

OCENA POTRESNEGA TVEGANJA ZIDANIH STAVB: VPLIV MEHANSKIH LASTNOSTI ZIDOVJA

SEISMIC RISK ASSESSMENT OF MASONRY BUILDINGS: THE INFLUENCE OF MECHANICAL PROPERTIES OF MASONRY

asist. dr. Jure Snoj, univ. dipl. inž. grad.

jure.snoj@fgg.uni-lj.si

prof. dr. Matjaž Dolšek, univ. dipl. inž. grad.

matjaz.dolsek@fgg.uni-lj.si

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije,
potresno inženirstvo in računalništvo (IKPIR), Jamova 2, 1000 Ljubljana

ZNANSTVENI ČLANEK

UDK 001.8:624.042.7

Povzetek | V gradbeni praksi se za projektiranje potresnoodpornih konstrukcij uporabljajo računske kontrole, s katerimi se preveri, ali je projektna nosilnost konstrukcije in njenih elementov večja ali enaka projektni obremenitvi ter ali je zadoščeno minimalnim konstrukcijskim pogojem za gradnjo objektov na potresnih območjih. Takšen način projektiranja je zastarel, saj projektant le ugotovi, ali je objekt skladen s predpisi, na voljo pa nima nobenih kvalitetnih informacij, s katerimi bi investitorju svetoval o potresnem tveganju. Potresno inženirstvo se že nekaj časa razvija v smeri uporabe analize tveganja, s katero pridobimo informacije, ki so lahko razumljive tudi širšemu krogu ljudi. V članku obravnavamo metodologijo za oceno potresnega tveganja v smislu verjetnosti prekoračitve izbranih mejnih stanj poškodovanosti stavbe in njeno uporabo demonstriramo na primeru trietažne zidane stavbe, pri čemer za primerjavo upoštevamo dve vrsti zidovja. Rezultati nakazujejo, da je mediana spektralnega pospeška pri porušitvi objekta iz zidovja višje trdnosti skoraj še enkrat višja glede na vrednost, ki smo jo ocenili za stavbo, grajeno iz zidovja nižje trdnosti, pri čemer smo predpostavili enako geometrijo zidov. Posledično je verjetnost porušitve za boljšo stavbo osemkrat manjša. Zelo velika pa je razlika v pogojni verjetnosti, saj se izkaže, da je verjetnost porušitve stavbe iz zidovja višje trdnosti pri projektnem potresu zanemarljiva, za različico stavbe iz zidovja nižje trdnosti pa je ocenjena verjetnost porušitve pri projektnem pospešku skoraj 50 %.

Ključne besede: zidane stavbe, potisna analiza, inkrementalna dinamična analiza, ocena potresnega tveganja, verjetnost porušitve

Summary | State-of-practice of earthquake-resistant design of buildings is based on the design checks with the aim to verify that the design resistance of a structure and its elements is greater than or equal to the design action effects and that the minimum requirements for structures located in seismic regions are met. Such design procedure is outdated, since an engineer only determines whether the building complies with current regulations without providing high-quality information that would allow informing the stakeholder about seismic risk. However, earthquake engineering has been developing for quite some time towards the use of probabilistic risk assessment methods. These methods enable explicit quantification of the safety of buildings with various performance measures, which are more understandable to stakeholders. In this paper we briefly present the methodology for seismic risk assessment in terms of the probability of exceeding a designated damage state. The methodology is demonstrated by

means of two variants of three-storey masonry buildings with the same geometry but different quality of masonry. The results indicate that the median spectral acceleration, which causes collapse of a building made from higher-strength masonry, is almost two times higher than that estimated for a building made from lower-strength masonry. Consequently, the probability of collapse for a higher-strength masonry building is almost eight times lower. However, very large difference was observed in the conditional probability of collapse given a value of seismic intensity. It is shown that in the case of the design earthquake, the probability of collapse was almost negligible for a higher-strength masonry building, while in the case of a building made from lower-strength masonry, this probability was estimated to around 50 %.

Key words: masonry buildings, pushover analysis, incremental dynamic analysis, seismic risk assessment, probability of collapse

1 • UVOD

Gradbeni objekti morajo biti projektirani in izvedeni tako, da prenesejo vse obremenitve, ki delujejo nanje v predvideni dobi uporabnosti. Ta cilj lahko dosežemo le z določeno stopnjo zanesljivosti. V splošnem velja, da je stavba potresno odporna, če računsko dokažemo, da je projektna kapaciteta konstrukcijskih elementov večja od obremenitve pri potresni obtežni kombinaciji. Treba se je zavedati, da je tak izračun precej abstrakten, saj v računu ne ocenimo najbolj verjetne vrednosti nosilnosti niti potresne obremenitve, kar je posledica uporabe projektnih vrednosti materialnih karakteristik in faktorja obnašanja. Zaradi abstraktnosti konvencionalnega postopka projektiranja varnost konstrukcije ni ocenjena eksplicitno. Posledično se lahko zgodi, da je določena konstrukcija zaradi preveč konservativnih predpostavk bistveno predimenzionirana, po drugi strani pa je mogoče tudi, da tako projektirana konstrukcija ne izkazuje dovoljšnje zanesljivosti. Hitro razvoju v potresnem inženirstvu in računalništvu je omogočil uporabo metod projektiranja, s katerimi sorazmerno dobro lahko ocenimo obnašanje in potresno tveganje konstrukcij, pri čemer v verjetnostni analizi eksplicitno zajamemo različne negotovosti in kvantificiramo varnost konstrukcije v smislu različnih mer za

vrednotenje potresnega tveganja, npr. (ATC, 2012).

Kljub temu je bilo zaradi kompleksnosti metodologije narejenih relativno malo študij potresnega tveganja zidanih stavb, še posebej v smislu finančnih izgub, čeprav predstavljajo večino stavbnega fonda v Evropi, npr. ((Bothara, 2007), (Borzi, 2008)). Raziskovalci so se pogosto rajši osredinili na določitev verjetnosti porušitve posameznih objektov. Tako so Rota in drugi (Rota, 2010) predlagali postopek za oceno verjetnosti porušitve stavb iz lehnjaka, v katerem so povezali potresno nevarnost in ranljivost zidanih stavb, podobno pa so verjetnost porušitve posamezne zidane stavbe določili tudi Oropeza in drugi (Oropeza, 2010). Analiza potresnega tveganja se uporablja tudi pri analizah stavbnega fonda, npr. mestnih središč. V takih primerih so se uveljavile poenostavljene metode za hitro oceno ranljivosti objektov na podlagi ogleda konstrukcije ter indeksov poškodovanosti. Posledično so se uveljavile tudi splošne krivulje ranljivosti za oceno verjetnosti porušitve v odvisnosti od tipa in etažnosti stavbe ter materiala, iz katerega je bila zgrajena (npr. HAZUS (NIBS, 2009) in za zidane zgradbe ((Barrantes, 2012) in (Erbay, 2004))). V Sloveniji so pri projektu POTROG (Lutman,

2016) predstavili spletno aplikacijo, s katero je mogoče precej približno oceniti ranljivost zidanih objektov. Praktično za vse metode množičnega vrednotenja potresnega tveganja velja, da temeljijo na zelo približnih vhodnih podatkih o stavbah. Zato teh rezultatov ni mogoče uporabiti za oceno potresnega tveganja izbrane individualne stavbe znotraj obravnavanega stavbnega fonda.

V tem prispevku najprej na kratko opišemo metodologijo za oceno potresnega tveganja posameznega objekta in jo uporabimo na primeru zidane stavbe. Predpostavimo, da je stavba lahko zgrajena iz dveh različnih materialov, pri čemer v obeh primerih upoštevamo enako geometrijo zidov. Za prvo različico, ki jo poimenujemo stavba V, upoštevamo, da je grajena iz opečnih votlakov in podaljšane cementne malte, pri drugi različici konstrukcije pa za material uporabimo tradicionalno polno opeko z apneno malto. Drugo stavbo imenujemo stavba N, saj je zgrajena iz zidovja nižje trdnosti, vendar ne predstavlja tipične obstoječe stare zidane stavbe, ker je malo verjetno, da bi bila geometrija nove in obstoječe stavbe enaka, obenem pa pri številnih starejših stavbah z lesenimi stropi predpostavka o togi diafragmi ne drži. Za obe stavbi ocenimo potresno tveganje, ki ga izrazimo z verjetnostjo prekoračitve predpisanih mejnih stanj poškodovanosti in z verjetnostjo prekoračitve mejnih stanj pri pogoju spektralnega pospeška.

2 • METODOLOGIJA ZA OCENO POTRESNEGA TVEGANJA

2.1 Definicija potresnega tveganja

Kakovostna presoja tveganj v zvezi z naravnimi nesrečami ni mogoča brez uporabe nedvoumno opredeljenih temeljnih pojmov in ustrezno izbranih pripadajočih izrazov. Obstaja zelo

veliko različnih mer, s katerimi lahko izrazimo potresno tveganje. V splošnem se potresno tveganje določa za izbrano časovno obdobje, pri čemer se lahko meri z zelo različnimi merami (npr. pričakovano število smrtnih

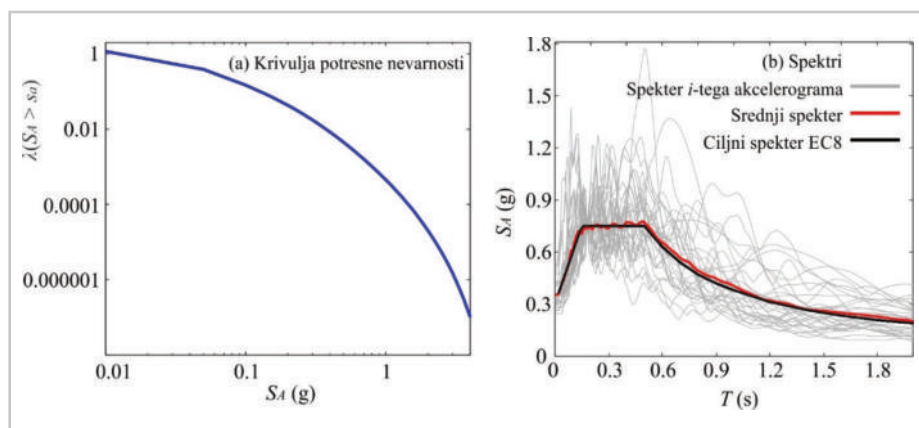
žrtev oziroma poškodovancev, pričakovane ekonomske izgube v določenem časovnem obdobju). Mogoče je oceniti tudi čas prekinitve v poslovanju, močnejše v ekonomski dejavnosti in verjetnost prekoračitve izbranega mejnega stanja poškodovanosti. V tem prispevku smo merjenje potresnega tveganja poenostavili, saj uporabljamo le dve najosnovnejši meri:

