

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

jure.snoj@elea.si

Elea iC, d. o. o.,

Dunajska cesta 21, 1000 Ljubljana



dr. Aleš Jamšek, univ. dipl. inž. grad.

aless.jamsek@gmail.com

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo,

Jamova 2, 1000 Ljubljana



doc. dr. Anže Babič, univ. dipl. inž. grad.

anze.babic@fgg.uni-lj.si

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo,

Jamova 2, 1000 Ljubljana



doc. dr. Jure Žižmond, univ. dipl. inž. grad.

jure.zizmond@spektral.si

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo,

Jamova 2, 1000 Ljubljana



dr. Jaka Zevnik, univ. dipl. inž. grad.

jaka.zevnik@elea.si

Elea iC, d. o. o.,

Dunajska cesta 21, 1000 Ljubljana



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

matjaz.dolsek@fgg.uni-lj.si

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo,

Jamova 2, 1000 Ljubljana



Znanstveni članek

UDK/UDC: 624.042.7:69.04-022.345.4

VPLIV REKONSTRUKCIJE OBSTOJEČE ZIDANE STAVBE NA POTRESNO TVEGANJE

THE EFFECT OF SEISMIC RETROFITTING OF AN EXISTING MASONRY BUILDING ON SEISMIC RISK

Povzetek

V prispevku demonstriramo metodologijo za kvantifikacijo potresnega tveganja v smislu verjetnosti porušitve in pričakovanih ekonomskih izgub na primeru obstoječe zidane stavbe, ki je bila deležna potresne utrditve in rekonstrukcije. Najprej je predstavljena metodologija za oceno potresnega tveganja, ki se izraža na časovno enoto in ne na potresni scenarij, kot je to običajno v inženirski praksi. Sledi uporaba metodologije na primeru obstoječe in potresno utrjene zidane stavbe. Opisani so tudi ukrepi, s katerimi je bila obstoječa zidana stavba utrjena in rekonstruirana. Primerjava rezultatov pokaže, da so se nosilnost rekonstruiranega objekta in pospeški za izbrana mejna stanja poškodovanosti objekta povečali za približno 100 %, kar se odraža v približno 4-krat zmanjšani verjetnosti prekoračitve mejnih stanj. Pričakovana letna izguba obstoječe stavbe znaša 1460 € oziroma 340 €/100m², za rekonstrukcijo pa 360 € oziroma 60 €/100m². Pokazano je tudi, da nekonstrukcijske komponente k izgubam prispevajo več kot 70 %.

Ključne besede: zidana stavba, rekonstrukcija, potresno tveganje, verjetnost porušitve, pričakovana letna izguba, potisna analiza, inkrementalna dinamična analiza

Summary

This article presents the methodology for seismic risk assessment in terms of probability of collapse and economic losses for the case of an existing masonry building, which was seismically strengthened and retrofitted. Firstly, the methodology for time-based seismic risk assessment is briefly described. Then follows the application of the methodology on the existing and retrofitted building. The comparison of the results indicates that the resistance and the spectral accelerations causing multiple damage states increase by 100 % in the case of the retrofitted building. Additionally, its seismic risk is decreased by a factor of 4 in terms of probability of exceeding damage states. The expected annual loss for the existing building is 1460 € (340 €/100 m² of gross floor area) and for the retrofitted building 360 € (60 €/100 m²). It is also shown that non-structural elements account for more than 70 % of the total loss.

Key words: masonry building, retrofitting, seismic risk, probability of collapse, expected annual loss, pushover analysis, incremental dynamic analysis

1 UVOD

Gradbeni objekti morajo biti projektirani in izvedeni tako, da prenesejo vse projektne obremenitve, ki so posledica različnih zunanjih vplivov. V projektiranju konstrukcij velja, da je stavba potresno odporna, če računsko dokažemo, da je projektna kapaciteta konstrukcijskih elementov večja od obremenitve pri potresni obtežni kombinaciji. Ne glede na to, da so standardi za potresno odporno projektiranje objektov že precej izpopolnjeni, se je treba zavedati, da takšen izračun ne odraža dejanskih lastnosti stavbe in obtežbe, saj v računu ne ocenimo najbolj verjetne vrednosti nosilnosti (npr. uporaba projektnih vrednosti materialnih karakteristik) niti potresne obremenitve (npr. posledica uporabe faktorja obnašanja in razlik med projektnim spektrom ter spektrom pri dejanskem potresu). Posledično so cilji pri projektiranju doseženi z določeno stopnjo zanesljivosti. Ker dejanska zanesljivost konstrukcije ni ocenjena eksplicitno, se lahko zgodi, da je določena konstrukcija zaradi preveč konservativnih predpostavk predimenzionirana, po drugi strani pa je možno tudi, da tako projektirana konstrukcija ne izkazuje dovolj šne varnosti.

Hiter razvoj v potresnem inženirstvu in računalništvu je omogočil uporabo nelinearnih metod potresne analize, s katerimi lahko ovrednotimo potresno tveganje konstrukcij, pri čemer v verjetnostni analizi eksplicitno zajamemo različne negotovosti ter kvantificiramo varnost konstrukcije v smislu različnih mer za vrednotenje potresnega tveganja, tudi v smislu časovno opredeljenih mer potresnega tveganja, kot sta, na primer, verjetnost porušitve objekta za izbrano časovno obdobje in pričakovana letna izguba v EUR. To omogoča pregledno in objektivno informiranje investitorjev ter lastnikov o potresnem tveganju. Zaradi kompleksnosti metodologije je bilo v preteklosti narejenih relativno malo študij potresnega tveganja zidanih stavb, še posebno v smislu ekonomskih izgub, čeprav predstavljajo večino stavbnega fonda praktično povsod po svetu.

Nedavno je bila predlagana metoda za oceno potresnega tveganja zidanih stavb na osnovi potresne analize objekta in nelinearne dinamične analize ekvivalentnega modela z eno prostostno stopnjo (SDOF) [Snoj in Dolšek, 2020]. V tem prispevku metodologijo najprej na kratko opišemo, nato pa njeno uporabo prikažemo na primeru obstoječe zidane stavbe (model A) in njene rekonstrukcije (model B). Potresno tveganje izrazimo z verjetnostjo prekoračitve izbranih mejnih stanj poškodovanosti, z verjetnostjo prekoračitve mejnih stanj poškodovanosti pri pojavu projektnega potresa ter s pričakovano letno ekonomsko izgubo zaradi delovanja potresov.

2 METODOLOGIJA ZA OCENO POTRESNEGA TVEGANJA

V nadaljevanju najprej prikažemo mere, s katerimi lahko kvantificiramo potresno tveganje, zatem pa na kratko predstavimo pet korakov metodologije za ovrednotenje potresnega tveganja: (1) zbiranje podatkov o konstrukciji, (2) analiza potresne nevarnosti, (3) analiza obnašanja konstrukcije, (4) analiza poškodovanosti in (5) analiza izgub. Natančneje je metodologija opisana v literaturi ([Snoj in Dolšek, 2020], [Snoj, 2014], [ATC, 2012]).

2.1 Mere potresnega tveganja

V splošnem se potresno tveganje določa za izbrano časovno obdobje (npr. za 1 leto ali pričakovano življenjsko dobo stavb 50 let), pri čemer se ga lahko izrazi z zelo različnimi merami (pričakovano število smrtnih žrtev oziroma poškodovancev, pričakovane ekonomske izgube, čas prekinitev v poslovanju ...). Potresno tveganje je mogoče izraziti tudi z verjetnostjo (na primer verjetnost prekoračitve izbrane stopnje poškodovanosti, verjetnost prekoračitve izgub itd.), ki je določena za izbrano časovno obdobje. Če je mera za potresno tveganje izražena za časovno obdobje, potem se pri določitvi te mere upoštevajo vsi možni vplivi potresov na izbrani lokaciji. Poleg časovno opredeljenih mer potresnega tveganja se uporabljajo tudi mere potresnega tveganja pri pogoju potresnega scenarija ali pri pogoju izbrane vrednosti mere za intenziteto gibanja tal (na primer pri projektnem pospešku tal). Primer takšne mere je verjetnost prekoračitve izbranega mejnega stanja poškodovanosti ali izgub zaradi potresa z določeno intenziteto gibanja tal. Nekatere od naštetih mer za potresno tveganje uporabljamo v nadaljevanju tako za primer obstoječe zidane stavbe kot tudi za primer njene rekonstrukcije.

2.2 Podatki o konstrukciji

Potrebni podatki o konstrukciji so: lokacija, kjer se stavba nahaja, vključno s tipom tal, število nadstropij in njihove višine, geometrijske in materialne karakteristike nosilnih elementov konstrukcije, bruto etažna površina stavbe in cena nadomestitve objekta, vključno s ceno odstranitve stare stavbe. Poleg nosilnih elementov je treba identificirati tudi nekonstrukcijske komponente stavbe, ki se lahko poškodujejo in pomembno prispevajo k izgubam. Vse komponente se kategorizirajo v ranljivostne skupine (*angl. fragility groups*), dodatno pa se razdelijo še v skupine komponent (*angl. performance groups*). Vse komponente znotraj posamezne ranljivostne skupine (npr. stene, okna, predelne stene) imajo podobne lastnosti, poleg tega pa so izdelane in vgrajene na podoben način ter imajo tudi podobne potencialne mehanizme poškodovanosti (lokalna mejna stanja poškodovanosti). Vsaka ranljivostna skupina je logično razdeljena v podskupine na osnovi parametra potresnih zahtev (*angl. engineering demand parameter EDP*), ki določa njihovo poškodovanost. Običajno se skupine komponent med seboj ločijo glede na nadstropje, v katerem se nahajajo, in smer, v kateri prevzamejo obtežbo.

Pomemben vhodni podatek za oceno potresnega tveganja predstavljajo tudi funkcije ranljivosti in funkcije izgub. V okviru predstavljene metodologije funkcije ranljivosti izražajo verjetnost, da bo v komponenti doseženo oz. preseženo izbrano mejno stanje poškodovanosti pri pogoju vrednosti parametra potresnih zahtev. Običajno predpostavimo, da so funkcije ranljivosti definirane s kumulativno porazdelitveno funkcijo log-normalno porazdeljene spremenljivke. Posledično so krivulje ranljivosti določene z mediano *EDP*, ki povzroči izbrano mejno stanje, in pripadajočim koeficientom variacije.

Funkcije izgub predstavljajo povezavo med poškodovanostjo komponent in pričakovano izgubo oziroma stroškom sanacije poškodovane komponente. Pri vsaki komponenti za vsako mejno stanje poškodovanosti določimo predvidene stroške sanacije oziroma popravil, pri čemer mora imeti komponenta po popravilu enake lastnosti kot pred nastankom poškodb.

2.3 Analiza potresne nevarnosti

Potresna nevarnost je odvisna od seizmoloških značilnosti lokacije na širšem območju stavbe in od lokalnih lastnosti tal. Pomembna je sestava tal na lokaciji terena, topografske značilnosti terena v okolici stavbe ter potek prelomov in drugih potencialnih virov nastanka potresa. Analiza potresne nevarnosti je negotova, saj večine dejavnikov, ki vplivajo na potresno nevarnost, ne znamo natančno opisati s fizikalnimi modeli. Zato potresno nevarnost določamo z verjetnostnimi metodami, pri čemer pogostost potresov in modeli pojemanja pospeška temeljijo na statistično določenih modelih, ki so zaradi kratkega časa opazovanja potresov še vedno negotovi. Verjetnostna analiza potresne nevarnosti (na primer [Cornell, 1968], [Baker, 2008]) v potresnem inženirstvu obsega določitev krivulje potresne nevarnosti, vpliva pa tudi na izbiro akcelorogramov. Krivulja potresne nevarnosti določa verjetnost za prekoračitev mere za intenziteto gibanja tal (npr. maksimalni pospešek tal) za izbrano obdobje.

