlorisne dimenzije vseh modelov so bile 1,71 x 2,19 m, etažna višina 0,675 m, ravno tako je bila enaka tudi debelina zidov (7,5 cm). Z upoštevanjem stropnih konstrukcij je bila višina modela M1 2,03 m, višina modela M2 1,99 m, višina modela M3 pa 2,65 m. Tloris modelov prikazuje slika 4, tipična prereza modela M3 in način polaganja zidakov slika 5, model M3 med gradnjo pa slika 6. Stropne konstrukcije modela M1 so bile montažne, sestavljene iz navzdol obrnjenih armiranobetonskih nosilcev T, med katere so položena polnila iz porobetona (slika 7). Na vsaka štiri polnila je plošča povezana s prečnikom, ki ima pravokotni prerez in je nekoliko šibkeje armiran kot nosilci T. Nosilni elementi belega stropa niso povezani med se-



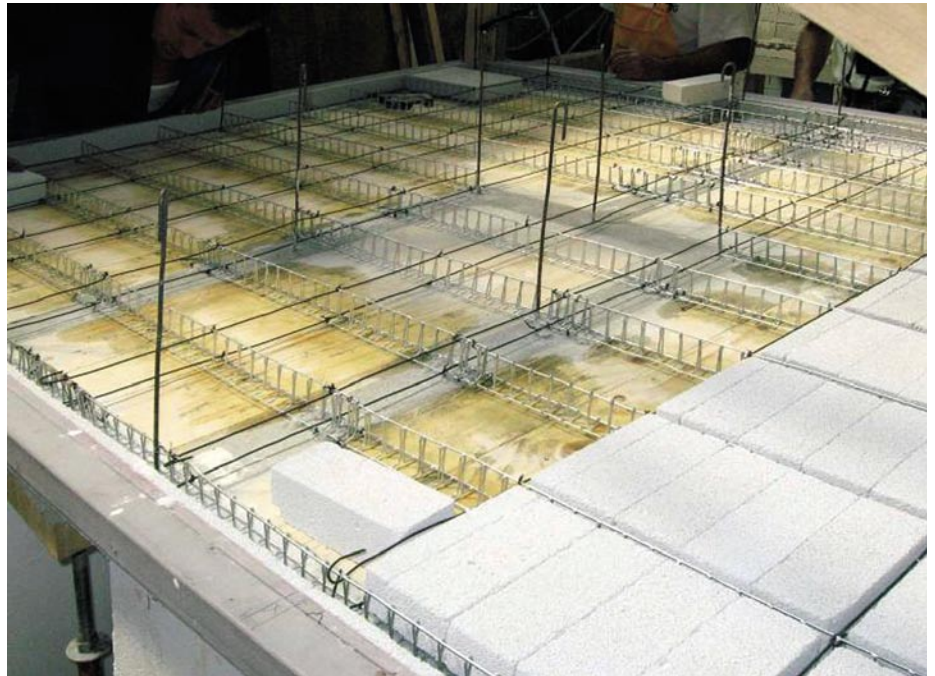
Slika 6 • Model M3 med gradnjo

boj s tlačno ploščo, temveč samo premazani z 1–2 mm debelim, tankim slojem izravnalne mase iz zidnega lepila. Med gradnjo modela smo zaradi tehnoloških težav prerez nosilcev T nekoliko povečali, in ker smo jih betonirali na mestu, za zalivanje uporabili kakovostnejši beton, kot ga predpisuje modelno merilo. Močnejša, kot predpisuje modelno merilo, je bila zaradi težav pri vgradnji tudi armatura.

Vodoravne zidne vezi v belem stropu so položene v dveh višinah. Najprej se v zadnji šari etaže položijo nad notranje zidove, za kar se pri gradnji po sistemu Ytong uporabijo predhodno pripravljene elementi U. Nad obodnimi zidovi se vezi polagajo v prostor med polnili in zunanjim robom objekta v višini same stropne konstrukcije (slika 8).

Stropne konstrukcije v modelih M2 in M3 so armiranobetonske križem armirane plošče. Spodaj in zgoraj so armirane z armaturnimi mrežami, po obodu pa je rob plošče dodatno armiran s t. i. robnimi stremeni U. Modele so sezidali zidarji-inštruktorji podjetja Xella porobeton SI. Sezidani so bili na temeljnih ploščah z vgrajenimi elementi za prenos z laboratorijskim žerjavom in luknjami za vstavitev vijakov, s katerimi so bile temeljne plošče po prenosu modelov z mesta gradnje pritrjene na premično jekleno ploščad potresne mize.

Pred preiskavo na potresni mizi smo na stropne konstrukcije modelov pritrtili dodatno maso, s katero smo nadomestili razliko med lastno maso (težo) modelov in maso (težo)



Slika 7 • Beli strop: postavljanje porobetonskih polnil med armaturo nosilcev T

kvazi stalne in koristne obtežbe. Pri tem smo upoštevali maso, ki se upošteva pri določanju potresnih sil po evrokodih (Evrokod 8, 2005):

$$W = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (5)$$

kjer je:

W – teža stavbe nad obravnavanim prerezom,

$\psi_{E,i}$ – koeficient za kombinacijo spremenljivega vpliva i ,

ϕ – faktor, odvisen od vrste spremenljivega vpliva in zasedenosti etaže.

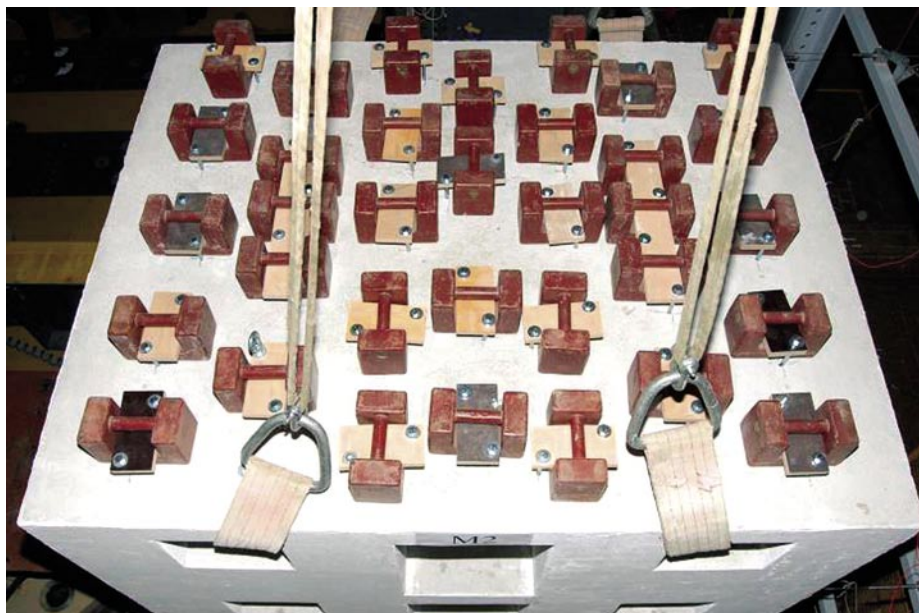
Na stropne konstrukcije modela M1, ki smo ga najprej preiskali, smo pritrtili po 210 kg, s tem da smo na zgornjo stropno konstrukcijo pritrtili 330 kg za ponazoritev mase strešne



Slika 8 • Beli strop: betoniranje vodoravnih zidnih vezi in preklad

konstrukcije. Dodatna masa je predstavljala izravnalni estrih in pod ($1,50 \text{ kN/m}^2$) ter delež koristne obtežbe ($p = 2,00 \text{ kN/m}^2$), ki se po določenih evrokodov upošteva v potresni situaciji ($\psi_{E,i} p = \varphi \psi_2 p = 0,5 \times 0,3 \times 2,00 = 0,30 \text{ kN/m}^2$). Na zgornji strop smo dodali maso, ki je predstavljala vpliv strešne konstrukcije ($1,25 \text{ kN/m}^2$).

