

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
za gradbeništvo
in geodezijo



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

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

To je izvirna različica zaključnega dela.

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

Rihar, J., 2016. Projektiranje zidanih stavb na ciljno potresno tveganje. Magistrsko delo. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M.): 73 str.

Datum arhiviranja: 09-09-2016

University
of Ljubljana

Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



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

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

This is original version of final thesis.

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

Rihar, J., 2016. Projektiranje zidanih stavb na ciljno potresno tveganje. M.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Dolšek, M.): 73 pp.

Archiving Date: 09-09-2016

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

*Jamova 2, p.p. 3422
1115 Ljubljana, Slovenija
telefon (01) 47 68 500
faks (01) 42 50 681
fgg@fgg.uni-lj.si*



**MAGISTRSKI ŠTUDIJ
GRADBENIŠTVA
KONSTRUKCIJSKA SMER**

Kandidatka:

JERICA RIHAR, univ. dipl. inž. grad.

**PROJEKTIRANJE ZIDANIH STAVB NA CILJNO
POTRESNO TVEGANJE**

Magistrsko delo števil.: 265

RISK-TARGETED DESIGN OF MASONRY BUILDINGS

Master of Science Thesis No.: 265

Mentor:

prof. dr. Matjaž Dolšek

Predsednik komisije:

prof. dr. Goran Turk

Člana komisije:

izr. prof. dr. Vlatko Bosiljkov

doc. dr. Drago Saje

Ljubljana, 7. september 2016



IZJAVE

Spodaj podpisana študentka Jerica Rihar, vpisna številka 26106322, avtorica pisnega zaključnega dela podiplomskega študija z naslovom: »Projektiranje zidanih stavb na ciljno potresno tveganje«.

IZJAVLJAM,

1. da je pisno zaključno delo študija rezultat mojega samostojnega dela;
2. da je tiskana oblika pisnega zaključnega dela študija istovetna elektronski obliki pisnega zaključnega dela študija;
3. da sem pridobila vsa potrebna dovoljenja za uporabo podatkov in avtorskih del v pisnem zaključnem delu študija in jih v pisnem zaključnem delu študija jasno označila;
4. da sem pri pripravi pisnega zaključnega dela študija ravnala v skladu z etičnimi načeli in, kjer je to potrebno, za raziskavo pridobila soglasje etične komisije;
5. soglašam, da se elektronska oblika pisnega zaključnega dela študija uporabi za preverjanje podobnosti vsebine z drugimi deli s programsko opremo za preverjanje podobnosti vsebine, ki je povezana s študijskim informacijskim sistemom članice;
6. da na UL neodplačno, neizključno, prostorsko in časovno neomejeno prenašam pravico shranitve avtorskega dela v elektronski obliki, pravico reproduciranja ter pravico dajanja pisnega zaključnega dela študija na voljo javnosti na svetovnem spletu preko Repozitorija UL;
7. da dovoljujem objavo svojih osebnih podatkov, ki so navedeni v pisnem zaključnem delu študija in tej izjavi, skupaj z objavo pisnega zaključnega dela študija.

V Ljubljani, 7. 9. 2016

Jerica Rihar

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.042.7 (043.3)
Avtor:	Jerica Rihar, u.d.i.g.
Mentor:	prof. dr. Matjaž Dolšek
Naslov:	Projektiranje zidanih stavb na ciljno potresno tveganje
Tip dokumenta:	Magistrsko delo
Obseg in oprema:	73 str., 14 pregl., 33 sl., 40 en., 0 pril.
Ključne besede:	Potresno tveganje, potresna nevarnost, potresnoodporno projektiranje, zidane stavbe, nelinearna potisna (statična) analiza, inkrementalna dinamična analiza, krivulje ranljivosti, verjetnost porušitve, analiza negotovosti

Izvleček

V magistrski nalogi je prikazan postopek projektiranja zidanih stavb na ciljno potresno tveganje. S predlaganim projektiranjem lahko upoštevamo vpliv potresnega tveganja objekta, česar v primeru projektiranja v skladu s standardom Evrokod 8 (SIST EN 1998, 2005) ni mogoče. V prvem delu naloge predstavimo izhodišča in osnovna določila projektiranja zidanih konstrukcij v skladu s standardoma Evrokod 6 (SIST EN 1996, 2006) in Evrokod 8 (SIST EN 1998, 2005). V nadaljevanju pojasnimo koncept ciljne zanesljivosti konstrukcij pri projektiranju in pomen ocene potresnega tveganja z vidika socialnih in ekonomskih posledic. V sklopu tretjega poglavja opišemo metode s katerimi lahko določimo potresno tveganje zidanih konstrukcij, kjer opazujemo verjetnost, da bodo prekoračena določena mejna stanja poškodovanosti. Tu podrobneje predstavimo tudi metode za analizo obnašanja konstrukcij s poudarkom na poenostavljeni nelinearni metodi na osnovi potisne analize. Matematično modeliranje obravnavanih zidanih konstrukcij izvedemo s poenostavljenimi nelinearnimi modeli pri čemer smo uporabili računalniška programa 3Muri in Tremuri. V nadaljevanju z inkrementalno dinamično analizo prikažemo odnos med intenziteto potresa in pomikom (IDA krivulje) na modelih z eno prostostno stopnjo. S statistično obdelavo intenzitet pospeškov iz IDA krivulj določimo mediano in disperzijo intenzitet potresov, ki povzročijo določena mejna stanja poškodovanosti. Nato narišemo krivulje ranljivosti, ki prikazujejo pogojno verjetnost prekoračitve posameznega mejnega stanja pri določeni intenziteti potresa. Na koncu izračunamo verjetnost porušitve objekta (prekoračitve mejnega stanja DS4) za obdobje enega in petdesetih let. Za izbrano zidano konstrukcijo, ki ima tri etaže in mansardo, je locirana v Ljubljani, ter projektirana glede na veljavne standarde, smo iterativno ponavljali opisan postopek izračuna potresnega tveganja in na ta način projektirali objekt. Pri tem smo za sprejemljivo verjetnost porušitve v petdesetih letih izbrali 1%, na osnovi katere ameriški predpis uvaja karte potresne nevarnosti, ki predstavljajo izhodišče za določitev projektne potresne sile. Največje sprejemljive verjetnosti prekoračitve mejnega stanja porušitve v 50 letih, ki jih predpisujejo drugi standardi, so za obravnavan primer bistveno prestroge, saj ne vključujejo upoštevanja potresnega vpliva. Izbrano zahtevano ciljno potresno tveganje dosežemo šele po peti iteraciji oziroma s peto varianto konstrukcije, kjer smo spreminjali debelino in izbrane mehanske lastnosti zidovja ter število etaž.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC:	624.042.7 (043.3)
Author:	Jerica Rihar, B. Sc. Civ. Eng.
Supervisor:	Prof. Matjaž Dolšek, Ph.D.
Title:	Risk-targeted design of masonry buildings
Document type:	Master of Science Thesis
Scope and tools:	73 p., 14 tab., 33 fig., 40 eq., 0 ann.
Key words:	Seismic risk, seismic hazard, design for earthquake safety, masonry buildings, nonlinear static pushover analysis, incremental dynamic analysis, fragility curves, probability of failure, uncertainty analysis

Abstract

In this master thesis we present the process of designing masonry buildings for target seismic risk. Using this approach we can explicitly consider the effect of seismic risk, which is not possible in case of designing of a building on the basis of Eurocode 8 (SIST EN 1998, 2005). First we present starting points and basic provisions of designing masonry buildings according to Eurocode 6 (SIST EN 1996, 2006) and Eurocode 8 (SIST EN 1998, 2005). Next we explain the concept of target reliability of constructions in design phase and the importance of seismic risk assessment from the point of view of social and economic consequences. In the third chapter we describe methods for seismic risk assessment of masonry buildings in terms of probability of exceedance of damage limit states. We also present in more detail the methods for seismic response analysis with an emphasis on the pushover-based method. The investigated masonry buildings were modeled by simplified nonlinear models by using software packages 3Muri and Tremuri. In the following we show relation between earthquake intensity and drift (IDA curves) on single degree freedom models (SDOF). With statistical analysis of intensity of the acceleration, which were obtained from IDA curves, we determine the median and dispersion of the earthquake intensities, which cause specific damage limit states. Then we draw fragility curves, which present conditional probability of exceedance of individual damage state at certain earthquake intensity. At the end we calculate the probability of collapse risk (exceedance of damage state DS4) for periods of one and fifty years. For the selected masonry building, which has three floors and a loft, is located in Ljubljana, and designed in accordance to Eurocode 8 (SIST EN 1998, 2005), we have iteratively repeated the above described calculation procedure of seismic risk and we designed the building in this manner. We have chosen 1% for the acceptable collapse probability in fifty years, based on which the USA regulation forms the maps of seismic hazard, which are the basis for determination of design seismic forces. The highest acceptable probabilities of exceeding of ultimate limit state in fifty years, that are regulated by other standards, are for the selected example too strict, since they are not accounted for the effects of earthquakes. We achieve the required target seismic risk after fifth iteration or with fifth building variant, where we were changing wall thickness, selected mechanical properties of masonry and number of storeys.

ZAHVALA

Najlepše se zahvaljujem prof. dr. Matjažu Dolšku za mentorstvo in dr. Juretu Snoju za vse dolge čezatlanstke pogovore, pomoč ter nasvete pri nastajanju magistrskega dela.

Posebna zahvala staršema, ki sta mi omogočila šolanje ter me s svojim "življenskim projektom" navdušila za študij gradbeništva.

Zahvaljujem se tudi prijatelju Janu za spodbudo ter konstruktivne nasvete.

Hvala Alešu za moralno podporo in potrpežljivost ter Roku in Maši, da je mami lahko bila še malo študentka.