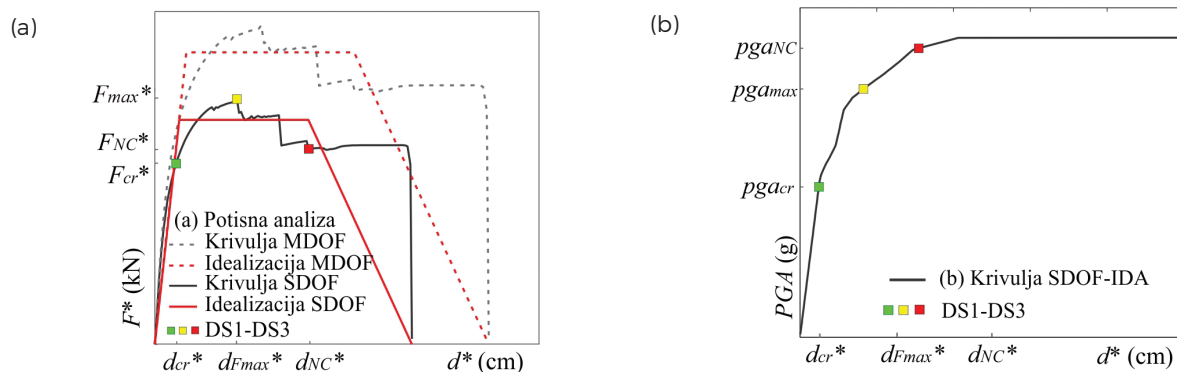
2.4 Analiza obnašanja konstrukcije

Glavni cilj analize obnašanja konstrukcije je določitev potresnih zahtev za komponente nosilne konstrukcije stavbe v odvisnosti od intenzitete potresne obtežbe. S pojmom »zahteva« imamo v mislih katerokoli količino, s katero kvantificiramo obremenitev konstrukcijskih ali nekonstrukcijskih elementov stavbe pri potresni obtežbi (notranje sile, deformacije, pomiki, zasuki, pospeški). Običajno se uporabljajo takšne fizikalne količine, ki jih je mogoče enostavno povezati s poškodovanostjo: maksimalni etažni zasuk IDR (angl. *interstorey drift ratio*), zasuk elementov δ ter maksimalni etažni pospešek PFA (angl. *peak floor acceleration*). Ker je v oceni potresnega tveganja predvidena tudi ocena ekonomskih izgub, je smiselno, da je analiza obnašanja konstrukcije čim bolj enostavna in računsko

Analizo obnašanja konstrukcije smo razdelili v 6 korakov: (I) priprava nelinearnega modela konstrukcije, (II) izvedba potisne analize, (III) idealizacija potisne krivulje in pretvorba rezultatov na modelu z več prostostnimi stopnjami (*angl. MDOF model*) na model z eno prostostno stopnjo, (IV) inkrementalna dinamična analiza na modelu $SDOF$ z upoštevanjem slučajnosti potresne obtežbe (različni akcelorogrami), (V) pretvorba potresnih zahtev modela $SDOF$ na model $MDOF$ in (VI) določitev parametrov potresnih zahtev za konstrukcijske in nekonstrukcijske komponente pri različnih intenzitetah gibanja tal.

Prvi korak predstavlja priprava nelinearnega modela konstrukcije, ki je za obravnavano stavbo podrobneje opisan v poglavju 3.2, in izvedba potisne analize. Rezultat potisne analize je odnos med celotno prečno silo ob vpetju konstrukcije F in kontrolnim pomikom na vrhu d , kar imenujemo potisna krivulja. Na potisni krivulji je mogoče definirati karakteristična mejna stanja poškodovanosti konstrukcije. Skladno z definicijami poškodovanosti iz literature ([Tomažević, 2007], [Bosiljkov in sodelavci, 2010]), ki temeljijo na eksperimentalnih raziskavah na pomanjšanih modelih zidanih stavb, smo definirali tri globalna mejna stanja poškodovanosti konstrukcije (slika 1a)): mejno stanje prvih razpok pri 70-% nosilnosti ($DS1: d_{cr}, F_{cr}$), mejno stanje nosilnosti ($DS2: d_{Fmax}, F_{max}$) ter mejno stanje blizu porušitve ($DS3: d_{NC}, F_{NC}$). Slednje mejno stanje se pojavi, ko se nosilnost v post kritičnem območju zmanjša na 80% nosilnosti. Mejna stanja $DS1$ - $DS3$ sovpadajo z majhnimi, srednjimi in velikimi poškodbami v konstrukciji.

Potisna krivulja je lastnost konstrukcije in jo lahko razumemo kot kapaciteto. Po standardu Evrokod 8-1 [SIST, 2005] je treba izvesti potisno analizo v smereh +X, -X, +Y, -Y ter z dvema različnima razporeditvama horizontalnih sil po višini, enakomerno (U) in modalno (M), dodatno pa je treba upoštevati še



Sliki 1. (a) Shematični prikaz potisne krivulje in njene idealizacije za model $MDOF$ in $SDOF$ ter (b) shematični prikaz odziva modela $SDOF$ v smislu krivulje IDA ($SDOF-IDA$) z označenimi mejnimi stanji poškodovanosti.

ne preveč zahtevna. Posledično je bila izbrana kombinacija potisne analize konstrukcije [Fajfar, 2002] in inkrementalne dinamične analize [Vamvatsikos in Cornell, 2002] na modelu $SDOF$, kot je bilo predhodno uporabljeno [Dolšek, 2012]. Na ta način se lahko variabilnost potresne obtežbe upošteva neposredno. Zaradi relativne enostavnosti potresne analize pa je možno oceno pričakovanih izgub izračunati za vsak upoštevan akcelorogram. Pri modeliranju nismo upoštevali modelnih negotovosti (npr. materialne karakteristike).

slučajno ekscentričnost (+ecc, 0, -ecc). Tako moramo preveriti 24 kombinacij navedenih parametrov potisne analize. Na sliki 1(a) sta prikazani idealizirani potisni krivulji za model $MDOF$ in model $SDOF$, na katerem smo določili potresne zahteve. Pretvorbo potisnih krivulj smo naredili po klasičnem postopku [Fajfar, 2002], pri čemer smo upoštevali postopek idealizacije potisne krivulje, ki se običajno uporablja pri zidanih stavbah [Tomažević, 2009], vendar smo upoštevali linearen padec nosilnosti.

V koraku 4 smo potresne zahteve na modelu SDOF določili z inkrementalno dinamično analizo. Sestavljena je iz nelinearnih dinamičnih analiz, s katerimi izračunamo odziv konstrukcije pri različnih nivojih intenzitete obtežbe. Različne intenzitete obtežbe smo upoštevali s skaliranjem izbranih akcelero-gramov. Pri vsaki intenziteti smo zabeležili odziv konstrukcije ter tako dobili krivulje SDOF-IDA (slika 1(b)), s katerimi prika-žemo odnos med mero za intenziteto S_a in globalnim para-metrom potresnih zahtev, za katerega smo izbrali pomik na vrhu SDOF modela d^* . Vse nelinearne dinamične analize smo izvedli s programom OpenSees [PEER, 2017]. Krivulje SDOF-IDA (slika 1(b)) so linearne vse do točke tečenja modela SDOF, kjer se začne nelinearno območje, ki poteka vse do točke, ko nasto-pi dinamična nestabilnost modela in postane krivulja SDOF-IDA praktično vodoravna. V območju mejnega stanja blizu poruši-tve (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 SDOF-IDA postopen in se kaže v postopnem zmanjševanju naklona kri-vulje SDOF-IDA. Intenzitete potresa, ki povzročajo mejna sta-nja poškodovanosti DS1-DS3 (slika 1(b)), so v krivuljah SDOF-IDA določene na podlagi pomikov, ki ustrezajo mejnim stanjem poškodovanosti iz potisnih krivulj.

Pomik SDOF se nato pretvori na pomik MD0F [Fajfar, 2002]. S postprocesiranjem rezultatov potisne analize modela MD0F lahko določimo nekatere parametre potresnih zahtev za kon-strukcijske in nekonstrukcijske elemente (medetažni zasuk IDR in zasuk posameznih konstrukcijskih elementov δ). Maksimal-nega etažnega pospeška PFA (angl. *peak floor acceleration*), ki predstavlja izbrani parameter potresnih zahtev za nekatere nekonstrukcijske komponente, ni možno oceniti neposredno iz potisne analize. Zato smo uporabili poenostavljen postopek iz FEMA P-58-1 [ATC, 2012]. Pri tem je treba pospešek tal pom-nožiti s faktorjem, v katerem so upoštevani nihajni čas kon-strukcije, nosilnost konstrukcije, tip in višina stavbe ter število nadstropij.

Potisne krivulje, SDOF-IDA-krivulje in intenzitete, ki povzročijo mejno stanje v konstrukciji, so globalni rezultati analize obna-šanja konstrukcije. Rezultati na nivoju komponent, ki predsta-vljajo vhodne podatke za analizo izgub, predstavimo z inženirskimi parametri potresnih zahtev (EDP , angl. *engineering demand parameters*), kot so medetažni zasuki, pripadajoči maksimalni etažni pospeški ter zasuki elementov, ki jih spremljamo za vsako kombinacijo parametrov potisne analize in za vsako intenziteto vsakega akceleroograma.

2.5 Analiza poškodovanosti konstrukcije

Analizo poškodovanosti naredimo na nivoju konstrukcije, pri čemer ocenjujemo poškodovanost konstrukcije kot celote in na nivoju komponent. Poškodovanost posameznih konstrukcijskih in nekonstrukcijskih komponent ovrednotimo z dis-kretnimi stanji poškodovanosti (DS , angl. *damage states*), ki so določene z mejnimi vrednostmi parametrov potresnih zah-tev. Cilj analize poškodovanosti je vzpostavitev povezave med poškodovanostjo in odzivom celotne stavbe in posameznih komponent v povezavi z mero za intenziteto potresa (IM).

Prvi korak v analizi poškodovanosti na nivoju komponent pred-stavlja definicija mejnih stanj in pridobivanje funkcij ranljivosti

posameznih komponent. Pripadajoči parametri potresnih zahtev EDP za vsako ranljivostno skupino in skupino kompo-nent sledijo iz analize obnašanja konstrukcije, in sicer za vsako kombinacijo parametrov potisne analize p , za vsak akcelero-gram a in za vsak nivo intenzitete im . Zaradi enostavnosti v enačbah izpuščamo navedene indekse in uporabljamo samo vrednost edp . Na podlagi znane vrednosti edp lahko iz funkcij ranljivosti določimo verjetnost, da bo poškodovanost v kompo-nenti presegla poškodovanost za d -to mejno stanje. Verjetnost, da bo poškodovanost komponente sovpadala z d -tim mejnim stanjem $P(DS = ds_d | EDP = edp)$ pri vrednosti parametra edp , lahko določimo kot razliko med verjetnostjo prekoračitve mej-nih stanj ds_{d+1} in ds_d po enačbi:

$$P(DS = ds_d | EDP = edp) = \begin{cases} 1 - P(DS \geq ds_{d+1} | EDP = edp) & d = 0 \\ P(DS \geq ds_d | EDP = edp) - P(DS \geq ds_{d+1} | EDP = edp) & 1 \leq d < m \\ P(DS \geq ds_d | EDP = edp) & d = m \end{cases} \quad (1)$$

Indeks $d = 0$ predstavlja začetno stanje komponente brez po-škodb, $P(DS \geq ds_d | EDP = edp)$ je funkcija ranljivosti za d -to mejno stanje poškodovanosti, m pa je število vseh mejnih stanj poško-dovanosti za komponento.