Dejanska masa uteži na modelu M1 se je nekoliko razlikovala od mase, ki bi jo potrebovali na podlagi računske analize. Med preiskavo pa se je pokazalo, da modela M1 niti pri največji potresni obremenitvi, ki jo je zmožna simulirati potresna miza, ni bilo mogoče resneje poškodovati. Zato smo nanj pritrtili dodatno maso: namesto 210 kg smo na vsako stropno konstrukcijo pritrtili po 560 kg (na zgornji strop 680 kg). Model smo preimenovali v model M1a in preiskavo ponovili. Enako porazdelitev mas smo uporabili tudi med preiskavo modelov M2 in M3. Uteži, pritrjene na zgornjo ploščo modela M2, prikazuje slika 9. Z upoštevanjem projektnega stanja na prototipni konstrukciji in dejanskega stanja na modelih, pri katerih smo na stropne plošče pritrtili dodatno maso, smo ocenili razmerja med povprečnimi tlačnimi napetostmi in tlačnimi trdnostmi zidovja. Izračunana razmerja so med seboj primerjana v preglednici 5. Čeprav smo z dodatnimi masami spremenili dinamične lastnosti modelov, kar seveda vpliva na preslikavo rezultatov na prototip, se napetostno stanje v zidovih, ki pogojuje porušni mehanizem, bolj ujema s stanjem v prototipih.



Slika 9 • Dodatna masa, pritrjena na zgornjo ploščo modela M2

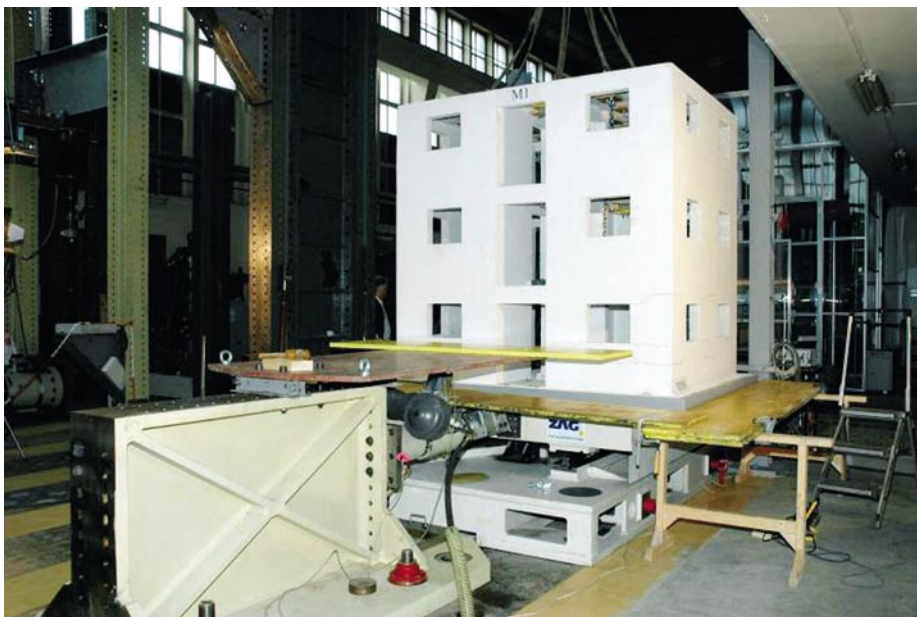
Model	σ_{op} (MPa)	$\sigma_{op} / f_{c,p}^*$	σ_{oM} (MPa)	$\sigma_{oM} / f_{c,M}^{**}$
M1a	0,093	0,030	0,044	0,030
M2	0,131	0,042	0,055	0,037
M3	0,174	0,076	0,073	0,049

* $f_{c,p} = 3,14 \text{ MPa}$, ** $f_{c,M} = 1,49 \text{ MPa}$ (trdnostni razred 4)

Preglednica 5 • Razmerja med povprečno tlačno napetostjo in tlačno trdnostjo zidovja v prototipnih stavbah in modelih (situacija med preiskavo)

2.3 Potresna obtežba in potek preiskave

Potresna miza na ZAG je preprosta naprava, ki jo sestavlja več delov. Podstavek oziroma temeljni del mize je jeklena škatlasta konstrukcija, ki se z vijaki pritrdi na laboratorijsko armiranobetonsko preizkuševalno ploščad. Na zgornji strani ima pritrjena vodila, po katerih drsi gibljivi del naprave, potresna miza, ravno tako jeklena škatlasta konstrukcija dimenzij 2,5/2,0 m. Vodila, po katerih drsi potresna miza, omogočajo natančno mehansko vodenje mize v vzdolžni smeri in ne dopuščajo nagibov in pomikov v drugih smereh. Da bi bilo trenje v vodilih čim manjše, so drsni ležaji teflonski. Potresno mizo premika programski, dvosmerno delujoči hidravlični bat Schenk PL 160N z zmogljivostjo $\pm 160 \text{ kN}$ pri hodu $\pm 125 \text{ mm}$, ki je na fiksni strani pritrjen na jekleno oporno steno, na gibljivi strani pa na mizo (slika 10). Dinamične zmogljivosti bata v kombinaciji z uporabljeno črpalko glede frekvenčnega območja in pospeškov ustrezajo



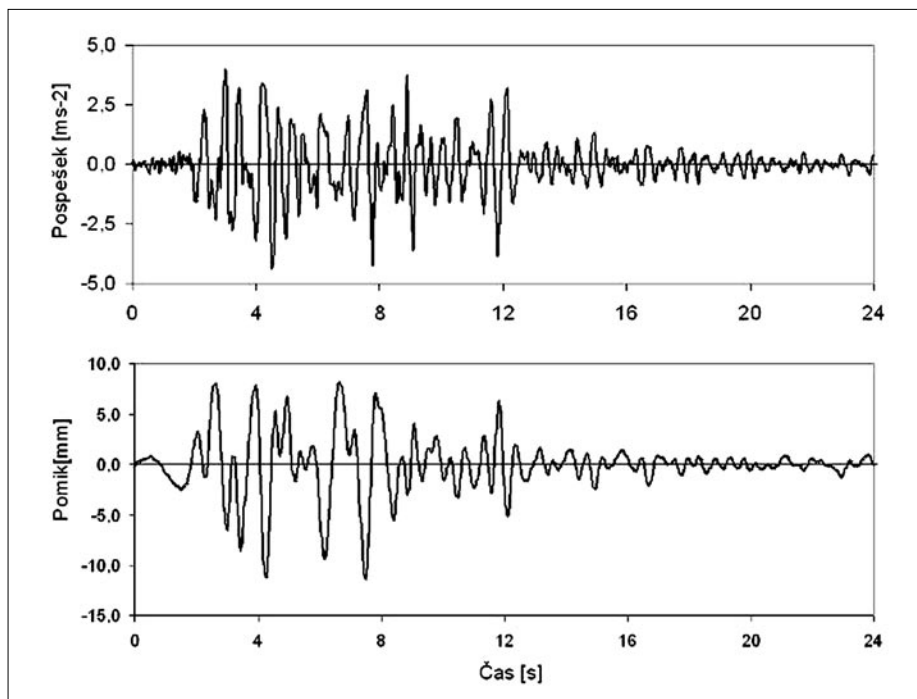
Slika 10 • Potresna miza z modelom M1, pripravljenim na preiskavo

zahtevam modelnih zakonov pri izbranem postopku modeliranja ter masi modela in potresne mize. Meritve, izvedene pri prejšnjih preiskavah, so pokazale, da je pomična miza dovolj toga, da prevzame tudi upogibne vplive, nastale zaradi interakcije med modelom in mizo med preiskavo.