KAZALO VSEBINE

STRAN ZA POPRAVKE	I
BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	II
BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	III
ZAHVALA	IV
KAZALO VSEBINE	V
KAZALO PREGLEDNIC	VII
KAZALO SLIK	VIII
LIST OF TABLES	IX
LIST OF FIGURES	X
SIMBOLI	XI
PREVOD ANGLEŠKIH IZRAZOV	XIV
OKRAJŠAVE	XV
1 UVOD	1
1.1 Motivacija in cilji magistrskega dela	1
1.2 Vsebina magistrskega dela	2
2 PROJEKTIRANJE ZIDANIH STAVB PO STANDARDIH EVROKOD 6 IN 8	5
2.1 Obnašanje zidanih konstrukcij in računsko nosilnost zidov	5
2.2 Evrokod 6 in materialne karakteristike zidovja	7
2.2.1 Tlačna trdnost zidovja	9
2.2.2 Strižna trdnost zidovja	9
2.2.3 Natezna trdnost zidovja	10
2.2.4 Deformacijske lastnosti zidovja	11
2.3 Evrokod 8	11
2.3.1 Evrokod 8: Projektiranje potresno odpornih konstrukcij - 3. del: ocena in prenova stavb	15 15
3 OCENA POTRESNEGA TVEGANJA ZIDANIH STAVB	17
3.1 Definicija potresnega tveganja in potresne nevarnosti	18
3.2 Sprejemljivo potresno tveganje	19
3.3 Metodologija za oceno potresnega tveganja	21
3.4 Analiza potresne nevarnosti	23
3.4.1 Krivulja potresne nevarnosti	23
3.4.2 Izbira akceleroogramov	26
3.5 Analiza obnašanja konstrukcije	27
3.5.1 Matematično modeliranje zidanih konstrukcij s programoma 3Muri in Tremuri	29 29
3.5.2 Nelinearna statična analiza modela z več prostostnimi stopnjami (MDOF)	34
3.5.3 Definicija mejnih stanj in stanj poškodovanosti	35
3.5.4 Pretvorba MDOF modelov na ekvivalentne SDOF modele	36
3.5.5 Določitev potresnih zahtev na SDOF modelu z inkrementalno dinamično analizo	38
3.5.6 Ocena parametrov porazdelitvene funkcije slučajnih spremenljivk	39
3.5.7 Ocena verjetnosti prekoračitve mejnih stanj poškodovanosti konstrukcije	40

(krivulje ranljivosti)	40
4 PROJEKTIRANJE IZBRANEGA ZIDANEGA OBJEKTA NA CILJNO POTRESNO TVEGANJE	43
4.1 Opis in podatki o konstrukciji	43
4.1.1 Tehnični opis	43
4.1.2 Osnovna geometrija konstrukcije	45
4.2 Opis modela in variant obravnavanih zidanih konstrukcij	47
4.3 Idealizacija potisnih krivulj in pretvorba na SDOF modele	54
4.4 Inkrementalne dinamične analize na modelih SDOF	58
4.5 Krivulje ranljivosti in ocena potresnega tveganja	61
4.6 Ocena potresnega tveganja	64
5 ZAKLJUČKI IN UGOTOVITVE	67
LITERATURA	69

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 2.1: Vrednosti začetne karakteristične strižne trdnosti zidovja	10
Preglednica 3.1: Odnos med verjetnostjo porušitve P_f in indeksom zanesljivosti β , Evrokod 0	20
Preglednica 3.2: Določitev razredov glede na posledice (SIST EN 1990, 2004).	20
Preglednica 3.3: Priporočene najmanjše vrednosti indeksa zanesljivosti β za mejna stanja	20
Preglednica 3.4: Indeksi zanesljivosti in največja sprejemljiva verjetnost	21
Preglednica 3.5: Metode analize (Fajfar, P. Osnove projektiranja potresno odpornih	28
Preglednica 4.1: Karakteristične vrednosti vplivov za ostrešje.	46
Preglednica 4.2: Karakteristične vrednosti vplivov za etažne plošče.	46
Preglednica 4.3: Definicija spektra odziva z maksimalnim pospeškom tal in tipom tal	46
Preglednica 4.4: Izbrane mehanske lastnosti obravnavanega zidovja.	47
Preglednica 4.5: Pet različnih variant obravnavanega zidanega objekta.	47
Preglednica 4.6: Vrednosti za pretvorbo na SDOF modele za vsako	55
Preglednica 4.7: Parametra ($pga_{50,DSi}$, β_{DSi}) krivulj ranljivosti za mejna stanja DS1-DS4	61
Preglednica 4.8: Verjetnost prekoračitve mejnih stanj poškodovanosti DS1-DS4 v 1 letu	65

KAZALO SLIK

Slika 2.1: Shematični prikaz tipičnih mehanizmov porušitve zidu pri potresni	6
Slika 3.1: (a) Globalne gospodarske izgube po desetletjih v milijardah ameriških dolarjev \$, normirani s kazalnikom iz leta 2000 (München Re) in (b) krivulje tveganj zaradi neurij, poplav in potresov za mesto, Köln, Nemčija. Podatki upoštevajo izgube za večstanovanjske objekte in za enodružinske hiše, trgovske objekte in industrijske objekte za leto 2000 (G. Grünthal, 2004, ICG, Earthquake, Risk and Hazard, 2010).....	17
Slika 3.2: Faktorji, ki vplivajo na potresno tveganje (ICG, Earthquake, Risk and Hazard, 2010).....	18
Slika 3.3: Sestavni deli metodologije prirejene PEER za oceno potresnega tveganja	22
Slika 3.4: Izvori potresov; fokus, epicenter, prelom (iz Zemlja, uvod v fizično geografijo).	23
Slika 3.5: Krivulja potresne nevarnosti za območje Ljubljane (funkcije Snoj, 2014).	26
Slika 3.6: Elastični spektri izbranih 30 akceleroگرامov s ciljnim spektrom iz.....	27
Slika 3.7: Osnovni koraki pri poenostavljeni nelinearni analizi obnašanja konstrukcije	28
Slika 3.8: Primer makroelementov za modeliranje zidanih sten.	30
Slika 3.9: Nelinearni linijski element z statičnimi in kinematičnimi	31
Slika 3.10: Kinematične spremenljivke notranje sile in geometrijske oznake	31
Slika 3.11: Prostorski računski model konstrukcije z vozlišči in pravili za porazdelitev mase.	33
Slika 3.12: Krivulja potisne analize, mejna stanja poškodovanosti, tri-linearna idealizacija	35
Slika 3.13: Primer krivulje IDA SDOF modela (SDOF-IDA) z označenimi mejnimi stanji.	38
Slika 3.14: Krivulja ranljivosti; empirična in lognormalna	40
Slika 3.15: Primer krivulj ranljivosti za mejna stanja poškodovanosti DS1 – DS4.	41
Slika 4.1: 3D model konstrukcije za izhodiščno varianto.	45
Slika 4.2: Prikaz geometrije objekta.....	45
Slika 4.3: Modeli konstrukcij v programu 3Muri za različne variante.	48
Slika 4.4: Oznake in pozicije posameznih sten (P1-P9) izhodiščnega 3D modela.....	48
Slika 4.5: Ekvivalentni okvirji posameznih zidov izhodiščnega modela konstrukcije (stene P1 do P9).	49
Slika 4.6: Potisne krivulje za variante V1-A do V3-B v obravnavanih smereh X in Y	50
Slika 4.7: Potisne krivulje za varianti V4-C do V5-C v obravnavanih smereh X in Y	51
Slika 4.8: Legenda prikaza poškodb v programu 3Muri.	51
Slika 4.9: Razvoj poškodovanosti zidnih elementov (stena P1 in P4) pri treh.....	52
Slika 4.10: Razvoj poškodovanosti zidnih elementov (stena P1 in P4) pri treh.....	53
Slika 4.11: Razvoj poškodovanosti zidnih elementov (stena P1) pri karakterističnem.....	54
Slika 4.12: Tri-linearni odnos med silo in pomikom SDOF modela za variante.....	56
Slika 4.13: Tri-linearni odnos med silo in pomikom SDOF modela za varianti	57
Slika 4.14: Krivulje SDOF-IDA za 30 izbranih akceleroگرامov za varianti V1-A – V2-B.....	58
Slika 4.15: Krivulje SDOF-IDA za 30 izbranih akceleroگرامov za variante V3-B – V5-C.....	59
Slika 4.16: Krivulje ranljivosti za varianti V1-A – V2-B za kritične analize v smereh (X, Y),.....	62
Slika 4.17: Krivulje ranljivosti za variante V3-B – V5C za kritične analize v smereh (X, Y),.....	63

LIST OF TABLES

Table 2.1: The value of the initial characteristic shear strength of masonry.....	10
Table 3.1: Relation between probability of failure P_f and reliability index β , Eurocode 0.....	20
Table 3.2: Definition of classes of consequences (SIST EN 1990, 2004).	20
Table 3.3: Recommended minimum values for reliability index β for ultimate limit.....	20
Table 3.4: Reliability index and the maximum acceptable probability.....	21
Table 3.5: Methods of Analysis (Fajfar, P. Basic design of structures for earthquake	28
Table 4.1: Characteristic load values for roof.	46
Table 4.2: Characteristic load values for slabs.....	46
Table 4.3: Definition of response spectrum with peak ground acceleration and the ground type	46
Table 4.4: Selected mechanical properties of considered masonry.....	47
Table 4.5: Five different types of a discussed masonry structure.	47
Table 4.6: Values for the conversion to the SDOF models for each.....	55
Table 4.7: Parameters ($pga_{50,DSi}$, β_{DSi}) of fragility curves for damage states DS1-DS4.....	61
Table 4.8: Probability of exceedance of damage states DS1-DS4 in 1 year and 50 years for variants..	65