Na nivoju konstrukcije ocenjujemo verjetnost, $P(DS > ds_g | IM = im)$, da poškodovanost konstrukcije preseže izbrano globalno mej-no stanje poškodovanosti konstrukcije ds_g pri določeni vred-nosti mere za intenziteto gibanja tal. Mejna stanja poškodova-nosti konstrukcije smo definirali v poglavju 2.4. Verjetno pa je najbolj zanimiva informacija o mejnem stanju blizu porušitve oziroma ko se stavba poruši, saj to v realnosti lahko pomeni človeške žrtve. V tem prispevku smo predpostavili, da se kon-strukcija poruši, ko v krivuljah SDOF-IDA že zelo majhno pove-čanje intenzitete potresa povzroči veliko povečanje pomikov na vrhu konstrukcije. Iz krivulj SDOF-IDA lahko tako določimo jakost mere za intenziteto gibanja tal, ko se pojavi porušitev konstrukcije. Na osnovi tako določenega vzorca intenzitet gi-banja tal pa lahko izračunamo parametre krivulje ranljivosti za izbrano mejno stanje poškodovanosti konstrukcije, ki predsta-vlja delež akceleroگرامov, ki pri določeni intenziteti povzroči-jo izbrano mejno stanje.

Ne glede na to, ali upoštevamo mejna stanja na nivoju kon-strukcije ali komponent, verjetnost prekoračitve mejnega sta-nja izračunamo z naslednjim integralom:

$$\lambda_{DS} = \int_{vsi \ im} P(DS > ds_g) \left| \frac{d\lambda_{IM}(im)}{dIM} \right| dIM, \quad (2)$$

kjer je $d\lambda_{IM}(im)/dIM$ odvod krivulje potresne nevarnosti, $P(DS > ds_g)$ pa skrajšana oblika zapisa krivulje ranljivosti. V inte-gralu zajamemo vse vrednosti mere za intenziteto gibanja tal, ki se lahko na določenem območju pojavijo oziroma za katere obstaja verjetnost, da povzročijo prekoračitev obravnavanega mejnega stanja.

2.6 Analiza izgub

Analiza izgub je zadnji korak v metodologiji za oceno potres-nega tveganja. Omogoča oceno pričakovane izgube za vsa-ko intenziteto gibanja tal in za vsako simulacijo, definirano s parametri potisne analize in akceleroگرامom. V analizi smo

upoštevali inkrement intenzitete 0,01 g, tako da je bilo število intenzitet v vsaki simulaciji odvisno od spektralnega pospeška, ki je privedel do porušitve konstrukcije.

Ocena izgub se začne na nivoju komponent, za katere najprej določimo vrednosti izgub ob predpostavki, da ne pride do takšnih poškodb konstrukcije, ki bi privedle do njene porušitve in posledično do nadomestne gradnje (*angl. non-collapse case - NC*). Pri analizi obnašanja konstrukcije je treba pri vsaki stopnji intenzitete im določiti vrednost parametra potresnih zahtev konstrukcije edp , s katerim opišemo odziv komponente j , za katero potem na podlagi funkcij ranljivosti in izgub določimo pričakovano izgubo $E(L_j | EDP = edp)$.

$$E(L_j | EDP = edp) = \sum_{vsi ds} E(L_j | DS = ds_d) \cdot P(DS = ds_d | EDP = edp) \quad (3)$$

$E(L_j | DS = ds_d)$ v enačbi 3 je pričakovana izguba oziroma strošek sanacije komponente j pri izbranem mejnem stanju poškodovanosti ds_d , ki sledi iz funkcij izgub, $P(DS = ds_d | EDP = edp)$ pa je verjetnost nastopa mejnega stanja poškodovanosti ds ob predpostavki, da parameter potresnih zahtev zavzame vrednost edp . $E(L_j | EDP = edp)$ pravzaprav predstavlja z verjetnostjo uteženo vsoto pričakovanih izgub pri vseh možnih mejnih stanjih poškodovanosti, ki se lahko pojavijo v komponenti pri vrednosti parametra potresnih zahtev edp , ki v našem primeru sledi direktno iz analize obnašanja konstrukcije.

Pričakovana izguba v komponenti j pri določeni stopnji poškodovanosti $E(L_j | DS = ds_d)$ je lahko določena različno, običajno pa je določena kot produkt količine enot q , cene nadomestitve enote komponente z enakovredno novo komponento a_{nov} , ter deleža cene popravila poškodb komponente v mejnem stanju ds_d v primerjavi s ceno enakovredne nove komponente $E'(L_j | DS = ds_d)$.

$$E(L_j | DS = ds_d) = a_{nov} \cdot E'(L_j | DS = ds_d) \cdot q \quad (4)$$

Pričakovano izgubo moramo ovrednotiti za vse komponente, pričakovano izgubo na nivoju konstrukcije pa dobimo tako, da seštejemo izgube po vseh komponentah. Tako določena pričakovana izguba na nivoju konstrukcije $L_{T,NC}$ (*angl. total loss*) se nanaša le na izgubo v primeru neporušitve stavbe (*angl. non-collapse*).

Naj poudarimo, da se pri vsaki simulaciji zaradi upoštevanja različnih kombinacij parametrov potresne analize p izračuna 24 vrednosti izgub L_T na nivoju konstrukcije. Kot merodajno smo upoštevali maksimalno izmed njih. Poleg tega se je treba zavedati, da so parametri potresnih zahtev edp pri vsaki simulaciji, ki je definirana z akcelorogramom in intenziteto gibanja tal, enolično določeni, zaradi česar lahko celotno izgubo na nivoju konstrukcije določimo tudi kot funkcijo im :

$$E(L_{T,NC} | IM = im) = \max \left| \sum_j E(L_j | IM = im) \right| \approx \max \left| \sum_j E(L_j | EDP = edp(im)) \right|, \quad (5)$$

kjer je $E(L_{T,NC} | IM = im)$ pričakovana vrednost celotne izgube konstrukcije pri pogoju neporušitve in pri pogoju, da intenziteta gibanja tal zavzame vrednost im .

Za določitev pričakovane celotne izgube pri izbrani intenziteti im je treba dodati še pričakovane izgube ob pogoju, da se zgodi porušitev (*angl. collapse*). Pri tem smo ceno nadomestne

novogradnje določili na podlagi cen iz primerov na gradbenem portalu [PEG, 2021], kjer je mogoče dostopati do ocen investicij v gradbeništvu. Privzeli smo, da je cena izgradnje nove stavbe tipa podeželskega hotela $c_{novogradnje} = 1590 \text{ €/m}^2$ neto tlorisne površine NTP . V primeru porušitve konstrukcije je pred postavitvijo novogradnje treba do konca počistiti ostanke konstrukcije in jih odpeljati na deponijo. Ocenili smo, da znašajo stroški rušitvenih del in vse potrebne dokumentacije za novogradnjo 10% cene novogradnje L_{nov} . Zaradi teh predpostavk lahko celotno izgubo pri pogoju $IM=im$ izračunamo sledeče:

$$E(L_T | IM = im) = E(L_{T,NC} | IM = im) \cdot P(NC | IM = im) + \quad (6)$$

$$E(L_{T,C}) \cdot P(C | IM = im),$$

$$E(L_{T,C}) = 1.1 \cdot L_{nov} = 1.1 \cdot BTP \cdot c_{novogradnje},$$

kjer je $E(L_{T,C} | IM=im)$ celotna pričakovana izguba pri neki intenziteti gibanja tal im , $P(NC | IM = im)$ in $P(C | IM = im)$ pa sta verjetnosti neporušitve in porušitve konstrukcije pri intenziteti im . $P(NC | IM = im)$ se izračuna ob upoštevanju, da sta neporušitev in porušitev objekta komplementarna dogodka. Pri vsaki simulaciji obnašanja konstrukcije pri potresni obtežbi je verjetnost porušitve $P(C | IM)$ bodisi enaka 0, če je intenziteta im manjša od kapacitete konstrukcije im_c , bodisi enaka 1, če je trenutna obravnavana intenziteta im večja od kapacitete konstrukcije.

Z zgornjimi enačbami torej dobimo pričakovano izgubo pri določeni intenziteti im v vsaki izmed simulacij. Vrednosti $E(L_T | IM=im)$ je toliko, kolikor je akcelorogramov in kolikor je bilo upoštevanih intenzitet im , rezultate pa je možno uporabiti za določitev še bolj agregiranih mer za oceno potresnega tveganja. Na primer, določimo lahko verjetnost prekoračitve določene vrednosti izgub I_t pri pogoju $IM = im$ ($P(L_T > I_t | IM = im)$) ali pričakovane izgube ob predpostavki, da bo na konstrukcijo deloval projektni potres. Ob upoštevanju potresne nevarnosti (srednje letne frekvence prekoračitve določene vrednosti mere za intenziteto gibanja tal im) pa je mogoče določiti časovno opredeljene mere potresnega tveganja, kot je, na primer, pričakovana letna izguba na nivoju objekta (*angl. expected annual loss - EAL*):

$$EAL = \int_{vsi im} E(L_T | IM = im) \left| \frac{d\lambda_{IM}(im)}{dIM} \right| dIM, \quad (7)$$

kjer $|d\lambda_{IM}(im)/dIM|$ predstavlja absolutno vrednost odvoda funkcije potresne nevarnosti, ki je sicer negativen. Pričakovana letna izguba je zelo pomembna mera potresnega tveganja za investitorje, saj v eni številki združuje informacije o odzivu konstrukcije pri širokem razponu intenzitet gibanja tal ter potresni nevarnosti na območju objekta. Na osnovi te mere za izgubo lahko investitor pretehta smiselnost plačevanja letne premije zavarovanja za nepremičnino. Po drugi strani lahko omenjeno mero za izgubo uporabijo tudi zavarovalnice in tako določijo takšno letno premijo, ki jim zagotavlja njihovo varnost in seveda ustrezen dobiček.

Zadnja mera za oceno potresnega tveganja, ki jo obravnavamo v tem prispevku, pa je srednja letna frekvenca prekoračitve dane vrednosti izgube zaradi delovanja potresov $\lambda(L_T > I_t)$, kar poenostavljeno imenujemo krivulja izgub (*angl. loss curve*). Izračuna se jo po naslednjem izrazu:

$$\lambda(L_T > I_t) = \int_{vsi im} P(L_T > I_t | IM = im) \left| \frac{d\lambda_{IM}(im)}{dIM} \right| dIM. \quad (8)$$

Če je vrednost $\lambda(L_T > I_t)$ nizka, potem jo lahko enačimo kar z verjetnostjo prekoračitve določene vrednosti izgub $P(L_T > I_t)$.