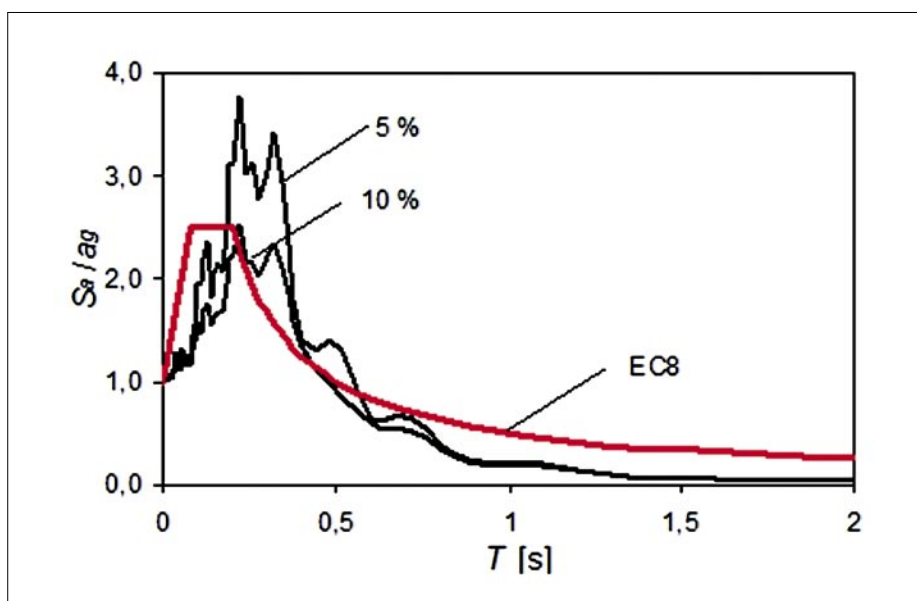
Za pogon potresne mize smo uporabili potresno gibanje tal, ki po obliki in amplitudah ustreza N-S-komponenti časovnega poteka pospeškov tal med potresom v Črni gori 15. aprila 1979, zabeleženi v hotelu Oliva v Petrovcu (slika 11). Ker pred preiskavo na potresni mizi še nismo imeli vseh podatkov o mehanskih lastnostih zidovja, s katerim smo sezidali modele, smo potresno vzbujanje za pogon potresne mize modelirali na podlagi podobnosti tlačne trdnosti prototipnih in modelnih zidakov, ki je kazala, da bomo preiskali popolne modele, sezidane z materialom, kateremu smo zmanjšali trdnosti v merilu dolžin (1 : 4). Z upoštevanjem te predpostavke smo v skladu s pravili modeliranja zmanjšali čas trajanja prototipnega potresa s faktorjem $S_T = S_L^{1/2} = 2$, medtem ko so pospeški ostali nespremenjeni. Spekter pospeškov tako modeliranega potresa se po obliki dobro približa v enakem merilu modeliranemu spektru odziva po evrokodu 8 (slika 12).

Vsak model smo preiskali z vzbujanjem v več zaporednih fazah, pri čemer smo intenziteto vzbujanja stopnjema povečevali, dokler nismo dosegli mejnega stanja porušitve. Oznake faz so pomenile delež, ki ga je dosegel maksimalni pospešek potresne mize v obravnavani fazi glede na maksimalni pospešek modelnega potresa. Tako je faza preiskave, ki je imela oznako R100, pomenila vzbujanje s potresom, ki bi v idealnih pogojih modeliranja (popolni model) odgovarjal prototipnemu potresu (100 %). Med preiskavo je bil model M1 pritrjen na potresno mizo tako, da je vzbujanje delovalo v smeri, v kateri je razporeditev zidov simetrična, modela M2 in M3 pa tako, da je bila smer vzbujanja pravokotna na os simetrije.

Pred preiskavo smo modele opremili z merilniki pospeškov in pomikov, ki smo jih v vsakem nadstropju namestili ob vogalih in na sredini stropnih konstrukcij. Medtem ko so bili akcelerometri pritrjeni na stropne konstrukcije, so bili merilniki pomikov pritrjeni na zunanji jekleni okvir, tako da smo z njimi merili absolutne pomike modelov v višini stropov. Da bi lahko izvedli medetažne pomike oziroma relativne pomike med temeljem in stropnimi konstrukcijami, smo med preiskavo merili tudi pomike potresne mize. Pospeške



Slika 11 • Močni del časovnega poteka N-S-komponente pospeškov in pomikov potresa 15. aprila 1979 v Črni gori (Petrovac)



Slika 12 • Normalizirani spekter odziva pospeškov modelnega potresa v primerjavi z modeliranim elastičnim spektrom odziva po evrokodu 8

potresne mize smo merili za oceno intenzitete vzbujanja. Način pritrjitve instrumentov je prikazan na sliki 13.

Z dvema videokameraama smo posneli odziv modela med vsakokratnim vzbujanjem, po vsaki končani fazi preiskave pa pregledali

stanje ter zabeležili in fotografirali nastale poškodbe. Na podlagi zapisa lastnih nihanj, ki smo jih vzbudili z udarcem s kladivom, smo analizirali spremembe osnovnih frekvenc nihanja po vsaki fazi preiskave.



Slika 13 • Postavitev modelov na potresno mizo in način pritrditve merilnih instrumentov
a) model M1; b) model M3

3 • REZULTATI PREISKAV IN ANALIZA

3.1 Porušni mehanizem in obnašanje med potresom

Kot je bilo pričakovati že na podlagi opažanj med ciklično preiskavo modelnih zidov, so se modeli porušili strižno. Omenili smo, da se model M1 z masami, ki naj bi odgovarjale

masam prototipa pri popolnem modeliranju, pri čemer pa natezna trdnost zidovja ni bila ustrezno zmanjšana, med preiskavo ni bistveno poškodoval. Čeprav je med preiskavo potresna miza dosegla svojo zmogljivost in so pospeški precej presegle vrednosti, ki bi pri

popolnem modeliranju odgovarjale privzetemu potresu, presegle pa so tudi vrednosti projektnega potresa. Strižna odpornost modelnega zidovja je bila prevelika. S povečano maso, ki je omogočila nastanek večjih potresnih sil pri enaki intenziteti vzbujanja, pa so v zidovih v smeri vzbujanja nastale značilne, diagonalno usmerjene strižne razpoke, kar je v zadnjih fazah preiskave privedlo do nastanka značilnega etažnega porušnega mehanizma.



Slika 14 • Tipične poškodbe zidov modelov pri mejnem stanju porušitve
a) model M2; b) model M3; parapeti niso poškodovani



a)



b)

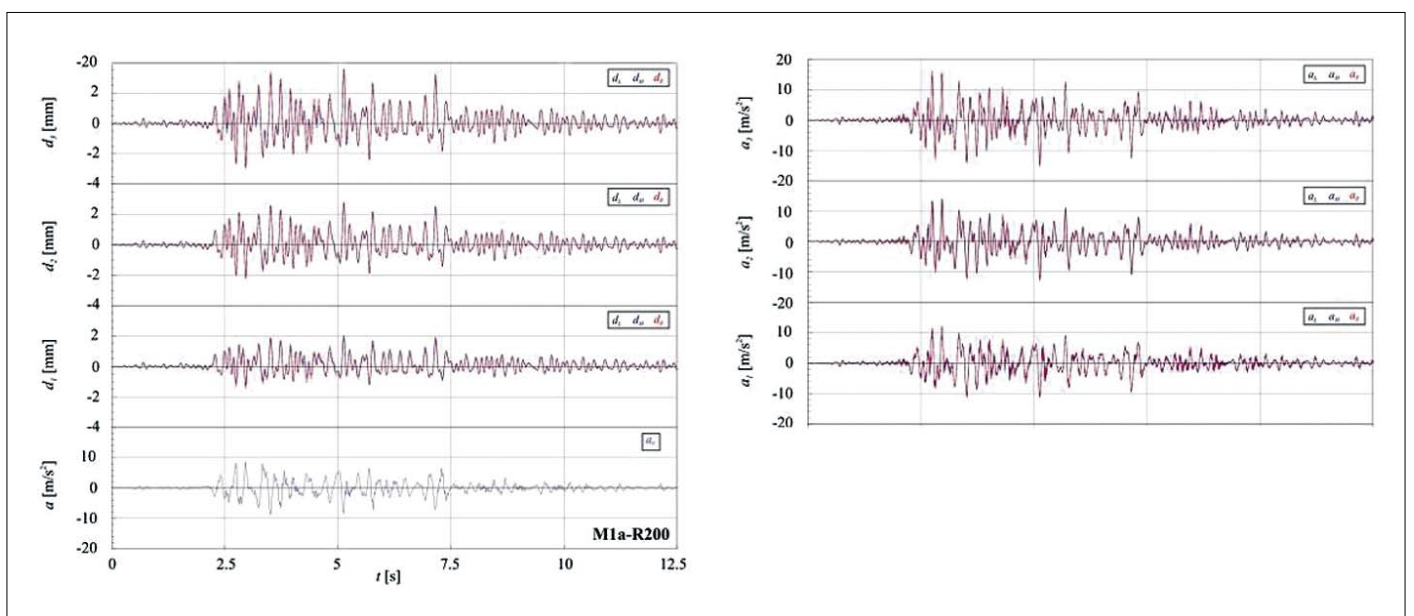
Slika 15 • Navpične zidne vezi so ohranile celovitost konstrukcije kljub hudim poškodbam zidov modela M1a a) vez ob vratni odprtini; b) vogalna zidna vez

Stropne konstrukcije modela M1 oziroma M1a (model z dodano maso) so bile montažne. Kljub temu da njihovi detajli ne izpolnjujejo v celoti priporočil oziroma zahtev tehnične regulative za montažne stropne konstrukcije na potresnih območjih, so stropi zagotovili monolitnost in so delovali kot toge vodoravne diafragme tudi med najmočnejšim potresom. Na stropnih konstrukcijah nismo opazili nobenih poškodb.