- **pogojno verjetnost prekoračitve določenega mejnega stanja poškodovanosti** $P(DS > ds | IM = im)$. Ta mera izraža verjetnost, da bo poškodovanost v stavbi zaradi delovanja potresa z intenziteto im (npr. s spektralnim pospeškom) presegla izbrano stopnjo poškodovanosti ds . S to mero lahko ocenimo tudi verjetnost za porušitev objekta pri projektnem potresu.
- **verjetnost prekoračitve določenega mejnega stanja poškodovanosti v izbranem časovnem obdobju** $P(DS > ds | t)$. Mera izraža verjetnost, da bo poškodovanost v stavbi na izbrani lokaciji in tipu tal v izbranem časovnem obdobju t presegla določeno stopnjo zaradi delovanja potresov s različnimi možnimi intenzitetami im , ki so utežene z verjetnostjo za pojav takšnega potresa. Tako je mogoče določiti verjetnost, da se bo zgodila porušitev v dobi enega oziroma 50 let, kar se običajno šteje za pričakovano dobo uporabe objekta.

V nadaljevanju predstavimo teoretično ozadje uporabljene metodologije za oceno potresnega tveganja z upoštevanjem negotovosti, ki temelji na verjetnostnem pristopu. V veliki meri smo se oprli na obstoječo metodologijo PEER (ATC, 2012), ki združuje štiri analize: analizo potresne nevarnosti, analizo obnašanja konstrukcije, analizo poškodovanosti in analizo izgub. V tem prispevku podrobneje prikazujemo le prve tri korake analize, ki so zadostni za oceno zgoraj opisanih mer za vrednotenje potresnega tveganja.

2.2 Analiza potresne nevarnosti

Potresna nevarnost je odvisna od seizmoloških značilnosti lokacije na širšem območju stavbe in od lokalnih lastnosti tal. Pomembni so sestava tal na lokaciji terena, topografske značilnosti terena v okolici stavbe ter potek prelomov in drugih potencialnih virov nastanka potresa. Analiza potresne nevarnosti je še vedno negotova, saj vseh zgoraj naštetih dejavnikov, ki vplivajo na potresno nevarnost, ne znamo natančno opisati s fizikalnimi modeli. Zato potresno nevarnost določamo z verjetnostnimi metodami (Baker, 2008), pri čemer pogostost potresov in modeli pojemanja pospeška temeljijo na statistično določenih modelih, ki so zaradi kratkega časa opazovanja potresov še vedno negotovi. Osredinili se bomo le na določitev krivulje potresne nevarnosti in na izbiro akceleroگرامov za potresno analizo, kar sta pomembna vhodna podatka, ki sta potrebna za analizo potresnega tveganja.



Slika 1 • (a) Krivulja potresne nevarnosti za območje Ljubljane (Lapajne, 2001c) in (b) spektri pospeškov izbranih 30 akceleroگرامov skupaj s ciljnim spektrom iz Evrokoda 8 za tip tal B.

Določitev krivulje potresne nevarnosti

Z verjetnostno analizo potresne nevarnosti (Cornell, 1968) je mogoče izraziti pogojno verjetnost oziroma srednjo letno frekvenco λ , da bo izbrana mera za intenziteto IM prekoračila določeno vrednost im , pri čemer je rezultat odvisen od seizmičnosti lokacije objekta. V tem prispevku je bil za mero za intenziteto IM izbran spektralni pospešek pri osnovnem nihajnem času konstrukcije, ki nastopa v vlogi slučajne spremenljivke (S_A), ki lahko zavzame različne vrednosti s_a . Srednjo letno frekvenco $\lambda(S_A > s_a)$ je mogoče predstaviti v obliki krivulje potresne nevarnosti, ki jo lahko ob določenih predpostavkah ocenimo kar na podlagi kart pospeška tal ((Lapajne, 2001a), (Lapajne, 2001b)). V splošnem primeru se krivulja potresne nevarnosti določi z verjetnostno analizo potresne nevarnosti. Ta je sestavljena iz petih korakov, v katerih se najprej opredelijo vsi možni izvori potresov in njihova potencialna oddaljenost od izbrane lokacije. V tretjem koraku je treba določiti odnos med magnitudo potresov in njeno pogostostjo za vsak potresni izvor, pri čemer velja, da se verjetnost za pojav magnitud hitro zmanjšuje z naraščanjem magnitude. V četrtem koraku se z modeli za pojemanje pospeška določi odnos med magnitudo potresa, oddaljenostjo izvora in izbrano intenziteto potresa. Ti modeli so običajno določeni na podlagi statističnih obdelav podatkov baz preteklih potresov. V zadnjem koraku se vse informacije povežejo z uporabo izreka o popolni verjetnosti dogodka. Za območje Ljubljane smo krivuljo potresne nevarnosti določili po metodologiji, ki je bila uporabljena pri izračunu kart potresne nevarnosti za Slovenijo (Lapajne, 2001c). Prikazana je na sliki 1a, detajlni opis tega postopka pa presega obseg tega prispevka.

Izbira potresne obtežbe

Potresna obtežba je pomemben dejavnik pri analizi obnašanja konstrukcije med potresi. Žal še vedno ne znamo zanesljivo napovedati niti trenutka, ko se bo potres zgodil, kaj šele da bi lahko napovedali njegovo frekvenčno sestavo, spektralne lastnosti in v končni fazi časovni zapis pospeškov. V Sloveniji doslej ni bilo veliko močnih potresov, za katere bi zabeležili akceleroگرامe, zato nimamo dobro razvite baze preteklih potresov, ki bi jih lahko upoštevali pri analizi. Zato si pomagamo s podatkovnimi bazami registriranih potresov iz drugih držav ali pa z generiranimi akceleroگرامi. V tej študiji smo izbrali akceleroگرامe iz ameriške baze PEER Ground Motion Database (PEER, 2017a) skladno s postopkom, ki so ga predlagali Jayaram in drugi (Jayaram, 2011). V njem se akceleroگرامi izberejo glede na predpisane srednje vrednosti in varianco ciljnega spektra odziva. Pri izbiri akceleroگرامov smo za ciljni spekter uporabili kar Evrokodov elastični spekter za tip tal B (SIST, 2005a). Tako določen ciljni spekter ni optimalen, vendar bolj detajlna izbira akceleroگرامov presega okvir tega prispevka. Akceleroگرامe smo izbrali iz baze močnih potresov, pri čemer smo dodatno omejili razpon magnitud potresa (od 5,5 do 7,5) in oddaljenost epicentra od lokacije stavbe (od 5 do 50 km). Menimo, da je takšen razpon magnitud še smiseln za potresne analize stavb na območju Slovenije, saj je treba upoštevati akceleroگرامe močnih potresov v širši okolici z velikimi povratnimi dobami. Spektri pospeškov izbranih akceleroگرامov so prikazani na sliki 1b skupaj pripadajočim srednjim spektrom in ciljnim spektrom pospeškov.

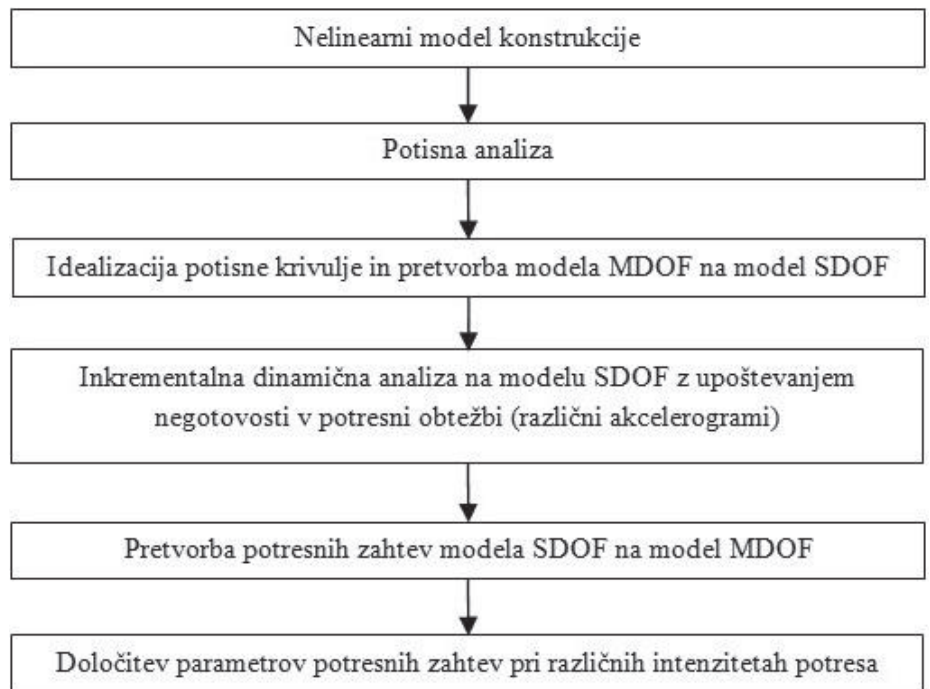
2.3 Analiza obnašanja konstrukcije pri potresni obtežbi

Drugi korak metodologije za oceno potresnega tveganja predstavlja analiza obnašanja konstrukcije, katere glavni cilj je določitev potresnih zahtev na elemente objekta v odvisnosti od intenzitete potresne obtežbe. Z izrazom »zahteve« pravzaprav opredelimo obremenitev (angl. *demand*) konstrukcije, ki jo povzroči potres, vendar imamo v mislih katerokoli količino, s katero kvantificiramo obremenitev konstrukcijskih ali nekonstrukcijskih elementov stavbe pri potresni obtežbi (notranje sile, deformacije, pomike, zasuke, pospeške). Običajno se uporabljajo take fizikalne količine, ki jih je mogoče enostavno povezati s poškodovanostjo: maksimalni etažni zasuk, zasuk v plastičnih členkih elementov in maksimalni etažni pospešek.