3 PRIMER: PRIMERJAVA POTRESNEGA TVEGANJA OBSTOJEČE DVOETAŽNE ZIDANE STAVBE IN NJENE REKONSTRUKCIJE

3.1 Opis obstoječe stavbe in njene rekonstrukcije ter podatki o komponentah

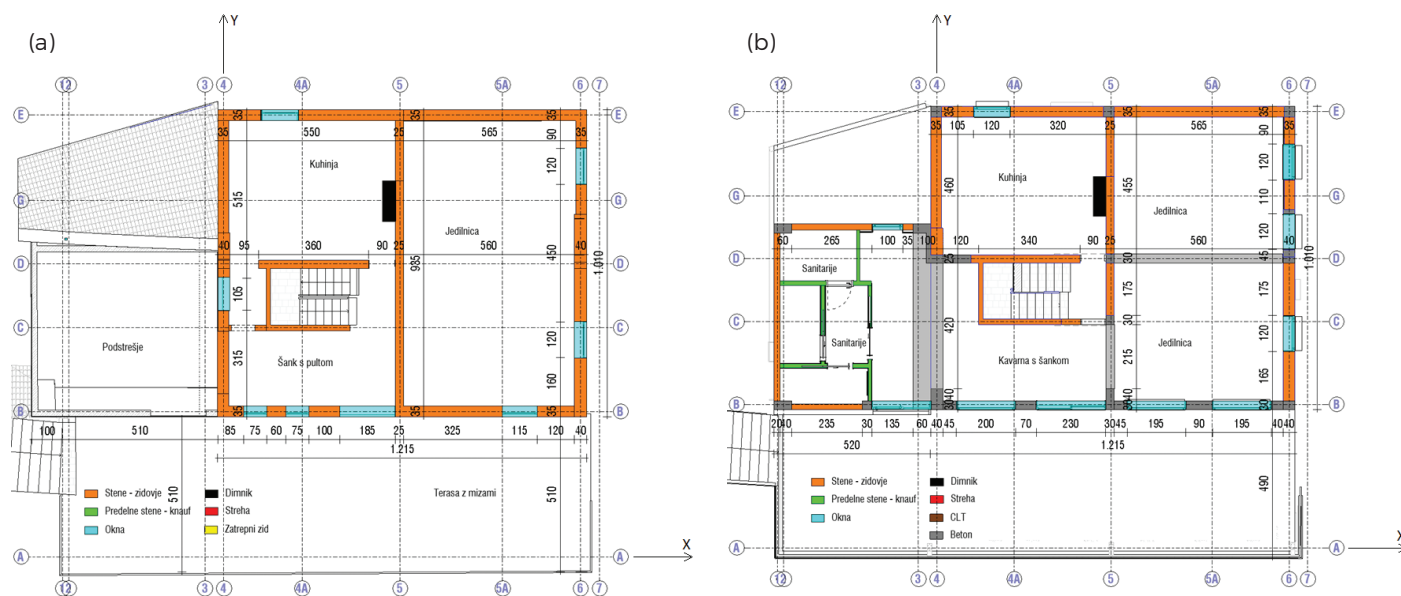
Obstoječa stavba se nahaja v Kranjski Gori (slika 2(a)). Temeljena je na pasovnih temeljih in je sestavljena iz osnovnega dela tlorisnih dimenzij približno 12,1 m x 10 m in prizidka, ki poteka ob dveh stranicah hiše v širini približno 5 m. Celotne tlorisne dimenzije objekta s prizidkom zato znašajo 17,8 m x 15 m. Nosilno konstrukcijo v kleti predstavljajo šibko armirane betonske stene debeline približno 40 cm, nad kletjo pa je armiranobetonska plošča debeline 22 cm. V pritličju in nadstropju imajo zunanje stene obstoječega osnovnega objekta (model A) debelino 30 cm in so zgrajene iz opečnih votlakov, notranje nosilne stene pa imajo debelino 25 cm in tvorijo notranji križ. Gre za sistem nepovezanega zidovja, saj ni vgrajenih armiranobetonskih vezi v vogalih in na stičiščih sten. Nad pritličjem je armiranobetonska plošča debeline 18 cm, obstoječa plošča nad nadstropjem pa ima debelino 14 cm in je dokaj šibko armirana.

V okviru rekonstrukcije (model B) se je celoten prizidek ob osnovnem objektu porušil in zgradil na novo znotraj enakih gabaritov. Del prizidka ob daljši stranici stavbe (os B) je temeljen na talni AB plošči debeline 25 cm, na vrhu pa je AB plošča spremenljive debeline med 18 cm in 23 cm, s čimer je zagotovljen naklon za zgoraj ležečo teraso. Obodne AB stene prizidka ob daljši strani stavbe imajo debelino 25 cm, razen stene ob osnovnem objektu, ki ima debelino 15 cm in je sidrana v obstoječo betonsko kletno steno. Del prizidka ob krajši stranici stavbe (os 4) poteka od kleti do prvega nadstropja. Temeljen je na pasovnih temeljih, v osnovi pa gre za AB okvir, ki ga sestavljajo AB stebri dimenzij 30 cm x 60 cm oziroma 30 cm x 30 cm,

ki so povezani z nosilci tipičnih dimenzij 30 cm x 60 cm. Nad kletjo krajšega dela prizidka je AB plošča s konstantno debelino 18 cm, nad pritličjem pa je spet plošča spremenljive debeline med 18 cm in 23 cm, s čimer je zagotovljen naklon za zgoraj teraso v prvem nadstropju.

Zaradi rekonstrukcije se je v pritličju podrl del stene v osi 4, dodal pa se je močan nosilec dimenzij 100 cm x 34 cm (slika 2(b)), ki je podprt s stebrom, steno debeline 15 cm, vogalno vezjo in slopom. Zaradi zahteve po večjih odprtinah je bila izvedena tudi zamenjava zidane stene v osi B z nadomestnim AB okvirom, ki ga sestavlja 5 slopov, ki so sidrani v spodnjo ploščo. Debelina slopov je 30 cm, njihova dolžina pa je od 68 cm do 86 cm. Pod ploščo nad pritličjem so slopi povezani z nosilcem dimenzij 30 cm x 40 cm. Izvedena je bila tudi rušitev dela notranje stene v osi 5, ki se jo nadomesti z AB okvirjem. Ravno tako se pod stropno ploščo v osi D doda nosilec dimenzij 30 cm x 35 cm, ki je podprt z novimi AB vertikalnimi vezmi. V prvem nadstropju se je izvedlo dvojje novih vratnih odprtin v zunanji steni v osi 4. Zaradi zahtev po velikih odprtih prostorih v prvem nadstropju se je porušilo vse predelne stene in tudi nekatere nosilne stene. Posledično so se za obstoječo ploščo nad nadstropjem pojavili preveliki razponi, zaradi česar se je nad nadstropjem izvedla nova AB plošča debeline 18 cm. V mansardi so bile odstranjene vse nosilne in nenosilne zidane stene. Stene stopniščnega jedra se je ponovno pozidalo, pri čemer se je dodalo vertikalne in horizontalne vezi. Ostale stene v mansardi so se izvedle iz križno lepljenih plošč debeline 10 cm, ki so se med seboj ustrezno povezale. Poleg vseh opisanih ukrepov so se na vseh vogalih objekta in na sečiščih sten izvedle armiranobetonske vertikalne vezi, ki so povezane po vseh nadstropjih in z armaturo obstoječih plošč.

Na sliki 2 prikazujemo tudi pozicijo, v preglednici 1 pa količine nekonstrukcijskih komponent stavbe, ki smo jih upoštevali v oceni potresnega tveganja: okna, dimnik, zatrepane zidove, predelne stene in streho. Predelne stene so v primeru obstoječe konstrukcije (model A) pozidane, v primeru re-



Sliki 2. (a) Tloris pritličja obstoječega objekta in (b) rekonstrukcije.

konstrukcije objekta (model B) pa izvedene iz mavčnokartonskih plošč. Tipična okenska odprtina meri 1,2 m × 1,2 m; vratna pa 2,1 m × 1 m. V primeru drugačnih dimenzij smo privzeli ustrezno ekvivalentno število tipskih oken. V oceni potresnega tveganja smo torej poleg konstrukcijskih zajeli tudi nekonstrukcijske komponente, saj bi v nasprotnem primeru močno podcenili potencialne izgube. V večini primerov komponent lahko za edp izberemo medetažni zasuk (IDR) oziroma maksimalni pospešek etaže (PFA). Izjema v izbranih komponentah je dimnik, pri katerem je bila funkcija ranljivosti razvita za pospešek pritlične etaže oziroma pospešek tal.

Nekatere funkcije ranljivosti so bile izpeljane direktno na podlagi eksperimentalnih podatkov [Snoj, 2014], druge pa so bile privzete iz literature, največ iz baze računalniškega programa PACT II [Naeim in Hagie, 2013], ki temelji na ameriški metodologiji za oceno potresnega tveganja FEMA P-58 [ATC, 2012]. Upoštevali smo tudi ostale nekonstrukcijske komponente, ki so občutljive za zasuk oziroma pospeške. V tem primeru smo privzeli splošne krivulje ranljivosti, ki izhajajo iz dokumenta

HAZUS [NIBS, 2009]. Za vsako izmed obravnavanih konstrukcij smo ocenili vrednost inštalacij, ki sodijo v obe kategoriji.

V preglednici 1 za vsako ranljivostno skupino in skupino komponent prikazujemo količine upoštevanih komponent q ter pripadajoče parametre funkcij ranljivosti (pričakovane vrednosti in disperzije parametrov potresnih zahtev) ter funkcije izgub (pričakovane vrednosti popravil normalizirane na stroške nove komponente) za vsako mejno stanje poškodovanosti. Stroški popravil in pripadajoči faktorji so bili pridobljeni iz baz s cenami v gradbeništvu [Marinko, 2011] ter iz cenikov Državne tehnične pisarne [DTP, 2009], ki je bila odgovorna za popravilo stavb po potresih v Posočju, in pretvorjeni na današnje vrednosti.

Na podlagi privzete cene novogradnje (1590 €/m²) smo izračunali, da je strošek nadomestitve porušenega objekta z novim L_{nov} za model A enak 670.000 €, za model B pa 946.000 €. Razlika se pojavi v večji izkoriščenosti mansarde in kleti, ki v obstoječem objektu nista imeli tolikšne uporabne površine in posledično vrednosti.

Ranljivostna skupina	Skupine komponent					Funkcije ranljivosti				Funkcije izgub		
	Enota	Etaža	Smer	q Model A	q Model B	DS	EDP	$\tilde{X}$	CoV	$c_{nov}(\text{€})$	$E'(L_i DS)$	
Konstrukcijske komponente	Zidovi strig (50% vseh sten)	m ²	PT	X	37,5	36	DS1	IDR (%)	0,11	0,26	101	0,21
			PT	Y	33,9	38,3	DS2		0,29	0,47		0,86
			1N	X	40,5	30,3	DS3		0,41	0,57		1,21
			1N	Y	36	29,4						
	Zidovi upogib (50% vseh sten)	m ²	PT	X	37,5	36,0	DS1	IDR (%)	0,05	0,50	101	0,21
			PT	Y	36,0	29,4	DS2		0,33	0,52		0,86
			1N	X	40,5	30,3	DS3		0,72	0,47		1,21
			1N	Y	33,9	38,3						
	Križno lepljene plošče CLT	m ²	2N	X	/	17,2	DS1	IDR (%)	1,5	0,40	200	0,10
							DS2		2,6	0,20		0,50
			2N	Y	/	75,0	DS3		3,7	0,20		1,10
Nekonstrukcijske komponente	Predelne stene	m ²	PT	X	0	18,2	DS1	IDR (%)	0,21	0,60	37	0,30
			PT	Y	0	13,8	DS2		0,71	0,45		0,60
			1N	X	49,5	45	DS3		1,20	0,45		1,20
			1N	Y	41,3	12						
	Okna	kom (1,2m x 1,2m)	PT	X	6	11	DS1	IDR (%)	0,88	0,25	560	0,60
			PT	Y	4	3						
			1N	X	9	12	DS2		1,08	0,25		1,20
			1N	Y	2	3						
	Dimnik	m	1N	obe	12	12	DS1	PFA (g)	0,35	0,60	150	0,50
							DS2		0,50	0,60	150	1,20