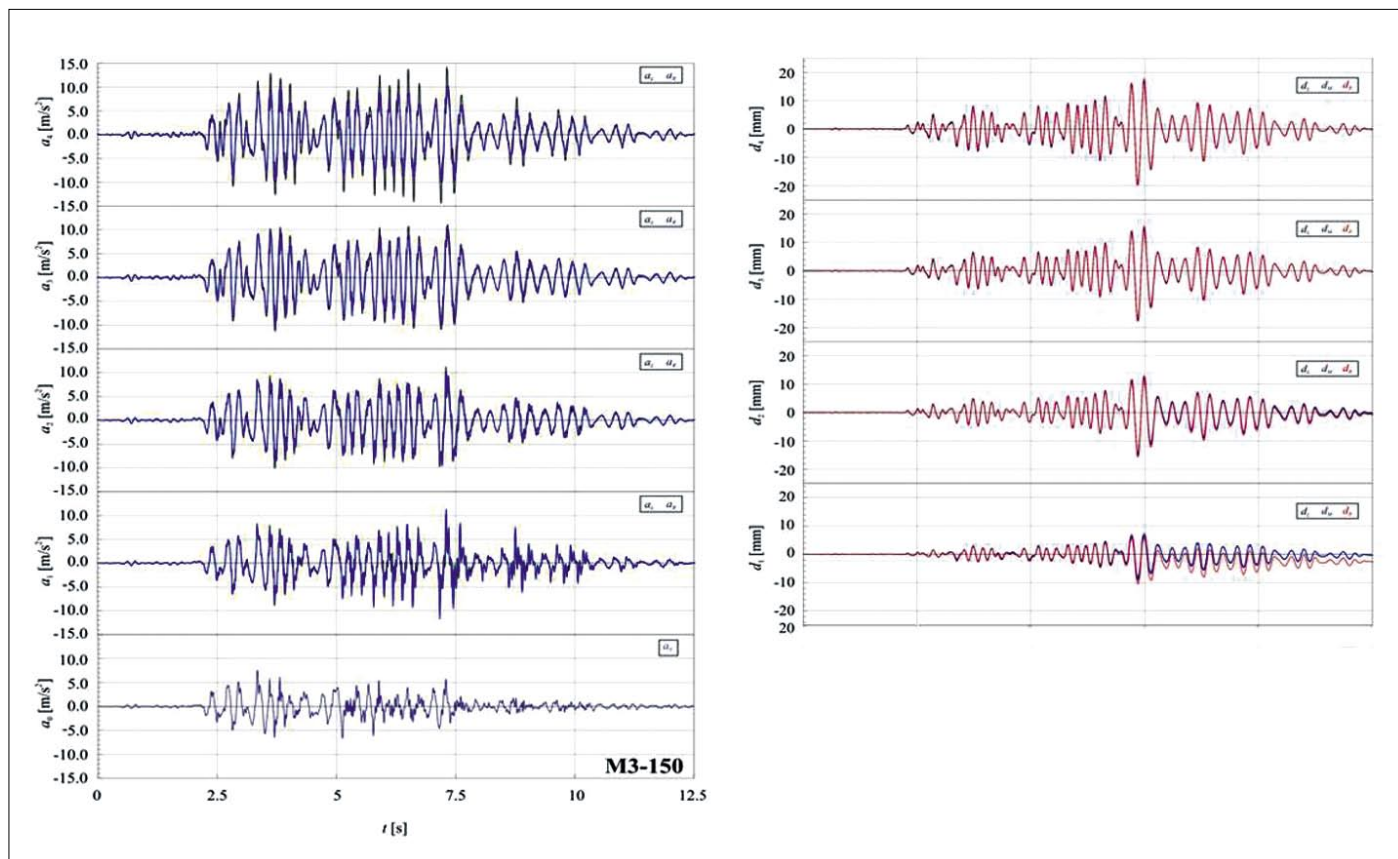
Na modelih M2 in M3, ki sta bila preiskana z vzbujanjem v smeri, pravokotni na os simetrije, ni bilo opaziti znakov torzijskega nihanja. Mehanizem porušitve je bil podoben kot pri modelu M1a: nastale so strižne razpoke v zidovih v smeri vzbujanja, iz česar se je v končni fazi razvil etažni mehanizem, pri katerem so poškodbe skoncentrirane v pritličju.

V vseh, predvsem pa v nelinearnih fazah preiskave je bila dobro razvidna tudi vloga navpičnih zidnih

vezi. Čeprav niso bile v celoti izvedene v skladu z zahtevami evrokodov (okrogli prerez namesto pravokotnega, manjši prerez betona od zahtevanega, manjša količina armature), se je plastificiralo oziroma pretrgalo le manjše število armaturnih palic, vezi pa so zagotovile celovitost obnašanja konstrukcije modelov. Da so navpične vezi učinkovito sodelovale pri prevzemu potresne obtežbe in za-



Slika 16 • Časovni potek odziva pomikov in pospeškov modela M1a med fazo preiskave R200



Slika 17 • Časovni potek odziva pospeškov in pomikov modela M3 pri doseženi maksimalni odpornosti

gotovile povečano sposobnost sipanja energije v nelinearnem področju nihanja, kažejo tudi poškodbe zidov, ki so nastale v višjih nadstropjih. Tipične poškodbe v zidovih pri mejnem stanju porušitve so prikazane na slikah 14 in 15.

3.1 Odziv na potres in potresna odpornost

Tipični časovni potek odziva pospeškov in pomikov modelov v linearnem in nelinearnem področju nihanja je prikazan na slikah 16 in 17. Kot je pokazala analiza, so vsi modeli zanihali kot strižni sistemi z močno prevladujočim prvim tonom lastnega nihanja. Doprinos višjih tonov, tudi torzijskih, je minimalen.

Spremembe prve frekvence lastnega nihanja modelov po posameznih fazah preiskave na potresni mizi so podane v preglednici 6.

Po pričakovanju je zaradi večje mase lastna frekvenca nihanja modela M1a manjša od frekvence nihanja modela M1. Praktično nobene razlike nismo izmerili med začetnimi frekvencami lastnega nihanja modelov M1a in M2, čeprav sta bila vzbujena v različnih smereh: medtem ko je model M1a nihal v bolj togi, je model M2 nihal v manj togi smeri. To je posledica dejstva, da je bil model M1a

predhodno že poškodovan (med preiskavo z oznako M1), nastale razpoke pa so zmanjšale togost, ki bi jo imel, če zidovje ne bi bilo poškodovano. Predhodno nastale razpoke so vplivale tudi na hitrost upadanja togosti med vzbujanjem s povečano intenziteto gibanja. Model M3 ima etažo več, zato so nižje začetne frekvence nihanja v primerjavi z lastno frekvenco nihanja modela M2 pričakovane.

Frekvenca nihanja modela M1 se je med preizkušanjem le malo spreminjala, kar je posledica elastičnega odziva konstrukcije, ki se ves čas preiskave praktično ni poškodovala. Tudi spremembe lastne frekvence nihanja modela M1a kažejo, da so ključne poškodbe nastale šele v najmočnejših fazah vzbujanja. Izrazit padec vrednosti frekvence prvega tona nihanja pri

Po fazi	Frekvenca nihanja (s ⁻¹)			
	M1	M1a	M2	M3
R005	–	–	14,5	10,9
R025	21,3	14,1	14,1	10,1
R050	21,3	13,1	13,7	9,9
R100	20,8	10,6	13,7	9,8
R150	–	9,9	–	6,8
R200	19,9	9,9	11,1	–
R300	19,9	–	–	–

Preglednica 6 • Lastne frekvence prvega tona nihanja modelov po posameznih fazah preiskave na potresni mizi

modelu M3 po fazi R150 se ujema z nastankom poškodb.