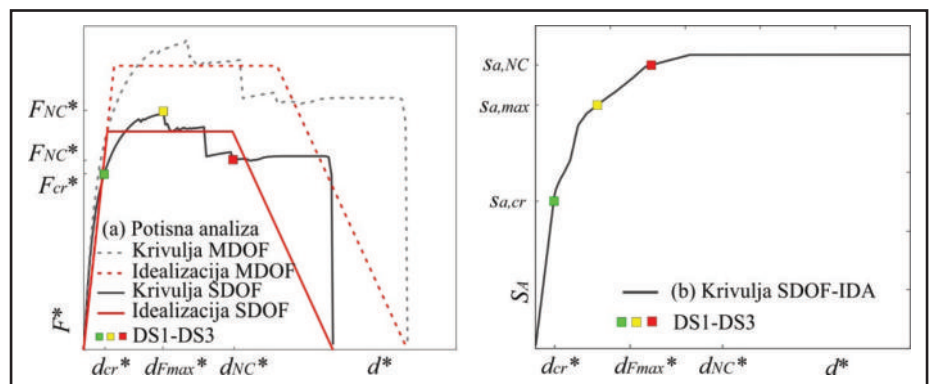
Postopek analize obnašanja konstrukcije, ki smo ga uporabili v tej študiji, je po korakih prikazan na sliki 2. Prvi korak predstavlja priprava modela konstrukcije, ki je podrobneje opisan v poglavju 3.2. V fazi modeliranja je treba definirati materialne karakteristike, geometrijo konstrukcije, robne pogoje in obtežbo, ki deluje na konstrukcijo. Model konstrukcije mora biti nelinearen, tako da pri močni potresni obtežbi lahko simuliramo poškodovanost stavbe. Za določitev potresnih zahtev in kapacitete smo uporabili poenostavljeno nelinearno analizo na osnovi konvencionalne metode N2 (Fajfar, 2002). Metoda obsega potisno analizo, s katero določimo kapaciteto konstrukcije. Rezultat potisne analize je odnos med celotno prečno silo ob vpetju konstrukcije F in kontrolnim pomikom na vrhu d , kar imenujemo potisna krivulja.

Potisna analiza in model SDOF

Potisna krivulja je določena za vsa stanja stavbe, zato je mogoče na potisni krivulji identificirati karakteristična mejna stanja poškodovanosti konstrukcije. Skladno z definicijami poškodovanosti Tomaževića (Tomažević, 2007) ter Bosiljkova in drugih (Bosiljkov, 2010), ki temeljijo na eksperimentalnih raziskavah na pomanjšanih modelih zidanih stavb, smo definirali tri globalna mejna stanja poškodovanosti konstrukcije (slika 3a): mejno stanje prvih razpok, ki je bilo definirano pri 70 % nosilnosti (DS1: d_{cr} , F_{cr}), mejno stanje nosilnosti (DS2: d_{Fmax} , F_{max}) in mejno stanje blizu porušitve (DS3: d_{NC} , F_{NC}), ko nosilnost upade na 80 % nosilnosti. Mejna stanja DS1-DS3 sovpadajo z majhnimi, srednjimi in velikimi poškodbami v konstrukciji. Pri zidanih stavbah, v katerih pogosto prevladuje



Slika 2 • Glavni koraki poenostavljene nelinearne analize obnašanja konstrukcije za določitev parametrov potresnih zahtev z upoštevanjem slučajnosti potresne obtežbe.



Slika 3 • (a) Shematični prikaz potisne krivulje in njene idealizacije za modela SDOF in MDOF ter (b) shematični prikaz odziva modela SDOF v smislu krivulje IDA (SDOF-IDA) z označenimi mejnimi stanji poškodovanosti.

etažni mehanizem porušitve, je običajno pri mejnem stanju blizu porušitve konstrukcija že zelo močno poškodovana. Numerične raziskave kažejo, da bi se taki objekti zelo verjetno porušili, če bi bil potres nekoliko močnejši od tistega, ki je povzročil zelo močno poškodovanost objekta, zato mejno stanje blizu porušitve v nadaljevanju privzamemo za porušitev konstrukcije.

Potisna krivulja je lastnost konstrukcije. Skladno s standardom Evrokod 8-1 (SIST, 2005a) je treba narediti potisno analizo v smereh +X, -X, +Y, -Y ter z dvema različnima razporeditvama horizontalnih sil po višini, enakomerno (U) in modalno (M). Na sliki 3a sta prikazani ideal-

izirani potisni krivulji in pretvorba iz sistema z več prostostnimi stopnjami (MDOF) na ekvivalentni sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF), na katerem smo določili potresne zahteve. Osnovo za določitev modela SDOF predstavlja idealizirana potisna krivulja. Med številnimi načini idealizacije krivulje potisne analize je najbolj osnovna elasto-plastična idealizacija, ker pa smo pomik na ekvivalentnem modelu SDOF računali z nelinearno dinamično analizo, smo potisno krivuljo idealizirali s trilinearno zvezo med pomikom in silo. Postopek idealizacije smo izvedli na način, ki se običajno uporablja pri zidanih stavbah (Tomažević, 2009). Začetni naklon

idealizirane potisne krivulje je določen s sekantno togostjo pri meji nastanka razpok, ki jo imenujemo tudi efektivna togost K_e . Meja nastanka razpok sovpada s točko, kjer se opazno spremeni naklon izračunane krivulje potisne analize, običajno pa se predpostavi, da se to zgodi pri določenem deležu nosilnosti (npr. 70 % F_{max}). Dodatno je treba definirati še točko mejnega stanja blizu porušitve (d_{NC} , F_{NC}), ki je doseženo na padajočem delu ovojnice, ko krivulja potisne analize pade pod 80 % nosilnosti F_{max} . Končno vrednost nosilnosti na idealizirani ovojnici F_y dobimo z upoštevanjem pogoja o enakosti površin pod dejansko in idealizirano potisno krivuljo (Tomažević, 2009):

$$F_y = K_e \cdot \left(d_{NC} - \sqrt{d_{NC}^2 - \frac{2 \cdot A_{ovoj}}{K_e}} \right) \quad (1)$$

kjer je K_e efektivna togost, A_{ovoj} pa površina pod potisno krivuljo do pomika pri mejnem stanju blizu porušitve d_{NC} . Padajoči del trilinearne idealizacije smo enostavno določili tako, da smo elastoplastični del idealizacije linearno povezali s točko (d_o , F_o), kjer nosilnost konstrukcije pade na zanemarljivo vrednost.

Idealizirano potisno krivuljo, ki je določena za model konstrukcije, moramo pretvoriti na model SDOF. Uporabili smo konvencionalni postopek, kjer količine iz modela konstrukcije delimo s transformacijskim faktorjem Γ (Fajfar, 2002), pri čemer dobimo silo F in pomik d modela SDOF:

$$F^* = \frac{F}{\Gamma}, \quad d^* = \frac{d}{\Gamma} \quad (2)$$

Transformacijski faktor Γ izračunamo po enačbi:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum_{e=1}^n m_e \cdot \phi_e^2}, \quad m^* = \sum_{e=1}^n m_e \cdot \phi_e^2 \quad (3)$$

kjer je m^* masa ekvivalentnega modela SDOF, m_e in ϕ_e pa sta masa e -te etaže in komponenta normirane deformacijske oblike v e -ti etaži, ki je odvisna od porazdelitve horizontalnih sil po višini. Pri pretvorbi idealizirane potisne krivulje se njena oblika ohrani, merilo na oseh pa se spremeni (Fajfar, 2002). Nihajni čas ekvivalentnega modela SDOF T je nekoliko večji kot nihajni čas konstrukcije zaradi izbrane oblike idealizacije potisne krivulje, v kateri je bila uporabljena sekantna in ne tangenta togost konstrukcije. Izračunamo ga po naslednji enačbi:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \cdot d_y^*}{F_y^*}} \quad (4)$$

kjer sta F_y^* in d_y^* sila in pripadajoči pomik modela SDOF na prelomu idealizacije iz elastičnega v plastični del (slika 3a).

Določitev potresnih zahtev na modelu SDOF z inkrementalno dinamično analizo

Potresne zahteve na modelu SDOF smo določili z inkrementalno dinamično analizo (angl. *Incremental Dynamic Analysis* – IDA), ki je parametrična metoda za oceno odziva konstrukcij pri potresni obtežbi (Vamvatsikos, 2002). Sestavljena je iz serije nelinearnih dinamičnih analiz, s katerimi izračunamo odziv konstrukcije pri različnih nivojih intenzitete obtežbe. Različne intenzitete obtežbe smo upoštevali s skaliranjem izbranih akceleroogramov. Pri vsaki intenziteti smo zabeležili odziv konstrukcije in tako dobili krivulje SDOF-IDA (slika 3b), s katerimi prikažemo odnos med mero za intenziteto S_A in parametrom potresnih zahtev, za katerega smo izbrali pomik na vrhu modela SDOF d . Za simulacijo cikličnega odziva modela SDOF smo uporabili Takedova histerezna pravila, s katerimi sorazmerno dobro opišemo sipanje energije v zidanih stavbah za primer, da se zidovi v stavbi poškodujejo na osnovi upogibnega in strižnega mehanizma. Ker je vpliv cikličnega utrujanja že zajet implicitno pri rezultatih potisne analize, se ta vpliv ne upošteva pri simulaciji cikličnega odziva modela SDOF. Vse nelinearne dinamične analize smo naredili s programom Opensees (PEER, 2017b). Rezultat IDA so t. i. krivulje IDA (slika 3b ali slika 9), ki so linearne vse do točke tečenja modela SDOF, kjer se začne nelinearno območje, ki poteka vse do točke, ko nastopi dinamična nestabilnost modela. Takrat postane krivulja IDA praktično vodoravna. Ukrivljenost krivulj IDA je precej odvisna tudi od nihajnega časa modela SDOF.