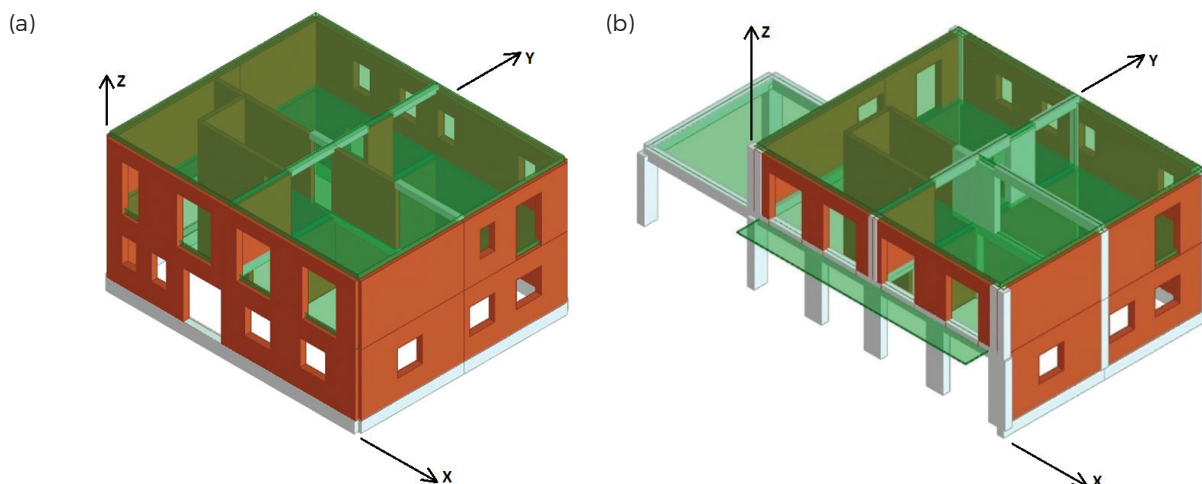
Nekonstruksijske komponente	Strešna kritina	m ²	2N	obe	244	241	DS1	PFA (g)	1,40	0,30	34	0,055
							DS2		1,70	0,30		1,10
	Zatrejni zid	m ²	2N	X	40	/	DS1	PFA (g)	0,20	0,60	78	0,60
				Y	/	/	DS2		0,40	0,60		1,20
	AB stene in stebri	m ²	PT	X	/	16,5	DS1	IDR (%)	0,55	0,36	150	0,20
			PT	Y	/	6,0	DS2		1,09	0,30		0,80
			1N	X	/	18,6	DS3		1,30	0,36		1,20
			1N	Y	/	4,5						
	Komponente občutljive na pomik	1000 € / etažo	PT	obe	5	10	DS1	IDR (%)	0,40	0,50	1000	0,025
							DS2		0,80	0,50		0,10
							DS3		2,5	0,50		0,60
			1N	obe	5	10	DS4		5,0	0,50		1,20
	Komponente občutljive na pospešek	1000 € / etažo	PT	obe	5	10	DS1	PFA (g)	0,25	0,60	1000	0,02
							DS2		0,50	0,60		0,12
							DS3		1,0	0,60		0,36
			1N	obe	5	10	DS4		2,0	0,60		1,20

Preglednica 1. Baza količin q , funkcij ranljivosti in funkcij izgub pri različnih mejnih stanjih poškodovanosti za konstrukcijske in nekonstrukcijske komponente, ki so razdeljene v ranljivostne skupine in skupine komponent.

3.2 Računska modela konstrukcije

Materialne karakteristike obstoječega zidovja iz opečnih votlakov so bile enake, kot jih je predlagal prof. Tomaževič pri obnovi stavb v Posočju [DTP, 2009]. Upoštevani so bili specifična teža zidovja 14 kN/m³, tlačna trdnost zidovja 3 MPa, začetna strižna trdnost zidovja 0,18 MPa, elastični modul 5000 MPa, strižni modul 300 MPa ter končna mejna zasuka elementov, ki se porušijo po strigu oziroma po upogibu, 0,004 in 0,008. V okviru rekonstrukcije sta bila uporabljena beton C30/37 in armatura razreda B500B.

3D-modela (sliki 3(a) in 3(b)) ter potisno analizo za obe konstrukciji smo naredili v programu 3Muri [S.T.A. DATA, 2021]. Stene, bodisi opečne bodisi armiranobetonske, program na osnovi določenih predpostavk razdeli na ekvivalentne okvirje iz linijskih elementov, ki so sestavljeni iz zidov, preklad in togih odsekov. AB monolitne plošče na nivojih etaž so bile upoštevane kot toge diafragme. Skladno s standardom Evrokod 1 [SIST, 2004] smo upoštevali porazdeljeno stalno obtežbo (tlaki po objektu 2,0 kN/m², tlaki na terasi 2,5 kN/m², predelne stene, 0,5 kN/m²) in koristno obtežbo (v večini prostorov za stanovanja in hotelske sobe 2,0 kN/m², v jedilnici 3,0 kN/m², na terasi



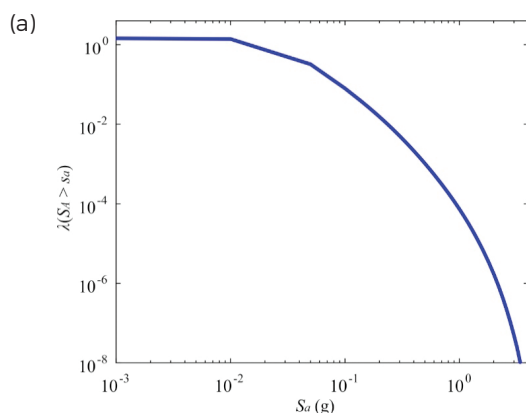
Sliki 3. Shematični prikaz 3D-modelov nosilne konstrukcije za (a) obstoječo stavbo (model A) in (b) rekonstruirano stavbo (model B).

pa 6,0 kN/m²). V potisni analizi je bil simuliran globalni potresni odziv konstrukcije. Nosilnost elementov je bila določena z minimalno vrednostjo izmed upogibne in strižne nosilnosti. Posamezni zid odpove, ko njegov zasuk preseže mejno vrednost, ki je odvisna od merodajnega mehanizma porušitve. Vplivi višjih nihajnih oblik, obnašanja zidovja izven ravnine, vpliv modelnih negotovosti in efekt popotresnih sunkov v prikazanem primeru niso bili upoštevani.

3.3 Krivulja potresne nevarnosti in izbira akceleroگرامov

Na sliki 4(a) je prikazana krivulja potresne nevarnosti, ki je bila določena za območje Kranjske Gore. Izbrana mera za intenziteto je spektralni pospešek pri osnovnem nihajnem času konstrukcije $S_a(T)$.

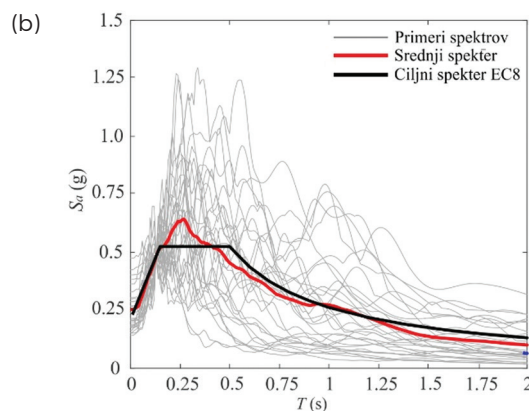
Akceleroگرامe smo izbrali iz ameriške baze PEER Strong Ground Motion Database [Chiou in sodelavci, 2008] ter iz evropske baze RESORCE [Akkar in sodelavci, 2014]. Pri izbiri akceleroگرامov smo kot ciljni spekter uporabili kar Evrokodov elastični spekter. Predpostavili smo, da se stavba nahaja na tleh tipa B, zato smo iz baze podatkov izbirali le zapise pospeškov tal pri postajah, kjer je bila izmerjena hitrost strižnega valovanja $v_{s,30}$ med 360 in 800 m/s. Izbiro primernih akceleroگرامov smo dodatno omejili tudi z razponom magnitud med 5,0 in 7,5 ter z upoštevanjem območja med izvorom potresa in lokacijo objekta na oddaljenosti med 5 in 50 km. Z zgornjo mejo smo omejili tudi faktor skaliranja $f_s \leq 4$, s katerim so lahko pomnoženi akceleroگرامi, da ustrezajo ciljnemu spektru, saj preveliki faktorji skaliranja (pre)močno popačijo akceleroگرام. Spektre izbranih 30 akceleroگرامov, s katerimi zagememo negotovosti v potresni obtežbi, prikazujemo na sliki 4(b), vključno s ciljnimi in srednjim spektrom.



hajno obliko (A-M-ECC(+X)). Merodajna analiza za model B (rekonstrukcija) pa je bila tista v smeri +X, v kateri so bile horizontalne sile po višini centrično razporejene sorazmerno s prvo nihajno obliko (B-M-ECC0(+X)).

Pri merodajni analizi za model A (A-M-ECC(+X)) pride v smeri X pri mejnem stanju blizu porušitve do strižne porušitve treh zunanjih zidov ter enega notranjega zidu v prvem nadstropju (slika 5(a)). V zgornjem nadstropju je nivo tlačne osne sile v elementih majhen, kar znižuje njihovo nosilnost. Približno polovica elementov v konstrukciji izkazuje strižno obnašanje (svetlo rumena barva), polovica pa upogibno obnašanje (svetlo rdeča barva), merodajna pa je strižna porušitev elementov v prvem nadstropju (oranžna barva). Nosilnost MD0F-modela v smeri X je 550 kN (SD0F-modela na sliki 5(c) pa 450 kN, saj je transformacijski faktor Γ enak 1,22). Teža modela A znaša $W_A = 2760$ kN, kar pomeni, da je razmerje med maksimalno prečno silo ob vpetju in teži konstrukcije (F_{max}/W_A) v merodajni analizi enako 0,20. Nosilnost hitro upade pri pomiku 0,70 cm.

V primeru modela B, torej rekonstrukcije, pride pri merodajni analizi (B-M-ECC0(+X)) pri mejnem stanju blizu porušitve do strižne porušitve štirih daljših zunanjih zidov ter strižne porušitve zidov stopniščnega jedra (slika 5(b)). Večina preostalih elementov je upogibno poškodovana, ponovno pa so največje poškodbe skoncentrirane v zgornjem nadstropju, kjer je nivo osne sile v elementih majhen. Nosilnost modela MD0F stavbe B v merodajni analizi v smeri X je 1240 kN (na sliki 5(d) je model SD0F z nosilnostjo 1000 kN, transformacijski faktor znaša 1,24), dosežena pa je pri pomiku 1,4 cm. Teža modela B znaša $W_B = 3290$ kN, kar pomeni, da je razmerje med maksimalno prečno silo ob vpetju in teži konstrukcije (F_{max}/W_B) v merodajni analizi enako 0,38. Večja nosilnost je posledica utrditve objekta z AB elementi.