LIST OF FIGURES

Figure 2.1: Schematic display of the typical failure mechanisms of masonry wall at seismic	6
Figure 3.1: (a) Global economic losses per decade in billions of US-\$, normalized to the year 2000 value (Munich Re) and (b) risk curves due to storms, floods, and earthquakes for the city of Cologne, Germany. The data considers losses at buildings and in the sectors private housing, commerce, and industry for the year 2000 (G. Grünthal, 2004, ICG, Earthquake, Risk and Hazard, 2010).	17
Figure 3.2: Factors which affect the seismic risk (ICG, Earthquake, Risk and Hazard, 2010).	18
Figure 3.3: Components of PEER performance assessment methodology,	22
Figure 3.4: Sources of earthquakes; Focus, Epicenter, Fault	23
Figure 3.5: Seismic hazard curve for Ljubljana region (program Snoj, 2014).	26
Figure 3.6: Elastic spectra of the 30 selected accelerograms with target spectrum from	27
Figure 3.7 Basic main steps in the simplified nonlinear analysis of the behavior of structures and determining engineering demand parameters including aleatoric uncertainty.	28
Figure 3.8: Examples of macro-element modelling of masonry walls.	30
Figure 3.9: Non-linear beam element with static and kinematic values	31
Figure 3.10: Cinematic variables, forces characteristics and geometric measurements	31
Figure 3.11: Spatial computational structural model with nodes and mass distribution rules.	33
Figure 3.12: Pushover curve, damage states, trilinear idealization.	35
Figure 3.13: Example of IDA curve for SDOF model (SDOF-IDA) with marked limit states.	38
Figure 3.14: Fragility curve; empirical and lognormal cumulative	40
Figure 3.15: Example of fragility curves for limit states of damage DS1- DS4.	41
Figure 4.1: 3D model of construction for baseline variant.	45
Figure 4.2: Geometry scheme of building.	45
Figure 4.3: Models of construction in program 3Muri for different variants.	48
Figure 4.4: Labels and positions of each of the walls (P1-P9) of the basic 3D model.	48
Figure 4.5: The equivalent frames of each walls of the basic model of the construction (walls P1 to P9).	49
Figure 4.6: Pushover curves for variants V1-A to V3-B in directions X and Y	50
Figure 4.7: Pushover curves for variants V4-C to V5-C in directions X and Y	51
Figure 4.8: Legend of display damages in the program 3Muri.	51
Figure 4.9: Damage development in masonry elements (walls P1 and P4) at three	52
Figure 4.10: Damage development in masonry elements (walls P1 and P4) at three	53
Figure 4.11: Damage development in masonry elements (wall P1) at characteristic	54
Figure 4.12: Tri-linear relationship between force and displacement of SDOF model for variants V1-A-V3-B with damage states DS1-DS4 for directions (X, Y) and distributions of horizontal forces (U, M).	56
Figure 4.13: Tri-linear relationship between force and displacement of SDOF model for variants V4-C – V5-C with damage states DS1-DS4 for directions (X, Y) and distributions of horizontal forces (U, M).	57
Figure 4.14: SDOF-IDA curves for 30 ground motions for variants V1-A – V2-B	58
Figure 4.15: SDOF-IDA curves for 30 ground motions for variants V3-B – V5-C	59
Figure 4.16: Fragility curves for variants V1-A – V2-B for critical analyses in directions (X, Y),	62
Figure 4.17: Fragility curves for variants V3-B – V5-C for critical analyses in directions (X, Y),	63

SIMBOLI

Uporabljeni simboli so pretežno povzeti po (Tomažević, 2009), (Snoj, 2014) ter standardih Evrokod 6 (SIST EN 1996, 2006) in Evrokod 8 (SIST EN 1998, 2005).

A_{env}	ploskev pod krivuljo potisne analize do pomika pri mejnem stanju d_{NC}
CF_{KLi}	faktor zaupanja, ($i = 1, 2, 3$)
DS	stanje poškodovanosti
E	modul elastičnosti zidovja
EDP	parametri potresnih zahtev
F	skupna prečna sila
F^*	sila SDOF sistema
F_{cr}	prečna sila ob pojavu prvih razpok
F_i	potresna sila v etaži i
F_{max}	nosilnost konstrukcije
F_{NC}	prečna sila blizu porušitve (pri padcu F_{max} za 20 %)
F_y	prečna sila na meji elastičnosti (idealiziran diagram)
F_y^*	prečna sila SDOF sistema (na meji elastičnosti)
F_0	prečna sila pri ničelni nosilnosti
G	strižni modul zidovja
G_{ki}	karakteristična vrednost stalnega vpliva j
H	horizontalna sila
H_{IM}	potresna nevarnost
I_A	moč gibanja tal
IM	mera za intenziteto potresa
K	konstanta za določanje tlačne trdnosti zidovja
K_e	efektivna togost zidu
KLi	raven znanja za določitev vrste analize in faktorja zaupanja, ($i = 1, 2, 3$)
L_i	tlorisna dimenzija etaže (pravokotno na smer potresa)
M	magnituda potresa; upogibni moment v zidu; potek vodoravnih sil po višini pri potisni analizi (modalna)
M_u	moment pri upogibni porušitvi zidu
N	osna sila
P	verjetnost nastopa dogodka, porazdelitvena funkcija
P_f	verjetnost odpovedi konstrukcije
PFA	največji pospešek na nivoju etaže
PGA	maksimalen pospešek temeljnih tal
P_{NCR}	referenčna verjetnost prekoračitve potresnega vpliva v 50 letih
$P(X/Y)$	verjetnost dogodka X ob pogoju nastopa dogodka Y (pogojna verjetnost)
Q_{ki}	karakteristična vrednost spremenljivega vpliva i
R	potresno tveganje; odpornost; razdalja
V_{Rd}	projektna vrednost strižne odpornosti zidu
R_t	strižna nosilnost pri nastanku diagonalnih razpok
R_u	upogibna nosilnost nearmiranega zidu
S	faktor tal
T	nihajni doba; prečna sila
T^*	nihajni doba SDOF sistema
T_B	spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost
T_C	zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost
T_D	vrednost nihajnega časa, na pričetku območja s konstantno vrednostjo spektralnega pomika
T_{NCR}, T_{DLR}	referenčna povratna doba
T_U	mejna prečna sila
U	potek vodoravnih sil po višini pri potisni analizi (enakomerna)
X	slučajna spremenljivka; smer
\bar{X}	povprečna vrednost vzorca vrednosti slučajne spremenljivke X

Y	slučajna spremenljivka; smer
Φ	standardizirana normalna porazdelitev
Φ_i^T	normirana deformacijska matrika
Ψ_{Ei}	koeficient za kombinacijo spremenljivega vpliva i
Γ	faktor za transformacijo MDOF sistema v SDOF sistem
a_{gR}	referenčna vrednost največjega pospeška tal za tip tal A
b	faktor porazdelitve strižnih napetosti po prerezu
d	vodoravni pomik na vrhu zgornje etaže, lokacija objekta; oznaka za projektno vrednost
d^*	pomik SDOF sistema
d_{cr}	vodoravni pomik na vrhu zgornje etaže ob pojavu prvih razpok
d_{Fmax}	vodoravni pomik na vrhu zgornje etaže pri doseženi maksimalni nosilnosti konstrukcije
d_{NC}	vodoravni pomik na vrhu zgornje etaže pri padcu maksimalne nosilnosti za 20%
ds	izbrano stanje poškodovanosti
d_v	vodoravni pomik na vrhu zgornje etaže pri meji elastičnosti
d_v^*	pomik SDOF sistema pri meji elastičnosti
d_0	vodoravni pomik na vrhu zgornje etaže pri ničelni nosilnosti
e_{ai}	naključna ekscentričnost mase v etaži i
edp	vrednost parametrov potresnih zahtev
f_b	tlačna trdnost zidaka
$f_{b,min}$	minimalna tlačna trdnost zidakov
f	tlačna trdnost zidovja
f_k	karakteristična tlačna trdnost zidovja
f_m	tlačna trdnost malte
$f_{m,min}$	minimalna tlačna trdnost malte
$f_M(m)$	porazdelitev jakosti potresov za vsak potresni izvor
$f_R(r)$	geometrija izvora odvisna od razdalje opazovanega območja
f_t	natezna trdnost zidovja
f_{tk}	karakteristična natezna trdnost zidovja
f_v	strižna trdnost zidovja
f_{vk}	karakteristična strižna trdnost zidovja
f_{v0}	začetna strižna trdnost zidovja
f_{vk0}	karakteristična strižna trdnost pri ničelni tlačni napetosti
f_x	upogibna trdnost zidovja
$f_X(x)$	gostota verjetnosti slučajne spremenljivke X
g	težnostni pospešek; karakteristična vrednost stalnih vplivov
h	svetla višina zidu
h_{ef}	efektivna višina zidu
i	etaža; izvor potresa
im	vrednost mere za intenziteto potresa
im_{DS4}	intenziteta potresa, ki povzroči porušitev
k	srednja letna frekvenca za pospešek tal 1 g
k_0	naklon premice v logaritemski domeni
l	dolžina zidu
l_c	dolžina tlačnega dela zidu
m	celotna masa konstrukcije; vrednost magnitude
m^*	masa SDOF sistema
m_i	masa i -te etaže
m_X	moment prvega reda slučajne spremenljivke X
\tilde{m}_X	srednja vrednost logaritmov vrednosti slučajne spremenljivke X
n	število dogodkov
pga	vrednost za maksimalni pospešek temeljnih tal
pga_{DS}	kapacitete konstrukcije za izbrano mejno stanje
$pga_{50,DS}$	"srednja" vrednost kapacitete za izbrano mejno stanje
q	faktor obnašanja konstrukcije; karakteristična vrednost koristnih vplivov
r	oddaljenost izvora potresa od lokacije stavbe
t	debelina; čas
t_{ef}	debelina zidu

u	vzdolžni pomik makroelementa
$v_{s,30}$	hitrost strižnega valovanja v zgornjih 30 m profila tal
w	prečni pomik makroelementa
x	vrednost slučajne spremenljivke X
α	konstanta za določanje tlačne trdnosti zidovja; parameter poškodovanosti makroelementa; koeficient robnih pogojev
β	konstanta v enačbi za določanje karakteristične tlačne trdnosti zidovja; indeks zanesljivosti
β_{DS}	standardna deviacija naravnih logaritmov parametra potresnih zahtev oziroma kapacitete pri izbranem mejnem stanju poškodovanosti
β_R	logaritmična standardna deviacija
γ	specifična teža zidovja
γ_I	faktor pomembnosti
γ_M	delni faktor za lastnosti materiala
δ	zasuk
ε	deformacija; standardna normalno porazdeljena napaka
θ	maksimalni etažni zasuk
λ	srednja letna frekvenca
λ_{DS4}	srednja letna frekvenca pojavljanja mejne stanja DS4 (porušitve)
λ_{IM}	srednja letna frekvenca presega intenzitete potresa
μ	faktor duktilnosti; koeficient trenja
μ_{NC}	duktilnost konstrukcije pri mejnem stanju blizu porušitve
$\mu_{lnIM}(M, R, \theta)$	pričakovana srednja vrednost logaritma intenzitete potresa
σ	napetost; standardni odklon
σ_d	projektna tlačna napetost
σ_0	povprečna tlačna napetost v zidu
$\sigma_{lnIM}(M, R, \theta)$	standardni odklon logaritmskih vrednosti intenzitete potresa
σ_{lnX}	standardni odklon logaritmov vrednosti slučajne spremenljivke X
σ_X^2	varianca slučajne spremenljivke X
ϕ	zasuk makroelementa

PREVOD ANGLEŠKIH IZRAZOV

arias intensity	moč gibanja tal
collapse fragility $P(C IM)$; $(C=DS4)$	ocena pogojne verjetnosti porušitve
component	komponenta
collapse risk target	ciljno tveganje porušitve
cumulative distribution function - CDF	kumulativna porazdelitvena funkcija
damage analysis	analiza poškodovanosti
damage limitation requirement	zahteva po omejitvi poškodb
damage measure	ocena poškodb
durability	trajnost
fragility function or curve	funkcija oziroma krivulja ranljivosti
hazard analysis	analiza potresne nevarnosti
hazard curve	krivulja potresne nevarnosti
no collapse requirement	zahteva po neporušitvi
performance	obnašanje
pier	slop
pushover analysis	potisna analiza
pushover curve	krivulja potisne analize
reliability	zanesljivost
resistance	odpornost
rigid element	togi element
serviceability	uporabnost
seismic risk	potresno tveganje
seismic hazard	potresna nevarnost
spandrel	parapet
structural analysis	analiza obnašanja konstrukcije
lognormal distribution	lognormalna porazdelitev
vulnerability	ranljivost