V območju mejnega stanja blizu porušitve (DS3) so parametri potresnih zahtev običajno zelo občutljivi in nestabilni, saj že zelo majhno povečanje intenzitete potresa povzroči veliko povečanje parametra potresnih zahtev, kar v realnosti pomeni porušitev konstrukcije. Običajno je prehod med »stabilnim« in »nestabilnim« delom krivulje IDA postopen in se kaže v postopnem zmanjševanju naklona krivulje IDA. Intenzitete potresa, ki povzročajo mejna stanja poškodovanosti DS1-DS3, so določene na podlagi pomikov, ki ustrezajo mejnim stanjem poškodovanosti (slika 3a) preko vnaprej

izračunanih krivulj IDA, ki podajajo odnos med intenziteto potresa in maksimalnim pomikom iz dinamične analize modela SDOF (slika 3b).

Analiza ranljivosti in račun verjetnosti prekoračitve mejnih stanj poškodovanosti

Rezultat analize ranljivosti je krivulja ranljivosti (angl. *fragility curve*), ki predstavlja pogojno verjetnost $P(DS > ds | S_A = s_a)$, da bo pri določeni vrednosti mere za intenziteto s_a poškodovanost konstrukcije večja kot pri določenem mejnem stanju poškodovanosti ds . V tem prispevku smo uporabili diskretna mejna stanja poškodovanosti, ki smo jih izrazili na nivoju celotne konstrukcije, zaradi preglednosti pa smo jih definirali že v prejšnjem poglavju.

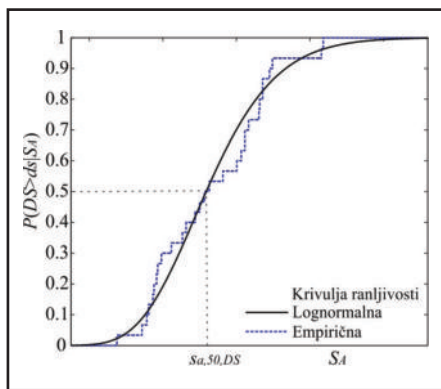
Krivuljo ranljivosti lahko z uporabo potisne analize izračunamo na več načinov (npr. (Dolšek, 2016)). Na neki način jo lahko interpretiramo tudi kot kapaciteto konstrukcije, če bi jo izrazili z mero za intenziteto potresa in s pripadajočo verjetnostjo. V splošnem je treba ugotoviti, pri kateri intenziteti potresa se pojavi določeno mejno stanje poškodovanosti, kar lahko pridobimo iz analize obnašanja konstrukcije na osnovi inkrementalne dinamične analize. Na sliki 3b je prikazan primer za en akceleroogram, pri čemer točke predstavljajo iskano zvezo med intenziteto potresa in posameznim mejnim stanjem poškodovanosti. Zaradi slučajnosti potresne obtežbe je treba upoštevati vpliv večjega števila akceleroogramov. Posledično dobimo toliko rezultatov, kot je akceleroogramov. Če narišemo delež akceleroogramov, ki pri določeni intenziteti potresa privedejo do prekoračitve izbranega mejnega stanja poškodovanosti, dobimo empirično krivuljo ranljivosti (slika 4).

Običajno se predpostavi, da so pospeški, ki konstrukcijo privedejo do določenega mejnega stanja poškodovanosti, porazdeljeni lognormalno in predstavljajo slučajno spremenljivko $S_{a,DS}$. S statistično obdelavo vzorca pospeškov je mogoče določiti parametra lognormalne porazdelitvene funkcije, ki ju lahko izračunamo na podlagi znanih zvez (npr. (Turk, 2012)):

$$s_{a,DS,50} = s_{a,DS,povp} \cdot e^{-0.5\sigma_{SA,DS}^2}$$

$$\beta_{DS} = \ln \left(\frac{\sigma_{SA,DS}^2}{s_{a,DS,povp}^2} + 1 \right) \quad (5)$$

kjer sta $s_{a,DS,50}$ in β_{DS} mediana oziroma standardna deviacija logaritmov vrednosti spektralnih pospeškov, pri katerih se pojavi mejno stanje poškodovanosti, $s_{a,DS,povp}$ in $\sigma_{SA,DS}$ pa predstavljata povprečno vrednost in stand-



Slika 4 • Shematični prikaz empirične krivulje ranljivosti in krivulje ranljivosti $P(DS>ds|S_A)$ v obliki lognormalne porazdelitvene funkcije.

ardno deviacijo logaritmov posameznih vrednosti slučajne spremenljivke $S_{A,DS}$. Na sliki 4 je označena mediana pospeškov $s_{a,DS,50}$ za ka-

ero obstaja 50-% verjetnost, da bo privedla do prekoračitve izbranega mejnega stanja, parameter β_{DS} pa odraža naklon krivulje ranljivosti. Če upoštevamo še rezultate analize potresne nevarnosti, pri čemer pogojno verjetnost prekoračitve izbranega mejnega stanja poškodovanosti pri določeni vrednosti mere za intenziteto $P(DS>ds|S_A)$ utežimo še s pričakovano srednjo letno frekvenco potresov s takšno intenziteto, lahko izračunamo tudi srednjo letno frekvenco prekoračitve izbranega mejnega stanja poškodovanosti zaradi delovanja vseh možnih potresov λ_{DS} :

$$\lambda_{DS} = \int_{vsr\ s_a} P(DS|IM) \left| \frac{d\lambda_{S_A}(s_a)}{dS_A} \right| dS_A' \quad (6)$$

kjer je $\left| \frac{d\lambda_{S_A}(s_a)}{dS_A} \right|$ odvod krivulje potresne

nevarnosti, v integralu pa zajamemo vse vrednosti mere za intenziteto, ki se lahko na določenem območju pojavijo. Z naraščanjem

potresne intenzitete hitro narašča pogojna verjetnost prekoračitve izbranega mejnega stanja poškodovanosti, obenem pa hitro upada tudi verjetnost, da se bo potres s tako močno intenziteto sploh zgodil. Pri majhnih vrednostih srednje letne frekvence prekoračitve izbranega mejnega stanja poškodovanosti je mogoče rezultate aproksimirati kar z verjetnostjo prekoračitve izbranega mejnega stanja. Ob predpostavki Poissonove porazdelitve je mogoče izraziti tudi verjetnost, da se bo v določenem časovnem obdobju t zgodila porušitev objekta po enačbi:

$$\lambda_{DS} \equiv P(DS|1 \text{ leto}), \text{ za majhne vrednosti } \lambda_{DS} \quad (7)$$

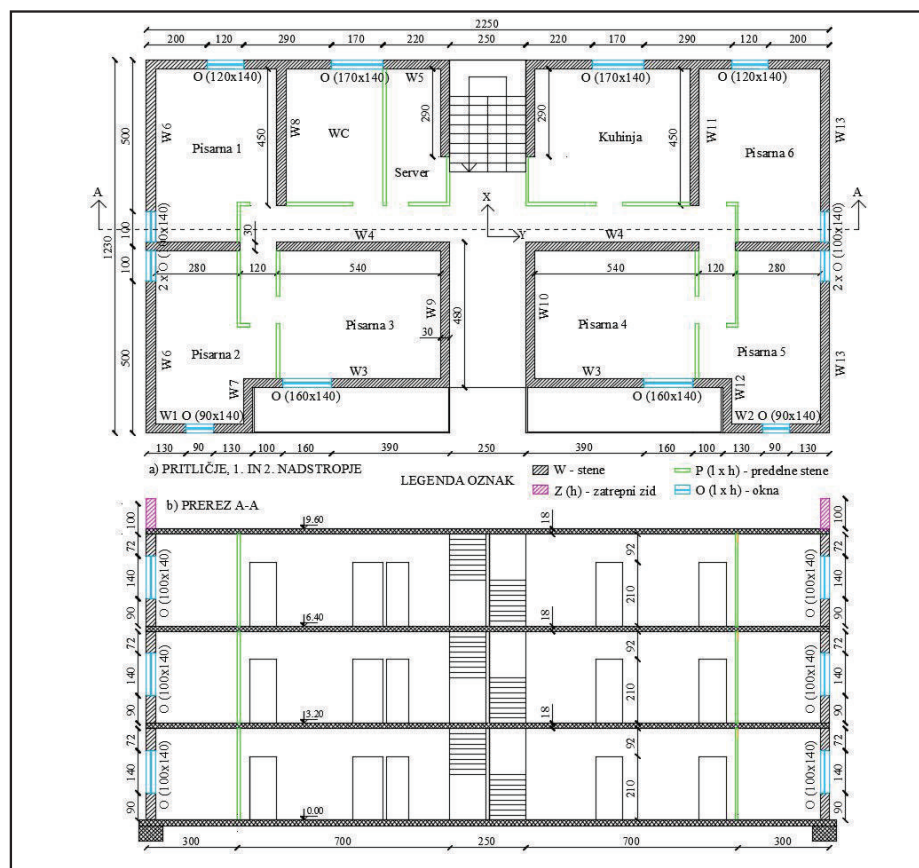
$$P(DS|t \text{ letih}) = 1 - e^{-\lambda_{DS} t}$$

Na podlagi zgornjih enačb smo v nadaljevanju določili srednjo letno frekvenco prekoračitve mejnih stanj poškodovanosti DS1-DS3 za dve stavbi, nato pa še verjetnosti, da bodo mejna stanja prekoračena v 50 letih.