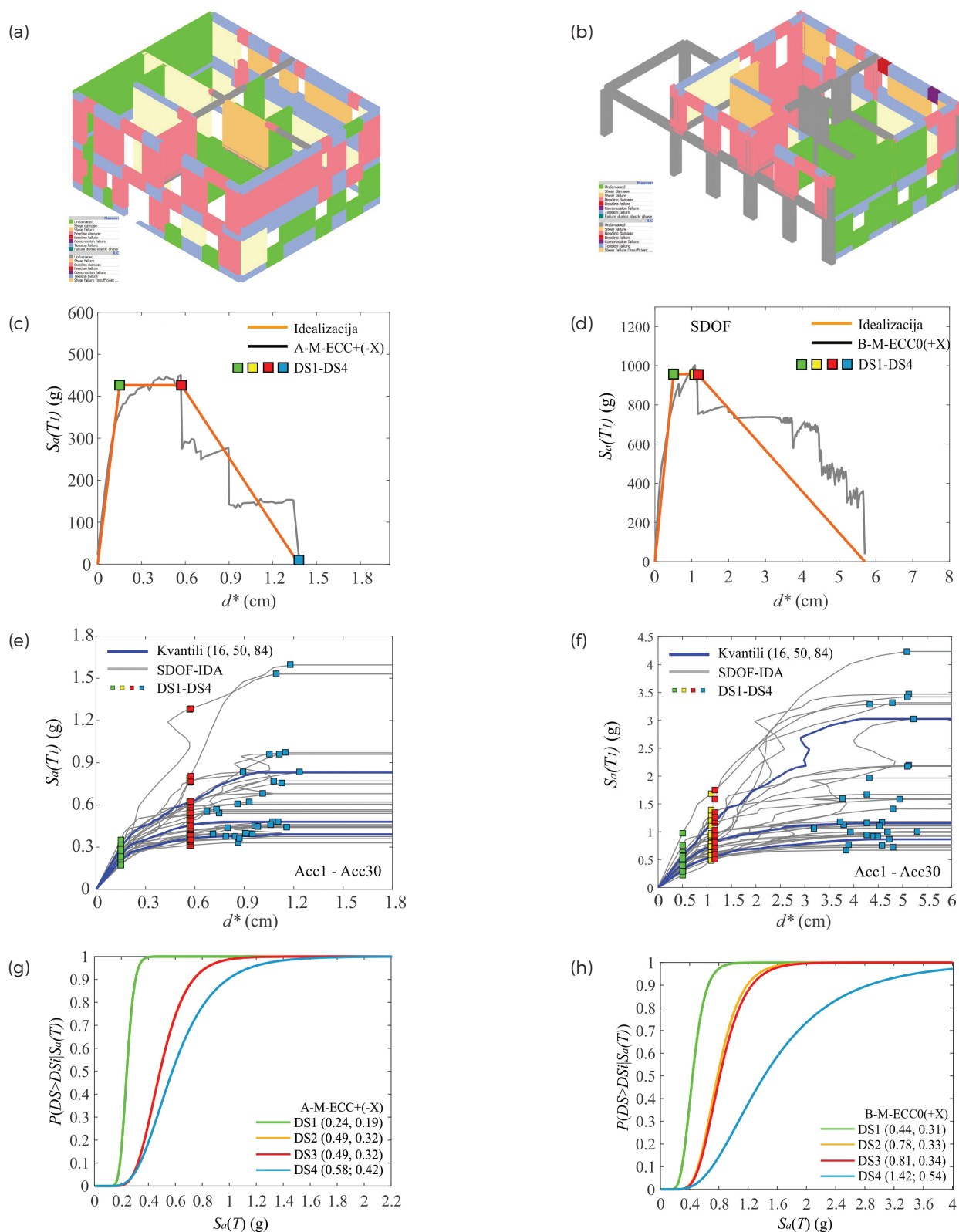


Sliki 4. (a) Krivulja potresne nevarnosti za območje Kranjske Gore in (b) spektri pospeškov izbranih 30 akceleroگرامov s ciljnimi spektrom iz Evrokoda 8 za tip tal B.

3.4 Analiza obnašanja in poškodovanosti konstrukcije

Za oba modela v nadaljevanju prikazujemo rezultate le za potisni analizi, za katere se je izkazalo, da je bilo potresno tveganje največje. Za model A (obstoječi objekt) je bila merodajna potisna analiza v smeri -X, v kateri so bile horizontalne sile po višini razporejene ekscentrično (+0,05L_y) sorazmerno s prvo ni-

Na krivulji potisne analize (sliki 5(c) in 5(d)) so poleg tri linearne idealizacije za pretvorjeni SD0F-model določena tudi karakteristična mejna stanja poškodovanosti konstrukcije DS1-DS3. Omenjena mejna stanja opisujejo majhno, srednjo in močno poškodovanost zidane konstrukcije. Odnos med intenziteto potresa in ciljnimi pomikom oziroma krivulje SD0F-IDA smo določili na osnovi številnih nelinearnih dinamičnih analiz na poenostavljenih SD0F-modelih konstrukcije pri različnih vred-



Sliki 5. Razvoj poškodb pri mejnem stanju blizu porušitve za (a) obstoječi objekt (model A) in (b) za rekonstruirani objekt (model B). Potisna krivulja modela SDOF s trilinearno idealizacijo in mejnimi stanji DS1-DS4 za (c) model A in (d) model B. Krivulje SDOF-IDA za vse izbrane akcelorograme za (e) model A in (f) model B. Krivulje ranljivosti za (g) model A in (h) model B, ki omogočajo določitev pogojne verjetnosti prekoračitve mejnih stanj DS1-DS4 pri potresu z neko intenziteto. Prikazani so rezultati merodajnih analiz.

nostih intenzitete za 30 izbranih akceleroگرامov (slike 5(e) in 5(f)). Na obeh slikah so prikazana tudi mejna stanja majhnih, srednjih in velikih poškodb (DS1-DS3) ter porušitve (DS4), ki se zgodijo pri pomikih, ki smo jih določili že v potisnih analizah. V modelu A (A-M-ECC+(-X)) - slika 5(e)) se manjše poškodbe v konstrukciji pojavijo pri intenzitetah potresov med 0,17 g in 0,35 g (DS1), mejno stanje srednjih poškodb (DS2) pa pri intenzitetah med 0,31 g in 1,28 g. To je tudi eden izmed primerov, kjer konstrukcija po doseženi nosilnosti zelo hitro preide v stanje blizu porušitve (DS3), zato so tudi intenzitete, pri katerih pride do tega mejnega stanja, zelo podobne kot pri mejnem stanju srednjih poškodb (DS2). Do porušitve (DS4) pride pri intenzitetah med 0,33 g in 1,60 g, opazen pa je velik raztros, ki je posledica variabilnosti potresne obtežbe. V modelu B (B-M-ECC0(+X)) - slika 5(f)) se prve poškodbe (DS1) v konstrukciji pojavijo pri intenzitetah med 0,22 g in 0,98 g. Mejno stanje blizu porušitve (DS3) povzročijo intenzitete med 0,45 g in 1,83 g, konstrukcija pa se poruši pri še večjih intenzitetah med 0,67 g in 4,2 g. Treba je opozoriti, da gre za spektralne pospeške tal pri osnovnem nihajnem času, višje vrednosti pa so posledica metodologije izračuna, in ne glede na to, da so verjetno nerealno visoke, ne vplivajo na končni rezultat. Za vsak akceleroگرام iz izbranega seta je bil določen pretvorni faktor med $S_a(T)$ in pospeškom tal v akceleroگرامu PGA . Povprečni pretvorni faktor, določen na podlagi vseh 30 akceleroگرامov, je bil 2,2. Na podlagi zgornjih razponov pospeškov ter ob predpostavki, da so pospeški, ki v konstrukciji povzročijo določeno mejno stanje, lognormalno porazdeljeni, smo parametra lognormalne porazdelitve za vsako mejno stanje določili po metodi največjega verjetja. Mediana pospeškov, ki v merodajni analizi za model A povzroči prve razpoke je enaka 0,24 g, mejno stanje nosilnosti lahko pričakujemo pri pospešku tal 0,49 g, nastanek večjih poškodb in porušitev konstrukcije pa se v 50% zgodita pri pospeških tal 0,49 g in 0,58 g. Standardne deviacije naravnih logaritmov oziroma disperzije pospeškov, pri katerih pride do vseh mejnih stanj, se gibljejo med 0,19 in 0,42.

V merodajni analizi modela B (B-M-ECC0(+X)) so mediane spektralnih pospeškov za mejna stanja DS1 do DS4 po vrsti 0,44 g, 0,78 g, 0,81g ter 1,42 g, pripadajoče disperzije pa so nekoliko večje kot pri modelu A ter za mejna stanja po vrsti znašajo 0,31, 0,33, 0,34 in 0,54. Krivulje ranljivosti s temi lastnostmi so narisane na slikah 5(g) in 5(h). Za merodajni analizi se je izkazalo, da so rekonstrukcijski ukrepi izboljšali kapaciteto objekta v smislu spektralnih pospeškov, ki privedejo do mejnih stanj DS1-DS4, za 83 %, 61 %, 67 % in 145 %.

Na podlagi prikazanih rezultatov je mogoče oceniti tudi verjetnost $P(DS > d_s | S_a = 0,53 \text{ g})$, kjer je $S_a = 0,53 \text{ g}$ projektna vrednost spektralnega pospeška v Kranjski Gori na tleh tipa B na platoju spektra. Izkaže se, da je za model A verjetnost, da bo pri $S_a = 0,53 \text{ g}$ obstoječa stavba doživela vsaj majhne poškodbe praktično 100 % (slika 5(g)). Verjetnost za nastanek mejnih stanj srednjih in velikih poškodb ter končno tudi porušitve, ob potresu s projektnim spektralnim pospeškom 0,53 g, pa je bila ocenjena na 60 %, 60 % ter 50 %. Pri rekonstrukciji objekta (model B) so verjetnosti za prekoračitev mejnih stanj pri pogoju $S_a = 0,53 \text{ g}$ za mejni stanji DS1 in DS2 70 % oziroma 10 % (slika 5(h)). Objekt se bo torej pri projektnem potresu poškodoval (DS1), ne bo se pa močno poškodoval (DS3) oziroma porušil (DS4), saj je bila pogojna verjetnost za nastanek teh mejnih stanj praktično enaka 0, ker v nobeni simulaciji ni prišlo do na-

stanka tako močne poškodovanosti objekta. To kaže na ustrezno obnašanje utrjenega objekta, obnašanje obstoječe stavbe pa je zaradi prevelike verjetnosti porušitve nesprejemljivo.