Največje strižne sile v modelu, nastale med nihanjem med preiskavo na potresni mizi, lahko ocenimo na podlagi poznanih mas, skoncentriranih v višini stropnih konstrukcij, in izmerjenih pospeškov v posameznih etažah:

$$\sum_{i=1}^{st.etaž} m_i a_i + BS = 0, \quad (6)$$

kjer so:

m_i – mase posameznih etaž,

a_i – pospeški posameznih etaž,

BS – strižna sila ob temelju (angleško: base shear). Indeks i označuje etažo modela.

Največjo strižno silo določimo kot maksimum vsote:

$$BS_{max} = \max\left(\sum_{i=1}^{st.etaž} m_i a_i\right). \quad (7)$$

Koeficient strižne (prečne) sile v pritličju BSC (angleško: base shear coefficient) je veličina, ki strižno (prečno) silo v pritličju predstavi v brezdimenzijski obliki. Izračuna se kot razmerje med strižno silo v pritličju, BS , in teži stavbe, W . Maksimalna vrednost je podana z izrazom:

$$BSC_{max} = BS_{max}/W. \quad (8)$$

Maksimalne izmerjene prečne sile v pritličju in teže posameznih modelov so zbrane v preglednici 7. Vidimo, da so v vseh modelih ne glede na smer vzbujanja in etažnost nastale praktično enake največje strižne sile v pritličju, kar pomeni, da je bila dejanska odpornost zidov manj odvisna od tlačnih napetosti v zidovju, kot bi pričakovali. Če pa odpornost izrazimo v brezdimenzijski obliki s koeficientom prečne sile v pritličju, BSC , so razlike po pričakovanih občutne.

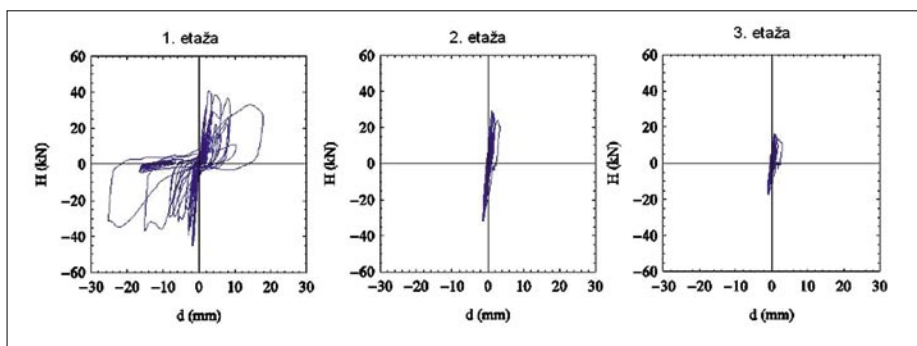
Na podlagi časovnega poteka pomikov in pospeškov ter poznanih mas, skoncentriranih v višini stropnih konstrukcij, lahko v vsaki etaži analiziramo tudi odvisnosti med strižnimi silami in pomiki. Tipične histerezne zanke odvisnosti »prečna sila-relativni etažni pomik« so prikazane na slikah 18 in 19.

3.1 Kapaciteta deformacij in mejna stanja

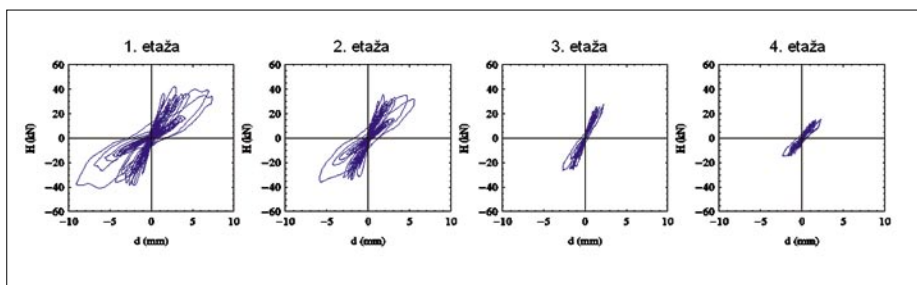
Pri mehanizmu obnašanja, s katerim so se na potresno vzbujanje odzvali preiskani modeli, tj. etažnem mehanizmu, sta ključna parametra, ki določata potresno odpornost,

Model	a_{omax} (g)	BS_{max} (kN)	W (kN)	BSC_{max}
M1	2,19	43,71	17,16	2,55
M1a	1,37	45,02	27,46	1,64
M2	1,28	45,94	33,82	1,36
M3	0,77	41,89	45,01	0,93

Preglednica 7 • Maksimalna prečna sila v pritličju in koeficient prečne sile v pritličju



Slika 18 • Histerezne zanke odvisnosti med prečno silo v pritličju in relativnim etažnim pomikom, izmerjene med preiskavo modela M1a v fazi R250



Slika 19 • Histerezne zanke odvisnosti med prečno silo v pritličju in relativnim etažnim pomikom, izmerjene med preiskavo modela M3 v fazi R150

strižna sila in relativni etažni pomik v pritličju. Odvisnost med njima predstavlja krivuljo odpornosti, ki jo dobimo tako, da za vsako fazo preiskave posameznega modela izračunamo maksimalno prečno silo in njej pripadajoči relativni etažni pomik in dobljene točke povežemo. Za lažjo primerjavo krivuljo odpornosti predstavimo v brezdimenzijski obliki kot odvisnost med koeficientom prečne sile v pritličju, BSC , in razmerjem med relativnim etažnim pomikom in etažno višino, etažnim zasukom, Φ (angleško: interstory drift angle):

$$\Phi = (d_i/h_i) 100, \quad (9)$$

kjer je d_i relativni etažni pomik pritličja in h_i višina pritličja. Etažni zasuk navadno izrazimo v odstotkih etažne višine.

Krivulje odpornosti, ki smo jih izvednotili na podlagi rezultatov preiskav modelov, so prikazane na sliki 20. Z njimi lahko analiziramo obnašanje posameznih modelov in ocenimo njihovo kapaciteto deformiranja, duktilnosti in sipanja energije. Postopek po navadi poenostavimo tako, da eksperimentalno izmerjene krivulje idealiziramo z bilinearnimi, idealno elastičnimi – idealno plastičnimi ovojnici, ki jih dobimo z upoštevanjem pogoja enakosti energij, to je enakosti površin pod krivuljo in idealizirano bilinearno ovojnico.

Slika 20, kjer je skupaj z modeli M1a, M2 in M3, ki so bili preiskani pod enakimi pogoji (z enako maso na stropnih konstrukcijah), prikazana tudi odvisnost za model M1, ki je bil preiskan z bistveno manjšo maso, je lahko zavajajoča. Ker so veličine podane v brezdimenzijski obliki, bi lahko namreč skle-

pali, da je bila potresna odpornost modela M1 med vsemi daleč največja. Edino, kar lahko zanesljivo rečemo, je, da se je model M1 ves čas preiskave obnašal bolj ali manj elastično. Slika je hkrati tudi opozorilo, da je treba pri preslikavi rezultatov modelnih preiskav na prototip upoštevati vsa morebitna neskladja pri modeliranju, sicer je sklepanje lahko napačno.

Če analiziramo odvisnosti, prikazane na sliki 20, lahko ugotovimo, da so sicer neznatne poškodbe, ki so na modelu M1 nastale med zadnjo fazo preiskave, zmanjšale njegovo togost: ko smo nadaljevali preiskavo istega modela, sicer z oznako M1a, je bil naklon ovojnice že na začetku preiskave manjši. Poškodbe so nakazovale kombinacijo mehanizmov nosilnosti (strižno, prestrižno in upogibno), vendar se stanje poškodb in njihov vpliv na togost praktično nista spremenila vse do faze preiskave, v kateri je model dosegel največjo odpornost. Pri stanju največje odpornosti so v zidovih modela tudi zelo resne poškodbe. Samo navpične vezi so pripomogle, da se model ni porušil in je vzdržal še dodatno vzbujanje s povečano intenziteto gibanja tal. Ovojnice modelov M2 in M3 kažeta na razmeroma veliko kapaciteto pomikov in duktilnosti. Večja duktilnost je lahko vsaj pri modelu M3 posledica močnejših zidnih vezi, ki se med preiskavo niso pretrgale. Po doseženem mejnem stanju poškodovanosti sta modela že takoj v nadaljevanju preiskave dosegla največjo odpornost, zatem pa se je odpornost zmanjševala z jakostjo vzbujanja, medtem ko se je obseg poškodb povečeval.