3 • PRIMER: OCENA POTRESNEGA TVEGANJA TRIETAŽNE ZIDANE STAVBE IZ SODOBNEGA ALI TRADICIONALNEGA ZIDOVJA

3.1 Opis objekta

V prispevku obravnavamo dve dokaj veliki poslovni stavbi z enako geometrijo (slika 5), ki imata tlorisne dimenzije 22,5 x 12,3 m. Za eno od zgradb je predpostavljeno, da je zgrajena iz modernih opečnih votlakov in podaljšane cementne malte (stavba iz zidovja višje trdnosti V), druga pa je zgrajena iz tradicionalne polne opeke in apnene malte (stavba iz zidovja nižje trdnosti N). Obe stavbi sestavljajo pritličje in dve nadstropji z etažnimi višinami 3,2 m. Kot je razvidno s slike 5, sta konstrukciji simetrični v prečni smeri. Debelina vseh zidov je enaka 0,3 m, skupno pa zidovi predstavljajo 5,3 % in 5,6 % celotne tlorisne površine v glavnih smereh X in Y. Za obe stavbi predpostavimo, da je medetažna konstrukcija armiranobetonska plošča debeline 0,18 m, temelji pa so armiranobetonski in pasovni. V realnosti so sicer zidovi starejših zidanih stavb običajno grajeni z večjimi debelinami zidov, pogosto pa imajo namesto armiranobetonske plošče kar lesene stropne, vendar smo v tem primeru želeli ovrednotiti predvsem vpliv materialnih lastnosti na potresno tveganje, zato smo predpostavili enako geometrijo obeh stavb. Poleg tlorisov vseh nadstropij in razporeditve prostorov prikaz geometrije zaokrožimo s prečnim prezmom, ki vsebuje dodatne informacije o konstrukciji (slika 5b). V obeh stavbah je višina vseh okenskih odprtin 1,4 m, višina



Slika 5 • (a) Tloris pritličja, prvega nadstropja in drugega nadstropja ter (b) prerez stavb V in N.

vseh vratnih odprtin 2,1 m, dolžine vrat in oken pa so različne. Predpostavljeno je bilo, da sta obe stavbi v Ljubljani na tleh tipa B.

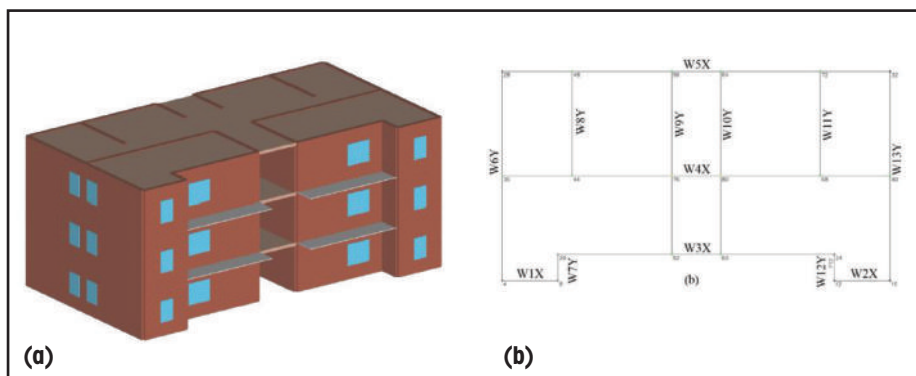
3.2 Opis modelov obeh konstrukcij

3D-modela obeh konstrukcij temeljita na ekvivalentnih okvirjih, ki so sestavljeni iz vertikalnih elementov (zidov) in horizontalnih elementov (preklad), ki so modelirani z linijskimi elementi, med seboj pa so povezani s togimi odseki. Preklade so sestavljene iz parapetov pod okenskimi odprtinami in delov zidov nad njimi, ki so v programu združene v en element, kar omogoča analizo objekta kot celote. Vertikalne in horizontalne armiranobetonske vezi v modelu niso upoštevane, zaradi česar sta dejanska nosilnost in tudi togost verjetno večji. Za lažje razumevanje naj pojasnimo, da skupen zidov, preklad in togih odsekov predstavlja eno steno objekta. Efektivna višina zidov je določena tako, da z navidezno črto povežemo vogale odprtin oziroma zidov in potem privzamemo srednjo višino zidu. Monolitne plošče AB na nivojih etaž so bile upoštevane kot toge diafragme, ki so neskončno toge v svoji ravnini. Pri obravnavanju modela smo za vsakega izmed materialov uporabili srednje mehanske lastnosti materiala, kot je razvidno iz preglednice 1. Večina podatkov je bila pridobljena iz literature, edini izjemi sta mejna zasuka pri strižnem in upogibnem obnašanju sten, ki smo ju pridobili na podlagi podatkovne baze (Snoj, 2014), v kateri so zbrani rezultati eksperimentov na zidanih preizkušancih. Vrednosti mejnih zasukov za strižno in upogibno obnašanje zidov so bile pridobljene na podlagi eksperimentov na zidanih preizkušancih iz opečnih votlakov. Za obe kvaliteti zidovja smo uporabili enake vrednosti mejnih zasukov, čeprav tako različne vrednosti materialnih karakteristik običajno predstavljajo različne tipologije zidovja. Prvi razlog je v pomanjkanju podatkov o mejnih zasukih zidov starejše tipologije v literaturi, po drugi strani pa tudi večina standardov mejne zasuke predpiše v odvisnosti od tipa porušitve elementa, ne loči pa različnih vrst zidovja (npr. Evrokod 8-3 (SIST, 2005b)). Za oceno potresnega tveganja dejanske stavbe je smiselno mehanske lastnosti zidovja določiti kar se da točno, saj imajo lahko precejšen vpliv na rezultate.

Obe stavbi smo modelirali v raziskovalni različici programa Tremuri (Lagomarsino, 2013), ki smo ga uporabili tudi za izvedbo vseh analiz. Model je shematično prikazan na slikah 6a in 6b. Porazdeljena stalna obtežba v prvih dveh nadstropjih je znašala 6,2 kN/m², na nivoju ravne strehe pa 6,3 kN/m². Ker

Parameter	Zidovje višje trdnosti	Zidovje nižje trdnosti
Specifična teža γ (kN/m ³)	14	16
Tlačna trdnost zidovja f (MPa)	5	2,5
Začetna strižna trdnost f_{v0} (MPa)	0,20	0,10
Elastični modul E (MPa)	5000	1000
Strižni modul G (MPa)	500	250
Mejni zasuk – strig δ_s (%)	0,41	0,41
Mejni zasuk – upogib δ_r (%)	0,72	0,72

Preglednica 1 • Srednje vrednosti materialnih karakteristik zidov za stavbi V in N, ki sta zgrajeni iz zidovja višje trdnosti in zidovja nižje trdnosti



Slika 6 • (a) Shematični prikaz matematičnega 3D-modela nosilne konstrukcije ter (b) oznake in lokacija posameznih sten v tlorisu za stavbi V in N.

stavba predstavlja poslovni objekt, smo za koristno obtežbo v pisarnah, na balkonih in stopnišču upoštevali 3 kN/m², 2,5 kN/m² oziroma 2 kN/m² (SIST, 2004). Program Tremuri v vsakem koraku potisne analize prerazporedi notranje statične količine, kar pomeni, da se nosilnost posameznih elementov ves čas spreminja skladno s spremembami osne sile. V programu je vgrajen poseben makroelement (Lagomarsino, 2013), ki omogoča eksplicitno upoštevanje razpokanosti elementa, upoštevanje različnih porušnih mehanizmov ter izračun strižne in upogibne nosilnosti elementa. Preko notranjih spremenljivk je mogoče spremljati tudi poškodovanost elementa vse do njegove odpovedi, ko zasuk elementa preseže mejno vrednost zasuka, ki je odvisna od tipa njegovega obnašanja.

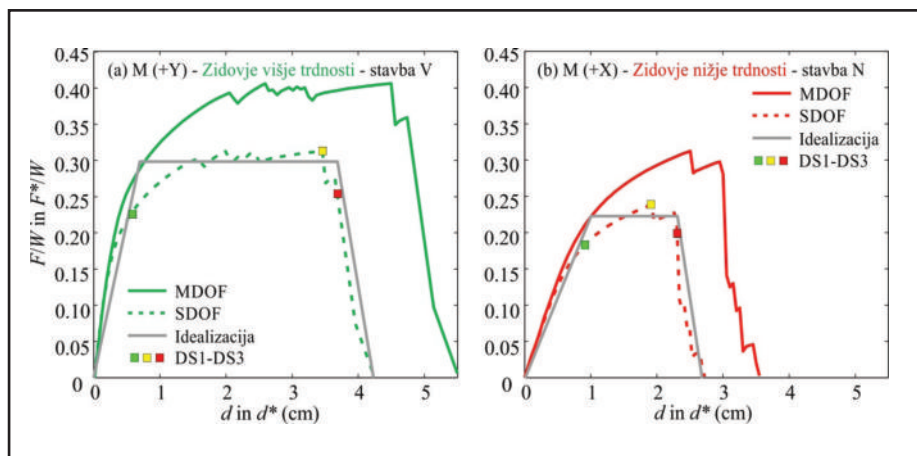
3.3 Potisne analize in poškodovanost konstrukcije

Predlagani postopek določanja potresnih zahtev temelji na rezultatih potisnih analiz. V nadaljevanju prikazujemo rezultate za vsakega izmed obravnavanih 3D-modelov stavb iz dveh različnih materialov. Kot je bilo opisano v poglavju 2.3, smo za vsako stavbo naredili 8