OKRAJŠAVE

ASCE		American Society of Civil Engineers
<i>C (DS4)</i>	porušitev	collapse
CC	razredi za stopnjevanje zanesljivosti	Consequence Classes
CAV	komulativna absolutna hitrost	
CDF	komulativno porazdeljena funkcija	Comulative Distribution Function
DM	ocena poškodb	damage measure
DS	stanje poškodovanosti	damage state
EDP	parameter potresnih zahtev	engineering demand parameter
FEMA		Federal Emergency Management Agency
FME	okvir sestavljen iz makroelementov	frame by macro elements
IDA	inkrementalna dinamična analiza	incremental dynamic analysis
IDR	etažni zasuk	interstorey drift
ICG		International Centre for Geohazards
ISO		International Organization for Standardization
<i>IM</i>	mera za intenziteto	intensity measure
JCSS		Joint Committee of Structural Safety
MAF	srednja letna frekvenca prekoračitve	mean annual frequency of exceedance
MDOF	model z več prostostnimi stopnjami	multi-degree-of-freedom model
NC	mejno stanje blizu porušitve	near collapse limit state
OpenSees	odprtokodno programsko orodje za izvajanje analiz potresnega odziva	Open System for Earthquake Engineering Simulation
PBEE	metoda kontroliranega odziva	Performance Based Earthquake Engineering
PEER		Pacific Earthquake Engineering Research Center
<i>PGA</i>	maksimalni pospešek tal	peak ground acceleration
<i>PGV</i>	maksimalna hitrost tal	peak ground velocity
PSHA	verjetnostna analiza potresne nevarnosti	probabilistic seismic hazard analysis
RC	razredi zanesljivosti	reliability classes
SDOF	model z eno prostostno stopnjo	single-degree-of-freedom model

Ta stran je namenoma prazna.

1 UVOD

Zidane stavbe v Sloveniji predstavljajo največji delež stavbnega fonda, saj je večina objektov, ki so bili zgrajeni v zadnjih stoletjih, zidanih, poleg tega pa se še vedno zgradi precej novih (Tomažević, 2009). Med novozgrajenimi zidanimi objekti je veliko stanovanjskih hiš, nekoliko manj pa večstanovanjskih in drugih večjih objektov, saj izpolnjevanje zahtev predpisov s področja potresno varne gradnje zidanih stavb posredno omejuje gradnjo le-teh s preveč etažami. Iz izkušenj pri projektiranju zidanih objektov na potresnih območjih ugotavljamo, da je zelo težko zadostiti zahtevam predpisov ob hkratnem izpolnjevanju vseh arhitekturnih zahtev. Tako bi na primer 3 etažna zidana stavba v Ljubljani z ustrezno (računsko dokazano) potresno odpornostjo imela zelo velik delež nosilnih sten z le malo odprtiniami ter bi bila z arhitekturnega vidika le pogojno funkcionalna. Seveda pa med starejšimi zidanimi stavbami najdemo tudi take s 4 ali več etažami. Za razliko od stanovanjskih hiš, se te nahajajo predvsem v mestnih središčih. Tako so še posebno ranljive starejše zidane stavbe v osrednjem, severozahodnem, jugozahodnem in jugovzhodnem delu Slovenije, ki so potresno najbolj ogrožena (MO, Uprava RS za zaščito in reševanje, 2013). Stare zidane stavbe niso bile grajene potresno varno, zato predstavljajo tveganje za varnost ljudi ter veliko materialno škodo v primeru potresa. Med takšne objekte lahko štejemo večino stavb, ki so starejše od 50 let. Leto 1964 smatramo kot nekakšno prelomnico v potresno odporni gradnji na celotnem področju bivše države, torej tudi v Sloveniji. Takrat je bil sprejeti prvi jugoslovanski zvezni predpis o gradnji na potresnih območjih. Predpis je bil sprejet na osnovi odredbe o gradnji na potresnih območjih, ki je bila v Sloveniji sicer sprejeta leta 1963, tik pred potresom v Skopju (Kilar, 2004). Seveda pa to še ne pomeni, da so vse zidane stavbe, ki so bile zgrajene po tem času potresno varne.

Veljavni predpisi zahtevajo, da je v primeru rekonstrukcije obstoječega objekta, potresna varnost le-tega, enakovredna varnosti na novo projektiranega in grajenega objekta. Manjše izjeme so dopustne le pri rekonstrukcijah kulturnih spomenikov in zgodovinsko zaščitenih objektov. Glede na to, da večina starejših objektov ni bila projektirana in grajena z upoštevanjem potresne varnosti, izvedba ukrepov za utrditev in zagotavljanje potresne varnosti v skladu z veljavnimi predpisi, lahko pomeni tudi zelo visoke stroške rekonstrukcije. Inženirji smo ob tem velikokrat v nevhvaležnem položaju, saj smo na eni strani zavezani k izpolnjevanju vseh predpisov, na drugi strani pa imajo investitorji željo po čim nižjih stroških gradnje oziroma sanacije. V primeru, da bi za posamezni objekt bilo mogoče izbrati sprejemljivo stopnjo tveganja, ki bi bila določena glede na vrsto in pomembnost objekta ter finančne izgube ob potresih, bi bil to zelo dobrodošel podatek, s katerim bi projektant investitorju lahko olajšal marsikatero odločitev v zvezi z izvedbo investicije.

1.1 Motivacija in cilji magistrskega dela

Glavna naloga projektanta je, da projektira objekte, ki so zanesljivi. To pomeni, da morajo biti sposobni zadostiti določenim zahtevam, vključno s projektirano življenjsko dobo. Vplive na konstrukcije podrobno določa in obravnava Evrokod 1 (SIST EN 1991, 2004). V primeru, da je objekt lociran na potresnem območju, pa je potrebno upoštevati tudi Evrokod 8 (SIST EN 1998, 2005). Ta je namenjen projektiranju stavb ter inženirskih objektov na potresno ogroženih območjih. Namen potresno varnega projektiranja objektov je zaščita človeških življenj, omejitev škode ter zagotoviti, da ostanejo objekti, ki so pomembni za civilno zaščito, uporabni tudi po potresu. Te cilje lahko zaradi naključne narave pojavljanja potresov in omejenih sredstev dosežemo le deloma, meriti pa jih je mogoče le z verjetnostnimi izrazi.

Ker se močnejši potresi, ki bi lahko povzročili večjo škodo na objektih, pojavljajo zelo redko, bi bilo projektiranje objektov na način, da bi bile preprečene vsakršne poškodbe, zelo neekonomično, takšni objekti pa ne bi bili samo dragi za izvedbo, ampak tudi v arhitekturnem smislu zelo konvencionalni (majhni razponi, veliko število nosilnih sten, velike dimenzije stebrov in nosilcev).

Zato Evrokod 8 (SIST EN 1998, 2005), podobno kot tudi večina drugih predpisov s področja potresno varnega projektiranja konstrukcij, dopušča poškodbe nosilne konstrukcije ob potresu, vendar se te ne smejo pojaviti na kritičnih mestih (npr. v stebrih) oziroma ne sme priti do porušitve objekta. Evrokod 8 tako za izpolnitev zahtev vpeljuje dva osnovna kriterija:

- neporušitev (angl. *no collapse requirement*) in
- omejitev poškodb (angl. *damage limitation requirement*).

S prvim kriterijem zagotovimo, da pri potresni obtežbi ne pride do rušenja konstrukcije, ki je lahko lokalno ali globalno. Konstrukcija mora tako zadržati obdržati svojo celovitost in sposobnost, da prenaša vertikalno obtežbo tudi po potresu. Za Slovenijo je v skladu z Evrokodom 8 (SIST EN 1998, 2005) privzeto, da se običajni objekti projektirajo na potres, za katerega obstaja 10 % verjetnost, da se pojavi (enak ali močnejši) v 50 letih. Povratna doba takega potresa je 475 let. Tak projektni potres pa seveda ni enak največjemu potresu, ki se lahko pojavi na območju, kjer projektiran objekt stoji.

Z drugim kriterijem zagotovimo, da se konstrukcija pri potresu, ki se lahko z veliko verjetnostjo pojavi v življenjski dobi objekta, ne bo prekomerno poškodovala. To pomeni, da ne sme priti do poškodb, katerih sanacija bi bila nesorazmerno velika v primerjavi s ceno novogradnje objekta. Potresni vpliv, ki ga moramo v skladu z Evrokodom 8 (SIST EN 1998, 2005) upoštevati pri tej zahtevi, ima 10 % verjetnost prekoračitve v obdobju 10 let oziroma 41 % v obdobju 50 let. Tak potres ima povratno dobo 95 let.

Opisan način, s katerim določamo potresno obtežbo, ni usklajen z Evrokodom 0 (SIST EN 1990, 2004), ki določa sprejemljivo stopnjo zanesljivosti objekta. Slednja je v tem standardu določena z indeksom zanesljivosti, vendar to ne velja za potresno obtežbo, ker Evrokod 8 (SIST EN 1998, 2005) vpeljuje zgoraj opisana kriterija po neporušitvi in omejitvi poškodb. S takšnim pristopom projektiranja se zanesljivost konstrukcije ne vrednoti eksplicitno, saj konstrukcijo dimenzioniramo le na projektni potres, ki je definiran v standardu. Zaradi tega ne poznamo dejanske varnosti konstrukcij, ki se projektirajo v skladu z Evrokodom 8, saj obstaja verjetnost, da se bo v življenjski dobi objekta zgodil potres, ki je močnejši od projektnega. Takšen potres seveda lahko povzroči zelo velike poškodbe ali celo porušitev konstrukcije, kljub temu, da je bila ta projektirana v skladu z omenjenim standardom. To pomanjkljivost lahko odpravimo s pristopom projektiranja konstrukcij na ciljno potresno tveganje, kjer zajamemo vse možne potrese, ki bi se lahko zgodili na določeni lokaciji.