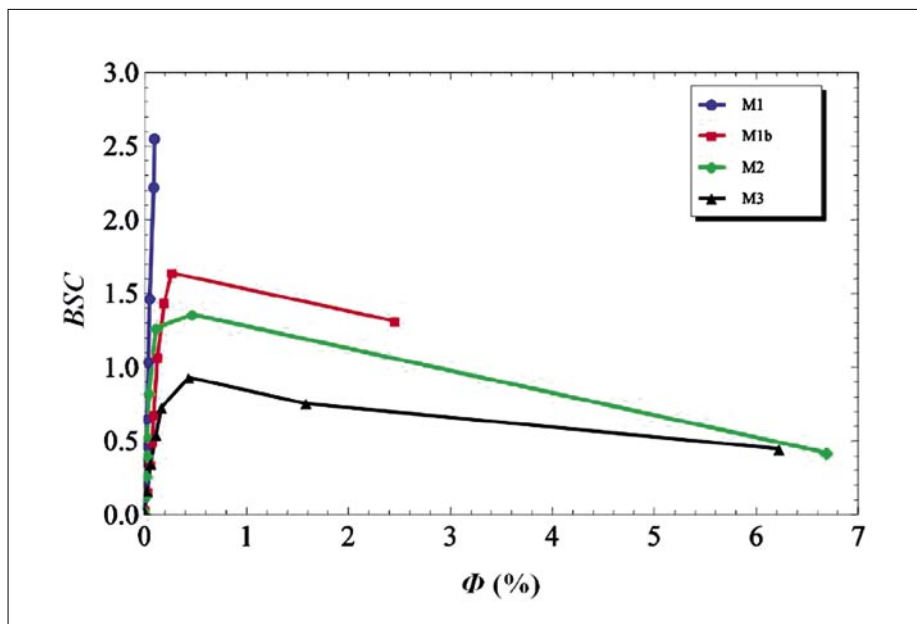
Na ovojnicah odpornosti lahko podobno kot pri zidovih definiramo tri karakteristična mejna stanja:

- mejno stanje nastanka poškodb, ki predstavlja stanje, ko v nosilni konstrukciji nastanejo vidne poškodbe in v odzivu opazna sprememba (padec) togosti;
- mejno stanje maksimalne odpornosti, pri katerem strižna sila, ki med potresom nastane v konstrukciji, zavzame največjo vrednost;
- mejno stanje porušitve, pri katerem se konstrukcija delno ali pa v celoti poruši.

Koeficienti prečne sile v pritličju oziroma potresne odpornosti konstrukcije modelov in zasuki spodnje etaže pri mejnih stanjih so prikazani v preglednici 8.

3.2 Faktor obnašanja q

Potresno odpornost pravilno zasnovane konstrukcije lahko v primeru, da ima sposobnost deformiranja in sipanja energije, preverja-



Slika 20 • Ovojnice odpornosti, dobljene s preiskavo modelov

Mejno stanje	M1		M1a		M2		M3	
	BSC	Φ (%)	BSC	Φ (%)	BSC	Φ (%)	BSC	Φ (%)
nastanek poškodb	2,55	0,10	1,54	0,23	1,29	0,36	0,83	0,30
maksimalna odpornost	-	-	1,64	0,28	1,36	0,49	0,93	0,43
porušitev	-	-	1,31	2,55	0,42	6,69	0,45	6,22

Preglednica 8 • Koeficient prečne sile v pritličju in zasuk spodnje etaže pri mejnih stanjih

mo po metodah elastične analize. Zaradi sposobnosti, da lahko prenašajo obtežbo kljub poškodbam v nelinearnem področju, pravila potresno odpornega projektiranja po evrokodih dopuščajo, da konstrukcije dimenzioniramo na sile, ki so manjše kot sile, ki bi nastale pri elastičnem odzivu. Sile, ki bi nastale pri elastičnem odzivu, zmanjšamo s faktorjem q , ki ga imenujemo faktor obnašanja konstrukcije. Faktor q pomeni približek razmerja med potresnimi silami, ki bi delovale na konstrukcijo s 5-odstotnim dušenjem, če bi bil njen odziv popolnoma elastičen, in najmanjšo potresno silo, ki jo lahko upoštevamo pri projektiranju s konvencionalnimi elastičnimi modeli. To velja pri pogoju, da konstrukciji še lahko zagotovimo zadovoljiv odziv na potres oziroma izpolnimo zahtevo, da se konstrukcija med potresom ne poruši, in zahtevo za omejen obseg

poškodb. Po definiciji, ki predpostavlja, da so maksimalni pomiki elastične in enake neelastične konstrukcije pri enakem potresnem vzbujanju enaki, se faktor obnašanja izvednosti kot:

$$q = H_e / H_{du}, \quad (10)$$

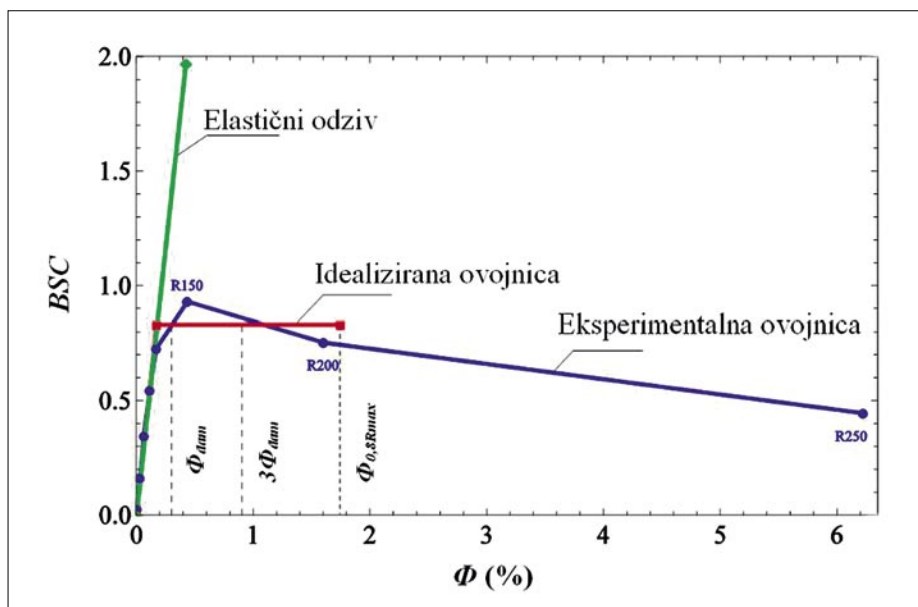
kjer H_e predstavlja elastično potresno silo pri projektnem potresu, H_{du} pa projektno silo, na katero projektiramo konstrukcijo. Če imamo na razpolago eksperimentalne podatke v obliki krivulje odpornosti, je realnejša ocena vrednosti faktorja obnašanja q , ki temelji na energetskem kriteriju enakosti energij pri elastičnem in neelastičnem odzivu. V tem primeru lahko izraz za faktor q zapišemo tudi kot funkcijo duktilnosti konstrukcije:

$$q = (2\mu_u - 1)^{1/2}, \quad (11)$$

kjer je faktor duktilnosti μ_u definiran kot razmerje med pomikom oziroma zasukom pri projektnem mejnem stanju porušitve in pomikom na meji elastičnosti ($\mu_u = d_u/d_e = \Phi_u/\Phi_e$). Način vrednotenja faktorja q na podlagi duktilnosti konstrukcije je prikazan na sliki 21, oba načina iz vrednotene vrednosti pa so podane v preglednici 9. Vrednosti, ki so bile izračunane po enačbi (10), so bile iz vrednotene na dva načina. Pri prvem načinu je bila upoštevana dejansko izmerjena maksimalna odpornost modelov, pri drugem pa vrednosti, ki so bile dobljene z bilinearno idealizacijo eksperimentalno dobljene krivulje odpornosti. Računsko vrednost odpornosti pri elastičnem odzivu (BSC_e) smo izračunali z elastičnim odzivom modela z začetnimi etažnimi s togostmi na vzbujanje v fazi preiskave, v kateri je model dosegel maksimalno odpornost.