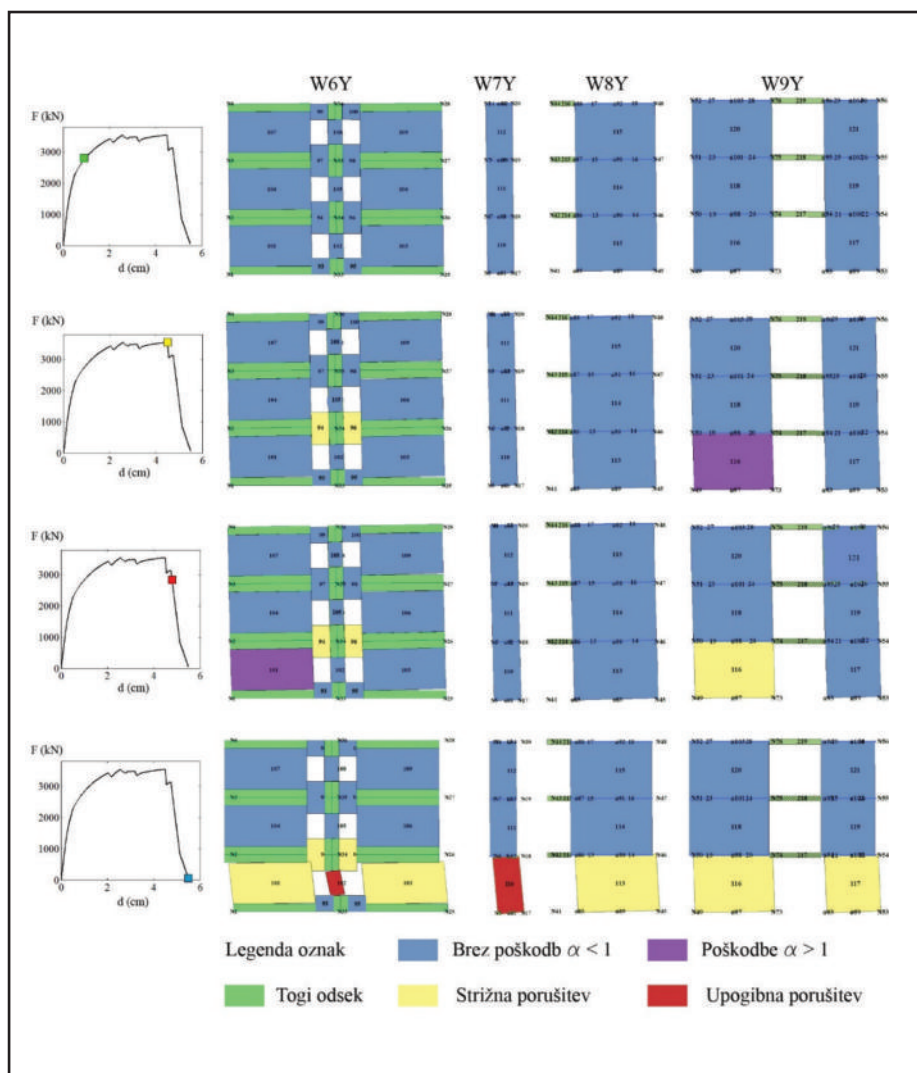
potisnih analiz. V vseh potisnih analizah smo krmilili pomike v kontrolnem vozlišču na vrhu konstrukcije, ki je bilo najbližje centra mas. Velikost koraka mora biti pri zidanih konstrukcijah dovolj majhna, da lahko zajamemo razvoj poškodb, ki običajno nastopijo že pri zelo majhnih pomikih. Posebno podrobno v nadaljevanju prikazujemo rezultate za stavbo V v smeri +Y, kjer so bile horizontalne sile v potisni analizi po višini razporejene sorazmerno s prvo nihajno obliko ($M(+Y)$), ter za stavbo N v smeri +X, kjer so bile horizontalne sile v potisni analizi po višini razporejene sorazmerno s prvo nihajno obliko ($M(+X)$). V navedenih kritičnih primerih je bila verjetnost porušitve za obe obravnavani stavbi najvišja. V pregledu rezultatov potisne analize smo se osredinili predvsem na izračunano nosilnost konstrukcije F_{max} pripadajoče razmerje med nosilnostjo in težo konstrukcije F_{max}/W ter deformacijsko kapaciteto pri mejnem stanju blizu porušitve, ki jo izrazimo s pomikom na vrhu konstrukcije d_{NC} . Kritični potisni krivulji stavb V in N sta predstavljeni na sliki 7, z njih pa je mogoče razbrati precej o globalnem obnašanju konstrukcij. Nenadna padca v celotni prečni sili ob vpetju se dogodita, ko je v določenem

elementu presežen mejni zasuk. V primeru odpovedi preklad in manjših elementov so ti padci v celotni prečni sili majhni, lahko pa se zgodi tudi, da naenkrat odpove več nosilnih zidov hkrati, kar običajno hitro privede do odpovedi celotne konstrukcije. Če odpove več elementov hkrati v isti etaži, se v konstrukciji lahko zgodi tipični etažni plastični mehanizem, ki je pogosto vzrok za porušitev zidanih objektov, če pa se to zgodi pri majhnem etažnem zasuku, verjetno prevladuje strižno obnašanje elementov. Etažni mehanizem oziroma šibka etaža sta se pojavila ne glede na to, da je obravnavana stavba po višini regularna. Velikokrat je že iz oblike potisne krivulje mogoče razbrati tip obnašanja elementov, ki prevladuje v konstrukciji in privede do nastanka končnega plastičnega mehanizma.

Tako pri obnašanju stavbe N (slika 7b) prevladuje strižno obnašanje, saj nosilnost konstrukcije skoraj hipoma upade pri zelo majhnem pomiku kontrolnega vozlišča na vrhu konstrukcije $d_{NC} = 3,0$ cm, nosilnost, izražena z deležem lastne teže, pa je $F_{max}/W = 0,31$. V primeru stavbe V iz zidovja višje trdnosti je nosilnost konstrukcije $F_{max}/W = 0,41$ (+30 %), deformacijska kapaciteta pri mejnem stanju blizu porušitve pa je za 60 % večja kot v primeru stavbe iz slabšega materiala, to je $d_{NC} = 4,9$ cm. Vsa prikazana razmerja med nosilnostjo in težo konstrukcije so na prvi pogled visoka za zidane stavbe, vendar se je treba zavedati, da imata obe konstrukciji stene z debelino 0,30 m, ki so florisno dobro razporejene z veliko nosilnimi zidovi, ki predstavljajo relativno velik del florisne površine. Na sliki 7 sta za obe stavbi prikazani tudi idealizirani potisni krivulji in pretvorba iz modela MDOF v model SDOF. Pravila trilinearne idealizacije so opisana v poglavju 2.3, označene točke pa predstavljajo mejna stanja poškodovanosti DS1, DS2 in DS3. Transformacijska faktorja za kritični potisni analizi obeh stavb smo izračunali glede na predpostavljene modalni deformacijski obliki in sta značala 1,30 za stavbo V oziroma 1,31 za stavbo N. Masi sistema z eno prostostno stopnjo m^* za stavbi V in N sta bili 603 t in 619 t. Manjša razlika je nastala zaradi drugačne gostote obeh materialov, obenem pa sta bili obe m^* za približno 30 % manjši od mase celotne konstrukcije. Zaradi izbire idealizacije, pri kateri uporabimo sekantno togost, so efektivni nihajni časi modelov SDOF večji od nihajnih časov modelov MDOF. V primeru stavbe V je nihajni čas $T = 0,25$ s, v primeru stavbe N pa je $T = 0,35$ s, oba pa sta bila za približno 30 % večja od nihajnega časa modela MDOF.



Slika 7 • Potisni krivulji za kritični potisni analizi (a) stavbe V in (b) stavbe N.



Slika 8 • Razvoj poškodovanosti v stenah W6Y, W7Y, W8Y in W9Y pri potisni krivulji modela V v smeri +Y, ko so horizontalne sile sorazmerne z masami, pri treh karakterističnih mejnih stanjih poškodovanosti DS1-DS3. Zaradi simetrije sten W10Y, W11Y, W12Y in W13Y ne prikazujemo.

Na sliki 8 prikazujemo razvoj poškodovanosti v posameznih zidovih in prekladah sten za model V pri karakterističnih mejnih stanjih poškodovanosti konstrukcije, ki so prikazana tudi na pripadajoči krivulji potisne analize. V mejnem stanju prvih razpok DS1 nosilnost v nobenem izmed zidov še ni dosežena. V mejnem stanju poškodovanosti DS2 se v steni W6Y plastificirata dve prekladi, v steni W9Y pa je dosežena nosilnost, in se poškoduje označeni zid A v pritličju. Pri pomiku na vrhu stavbe $d_{NC} = 4,9$ cm nastopi v konstrukciji mejno stanje blizu porušitve (DS3), pri katerem prečna sila ob vpetju pade pod 80 % nosilnosti, omenjeni element A se poruši v strigu, poškoduje se tudi eden od zidov v pritličju stene W6Y.

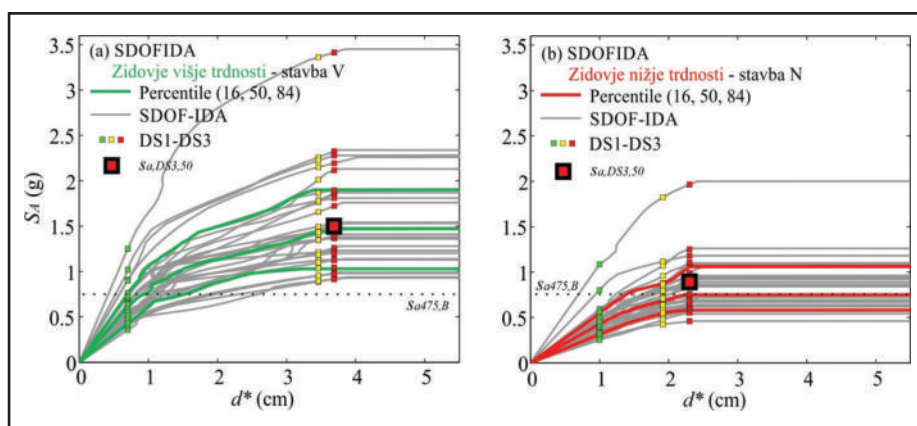
Pri še nekoliko večjem pomiku odpovedo drugi zidovi v pritličju, daljši se porušijo strižno, dva krajša pa upogibno. To povzroči nastanek tipičnega etažnega mehanizma in praktično porušitev konstrukcije. Tudi v primeru stavbe N iz slabšega materiala pride do podobnega mehanizma, kjer se zgodi strižna porušitev večine elementov v pritličju, čemur sledi hiter upad prečne sile v krivulji potisne analize.

3.4 Inkrementalna dinamična analiza na modelih SDOF

Nelinearne dinamične analize smo opravili pri različnih vrednostih intenzitete za 30 izbranih akceleroگرامov. Na sliki 8 je razviden odziv izbranih konstrukcij pri vseh akceleroگرامih, dodane pa so še percentilne krivulje SDOF-IDA, ki določajo 16., 50. in 84. percentil potresnih zahtev. Točke na krivuljah SDOF-IDA ustrezajo majhnim, srednjim in velikim poškodbam oziroma mejnim stanjem DS1-DS3, ki se zgodijo pri pomikih, ki smo jih določili že v potisnih analizah. Z upoštevanjem večjega števila akceleroگرامov smo približno zajeli vpliv slučajnosti potresne obtežbe, ki ima precejšen vpliv na izračunani odziv konstrukcije. To potrjuje tudi raztros krivulj SDOF-IDA in pospeškov $s_{a,DS}$, ki povzročijo posamezno mejno stanje poškodovanosti v konstrukciji.