1.2 Vsebina magistrskega dela

V magistrski nalogi smo na primeru večetažnega zidanega objekta za več različic prikazali postopek projektiranja na ciljno potresno tveganje in na koncu določili zanesljivost objekta ter jo primerjali z izbrano zahtevano ciljno zanesljivostjo. Pri tem smo uporabili iterativni postopek, kar pomeni, da smo najprej določili potresno tveganje izhodiščne variante objekta, ki smo jo dimenzionirali glede na zahteve Evrokoda 8 (SIST EN 1998, 2005), nato smo z vsako novo varianto nosilno konstrukcijo na različne načine izboljševali, da bi tako povečali potresno odpornost objekta in dosegli izbrano sprejemljivo potresno tveganje.

Ker smo najprej izvedli dimenzioniranje zidane konstrukcije v skladu z Evrokodi, v 2. poglavju naloge opišemo osnovne značilnosti in določila Evrokoda 6 (SIST EN 1996-1-1, 2006) in Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005). Pri tem smo se osredotočili predvsem na poglavja, ki določajo pravila modeliranja in potresne analize konstrukcij ter posebna pravila za zidane stavbe. V 3. poglavju, ki predstavlja jedro naloge, podrobneje opišemo metodologijo ocenjevanja potresnega tveganja zidanih stavb in definiramo osnovne pojme, kot sta na primer potresno tveganje in potresna nevarnost. V nadaljevanju poglavja prikažemo teoretična izhodišča, na osnovi katerih lahko določimo verjetnost prekoračitve različnih intenzitet potresa na določenem območju v določenem časovnem obdobju. Z ustrezno izbiro akceleroگرامov ponazorimo potresno obtežbo, ki jo v nadaljevanju upoštevamo pri analizi obnašanja konstrukcije. Pred tem opišemo glavne potresne zahteve in definiramo merila za njihovo izpolnjevanje. Predstavimo možne metode analize ter podrobneje opišemo tisto, ki smo jo uporabili v nalogi (poenostavljena nelinearna metoda na osnovi potresne analize). V nadaljevanju opišemo predpostavke matematičnega modela konstrukcije in postopek modeliranja s pomočjo računalniških programov. V 4. poglavju najprej opišemo značilnosti izbranega zidanega objekta, nato pa prikažemo uporabo metode projektiranja na ciljno potresno tveganje na računskem primeru.

2 PROJEKTIRANJE ZIDANIH STAVB PO STANDARDIH EVROKOD 6 IN 8

Sodobno zidovje je značilen kompozitni material, ki ga praviloma sestavljajo zidaki in malta, včasih pa tudi polnilni beton in armaturno jeklo. Glede na sisteme zidanja in vrsto uporabljenih materialov tako ločimo:

- nearmirano zidovje, ki ga sestavljajo zidaki in malta,
- povezano zidovje, ki ga sestavljajo zidaki, malta, armaturno jeklo in beton ter
- armirano zidovje, ki ga sestavljajo zidaki, malta, armaturno jeklo in polnilni beton.

V tem delu bomo na kratko predstavili osnovna določila Evrokoda 6 (SIST EN 1996-1-1, 2006) s poudarkom na materialnih karakteristikah, nato pa predstavili še pravila za projektiranje potresno odpornih zidanih stavb v skladu z Evrokodom 8 (SIST EN 1998-1, 2005).

Ker je za razumevanje določil Evrokoda 6 (SIST EN 1996-1-1, 2006), ki govorijo o materialnih karakteristikah zidovja (predvsem določanje strižne trdnosti) potrebno poznavanje obnašanja zidanih konstrukcij, uvodoma podajamo pregled porušnih mehanizmov in določanja računske nosilnosti za posamezni tip mehanizma.

2.1 Obnašanje zidanih konstrukcij in računska nosilnost zidov

Z ustrezno povezavo nosilnih zidov (toge stropne konstrukcije, horizontalne vezi) dosežemo, da se potresna obtežba prenaša v smeri zidov. Če želimo ob tem preprečiti strižno ali upogibno porušitev, mora imeti posamezen zid dovoljšnjo nosilnost. Mehanizem porušitve posameznega zidu v stavbi je povezan z geometrijo in lego v tlorisu, nivojem tlačnih napetosti v primerjavi s horizontalnimi (potresnimi) silami, materialnimi karakteristikami in načinom vpetosti zidu v višini stropnih konstrukcij. Evrokod 6 (SIST EN 1996-1-1, 2006) loči naslednja dva tipa porušnih mehanizmov:

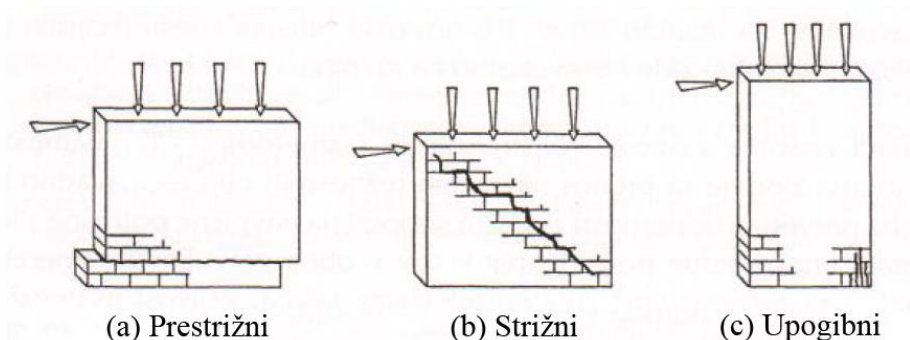
- prestrižni (zdrsni),
- upogibni (izven ravnine).

Pri zdrs nastanejo razpoke v naležnih regah, ta mehanizem se lahko pojavi le ob nizkem nivoju tlačnih napetosti v zidu (npr. zatrejni zidovi) in slabi kvaliteti malte. Upogibni mehanizem se pojavi v primeru, ko obtežba deluje pravokotno na njegovo ravnino (čisti upogib). Ker na potresnih območjih velja priporočilo, da upogib zidu pravokotno na ravnino prevzememo z armaturo, upogibne odpornosti zidovja pa pri tem ne upoštevamo (Tomaževič, 2009), tega mehanizma v naši nalogi nismo podrobneje obravnavali. Tudi računalniški program s katerim smo izračunali potresno odpornost, tega mehanizma ne upošteva.

Za izračun potresne odpornosti konstrukcij z izbranim programom za izračun je potrebno poznati še naslednja dva mehanizma, ki v standardu Evrokod 6 (SIST EN 1996-1-1, 2006) nista obravnavana:

- strižni,
- upogibni (v ravnini).

Strižni mehanizem porušitve je najpogostejši in se pojavi v trenutku, ko je v smeri glavnih napetosti prekoračena natezna trdnost. Takrat pride do pojava poševnih razpok, ki potekajo bodisi po vertikalnih, bodisi po horizontalnih naležnih regah, po zidakih, lahko pa tudi po zidakih in deloma po regah. Do upogibnega porušnega mehanizma pride, ko je presežena tlačna trdnost zidakov in se ti začnejo drobiti na tlačnem robu.



Slika 2.1: Shematični prikaz tipičnih mehanizmov porušitve zidu pri potresni obtežbi v ravnini zidu (a) prestrižni, (b) strižni, (c) upogibni (Tomažević, 2009).

Figure 2.1: Schematic display of the typical failure mechanisms of masonry wall at seismic load in wall plane (a) sliding shear failure, (b) shear failure, (c) flexural failure (Tomažević, 2009).

Glede na določen porušni mehanizem lahko izračunamo nosilnost opečnega zidovja. Prikažemo nosilnosti za opisane tri porušne mehanizme, ki se uporabljajo tudi v Sloveniji, upošteva pa jih tudi računalniški program 3Muri (3muri User Manual, S.T.A.DATA), ki smo ga uporabili pri računskem primeru.

Projektna vrednost strižne odpornosti zidu V_{Rd} v primeru prestrižnega mehanizma, ki je določen v Evrokodu 6 (SIST EN 1996-1-1, 2006) in predpostavi zdrs zidakov po naležnih regah, se izračuna po enačbi:

$$V_{Rd} = f_v \cdot t \cdot l_c, \quad (2.1)$$

kjer je

$$f_{vk} = f_{vk0} + \mu \sigma_d \leq \min \begin{cases} 0,065(0,045) \cdot f_b \\ 1,4MPa \end{cases} \quad (2.2)$$

in

$$l_c = 3 \left(\frac{l}{2} - e \right) = 3 \left(\frac{l}{2} - \frac{H \cdot h}{N} \right) \quad (2.3)$$

Pri tem je t debelina zidu, f_{vk} , karakteristična strižna trdnost zidu, f_{vk0} začetna karakteristična strižna trdnost zidu in l_c dolžina zidu. V enačbi (2.2) velja vrednost $0,065f_b$ za zapolnjene in $0,045f_b$ za nezapolnjene čelne rege. Če ima osna sila ekscentričnost $e > l/6$, se dolžina tlačnega dela prereza l_c izračuna v skladu z enačbo (2.3), kjer je H velikost horizontalne sile s prijemališčem na vrhu zida višine h , N pa je osna sila v zidu. Kot je razvidno iz zgornjih izrazov (2.1 in 2.3) je strižna odpornost zidu v primeru prestrižnega mehanizma definirana v odvisnosti od velikosti horizontalne obtežbe, ki deluje na zid. Določanje strižne nosilnosti zidovja v odvisnosti od predpostavljenega porušnega mehanizma je predmet številnih strokovnih diskusij in je izven okvirov tematike te naloge. Pri tem je pomembno, da projektne vrednosti strižne odpornosti zidu ne zamenjujemo z maksimalno strižno nosilnostjo zidovja (Jäger, Gams, 2016).

V primeru strižne nosilnosti z nastankom diagonalnih razpok predpostavimo, da se zid do porušitve obnaša kot elastičen, homogen in izotropen material. Z upoštevanjem teorije elastičnosti in določitve glavnih normalnih napetosti, lahko izračunamo strižno nosilnost zidu R_t (Snoj, 2014):

$$R_t = t \cdot l \cdot \frac{f_t}{b} \sqrt{\frac{\sigma_0}{f_t} + 1} \quad (2.4)$$

in

$$b = \frac{h}{l}; 1,1 \leq b \leq 1,5 \quad (2.5)$$

kjer sta oznaki t in l debelina in dolžina zidu, σ_0 je povprečna tlačna napetost v zidu, b pa je parameter s katerim se upošteva vpliv geometrijskih karakteristik zidu ter razmerje med velikostjo vertikalne in horizontalne sile na porazdelitev strižnih napetosti po prerezu. V računskem primeru smo upoštevali določitev strižne nosilnosti z nastankom diagonalnih razpok. V računalniškem programu sicer lahko sami izberemo, kateri porušni mehanizem bo upoštevan pri izračunu strižne nosilnosti zidovja.