Kot je videti na sliki 21, pri vrednotenju faktorja obnašanja q na podlagi duktilnosti konstrukcije ne upoštevamo celotne razpoložljive vrednosti. Razpoložljivo duktilnost oziroma kapaciteto deformacij določimo z upoštevanjem dveh pogojev. Prvi pogoj predstavlja upoštevanje mejnega stanja porušitve. Po definiciji, ki jo je povzel tudi evrokod 8, se projektno končno mejno stanje definira s točko, pri kateri odpornost konstrukcije pade na 80 % največje vrednosti. Drugi pogoj je definiran s sprejemljivo mejo poškodb. Izkaže se, da poškodbe 3. stopnje, ki pri zidanih konstrukcijah predstavljajo še sprejemljivo mejo (hude poškodbe), navadno nastanejo pri pomiku (zasuku), ki je približno enak 3-kratni vrednosti etažnega pomika (zasuka) pri nastanku prvih poškodb (Tomažević, 2007). Etažni pomik (zasuk) pri projektnem končnem mejnem stanju je torej manjša vrednost izmed:

Model	$q = BSC_e/BSC_{max}$ (eskp. ovojnica)	$q = BSC_e/BSC_u$ (ideal. ovojnica)	$q = (2\mu_u - 1)^{1/2}$
M1a	1,87	2,05	2,23
M2	1,17	1,30	4,69
M3	2,12	2,37	3,08

 Preglednica 9 • Izvrednotene vrednosti faktorja obnašanja konstrukcije q

 Slika 21 • Vrednotenje faktorja obnašanja q za model M3

$$\Phi_u = \min \{ \Phi_{0,8Rmax}; 3\Phi_{dam} \}, \quad (12)$$

kjer je:

Φ_u – etažni zasuk pri projektnem končnem mejnem stanju,

$\Phi_{0,8Rmax}$ – etažni zasuk, pri katerem potresna odpornost pade na 80 % največje vrednosti,

Φ_{dam} – etažni zasuk na meji nastanka poškodb.

4 • PRESLIKAVA REZULTATOV NA PROTOTIP

Pri preslikavi rezultatov modelnih preiskav na prototip se zaradi težav pri izdelavi popolnega modelnega materiala in dodanih mas ne bomo spuščali v to, kakšen bi bil dinamični odziv prototipnih stavb na konkretni potres, pač pa se bomo omejili samo na preslikavo potresne odpornosti. Potresno odpornost predstavlja t. i. krivulja odpornosti, odvisnost med odpornostjo kritične etaže in etažnim zasukom, ki jo lahko dobimo na različne načine. Najbolj preprosto jo dobimo z monotono statično preiskavo, pri kateri se konstrukciji, ki je obremenjena s konstantno

navpično obtežbo, vsiljuje vodoravne pomike. Krivulja odpornosti, dobljena s preiskavo na potresni mizi, je realnejša, saj je določena z upoštevanjem dinamičnega in cikličnega značaja potresne obtežbe. Ciklično delujoča obtežba vpliva na nastanek poškodb in upadanje togosti in nosilnosti pri ponavljanju obtežbe, česar pri monotoni preiskavi ne moremo ugotoviti. Pri tem izbira oblike konkretne potresne obtežbe ni toliko pomembna. Pomembnejše so njene dinamične, ciklične lastnosti, tj., da se v času spreminja podobno, kot se konstrukcija odziva na potresno

gibanje tal. Zato je dovolj, da ima časovni potek pospeškov in pomikov, s katerim vzbujamo model, osnovne značilnosti potresnega gibanja tal.

Čeprav smo razmeroma dobro modelirali tlačno trdnost porobetonskih zidakov, nam primerjava vrednosti drugih mehanskih lastnosti kaže, da pri preslikavi rezultatov modelnih preiskav na prototip ne moremo upoštevati odvisnosti, ki veljajo pri popolni modelni podobnosti. Korekcija je potrebna tudi zaradi tega, ker smo popolno modelno podobnost pokvarili z dodatno maso.

Način korekcije zaradi razmerja med mehanskimi lastnostmi modelnega in prototipnega zidovja ni enolično določljiv, saj smo zahtevano razmerje pri tlačni trdnosti raz-

meroma dobro ujeli, vendar je enaka kot pri prototipnem zidovju ostala natezna trdnost, določena z diagonalno tlačno preiskavo. Ker pri strižnem porušnem mehanizmu natezna trdnost zidovja določa odpornost zidov, moramo rezultate modelnih preiskav na prototip preslikati tako, kot da smo preiskali modele, sezidane iz prototipnega materiala. Upoštevamo merilo trdnosti, $S_r = 1,0$, kar v skladu s splošnimi odvisnostmi po preglednici 2 pomeni, da merilo pospeškov ni enako $S_o = 1$, pač pa $S_o = S_r/S_L = 1/4$. Torej moramo zaradi uporabe prototipnega materiala na modelih izmerjene pospeške pri preslikavi na prototip zmanjšati z merilom dolžin, $S_L = 4$, kar pomeni, da moramo z merilom dolžin zmanjšati tudi izmerjene potresne prečne sile. Velikosti zasukov ostanejo enake, ker so brezdimenzijske veličine. Z upoštevanjem neskladja pri modeliranju natezne trdnosti zidovja so korigirane vrednosti koeficienta potresne odpornosti in zasuka spodnje etaže pri karakterističnih mejnih stanjih navedene v preglednici 10.

Drugo fazo preslikave predstavlja ocena vpliva neskladja zaradi povečane mase, ki smo jo po preiskavi modela M1 dodatno pritrtili na stropne konstrukcije modelov z namenom, da zaradi dosežene zmogljivosti potresne mize z maso na modelih povečamo potresne sile in s tem dosežemo nastanek porušnih mehanizmov. Velikost mase vpliva na naslednje parametre:

- » na dinamični odziv preiskanih modelov,
- » na razmerje med delovno napetostjo in tlačno trdnostjo zidovja,
- » na velikost potresnih sil in s tem povezano na
- » koeficient strižne odpornosti.

Ker preslikujemo samo krivuljo potresne odpornosti, se v ugotavljanje, kako bi se prototip preiskanih modelov obnašal prav pri potresu, ki smo ga uporabili kot podlago za krmiljenje gibanja potresne mize, ne bomo spuščali. Čeprav je dodatna masa spremenila razmerje med delovno napetostjo in tlačno

Mejno stanje	M1		M1a		M2		M3	
	BSC	Φ (%)	BSC	Φ (%)	BSC	Φ (%)	BSC	Φ (%)
nastanek poškodb	0,64	0,10	0,39	0,23	0,32	0,36	0,21	0,30
maksimalna odpornost	-	-	0,41	0,28	0,34	0,49	0,23	0,43
porušitev	-	-	0,33	2,55	0,11	6,69	0,11	6,22

Preglednica 10 • Vrednosti koeficienta potresne odpornosti in zasuka spodnje etaže pri mejnih stanjih, preslikane na prototipne stavbe z upoštevanjem korekcije zaradi mehanskih lastnosti zidovja

Model	M1	M1a	M2	M3
dejanska masa (kg)	1749	2799	3447	4588
projektna masa (kg)	1638	1638	2286	3040
korekcijski faktor	1,07	1,71	1,51	1,51

Preglednica 11 • Projektne in dejanske mase modelov z izračunanimi korekcijskimi faktorji za upoštevanje vpliva povečane mase pri preslikavi na prototip

Mejno stanje	M1		M1a		M2		M3	
	BSC	Φ (%)	BSC	Φ (%)	BSC	Φ (%)	BSC	Φ (%)
nastanek poškodb	0,68	0,10	0,67	0,23	0,48	0,36	0,32	0,30
maksimalna odpornost	-	-	0,70	0,28	0,51	0,49	0,35	0,43
porušitev	-	-	0,56	2,55	0,17	6,69	0,17	6,22

Preglednica 12 • Vrednosti koeficienta prečne sile v pritličju in zasuka spodnje etaže pri mejnih stanjih, preslikane na prototipne stavbe

trdnostjo zidovja, analiza stanja pokaže, da je bilo z njo vzpostavljeno enako razmerje kot v prototipni konstrukciji (preglednica 5). To pomeni, da masa, dodana na modele, ni vplivala na porušni mehanizem, ki ga je pričakovati pri prototipu.