V primeru stavbe V se majhne poškodbe v konstrukciji pojavijo pri spektralnih pospeških med 0,35 g in 1,3 g (DS1), mejno stanje nosilnosti (DS2) pa pri intenzitetah potresov med 0,9 g in 3,5 g, različno od akcelerograma do akcelerograma. Konstrukcija po doseženi nosilnosti zelo hitro odpove, zato so tudi intenzitete, pri katerih se zgodi mejno stanje blizu porušitve (DS3), zelo podobne kot pri mejnem stanju nosilnosti (DS2).

V primeru stavbe N iz slabšega materiala se prve razpoke v konstrukciji pojavijo pri inten-



Slika 9 • Krivulje SDOF-IDA in krivulje, ki določajo 16., 50. in 84. percentil potresnih zahtev za vse izbrane akceleroگرامe (a) za stavbo V in (b) za stavbo N, vključno z mejnimi stanji poškodovanosti DS1-DS3.

zitetah potresov med 0,25 g in 1,1 g (DS1), mejno stanje nosilnosti (DS2) pa pri intenzitetah med 0,40 g in 1,8 g. Mejno stanje blizu porušitve (DS3) se zgodi pri precej nižjih intenzitetah kot pri modelu V, in sicer pri intenzitetah potresov med 0,46 g ter 2,0 g. Značilnost vseh krivulj SDOF-IDA pri obeh obravnavanih stavbah z nizkim nihajnim časom ($T < T_c$) je tudi precejšnja ukrivljenost, kar pomeni, da po začetnem linearnem povečevanju potresnih zahtev sledi območje, ko potresne zahteve zelo hitro naraščajo z naraščanjem intenzitete.

3.5 Določitev verjetnosti prekoračitve različnih mejnih stanj poškodovanosti

Ko statistično obdelamo pospeške, ki povzročijo nastanek posameznega mejnega stanja poškodovanosti, lahko ugotovimo, da je mediana spektralnih pospeškov (50-% verjetnost prekoračitve), ki v stavbi S povzroči prvo razpokanost in tako nastanek manjših poškodb, enaka 0,60 g, mejno stanje nosilnosti lahko pričakujemo pri spektralnem pospešku 1,44 g, nastanek mejnega stanja blizu porušitve pa pri pospešku 1,49 g. Standardna deviacija logaritamskih vrednosti pospeškov (poenostavljeno disperzija pospeškov), ki povzročijo mejno stanje poškodovanosti, se z upoštevanjem vseh obravnavanih mejnih stanj giblje med 0,29 in 0,31.

Pri stavbi N, zgrajeni iz zidovja nižje trdnosti, ki se je uporabljal v preteklosti, smo pričakovano določili nižje vrednosti pospeškov, ki povzročijo mejna stanja poškodb, kar nakazuje večjo ranljivost objektov, zgrajenih iz tradicionalnega zidovja. V kritični analizi je bila mediana spektralnih pospeškov, ki povzročijo mejno stanje prvih razpok že 0,42 g, mejni stanji

poškodovanosti DS2 in DS3 pa nastopita pri medianah spektralnih pospeškov 0,71 g in 0,79 g, kar pomeni 30-%, 50-% in 45-% znižanje v primerjavi s stavbo S iz boljšega materiala. Za mejna stanja DS1-DS3 disperzije po vrsti znašajo 0,31, 0,30 in 0,30. Pri obeh objektih in pri vseh mejnih stanjih poškodovanosti je bil raztros pospeškov zelo podoben, kar kaže na to, da je v največji meri odvisen od izbranih akceleroگرامov, s katerimi definiramo potresno obtežbo. Spektralni pospeški, ki privedejo do posameznih mejnih stanj, se zdijo na prvi pogled visoki, a je treba upoštevati, da bi ob predpostavki enake oblike spektra kot v Evrokodu 8 (SIST, 2005a) dobili 2,5-krat manjše mediane maksimalnih pospeškov tal pri porušitvi, to je 0,60 g in 0,32 g v primeru stavb V in N.

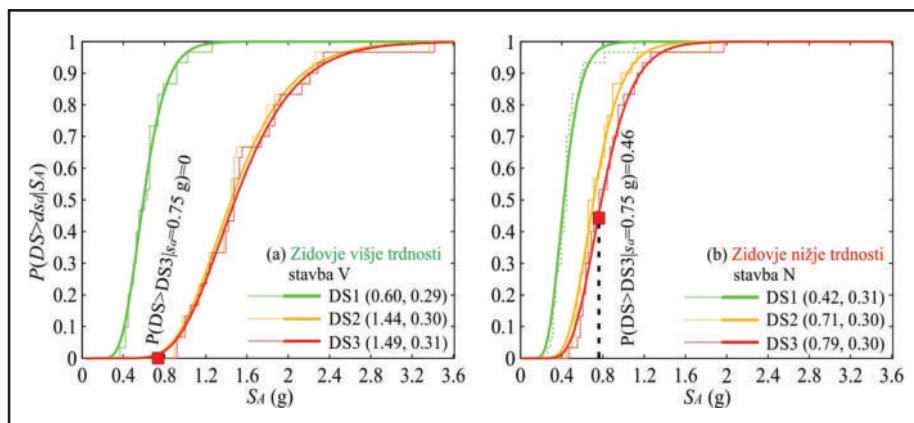
Na sliki 10 so prikazane krivulje ranljivosti, ki izražajo pogojno verjetnost prekoračitve izbranega mejnega stanja poškodovanosti. Z njih je mogoče oceniti verjetnost, da bo v konstrukciji ob potresu z določeno intenziteto, npr. $s_g = 0,75$ g, kar je spektralna vrednost pospeška v Ljubljani na tleh tipa B, nastalo določeno mejno stanje poškodovanosti oziroma se bo objekt porušil. Izkaže se, da je za stavbo V pogojna verjetnost, da bo pri takšnem potresu imela vsaj majhne poškodbe, okrog 80-% (slika 10a). Po drugi strani je pogojna verjetnost za nastanek velikih poškodb oziroma porušitve ob takšnem potresu za stavbo V izjemno majhna, saj v nobeni simulaciji ni prišlo do nastanka tega mejnega stanja poškodovanosti. To kaže na ustrezno obnašanje konstrukcije, ki je zgrajena iz zidovja višje trdnosti, saj obstaja določena verjetnost, da se pri projektne potresu poškoduje, verjetnost za porušitev

pa je zanemarljiva. Tega žal ne bi mogli reči za stavbo N iz zidovja nižje trdnosti, saj so pogojne verjetnosti za nastanek mejnih stanj DS1-DS3 pri potresu z intenziteto $s_d = 0,75$ g po vrsti 93 %, 57 % in 46 %.

Ti podatki kažejo na to, da je pogojna verjetnost nastanka poškodb v stavbah iz polne opeke pri potresu s projektno vrednostjo pospeška precej večja kot pri stavbah iz sodobne opeke. Obenem nakazujejo tudi na to, da je varnost takšne stavbe neustrezna, saj pri projektnem potresu obstaja precejšnja verjetnost, da se bo porušila, kar ni sprejemljivo. Vse krivulje ranljivosti imajo pri vseh mejnih stanjih poškodovanosti zelo podoben naklon, kar je posledica približno enakih disperzij spektralnih pospeškov.

Poleg pogojne verjetnosti prekoračitve mejnih stanj poškodovanosti DS1-DS3 pri določeni intenziteti smo za obravnavane konstrukcije določili tudi srednjo letno frekvenco oziroma verjetnost prekoračitve vsakega izmed mejnih stanj poškodovanosti v obdobju enega oziroma petdesetih let (enačbi 6 in 7). Rezultati so zbrani v preglednici 2. Izkaže se, da obstaja dokaj velika verjetnost za obe stavbi, da bosta v 50 letih doživeli vsaj majhne poškodbe (DS1), 18-% za stavbo V in 40-% za stavbo N. Obstaja tudi 0,9-% verjetnost porušitve v 50 letih za stavbo V oziroma 7,4-% za stavbo N (povečanje za faktor 8).

Fajfar in drugi (Fajfar, 2014) so v Sloveniji naredili anketo med strokovnjaki in nestrokovnjaki, v kateri se je izkazalo, da bi bila sprejemljiva letna verjetnost porušitve objekta $1.1 \cdot 10^{-5}$ oziroma 0,05 % v 50 letih. Po tem kriteriju je torej potresno tveganje obeh stavb, izraženo z verjetnostjo porušitve, preveliko. Kljub temu se je treba zavedati, da so analitične ocene potresnega tveganja zaradi uporabe spektra po Evrokodu 8 nekoliko na varni strani. Za umerjanje ameriškega standarda ASCE 7-05 je bila uporabljena precej višja sprejemljiva verjetnost porušitve ($2 \cdot 10^{-4}$ v enem letu oziroma 1 % v 50 letih) (Luco, 2007). Po tem kriteriju bi bila stavba V sprejemljiva, stavbo



Slika 10 • Empirične in analitične krivulje ranljivosti (a) za stavbo V in (b) za stavbo N, ki omogočajo določitev pogojne verjetnosti prekoračitve mejnih stanj DS1-DS3 pri potresu z določeno intenziteto.

		DS1	DS2	DS3
Stavba V – zidovje višje trdnosti	$P(DS > ds_d 1 \text{ leto})$ (%)	0,39	0,019	0,017
	$P(DS > ds_d 50 \text{ let})$ (%)	18	0,9	0,9
Stavba N – zidovje nižje trdnosti	$P(DS > ds_d 1 \text{ leto})$ (%)	1,0	0,22	0,17
	$P(DS > ds_d 50 \text{ let})$ (%)	40	10	7,4

Preglednica 2 • Verjetnost, da bo v stavbah V in N prišlo do prekoračitve mejnih stanj poškodovanosti DS1-DS3 v enem oziroma 50 letih

N pa bi bilo treba utrditi do te mere, da bi bila njena verjetnost porušitve sprejemljiva.