Pri upogibnem porušnem mehanizmu nosilnost določimo s predpostavko linearnega poteka deformacij po prerezu. Natezne napetosti zanemarimo, za potek tlačnih pa predpostavimo parabolo. Iz pogoja ravnotežja sil v prerezu, izračunamo upogibno nosilnost R_u nearmiranega in nepovezanega zidu (Tomažević, 2009):

$$M_u = \frac{\sigma_0 \cdot t \cdot l^2}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f} \right) \quad (2.6)$$

$$R_u = \frac{M_u}{\alpha \cdot h} \quad (2.7)$$

kjer sta t in l debelina in dolžina zidu, h je njegova višina, σ_0 povprečna tlačna napetost v prerezu, f pa tlačna trdnost zidovja. S parametrom α upoštevamo vpliv robnih (vpetostnih) pogojev zida in je 0,5 za zgoraj in spodaj vpet zid ter 1 za konzolo.

2.2 Evrokod 6 in materialne karakteristike zidovja

Evrokod 6 (SIST EN 1996, 2006) se uporablja za projektiranje stavb in gradbenih inženirskih objektov, ki so zgrajeni iz nearmiranega, povezanega ali armiranega zidovja. V delu 1-1 (SIST EN 1996-1-1) so podane osnove in načela za projektiranje. Standard vsebuje devet poglavij. V prvem poglavju so definirana področja uporabe standarda, navedeni so tudi referenčni standardi, na katere se Evrokod 6 sklicuje, pojasnjeni so termini in izrazi. V drugem poglavju (osnove projektiranja), je določeno da se zidane konstrukcije projektirajo v skladu s pravili Evrokod 0 (SIST EN 1990, 2004). Torej se uporablja metoda mejnih stanj z upoštevanjem delnih faktorjev, pri izračunu učinkov vplivov (projektna obtežba) pa se upoštevajo vplivi v skladu z Evrokodom 1 (SIST EN 1991, 2004). Pri kombinacijah vplivov se upoštevajo pravila Evrokoda 0 (SIST EN 1990, 2004).

Delni faktorji za vplive se upoštevajo v skladu z Evrokodom 0 (SIST EN 1990, 2004), za materiale pa Evrokod 6 (SIST EN 1996, 2006) ter nacionalni dodatek Evrokod 6 (SIST EN 1996-1-1, 2006+A1, 2013/A101, 2016).

Poglavja od 4 do 9 govorijo o zahtevah za zagotavljanje trajnosti zidovja, pravilih, kako analizirati zidane konstrukcije, preverjanju mejnih stanj ter na koncu o detajlih in izvedbi zidanih konstrukcij. Podrobneje bomo opisali tretje poglavje, ki govori o materialih oziroma določa lastnosti, ki jih morajo izpolnjevati zidaki, malta, zalivni beton, armatura in zidovje. Za posamezne sestavine zidovja (zidaki, malta, zalivni beton, armatura) niso določene minimalne zahteve, ampak so določeni evropski standardi, s katerimi morajo biti ti elementi skladni. Pri projektiranju ne uporabljamo mehanskih karakteristik materialov, ki sestavljajo zid (zidaki, malta), ampak karakteristike zidovja kot celote, ki je sestavljena iz omenjenih materialov in jo v tem smislu obravnavamo kot homogen konstrukcijski material. Mehanske lastnosti zidovja, ki jih upoštevamo pri projektiranju zidanih konstrukcij so (Tomažević, 2009):

- tlačna trdnost zidovja f ,
- strižna trdnost zidovja f_v ,
- upogibna trdnost zidovja f_x ,
- elastični modul E in
- strižni modul G .

Pri izračunu potresne odpornosti je potrebno poznati tudi:

- natezno trdnost zidovja, f_t in
- faktor duktilnosti, μ ,

ki v Evrokodu 6 (SIST EN 1996, 2006) niso definirane, zato jih v naši nalogi povzemamo po literaturi (Tomažević, 2009), lahko pa jih določimo tudi z eksperimentalnimi raziskavami.

Natezna trdnost zidovja določa strižno odpornost zidu pri strižnem mehanizmu, kjer nastanejo poševne razpoke, ki jih povzročajo natezne napetosti v diagonalni smeri. Faktor duktilnosti predstavlja sposobnost deformiranja v neelastičnem območju v primeru potresne obtežbe.

Duktilnost je odvisna od vrste in kvalitete zidovja, še zlasti pa od načina zidanja in arhitekturne zasnove objekta (tlorisna pravilnost, delež nosilnih zidov v glavnih smereh objekta). Mehanske lastnosti zidovja se običajno določajo s preizkušanjem v skladu s standardi iz skupine SIST EN 1052.

V podpoglavjih 2.2.1 do 2.2.4 podrobneje opišemo posamezne materialne karakteristike in zapišemo enačbe za izračun karakterističnih vrednosti le-teh, ki so definirane v Evrokodu 6 (SIST EN 1996, 2006). Pri računskem primeru v 4. poglavju naloge smo sicer uporabili mehanske karakteristike podobnega tipa zidovja na podlagi podatkov iz literature (Tomažević, 1987, 1999, 2004, Bosiljkov in sod. 2004, Tomažević in Weis, 2008).

2.2.1 Tlačna trdnost zidovja

Tlačna trdnost se določi eksperimentalno v skladu s SIST EN 1502-1, 1999 ali empirično:

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta \quad (2.8)$$

kjer so:

f_k - karakteristična tlačna trdnost zidovja,

f_b - tlačna trdnost zidaka,

f_m - tlačna trdnost malte,

K - konstanta, ki je odvisna od oblike in materiala zidaka in tipa malte,

α, β - konstanti ($\alpha = 0,7$ in $\beta = 0,3$ za malto za splošno uporabo in lahko malto).

Vrednosti konstante K se gibljejo od 0,20 za zidake skupin 3 in 4 (lahka malta) in 0,80 za zidake skupine 1 (tankoslojna malta).

Enačba za empiričen izračun tlačne trdnosti je uporabna v primeru običajnih tipov sodobnega zidovja, ob tem, da v izračunu upoštevamo dejanske, s preiskavo ugotovljene, in ne deklarirane vrednosti tlačne trdnosti zidakov in malte (Tomažević, 2009).

2.2.2 Strižna trdnost zidovja

Zaradi mehanskih lastnosti zidovja in geometrijskih razmerij pri zidanih konstrukcijah večinoma prevladuje strižno obnašanje. Evrokod 6 (SIST EN 1996-1-1, 2006) določa strižno trdnost zidovja kot vsoto strižne trdnosti pri ničelni tlačni napetosti f_{vk0} in prirastka trdnosti zaradi tlačne napetosti v obravnavanem vodoravnem prerezu zidu, pravokotno na strig. V primeru, da so vertikalne rege zapolnjene z malto, se karakteristična strižna trdnost zidovja izračuna z enačbo (2.9):

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_d \quad (2.9)$$

V kolikor so navpične rege nezapolnjene, pa velja enačba (2.10):

$$f_{vk} = 0,5f_{vk0} + 0,4\sigma_d, \quad (2.10)$$

kjer je σ_d je projektna tlačna napetost v prerezu v smeri, pravokotni na strižno silo. Začetna karakteristična strižna trdnost pri ničelni tlačni napetosti f_{vk0} se določi s preiskavo preizkušanca v skladu s SIST EN 1052-3, 2004.

V kolikor rezultati preiskav niso na voljo, se lahko upoštevajo vrednosti začetne strižne trdnosti, ki jih predlaga Evrokod 6 (SIST EN 1996-1-1, 2006) in so prikazane v spodnji preglednici 2.1.

Preglednica 2.1: Vrednosti začetne karakteristične strižne trdnosti zidovja Evrokod 6 (SIST EN 1996-1-1, 2006).

Table 2.1: The value of the initial characteristic shear strength of masonry Eurocode 6 (SIST EN 1996-1-1, 2006).

Zidaki	f_{vk0} (N/mm ²)		
	Malta za splošno uporabo danega trdnostnega razreda	Tankoslojna malta (naležna rega $\geq 0,5$ mm in ≤ 3 mm)	Lahka malta
Opečni	M10 - M20	0,30	0,30
	M2,5 - M9	0,20	
	M1 - M2	0,10	
Kalcijev silikat	M10 - M20	0,20	0,40
	M2,5 - M9	0,15	
	M1 - M2	0,10	
Beton	M10 - M20	0,20	0,30
Avtoklavirani celični beton	M2,5 - M9	0,15	
Umetni kamen in obdelani naravni kamen	M1 - M2	0,10	

Ob tem je potrebno upoštevati, da je pri nas z nacionalnim dodatkom (Evrokod 6 (SIST EN 1996-1-1, 2006+A1, 2013/A101, 2016) omejena največja vrednost karakteristične strižne trdnosti zidovja na 6,5 % tlačne trdnosti zidaka f_b v primeru zapolnjenih ali 4,5% tlačne trdnosti zidaka f_b za nezapolnjene čelne rege, pri čemer vrednost ne sme presegati 1,4 MPa.

2.2.3 Natezna trdnost zidovja

Strižna trdnost, v skladu z Evrokodom 6 (SIST EN 1996-1-1, 2006) ima smisel le v primeru prestrižnega porušnega mehanizma, ki se pojavi zaradi zdrsa zidakov po naležnih regah. Ker se v primeru potresa takšna porušitev zidovja zelo redko pojavi, je primernejša nekoliko drugačna definicija strižne trdnosti, ki bolj realno upošteva strižno porušitev zidov in pojav diagonalnih razpok. Slednje so z raziskavami pod vodstvom prof. Turnška (Tomažević, 2009) ugotovili že po potresu v Skopju leta 1963. Raziskovalna skupina je zato predstavila hipotezo, da strižno odpornost zidu določa glavna natezna napetost, ki bi nastala v zidu ob doseženi največji odpornosti, ob predpostavki, da je zidovje elastično, homogeno in izotropno vse do porušitve. V skladu s to razlago se glavna natezna napetost pri doseženi največji odpornosti zidu imenuje referenčna natezna trdnost zidovja (hipoteza natezne trdnosti; Turnšek in Čačovič, 1971). Vrednosti f_i se določajo eksperimentalno in sicer običajno zidovih, ki so obojestransko ali enostransko vpeti ter imajo razmerje med višino in dolžino 1,5. Preizkušance se obremenjuje z enakomerno naraščajočo vodoravno silo pri konstantni vertikalni sili ali pa s poševno tlačno silo. Na osnovi večjega števila preiskav se je določilo empirično razmerje med natezno in tlačno trdnostjo za različne vrste zidovja (Tomažević, 2009):

$$0,03f_k \leq f_i \leq 0,09f_k \quad (2.11)$$

Poznavanje zgornjega razmerja nam omogoča grobo oceno vrednosti karakteristične natezne trdnosti, v kolikor nam je za določeno vrsto zidovja poznana le velikost karakteristične tlačne trdnosti.