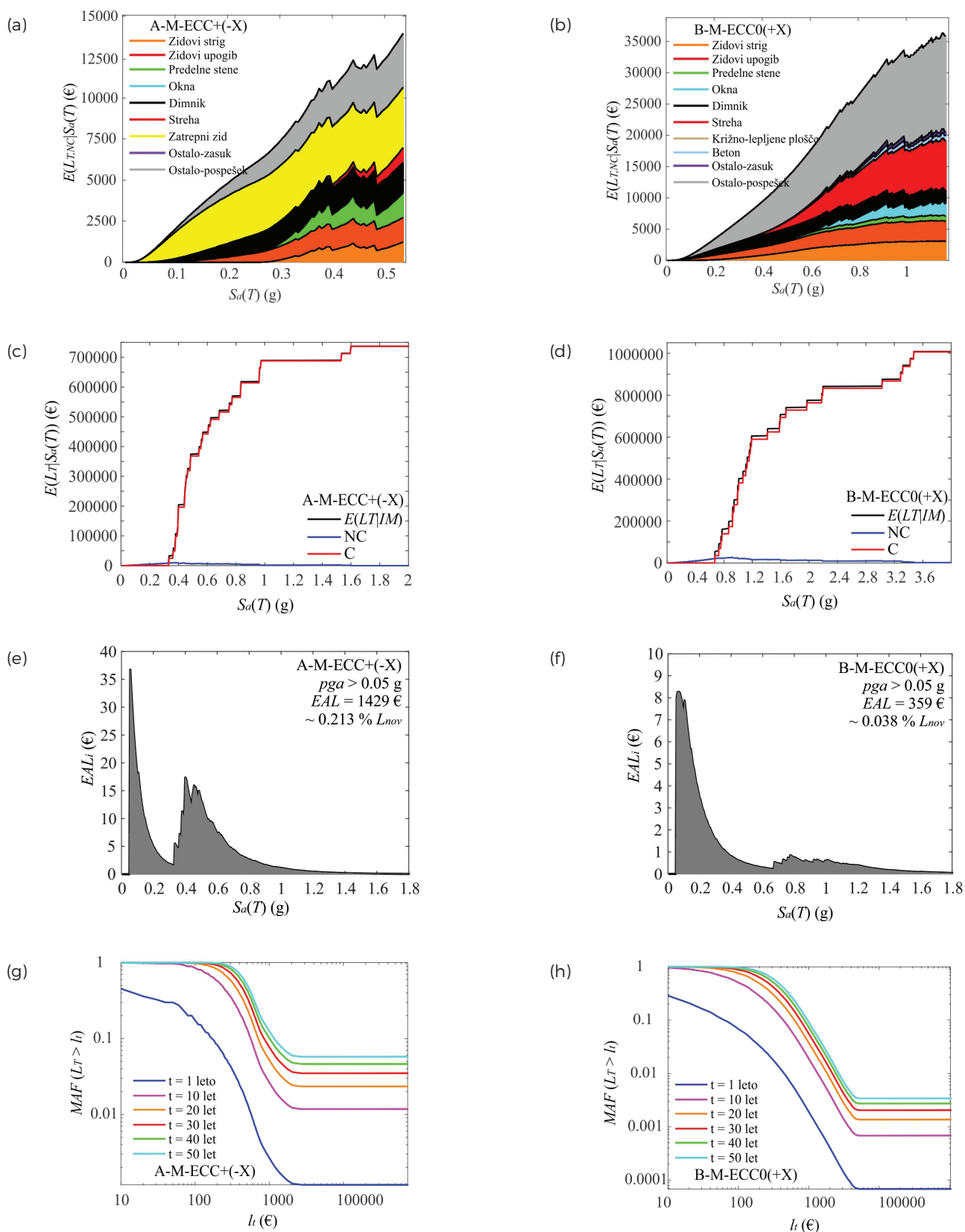
Z numerično integracijo produkta pogojne verjetnosti prekoračitve mejnega stanja in diferenciala krivulje potresne nevarnosti po celotnem območju intenzitet smo določili tudi srednjo letno frekvenco oziroma verjetnost prekoračitve vsakega izmed mejnih stanj v določenem časovnem obdobju (enačba 8). Z naraščanjem potresne intenzitete hitro narašča pogojna verjetnost prekoračitve izbranega mejnega stanja, obenem pa hitro upada tudi verjetnost, da bo do potresa s tako močno intenziteto sploh prišlo. Vrednosti za merodajno potisno analizo modela A (A-M-ECC+(-X)) so za mejna stanja od DS1 do DS4 po vrsti znašale 0,01100, 0,00168, 0,00167 ter 0,00118, verjetnosti, da bodo izbrana mejna stanja DS1-DS4 prekoračena v 50 letih, pa so bile ocenjene na 42 %, 8,1 %, 8,0 % in 5,8 %. Verjetnosti prekoračitve mejnih stanj DS1-DS4 za model B oziroma rekonstrukcijo so v enem letu 0,0024, 0,00036, 0,00032 ter 0,00007, verjetnosti prekoračitev mejnih stanj DS1-DS4 v 50 letih pa 11,3 %, 1,8 %, 1,6 % ter 0,35 %. Izkaže se, da ukrepi v okviru rekonstrukcije bistveno zmanjšajo verjetnost prekoračitve mejnih stanj. Glede na ameriški standard ASCE 7-05 se kot sprejemljiva verjetnost porušitve šteje $2 \cdot 10^{-4}$ v enem letu oziroma 1 % v 50 letih [Luco in sodelavci, 2007]. Glede na ta kriterij je verjetnost porušitve za obstoječo stavbo nesprejemljivo velika, za rekonstrukcijo pa sprejemljiva.

3.5 Analiza izgub

Na podlagi privzetih funkcij ranljivosti, funkcij izgub in pripadajočih vrednosti parametrov potresnih zahtev smo določili pričakovano izgubo v vsaki komponenti j . Vse količine smo določili pri intenzitetah, kjer še ni prišlo do porušitve v posamezni simulaciji (*angl. non-collapse case* - NC) in tako pri vsaki intenziteti potresa dobili pričakovane izgube pri pogoju neporušitve objekta v vseh ranljivostnih skupinah in tudi v celotni konstrukciji ($E(L_{TNC} | S_a = s_a)$).

Na slikah 6(a) in 6(b) je za merodajni analizi modelov A in B prikazano, kako naraščajo pričakovane izgube v posameznih ranljivostnih skupinah z naraščanjem intenzitete. Barvni vzorec lepo prikaže prispevek posameznih komponent k celotni izgubi. Skladno s pričakovanji se izkaže, da k izgubam pri najnižjih intenzitetah najprej prispevajo najbolj občutljive komponente (dimnik, zatrepi zidovi), pri katerih stroški popravil precej hitro dosežejo maksimalne vrednosti. V modelu A se pri spektralnih pospeških okrog 0,2 g pojavijo tudi prve poškodbe v zidovih, ki začnejo posledično prispevati k izgubam. Pri spektralnem pospešku okrog 0,4 g začnejo k izgubam pripetati tudi poškodovani strešniki. Pri večjih spektralnih pospeških začnejo k izgubam prispevati tudi okna, križno lepljene stene, AB elementi ter ostale komponente, občutljive za zasuk, vendar je njihov prispevek k celotni izgubi relativno majhen. V modelu A je količinsko precej predelnih sten iz porolita z enako funkcijo ranljivosti kot zidane stene, ki se porušijo strižno. Posledično k celotni izgubi prispevajo relativno velik delež. V modelu B, kjer je predelnih sten manj in so mavčno kartonske, ki so manj ranljive, je bil njihov prispevek k celotni izgubi posledično manjši.

Nosilni zidovi so k celotnim stroškom popravil prispevali med 15 % in 30 %. Glede na ugotovitve o poškodovanosti zidov pri potisnih analizah smo upoštevali, da se polovica zidov obna-



Sliki 6. Rezultati analize izgub za modela A in B: (a), (b) prispevek posameznih ranljivostnih skupin k $E(L_{TNC}|S_a)$, (c), (d) deagregacija pričakovanih izgub glede na intenziteto, (e), (f) deagregacija EAL glede na mero za intenziteto za $S_a > 0.05$ g ter (g), (h) krivulje izgub in verjetnosti prekoračitve izgub v t letih $P(L_T > l_i | t_{let})$.

ša pretežno strižno, polovica pa pretežno upogibno. Zidovi so obenem tudi glavni nosilni elementi v konstrukciji, ki v največji meri določajo in vplivajo na vse ostale parametre potresnih zahtev. Obnašanje ostalih nekonstrukcijskih komponent je v realnosti podrejeno obnašanju nosilnih elementov. Lep primer so npr. okna, ki se sicer v laboratorijih poškodujejo pri velikih zasukih, v dejanskem zidanem objektu pa bi se verjetno poškodovala že pri precej manjših zasukih, še posebno če bi prej odpovedali nekateri od sosednjih zidov.

Pričakovane izgube brez upoštevanja porušitve pri potresu z določeno intenziteto predstavljajo samo del pričakovane izgube. Treba je upoštevati tudi vpliv porušitve objekta. Na podlagi predpostavk o ceni novogradnje (1590 €/m²) smo določili, da je strošek nadomestitve porušenega objekta z novim L_{nov} za model A enak 670.000 €, za model B pa okrog 946.000 €. Kot smo že omenili, je razlika posledica večje izkoriščenosti mansarde in kleti, ki v obstoječem objektu nista imeli tolikšne uporabne površine in posledično vrednosti. Pričakovano izgubo pri vsaki intenziteti $E(L_r | S_a = s_a)$ smo dobili kot seštevek izgub v primeru porušitve (C) in neporušitve (NC) objekta, uteženih z verjetnostjo porušitve in neporušitve pri vsaki izmed intenzitet, kar je za merodajni analizi modelov A in B prikazano na slikah 6(c) in 6(d). Izkaže se, da je v vseh primerih začetni del krivulje odvisen izključno od prispevka izgub brez upoštevanja porušitve. Takoj ko se pri določeni intenziteti pri nekem akcelrogramu pri izbrani simulaciji pojavi porušitev, pa začne v izgubah zelo hitro prevladovati delež izgub zaradi porušitve objekta. V vseh primerih je pričakovana izguba v primeru nadomestitve objekta z novim $E(L_{TC})$ več kot desetkrat višja od pričakovanih izgub brez upoštevanja porušitve $E(L_{TNC} | S_a = s_a)$, zato zelo hitro prevlada. Stopničasto in izjemno strmo naraščanje izgub je posledica upoštevanja stopničaste empirične kumulativne porazdelitvene funkcije pri mejnem stanju porušitve konstrukcije.

Prikazane so tudi pričakovane izgube za oba modela pri intenziteti $S_a = 0,53$ g, ki predstavlja projektni spektralni pospešek pri osnovnem nihajnem času na tipu tal B v Kranjski Gori. Pri modelu A znašajo 375.000 €, pri modelu B pa 14.000 €. Ugotovimo lahko, da je pri ranljivejši obstoječi konstrukciji, ki se poruši pri bistveno nižjih intenzitetah potresa, celotna pričakovana izguba pri projektnem potresu v Kranjski Gori za faktor 26 večja kot v primeru rekonstrukcije.

Pričakovana letna izguba EAL in prispevki k EAL v odvisnosti od spektralnega pospeška so prikazani na slikah 6(e) in 6(f). K pričakovani letni izgubi veliko prispevajo potresi z nizkimi intenzitetami, v katerih so sicer poškodovanosti in posledično izgube majhne, vendar se takšni potresi dogajajo izjemno pogosto. Predpostavili smo, da potresi s spektralnim pospeškom, manjšim od $S_a = 0,05$ g, ne prispevajo k izgubam. V modelu A je poleg vrha pri šibkih potresih mogoče opaziti tudi vrh pri potresih s srednjo intenziteto med 0,4 g in 0,8 g, ki so lahko že rušilni, vseeno pa se dogajajo dovolj pogosto, da imajo precejšen vpliv na EAL . Izjemno močni potresi, ki se dogajajo zelo redko, kjer zabeležimo spektralne

pospeške $S_a > 1,5$ g, pa k ocenjeni pričakovani letni izgubi EAL prinesejo manj kot 5%. Pričakovana letna izguba za model A znaša 1429 €, kar je ekvivalentno 0,21% stroškov novega objekta L_{nov} . Zaradi lažje primerjave navajamo še vrednost izgub na 100 m² površine, pri čemer se izkaže, da normirana pričakovana letna izguba za merodajno analizo model A znaša 339 €/100 m². Za rekonstrukcijo objekta (model B) je pričakovana letna izguba pričakovano nižja in znaša v merodajni analizi 359 € oziroma 0,038% vrednosti novega objekta, kar je ekvivalentno normirani izgubi 60 €/100 m². Ponovno je razvidno veliko večje potresno tveganje, ki bi mu bil izpostavljen lastnik, če se ne bi odločil za rekonstrukcijo in potresno utrditev objekta.

Krivulje izgub $\lambda(L_r > I_t)$ oziroma $P(L_r > I_t)$ v določenem časovnem obdobju prikazujemo na slikah 6(g) in 6(h). Krivulje niso gladke, ker smo $P(L_r > I_t | IM=im)$ ocenili z empiričnimi kumulativnimi porazdelitvenimi funkcijami, podobno kot v primeru računa EAL . Prikazujemo krivulje izgub za modela A in B z verjetnostjo prekoračitve izgub v 1, 10, 20, 30, 40 in 50 letih. Če pogledamo krivulje izgub, lahko ugotovimo, da na prvi pogled delujejo zelo podobno, kar je predvsem posledica zelo majhnih števil in posledično izbranega logaritmskega merila na obeh oseh. Izkaže se, da so krivulje izgub v največji meri odvisne od predpostavljene krivulje potresne nevarnosti ter od verjetnosti porušitve konstrukcije. Slednja na obliko vpliva tako, da srednja letna frekvenca porušitve predstavlja vodoravno asimptoto krivulj pri večjih vrednostih izgub. Nemogoče je namreč, da bi bila srednja letna frekvenca prekoračitve visokih izgub nižja od verjetnosti porušitve konstrukcije, pri kateri takšne izgube tudi nastanejo. Zanimiv je tudi podatek o verjetnosti, da bodo izgube prekoračile izbrano vrednost. Tako je verjetnost prekoračitve izgube 20.000 € v 50 letih pri obstoječem objektu 6,0%, pri rekonstrukciji pa 2,0%. Po drugi strani lahko ugotovimo, da lahko pri obstoječi stavbi z 2% verjetnostjo v 50 letih pričakujemo porušitev objekta, posledično pa so pričakovane izgube enake nadomestitveni vrednosti objekta. Pri rekonstrukciji lahko z verjetnostjo 2% v 50 letih pričakujemo, da bodo prekoračene izgube v višini 20.000 €.