Pri korekciji preslikave zaradi vpliva mase ne bomo upoštevali faktorja, s katerim smo povečali projektno koristno obtežbo, saj bi to pomenilo nerealna pričakovanja, pač pa bomo korekcijski faktor določili kot razmerje med projektno in dejansko maso celotnega

modela. Projektno maso modela izračunamo z upoštevanjem projektne koristne obtežbe v potresni situaciji, dejansko maso pa z upoštevanjem dejanske mase vseh uteži, pritrjenih na stropne konstrukcije. Vrednosti korekcijskih faktorjev, ki jih izračunamo kot razmerje med projektno in dejansko maso modelov, so podane v preglednici 11, končne vrednosti koeficienta prečne sile v pritličju in zasuka spodnje etaže za prototipne stavbe pa so za posamezna mejna stanja navedene v preglednici 12.

5 • SKLEPI

Analiza rezultatov modelnih preiskav in njihova preslikava na prototipne stavbe pokaže:

- da je dinamično obnašanje pravilno zasnovanih stavb iz porobetona pri potresni

obtežbi primerljivo z obnašanjem drugih vrst zidanih stavb, čeprav je razmerje med maso zidovja in stropov zaradi majhne mase porobetona drugačno. Pri nihanju prevladuje

prva nihajna oblika, kot pri drugih zidanih konstrukcijah s povezanim zidovjem pa v porušni fazi prevladuje strižni mehanizem, ki ga definirajo strižne, diagonalno usmerjene razpoke v zidovih v smeri delovanja potresne obtežbe;

- da je kritični element odpornost spodnje etaže, čeprav navpične zidne vezi in arma-

tura v parapetih dopuščajo prenos obremenitev, večjo izkoriščenost kapacitete odpornosti konstrukcije, s tem pa tudi nastanek poškodb v zidovih višjih etaž;

- da imajo stavbe, sezidane iz porobetona v sistemu Ytong z navpičnimi vezmi, dovolj velik potencial potresne odpornosti, da se lahko gradijo na območjih z največjo pričakovano potresno nevarnostjo v Sloveniji tudi štiri etaže visoko. Analiza rezultatov modelnih preiskav in njihova preslikava na prototipne stavbe sta pokazali, da dosežene vrednosti koeficienta prečne sile v pritličju (od $BSC = 0,51-0,70$ pri tri- do $BSC = 0,35$ pri štirietazni stavbi) lahko presegajo oziroma vsaj dosegajo vrednosti, ki se zahtevajo pri projektiranju zidanih konstrukcij s povezanim zidovjem na potresno najbolj ogroženih območjih v Sloveniji, grajenih tudi na slabih tleh. Samo po sebi se razume, da je treba potresno odpornost konstrukcije vsakokrat dokazati z računom;
- da montažna stropna konstrukcija sistema Ytong (beli strop) zagotavlja monolitno delovanje in deluje kot toga vodoravna diafragma tudi med najmočnejšim potresom ne glede na to, da ne izpolnjuje v celoti

priporočil oziroma zahtev tehnične regulative za montažne stropne konstrukcije na potresnih območjih;

- da dimenzije in količina armature navpičnih vezi po sistemu Ytong zagotavljajo pričakovano delovanje zidnih vezi tudi pri večnadstropnih stavbah, grajenih na območjih z največjo pričakovano potresno nevarnostjo, čeprav po dimenzijah odstopajo od zahtev evrokodov. Preiskave na potresni mizi so pokazale, da so navpične zidne vezi po nastanku hujših poškodb v nosilnih zidovih uspešno povezale zidovje, preprečile razpadanje z razpokami ločenih delov zidov in zagotovile celovitost obnašanja stavbe vse do porušitve. Kljub temu naj prerez armature vezi ne bo manjši od priporočenega po evrokodu 8 (300 mm^2), premer luknje pa ne manjši od 15 cm, da se zagotovi ustrezna vgradljivost betona in protikorozijska zaščita armature;
- če se za analizo potresne odpornosti stavb uporablja metoda tipa »push-over«, kapaciteta duktilnosti in sipanja energije omogočata, da se pri preverjanju potresne odpornosti lahko uporablja vrednost faktorja obnašanja konstrukcije $q = 2,5$. Preiskave

modelov na potresni mizi nakazujejo, da bi se lahko uporabljala tudi vrednost na zgornji meji območja, ki ga priporoča evrokod 8, $q = 3,0$, vendar bi bilo pred tem treba opraviti še nekatere dodatne raziskave.

Preiskave na potresni mizi torej kažejo, da je pri potresni obtežbi obnašanje stavb, sezidanih iz avtoklaviranega celičnega betona v sistemu Ytong, enakovredno obnašanju stavb iz opečnega zidovja. Na eni strani zaradi majhne mase materiala zidovja v stavbi med projektnim potresom nastanejo manjše potresne sile, na drugi strani pa strižna odpornost zidov, sezidanih iz porobetona, ni nič manjša od strižne odpornosti zidov iz opečnih votlakov. Kot kažejo preiskave, ki smo jih opravili v okviru te študije, so pri majhnih tlačnih trdnostih zidovja navpične zidne vezi ključni element, ki zagotavlja ustrezno potresno odpornost konstrukcije stavb iz porobetona. Da bi lahko zanesljivo potrdili te ugotovitve in izkoristili vse možnosti, ki jih za gradnjo na potresnih območjih ponuja gradnja po sistemu Ytong, pa bo treba v prihodnje podrobneje raziskati tudi odvisnost med tlačno in natezno trdnostjo zidovja iz porobetona.

6 • ZAHVALA

Raziskave je financiralo podjetje Xella porobeton SI, d. o. o., iz Kisovca pri Zagorju. Na tem mestu bi se avtorja rada zahvalila vsem, ki so prispevali k uspehu projekta. Na prvem mestu je prav gotovo Uroš Klemen iz podjetja Xella porobeton SI, d. o. o., ki je

najzaslužnejši tudi za to, da so bile raziskave sploh zasnovane in financirane. Zahvala gre tudi zidarjema-inštruktorjema podjetja, Silvu Leziču in Dejanu Doblanoviču, ki sta ne tako lahko nalogo, natančno sezidati modele, več kot uspešno opravila, in seveda tudi sode-

lavcem na Zavodu za gradbeništvo Slovenije, ki so poskrbeli za brezhibno izvedbo zahtevnih preiskav. Ljubo Petković je vodil preiskave na potresni mizi in skrbel za zajemanje in obdelavo podatkov meritev, medtem ko sta Uroš Bohinc in Vlado Požonec poskrbela za instrumentiranje modelov in preiskavo modelnih zidov. Nad samo gradnjo in pripravo modelov na preiskavo je bdel Boris Primec, vedno pa je bil pri roki tudi Bojan Ferbežar.

7 • LITERATURA

Evrokod, Osnove projektiranja konstrukcij, SIST EN 1990-1-1, 2004, 2005.

Evrokod 8, Projektiranje potresno odpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe, SIST EN 1998-1, 2005, 2005.

Harris, G. H., Sabnis, G. M., Structural modeling and experimental techniques, CRC Press, Boca Raton, Florida, 1999.

Jäger, W., Schöps, P., Confined masonry – a chance to improve the load bearing capacity, Proceedings, 11th Canadian Masonry Symposium, CD ROM, Toronto, 2009.

Langhaar, H. L., Dimensional analysis and theory of models, John Wiley & Sons, New York, 1951.

Potresno odporno projektiranje nosilnih zidanih konstrukcij YTONG, Xella porobeton SI, 2004.

Tanner, J., Varela, J., Brightman, M., Cancino, U., Argudo, J., Klingner, R., Seismic performance and design of autoclaved aerated concrete (AAC) structural systems, Proceedings, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, paper 541, 2004.

Tomaževič, M., Potresno odporne zidane stavbe, Tehnis, Ljubljana, 2009.

Tomaževič, M., Damage as a measure for earthquake-resistant design of masonry structures: Slovenian experience, Canadian Journal of Civil Engineering, 34 (11), 1403–1412, 2007.

Turnšek, V., Čačovič, F., Some experimental results on the strength of brick masonry walls, Proceedings of the 2nd international brick-masonry conference, British Ceramic Society, Stoke-on-Trent, 149–156, 1970.