2.2.4 Deformacijske lastnosti zidovja

V Evrokodu 6 (SIST EN 1996-1-1, 2006) so v poglavju 3.7 podana navodila, kako se določajo deformacijske lastnosti zidovja, ki jih potrebujemo pri projektiranju (elastični in strižni modul). Zidovje se kot konstrukcijski material obnaša nelinearno že pri dokaj majhnih silah, zato nelinearno območje idealiziramo, parametre, ki zajemajo deformabilnost zidovja, pa določimo v skladu z dogovorjenim postopkom. Evrokod 6 določa mejne deformacije glede na tip zidovja tako, da se lahko iz razmerij med napetostmi in deformacijami, ugotovljenimi s preizkusom tlačne trdnosti, določi modul elastičnosti zidovja E (v skladu s SIST EN 1502-1). Pri preverjanju potresne odpornosti zidanih konstrukcij uporabljamo vrednost modula elastičnosti pri kratkotrajni obremenitvi, ki se izvede kot sekantni modul pri $1/3$ tlačne trdnosti zidovja. Modul elastičnosti se lahko bistveno razlikuje od eksperimentalno dobljenih vrednosti in se v splošnem, glede na tip zidovja, giblje v razponu (Tomažević, 2009):

$$100f_k \leq E \leq 2000f_k . \quad (2.12)$$

Evrokod 6 (SIST EN 1996-1-1, 2006) v točki 3.7.3 za strižni modul zidovja G priporoča, da se privzame vrednost 40 % modula elastičnosti, vendar so mnoge raziskave pokazale (Bosiljkov in sod., 2004; Tomažević in sod., 2007), da je takšna vrednost strižnega modula bistveno previsoka (Tomažević, 2009). Glavni razlog je v nehomogenosti in neizotropnosti zidovja kot konstrukcijskega materiala, zato ne moremo uporabljati deformabilnostnih razmerij kot veljajo za elastične, homogene in izotropne materiale. S preiskavami ugotovljene vrednosti strižnega modula zidovja se gibljejo v območju (Tomažević, 2009):

$$1000f_{tk} \leq G \leq 2700f_{tk} . \quad (2.13)$$

Kratek prikaz določanja mehanskih in deformacijskih karakteristik zidovja ter relativno velik raztros možnih vrednosti kaže na to, da so rezultati analize zidanih konstrukcij, zelo odvisni od določanja lastnosti zidovja z ustreznimi preiskavami in poznavanje literature s tega področja.

2.3 Evrokod 8

V okviru te naloge podajamo zgoščen pregled splošnih določil, ki veljajo za projektiranje potresno odpornih konstrukcij, torej tudi zidanih stavb, kot tudi posebnih določil, ki veljajo zgolj za zidne stavbe. V vrstnem redu, ki sledi Evrokodu 8 (SIST EN 1998-1, 2005) skupaj z njimi opišemo tudi kako smo jih upoštevali v računskem primeru, ki ga obravnavamo v četrtem poglavju naloge.

V uvodnem poglavju Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005) so navedene vsebina, zveze s preostalimi standardi, osnovne predpostavke in definicije izrazov ter uporabljeni simboli in enote.

Na začetku drugega poglavja je podana osnovna zahteva, da je potrebno konstrukcije na potresnih območjih projektirati tako, da z ustrezno stopnjo zanesljivosti izpolnjujejo osnovni zahtevi: neporušitev in omejitev poškodb. Stopnje ciljnih zanesljivosti so, glede na vrste stavb inženirskih objektov, na podlagi predvidenih posledic porušitve določene s strani odgovornih organov. Tako so stavbe razvrščene v različne kategorije pomembnosti, ki jim pripada različen faktor pomembnosti γ .

V tretjem poglavju so obravnavane značilnosti tal in potresni vpliv. Tla so glede na geološke značilnosti razvrščena v pet osnovnih tipov tal: A, B, C, D in E (SIST EN 1998-1, 2005, preglednica 3.1). Podatek o tipu tal projektant običajno dobi iz geološko-geomehanskega poročila, v računskem primeru smo upoštevali tip tal B. V Evrokodu 8 se za večino primerov potresna nevarnost določa z referenčno vrednostjo največjega pospeška tal na tleh tipa A, a_{gR} , ki ustreza referenčni povratni dobi T_{NCR} potresnega vpliva za zahtevo po neporušitvi ali referenčni verjetnosti prekoračitve v 50 letih, P_{NCR} . Z nacionalnim dodatkom k SIST EN 1998-1:2005 je določena referenčna povratna doba $T_{NCR} = 475$ let in verjetnost prekoračitve v 50 letih, $P_{NCR} = 10\%$. Referenčna povratna doba potresnega vpliva T_{DLR} za zahtevo po omejitvi poškodb je 95 let. Potresni vpliv je opisan z elastičnim spektrom pospeškov, ki se imenuje elastičen spekter odziva. Horizontalni potresni vpliv opisujeta dve pravokotni komponenti, za katere se predpostavi, da sta neodvisni in predstavljeni z istim spektrom. Spektri odziva so opisani v točki 3.2.2 Evrokoda 8.

V četrtem poglavju so navedena splošna pravila o potresno odpornem projektiranju stavb, ki jih je potrebno upoštevati ne glede na vrsto konstrukcije (armiranobetonska, jeklena, sovprežna, lesena, zidana). Glavna načela, ki pomembno vplivajo na arhitekturno zasnovo potresno odpornih objektov zaradi pomembnosti navajamo v celoti:

- enostavnost konstrukcije,
- uniformnost, simetrija in statična nedoločенost,
- nosilnost in togost v dveh smereh,
- torzijska nosilnost in togost,
- učinek diafragem na nivojih etaž,
- ustrezno temeljenje.

Medtem ko projektant gradbenih konstrukcij z izpolnjevanjem zadnjih dveh v praksi praviloma nima večjih težav, pa so prve štiri povezane z arhitekturno zasnovo, ki je velikokrat žal v popolnem nasprotju z navedenimi zahtevami. Izmed njih posebej izpostavljamo učinek diafragem na nivojih etaž, ki pri zidanih stavbah zagotovijo ustrezno obnašanje, enakomerno razporeditev potresnih sil na zidove in skupaj s horizontalnimi vezmi preprečujejo izpadanje zidov v primeru potresa. Vpliv zasnove na torzijsko nosilnost in togost smo spoznali tudi na obravnavanem računskem primeru, ki ima lociran armiranobetonski dvigalni jašek ob obodu tlorisa. Prva nihajna oblika pri modalni analizi je zaradi tega torzijska. Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005) v četrtem poglavju podaja tudi merila za pravilnost konstrukcije, na osnovi katerih je določen dopusten model konstrukcije (ravninski ali prostorski) in metodo analize (z vodoravnimi silami ali modalna). V primerih neizpolnjevanja navedenih kriterijev za pravilnost po višini je potrebna redukcija faktorja obnašanja (s slednjim se v praksi največkrat srečujemo pri armiranobetonskih objektih). V podpoglavju, ki govori o metodah analize so najprej navedene osnovne zahteve, ki jih je potrebno izpolniti pri modeliranju konstrukcij (SIST EN 1998-1, 2005, točka 4.3.3.1). Izmed njih izpostavimo zahtevo po upoštevanju vpliva razpokanih prereзов pri določanju togosti nosilnih elementov, ki smo ga v računskem primeru upoštevali s polovično vrednostjo togosti nerazpokanih prereзов (opcija v računalniškem programu 3Muri).

Poleg dejanske ekscentričnosti, ki je v našem primeru upoštevana s prostorskim modelom, Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005) določa, da je potrebno dodatno upoštevati tudi naključno ali slučajno ekscentričnost, s katero se zajamejo negotovosti, ki so povezane s položajem mas in s prostorskim spreminjanjem potresnega gibanja. To izvedemo s premikom masnega središča v vsaki etaži v skladu z enačbo:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i, \quad (2.14)$$

kjer sta e_{ai} naključna oziroma slučajna ekscentričnost mase v etaži i glede na nazivni položaj in L_i tlorisna dimenzija etaže, ki je pravokotna na smer potresnega vpliva. Vpliv slučajne ekscentričnosti v računskem primeru upošteva program samodejno. V poglavju 4.3.3 Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005) so opisane metode analize, najprej pa so navedene osnovne zahteve, med katerimi je določilo, ki poleg linearnih metod dopušča tudi nelinearne, med katerimi je nelinearna statična analiza, ki smo jo uporabili v računskem primeru. Ob tem je bistvenega pomena, da matematični model vključuje tudi nosilnost elementov konstrukcije in njihovo obnašanje v neelastičnem območju. To podrobneje opišemo v tretjem poglavju, ko predstavimo matematično modeliranje zidanih konstrukcij s programoma 3Muri in Tremuri. Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005) definira, da se nelinearna statična potisna analiza izvede tako, da enakomerno povečujemo horizontalno obtežbo, ob tem pa se težnostne sile ne spreminjajo. Z nelinearno statično analizo lahko preverjamo obnašanje novih in obstoječih objektov. V računskem primeru smo z njo določili obnašanje novo projektirane stavbe in ocenili razporeditev poškodb v zidovih. Ker smo pri tem uporabili sodoben računalniški program, smo konstrukcijo lahko modelirali s prostorskim modelom, zato ni bilo potrebno preverjanje pogojev pravilnosti. Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005) določa, da je v analizi potrebno uporabiti vsaj dva načina, na katera je obtežba, ki deluje v vodoravni smeri, razporejena po etažah:

- enakomerno razporeditev, s horizontalnimi silami, ki so sorazmerne masam ne glede na višino in
- modalno razporeditev, s horizontalnimi silami, ki so sorazmerne silam v obravnavani smeri, ki jih določimo z elastično analizo.

Vodoravne sile delujejo v masnih središčih, slučajna ekscentričnost se upošteva v skladu z enačbo (2.14). Navedeni razporeditvi sta upoštevani v analizi primera zidane konstrukcije. Zaradi upoštevanja različnih porazdelitev vodoravnih sil, vpliva slučajne ekscentričnosti, ob dveh glavnih smereh potresnega vpliva, pri vsakem računskem primeru dobimo po 24 potisnih analiz, izmed katerih program samodejno prikaže kritični za obe glavni smeri. Rezultat potisne analize je krivulja kapacitete, ki predstavlja razmerje med skupno prečno silo konstrukcije in kontrolnim pomikom, ki je v skladu z Evrokodom 8 (SIST EN 1998-1, 2005) lahko pomik v masnem središču na vrhu stavbe. Kontrolni pomik se primerja s ciljnim pomikom, ki predstavlja potresno zahtevo. Ciljni pomik se določi iz elastičnega spektra odziva, postopek je opisan v dodatku B Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005).