Pri določanju verjetnosti prekoračitve mejnih stanj poškodovanosti se je treba zavedati, da je dojemanje takšnih verjetnosti zelo subjektivno. Gre predvsem za vprašanje, kaj je za koga še sprejemljivo tveganje in kaj ne, določitev sprejemljivega tveganja pa predstavlja zelo kompleksen proces, ki je odvisen od mnogih dejavnikov. V splošnem je sprejemanje tveganja najbolj povezano s koristmi, ki jih imamo ob izpostavljenosti, in narašča z večanjem koristi. Ločiti je treba tudi med primeri, ko smo določeni nevarnosti izpostavljeni prostovoljno (npr. adrenalinski športi, kajenje) oziroma neprostovoljno, pri

čemur na dogodek ne moremo vplivati (npr. naravna nesreča). Pri prostovoljni je lahko sprejemljivo tveganje tudi do tisočkrat večje kot pri neprostovoljni izpostavljenosti (Coburn, 1994). Pri naravnih nesrečah, npr. pri potresu, je sprejemljivo tveganje odvisno tudi od časa, ki je že minil od preteklega rušilnega dogodka. Ljudje hitro pozabimo, kakšno rušilno moč lahko ima potres, ko pa se potres znova zgodi, se te nevarnosti spet zavemo in ponovno se pojavi potreba po utrjevanju starejših, ranljivih objektov. Sprejemljivo tveganje pa je ne nazadnje povezano tudi z razvitostjo družbe, saj se v manj razvitih civilizacijah morda niti ne zavedajo vseh nevarnosti oziroma jih dojemajo drugače.

blizu porušitve za 30 % oziroma 60 % višja kot v primeru konstrukcije, zgrajene iz zidovja nižje trdnosti. Pri obeh stavbah se je pojavil tipičen etažni porušni mehanizem. Mediana spektralnih pospeškov, ki so privedli do stanja blizu porušitve konstrukcije, in pripadajoča disperzija pospeškov sta bili 1,49 g in 0,31 za stavbo iz zidovja višje trdnosti oziroma

4 • SKLEP

V tem prispevku smo na kratko predstavili metodologijo za oceno potresnega tveganja, ki smo ga izrazili z verjetnostjo prekoračitve izbranega mejnega stanja poškodovanosti objekta. Potresno tveganje smo ocenili na primeru zidane stavbe,

ki je lahko zgrajena iz različnega zidovja. V primeru stavbe, zgrajene iz zidovja višje trdnosti, sta bila razmerje med nosilnostjo konstrukcije in njeno težo F_{max}/W ter deformacijska kapaciteta izražena s pomikom na vrhu konstrukcije pri mejnem stanju

0,79 g in 0,30 za stavbo iz zidovja nižje trdnosti. Za primer prve stavbe je bila zato verjetnost porušitve pri pogoju projektnega potresa zanemarljiva, za slednjo pa je ta verjetnost znašala kar 46 %. Opazna je tudi razlika v primeru verjetnosti porušitve, ki je bila v primeru stavbe iz zidovja višje trdnosti za kar osemkrat manjša. V prvem

primeru je znašala 0,9 % v 50 letih, v drugem pa 7,4 % v 50 letih. Obnašanje stavbe iz zidovja višje trdnosti je torej sprejemljivo, saj se pri projektnem potresu sicer poškoduje, vendar se ne poruši, obenem pa tudi s stališča potresnega tveganja, ki je manjše od sprejemljivega. Po drugi strani je potresno tveganje ge-

ometrijsko enake stavbe iz materiala, ki se je za gradnjo pogosto uporabljal v preteklosti, preveliko, njeno obnašanje med projektnim potresom pa se je izkazalo za neustrezno, saj je verjetnost za porušitev pri projektnem potresu prevelika.

5 • ZAHVALA

Prispevek je del raziskovalnega projekta Obnašanje večetažnih strižnih sten z odprtini pri potresni obtežbi (J2-6749), ki ga financira Javna agencija za raziskovalno dejavnost Republike Slovenije. Za podporo se avtorja iskreno zahvaljujeta.

6 • LITERATURA

- ATC, Applied Technology Council, FEMA P-58-1 – Seismic performance assessment of buildings: Volume 1 – Methodology. Redwood City, 2012.
- Baker, J. W., 2008, An introduction to probabilistic seismic hazard analysis (PSHA), http://www.stanford.edu/~bakerjw/publications.html#Other_publications_2008.
- Barrantes, J. M., Seismic risk assessment of unreinforced masonry buildings at a territorial scale, Doktorska disertacija, Firenze, Univerza v Firencah, 2012.
- Bosiljkov, V., Page, A. W., Bokan-Bosiljkov, V., Žarnić, R., Progress in structural engineering and material: Structural masonry – Evaluation of the seismic performance of brick masonry walls, *Structural Control and Health Monitoring* 17, 1:100-118, 2010.
- Bothara, J. K., Mander, J. B., Dhakal, R. P., Khare, R. K., Maniyar, M. M, Seismic performance and financial risk of masonry houses, *Journal of Earthquake Technology* 44, 4: 1–27, 2007.
- Borzi, B., Crowley, H., Pinho, R., Simplified pushover-based earthquake loss assessment (SP-BELA) method for masonry buildings, *International Journal of Architectural Heritage* 2, 4: 353–376, 2008.
- Coburn, A. W., Spence, R. J. S., Pomonis, A., Vulnerability and risk assessment, Cambridge, 1994.
- Cornell, C. A., Engineering seismic risk analysis, *Bulletin of the Seismological Society of America* 58, 5: 1583–1606, 1968.
- Dolšek, M., Analytic Fragility and Limit States (P(EDP|IM)) – Nonlinear Static Procedures, V: Beer, M. *Encyclopedia of Earthquake Engineering*. Springer, Berlin, 2016.
- Erbay, O. O., A methodology to assess seismic risk for populations of unreinforced masonry buildings, Illinois, Mid-America Earthquake center, Report 07-10, 2004.
- Fajfar, P., Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi, *Gradbeni Vestnik* 51, 11: 302–315, 2002.
- Fajfar, P., Polič, M., Klinc, R., Zaznavanje potresne ogroženosti pri strokovnjakih in nestrokovnjakih, *Gradbeni Vestnik* 63, 5: 111–118, 2014.
- Jayaram, N., Lin, T., Baker, J.W., A computationally efficient ground-motion selection algorithm for matching a target response spectrum mean and variance. *Earthquake Spectra* 27, 3:797-815, 2011.
- Lagamarsino, S., Penna, A., Galasco, A., Cattari, S., TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings. *Engineering Structures*, 56:1787-1799, 2013.
- Lapajne, J., Motnikar, B. Š., Zupančič, P., Potresna nevarnost Slovenije – projektni pospešek tal, MOP, Uprava Republike Slovenije za geofiziko, Ljubljana, http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni_pospesek_tal.html, 2001a.
- Lapajne, J., Motnikar, B. Š., Zupančič, P., Potresna nevarnost Slovenije – pospešek tal za 10.000 let, MOP, Uprava Republike Slovenije za geofiziko, Ljubljana, http://www.arso.gov.si/potresi/podatki/pospesek_10000.html, 2001b.
- Lapajne, J., Škef Motnikar, B., Zupančič, P., Nova karta potresne nevarnosti – projektni pospešek tal namesto intenzitete, *Gradbeni vestnik*, 50: 140–149, 2001c.

- Luco, N., Ellingwood, B. R., Hamburger, R. O., Hooper, J. D., Kimball, J. K., Kircher, C. A., Risk-targeted versus current seismic design maps for the conterminous United States, Structural Engineers Association of California convention, Squaw Creek, California, 2007.
- Lutman, M., Kreslin, M., Banovec, P., Cerk M., POTROG 2 – nadgradnja sistema za določanje potresne ogroženosti in odzivnosti za potrebe zaščite in reševanja v Sloveniji, raziskovalni projekt, zaključno poročilo, Zavod za gradbeništvo Slovenije, Ljubljana, http://www.sos112.si/slo/tdocs/naloga_102.pdf, 2016.
- National Institute of Building Sciences (NIBS), Multihazard loss estimation methodology – earthquake model (HAZUS 09 technical manual), Washington, 2009.
- Oropeza, M., Michel, C. Lestuzzi, P., Fragility functions for seismic risk in regions with moderate seismicity, V: Proceedings of the 9th US National and Canadian Conference on Earthquake Engineering, Toronto, Kanada, 25–29, July 2010.
- PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center), PEER Strong Motion Database. Berkley, University of California, <http://peer.berkeley.edu/smcat/>, 2017a.
- PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center), Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees) – OpenSees command language manual. Berkley, Pacific Earthquake Engineering Research Center, <http://opensees.berkeley.edu>, 2017b.
- Rota, M., Penna, A., Magenes, G., A methodology for deriving analytical fragility curves for masonry buildings based on stochastic nonlinear analyses. *Engineering structures* 32, 5:1312–1323, 2010.
- SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1 – Vplivi na konstrukcije, 1-1. del: splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb, Bruselj, Evropski komite za standardizacijo, 2004.
- SIST EN 1998-1:2005a. Evrokod 8 – Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij, 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe, Bruselj, Evropski komite za standardizacijo, 2005.
- SIST EN 1998-3: 2005b, Evrokod 8 – Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij, 3. del: Ocena in prenova stavb, Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo, 2005.
- Snoj, J., Ocena potresnega tveganja zidanih stavb, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Ljubljana, 2014.
- Tomažević, M., Damage as a measure for earthquake resistant design of masonry structures: Slovenian experience. *Canadian Journal of Civil Engineering* 34, 11:1403–1412, 2007.
- Tomažević, M., Potresno odporne zidane stavbe. Ljubljana, Tehnis revije, 2009.
- Vamvatsikos, D., Cornell, C. A., Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31, 3:491–514, 2002.
- Turk, G., Verjetnostni račun in statistika, Ljubljana, Slovenija, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, 2012.