4 SKLEP

Na kratko smo predstavili metodologijo za oceno potresnega tveganja in jo implementirali na zidani stavbi, pri čemer smo ločili obstoječe stanje (model A) in rekonstrukcijo objekta (model B). V okviru rekonstrukcije so bile objektu dodane vertikalne armiranobetonske vezi, AB okviri, nova AB plošča proti podstrešju, nove AB stene, popolnoma na novo pa je bil narejen armiranobetonski prizidek, kar je znatno zmanjšalo potresno tveganje.

Zanimivo je primerjati, kako se spreminjajo različne količine, s katerimi opisujemo potresno zmogljivost stavb. Koeficient potresne odpornosti je za obstoječo stavbo znašal 0,20, pri njeni rekonstrukciji pa se je povečal skoraj za 100%, in sicer na 0,38. Inkrementalna dinamična analiza je razkrila, da mediana spektralnih pospeškov pri osnovnem nihajnem času

stavbe, ki obstoječi objekt poruši, znaša 0,58 g, v primeru rekonstruiranega objekta pa znaša 1,42 g, kar predstavlja izboljšanje za skoraj faktor 2,5. Za obstoječi objekt obstaja verjetnost 5,8 %, da bo v 50 letih prišlo do porušitve, v primeru rekonstrukcije objekta pa se je ta verjetnost znižala na le 0,35 %. Razmerje verjetnosti porušitve objekta znaša skoraj 17.

Pri ovrednotenju potresnega tveganja s stališča ekonomskih izgub oz. stroška za sanacijo objekta smo ugotovili, da k pričakovani celotni izgubi nekonstruktivske komponente prispevajo več kot 70 %. Pričakovano letno izgubo v primeru obstoječega objekta smo ovrednotili na 0,21 %, v primeru rekonstrukcije pa na 0,038 % vrednosti enakovrednega novega objekta. Zaradi lažje primerjave podajamo tudi vrednosti pričakovane letne izgube, izražene na 100 m² tlorisne površine objekta, ki je pri merodajni potisni analizi za obstoječ oziroma rekonstruiran objekt znašala 339 €/100 m² oziroma 60 €/100 m², kar pokaže, da se je pričakovana letna izguba zaradi utrditve konstrukcije bistveno zmanjšala.

Največja razlika pa se pojavi, če analiziramo potresni scenarij. V primeru, da bi na oba modela deloval projektni potres, obstaja za obstoječo stavbo 50-% verjetnost porušitve, pa tudi pričakovane izgube znašajo 375.000 €, kar kaže na neustrezno obnašanje. V primeru rekonstrukcije je bila verjetnost porušitve pri pogoju projektnega potresa praktično 0, hkrati pa so tudi pričakovane izgube v tem primeru le 14.100 €. To je še en pokazatelj, da se obstoječe stavbe pogosto izplača utrditi proti potresu, seveda pa je treba to vedno analizirati na konkretnem primeru.

5 UPORABLJENI SIMBOLI IN OKRAJŠAVE

a	indeks akceleroograma
a_{nov}	cena/strošek nadomestitve enote komponente z enakovredno novo komponento
c_{nov}	cena enote nove komponente
$c_{novogradnje}$	cena/strošek izgradnje nove stavbe na enoto bruto tlorisne površine
d	horizontalni pomik na vrhu konstrukcije
d^*	pomik SDOF modela
d_{cr}	pomik na vrhu konstrukcije pri nastanku prvih razpok
d_{Fmax}	pomik na vrhu konstrukcije pri maksimalni nosilnosti
d_{NC}	pomik na vrhu konstrukcije pri padcu nosilnosti konstrukcije na 80 % F_{max}
DS	mejno stanje poškodovanosti, izraženo s slučajno spremenljivko
$DS1$	mejno stanje poškodovanosti 1
$DS2$	mejno stanje poškodovanosti 2
$DS3$	mejno stanje poškodovanosti 3

$DS4$	mejno stanje poškodovanosti 4
ds	izbrano mejno stanje poškodovanosti
ds_d	stanje poškodovanosti d
ds_g	globalno mejno stanje poškodovanosti konstrukcije
$E(X)$	pričakovana vrednost slučajne spremenljivke X
$E'(L_j DS = ds_d)$	pričakovana cena popravila j-te komponente ob nastopu mejnega stanja poškodovanosti d, izražena relativno glede na ceno nove komponente
ecc	slučajna ekscentričnost
EDP	parameter potresnih zahtev, izražen s slučajno spremenljivko
edp	vrednost parametra potresnih zahtev
F	celotna prečna sila ob vpetju
F^*	sila v modelu SDOF
F_{cr}	sila ob vpetju konstrukcije pri nastanku prvih razpok
F_{max}	sila ob vpetju konstrukcije pri doseženi nosilnosti konstrukcije
F_{NC}	sila ob vpetju konstrukcije pri padcu nosilnosti na 80 % F_{max}
f_s	faktor skaliranja akceleroograma
IDR	etažni zasuk, izražen s slučajno spremenljivko
IM	intenziteta potresa, izražena s slučajno spremenljivko
im	vrednost mere za intenziteto potresa
im_c	mejna intenziteta, ki v konstrukciji povzroči porušitev
L_j	izguba/strošek popravil v komponenti j
L_{nov}	cena izgradnje nadomestne stavbe
L_T	slučajna spremenljivka celotne izgube na nivoju konstrukcije
L_{TNC}	slučajna spremenljivka celotne izgube na nivoju konstrukcije v primeru neporušitve stavbe
l_t	vrednost slučajne spremenljivke celotne izgube na nivoju konstrukcije
m	število mejnih stanj pri dani komponenti
p	indeks, ki označuje razporeditev horizontalnih sil po višini (enakomerna in modalna), smer obtežbe (+X, -X, +Y, -Y) in upoštevanje ekscentričnosti (+ecc, 0, -ecc) v potisni analizi
$P(X)$	verjetnost dogodka X
$P(X Y)$	pogojna verjetnost dogodka X v primeru, da nastopi dogodek Y
PFA	maksimalen pospešek etaže, izražen s slučajno spremenljivko
S_a	spektralni pospešek, izražen s slučajno spremenljivko

$S_a(T)$	spektralni pospešek pri osnovnem nihajem času konstrukcije, izražen s slučajno spremenljivko
$v_{s,30}$	povprečna hitrost strižnega valovanja tal v zgornjih 30 m tal
W_i	teža i-te stavbe
δ	zasuk elementa – razmerje med horizontalnim pomikom in višino elementa
λ	srednja letna frekvenca
λ_{IM}	srednja letna frekvenca prekoračitve intenzitete potresa
1N	prvo nadstropje
2N	drugo nadstropje
acc	akcelrogram (angl. accelerogram)
C	porušitev (angl. collapse)
CoV	koeficient variacije (angl. coefficient of variation)
DS	mejno stanje poškodovanosti (angl. damage state)
EAL	pričakovana letna izguba (angl. expected annual loss)
EDP	inženirski parameter potresnih zahtev (angl. engineering demand parameter)
IDA	inkrementalna dinamična analiza (angl. incremental dynamic analysis)
IDR	etažni zasuk (angl. interstorey drift ratio)
IM	mera za intenziteto potresa (angl. earthquake intensity measure)
MDOF model	model z več prostostnimi stopnjami (angl. multi-degree-of-freedom model)
NC	mejno stanje blizu porušitve (angl. near collapse limit state); primer brez upoštevanja porušitve konstrukcije (angl. non-collapse case)
NTP	neto tlorisna površina
PFA	maksimalni pospešek etaže (angl. peak floor acceleration)
PGA	maksimalni pospešek tal (angl. peak ground acceleration)
PT	pritličenje
SDOF model	model z eno prostostno stopnjo (angl. single-degree-of-freedom model)
SDOF-IDA	inkrementalna dinamična analiza modela z eno prostostno stopnjo (angl. incremental dynamic analysis of a single-degree-of-freedom model)

6 ZAHVALA

Prispevek je del raziskovalnega projekta Seizmični stresni test grajenega okolja (J2-8159) in raziskovalnega programa Potresno inženirstvo (P2-0185), ki ga je financirala Javna agencija za raziskovalno dejavnost Republike Slovenije. Za podporo se avtorji iskreno zahvaljujemo.

7 LITERATURA

- Akkar, S., Sandikkaya, M. A., Şenyurt, M., Azari Sisi, A., Ay, B. O., Traversa, P., Reference database for seismic ground-motion in Europe (RESORCE), Bulletin of Earthquake Engineering, 12, 311–339, doi:10.1007/s10518-013-9506-8, 2014.
- ATC, FEMA P-58-1 - Seismic performance assessment of buildings: Volume 1 – Methodology, Applied Technology Council, Redwood City, 2012.
- Baker, J. W., An introduction to probabilistic seismic hazard analysis (PSHA), http://www.stanford.edu/~bakerjw/publications.html#Other_publications_2008, 2008.
- 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.
- Chiou, B., Darragh, R., Gregor, N., Silva, W., NGA project strong-motion database, Earthquake Spectra, 24, 23–44, doi:10.1193/1.2894831, 2008.
- Cornell, C. A., Engineering seismic risk analysis, Bulletin of the Seismological Society of America, 58, 5, 1583–1606, 1968.
- Dolšek M., Simplified method for seismic risk assessment of buildings with consideration of aleatory and epistemic uncertainty, Structure and Infrastructure Engineering Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance, 8, 10, 939–953, 2012.
- DTP, Končno poročilo o izvedbi popotresne obnove objektov v Posočju, poškodovanih v potresu, leta 1998, Ministrstvo za okolje in prostor RS, Državna tehnična pisarna, Kobariid, 2009.
- Fajfar, P., Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi, Gradbeni vestnik, 51, 11, 302–315, 2002.
- 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.
- Marinko, S., Cening 63 – gradbena dela, Ljubljana, Inženiring biro Marinko, 2011.

Naeim, F., Hagie, S., PACT technical manual – Version 2.9.65, Washington, FEMA, 2013.

NIBS, Multihazard loss estimation methodology – earthquake model (HAZUS 09 technical manual), Report prepared for FEMA, National Institute of Building Sciences (NIBS), Washington, 2009.

PEG, PEG – gradbeni portal – projektantske ocene investicij, Ljubljana, 2021.

PEER, Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees) – OpenSees command language manual, Berkley, Pacific Earthquake Engineering Research Center, <http://opensees.berkeley.edu>, 2017.

SIST, SIST EN 1991-1-1:2004, Evrokod 1 – Vplivi na konstrukcije - 1-1. del: splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb, Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, 2004.

SIST, SIST EN 1998-1:2005, Evrokod 8 – Projektiranje potresno odporne konstrukcije - 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe, Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, 2005.

Snoj, J., Ocena potresnega tveganja zidanih stavb, Doktorska disertacija, Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, 2014.

Snoj, J., Dolšek, M., Pushover-based seismic risk assessment and loss estimation of masonry buildings, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 49, 6, 567-588, 2020.

S.T.A. DATA, 3Muri 12.1.1—user manual, https://www.3muri.com/documenti/brochure/en/3Muri12.1.1_ENG.pdf, 2021.

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.