Posebna pravila za posamezne vrste stavb glede na tip konstrukcije so opisana v poglavjih 5 do 9 Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005), v nalogi predstavimo le 9. poglavje, ki velja za zidane stavbe.

Standard Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005) v 9. poglavju podaja posebna pravila za projektiranje zidanih stavb iz nearmiranega, povezanega in armiranega zidovja na potresnih območjih.

Dodatna pravila dopolnjujejo zahteve Evrokoda 6 (SIST EN 1996, 2006). Določeni sta minimalni tlačni trdnosti zidakov $f_{b,min}$ in malte $f_{m,min}$, ki se lahko uporabljajo na potresnih območjih. V nacionalnem dodatku sta predpisani vrednosti $f_{b,min} = 10 \text{ N/mm}^2$ za zidake iz gline in $f_{m,min} = 5 \text{ N/mm}^2$ za malto nearmiranega ali povezanega zidovja.

V nadaljevanju Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005) so v poglavju 9.5 podana merila za projektiranje ter pravila za konstruiranje. Osnovno pravilo je, da morajo biti nosilni zidovi in stropovi povezani z armiranobetonskimi ali jeklenimi vezmi.

Zidovi za prevzem potresnih sil pa morajo potekati vsaj v dveh pravokotnih smereh. V tem poglavju standard predpisuje tudi minimalne debeline zidov glede na vrsto gradnje in učinkovite višine zidov.

V podpoglavjih 9.5.2, 9.5.3 in 9.5.4 Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005) so navedene dodatne zahteve za nearmirano zidovje, povezano zidovje in armirano zidovje. Primer zidane stavbe, ki je obravnavan v tej magistrski nalogi spada med povezano zidovje, zato so v nadaljevanju podane dodatne zahteve za to vrsto zidovja:

- Minimalna dimenzija vertikalnih in horizontalnih armiranobetonskih vezi je 15 cm.
- Vertikalne vezi morajo biti izvedene:
 - na zaključkih nosilnih zidov,
 - na vsaki strani odprtin, ki imajo površino večjo kot 1,5 m²,
 - najmanj na vsakih 5 m dolžine zida (razdalja med dvema vertikalnima vezema ne sme presežati 5 m),
 - na križanjih nosilnih zidov.
- Horizontalne vezi morajo biti izvedene v višini stropnih konstrukcij, pri čemer njihova največja oddaljenost v vertikalni smeri ne sme presežati 4,0 m.
- Minimalen prerez armature v armiranobetonskih vezeh mora biti vsaj 3 cm² oziroma 1 % površine prereza vezi.
- Premer stremen mora biti vsaj 5 mm, največja razdalja med stremeni ne sme presežati 15 cm.
- Jeklo za armiranje mora biti razreda B ali C v skladu s SIST EN 1992-1-1.
- Dolžina preklapa armature je minimalno 60 premerov vzdolžnih palic.

Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005) v poglavju 9.7 uvaja tudi pravila za “enostavne zidane stavbe”, kjer v primeru, da so izpolnjeni dodatni pogoji, posebno preverjanje varnosti stavbe proti porušitvi ni potrebno. Glavna kriterija za umestitev objekta med “enostavne zidane stavbe” sta deleža strižnih sten in število etaž v odvisnosti od projektnega pospeška in tipa tal na predvideni lokaciji objekta. V splošnem velja, da je za objekte, ki so locirani na območjih s projektnim pospeškom tal, večjim od 0,20 g, praviloma vedno potrebno preveriti potresno odpornost, česar se v praksi žal velikokrat ne upošteva.

2.3.1 Evrokod 8: Projektiranje potresno odpornih konstrukcij - 3. del: ocena in prenova stavb

Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005) je namenjen oceni obnašanja obstoječih objektov, kamor sodijo starejši objekti, ki so bili zgrajeni brez upoštevanja predpisov o potresno odporni gradnji, kakor tudi novejši objekti, ki se jih je projektiralo po Evrokodu 8, vendar želimo preveriti njihovo obnašanje med potresi. Ta del Evrokoda 8 daje kriterije za oceno potresnega obnašanja obstoječih stavb, opisuje postopek izbire potrebnih ukrepov za utrjevanje in popravilo ter priporoča kriterije za projektiranje teh ukrepov.

Posebnost ocene obstoječih (starejših) stavb je v tem, da se pri tem srečujemo z večjo stopnjo negotovosti kot pri projektiranju novih objektov. Obstoječe konstrukcije imajo namreč lahko skrite velike napake, grajene so bile v skladu s takratno ravno znanja in tehnike, v svoji življenjski dobi pa so lahko preživele prejšnje potrese ali druge nezgodne vplive z neznanimi posledicami. Vse to je potrebno zajeti s spremenjenimi materialnimi in varnostnimi faktorji, pa tudi z drugačnimi metodami analize, ki so odvisni od popolnosti in zanesljivosti informacij, ki so nam na voljo. Tretji del Evrokoda 8 (SIST EN 1998-3, 2005) zato uvaja tri ravni poznavanja na podlagi katerih je določena dopustna vrsta analize in ustrezne vrednosti faktorja zaupanja (omejeno, normalno ter popolno poznavanje).

Faktorji, ki določajo ustrežno raven poznavanja so geometrija, detajli in materiali. Kriteriji, ki jih morajo izpolnjevati navedeni faktorji za uvrstitev v posamezno raven poznavanja so naslednji:

- KL1: Podatki o geometriji so znani iz pregleda in preizkusov ali iz originalne projektne dokumentacije. Konstrukcijski detajli niso znani in se predvidijo v skladu z običajno prakso v času gradnje. V tem primeru se z omejenim pregledom najbolj kritičnih mest preveri ali predpostavke ustrezajo dejanskemu stanju. Po potrebi se opravi obsežnejša kontrola na objektu. Podatki o mehanskih lastnosti konstrukcijskih materialov niso na voljo, predpostavijo se v skladu z običajnimi vrednostmi, ki so veljale v času gradnje (iz razpoložljive literature ali standardov).
- KL2: Podatki o geometriji, detajlih in materialih so znani iz razširjenega pregleda in preizkusov ali iz originalne projektne dokumentacije. V primeru pridobitve podatkov iz dokumentacije, se z omejenim pregledom preveri ali razpoložljivi podatki ustrezajo dejanskemu stanju, izvede se tudi omejeno preizkušanje na objektu.
- KL3: Podatki o geometriji, detajlih in materialih so znani iz celovitega pregleda in preizkusov ali iz originalne projektne dokumentacije in detajlnih načrtov konstrukcije. V primeru pridobitve podatkov iz dokumentacije, se z omejenim pregledom preveri ali razpoložljivi podatki ustrezajo dejanskemu stanju, izvede se omejeno preizkušanje na objektu.

V odvisnosti od ravni znanja, so predpisane naslednje vrednosti faktorjev zaupanja (CF):

- $CF_{KL1} = 1,35$,
- $CF_{KL2} = 1,20$ in
- $CF_{KL3} = 1,00$.

V drugem poglavju Evrokoda 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005) so opredeljena tri mejna stanja (angl. *LS - Limit States*), ki opisujejo stanje poškodovanosti na nivoju konstrukcije:

- Mejno stanje blizu porušitve (*NC*). V tem primeru so poškodbe konstrukcije zelo obsežne, rezerve v nosilnosti in togosti pa je zelo malo. Kljub temu, da je konstrukcija sposobna prevzeti še nekaj vertikalne obtežbe, pa se lahko povsem poruši že pri naslednjem potresu zmerne jakosti.
- Mejno stanje velikih poškodb (*SD*). Poškodbe konstrukcije so zmerne, še vedno je nekoliko rezerve v nosilnosti in togosti. Konstrukcija še vedno lahko prevzema vertikalno obtežbo in zmernejše popotresne sunke.
- Mejno stanje omejitve poškodb (*DL*). Poškodbe konstrukcije so minimalne. Nosilni elementi so še vedno v elastičnem območju in so obdržali svojo nosilnost in togost. Trajne deformacije so zanemarljivo majhne, popravila takšne konstrukcije niso potrebna.

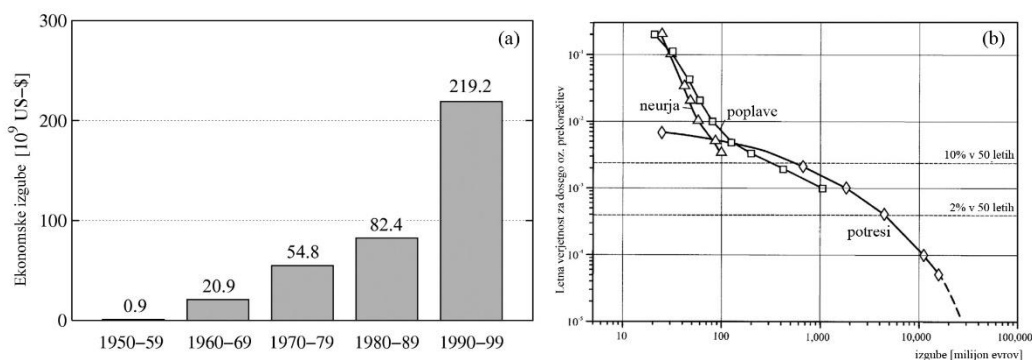
V slovenskem nacionalnem dodatku k SIST EN 1998-3:2005 je določeno, da se upoštevata mejni stanji velikih poškodb (*SD*) in omejitve poškodb (*DL*). Pri tem se za potresni vpliv, kjer ne sme biti prekoračeno mejno stanje velikih poškodb (*SD*), upošteva projektni pospešek tal s povratno dobo 475 let, kar ustreza verjetnosti 90%, da vrednosti ne bodo presežene v 50 letih (kar je življenska doba običajnih objektov). Za mejno stanje omejitve poškodb (*DL*) se upošteva projektni pospešek tal s povratno dobo 95 let, kar ustreza verjetnosti 90%, da vrednosti ne bodo prekoračene v 10 letih.

Nacionalni dodatek določa tudi delne faktorje za materiale, ki za armaturo, beton, konstrukcijsko jeklo in zidake veljajo kot so podani v nacionalnem dodatku k SIST EN 1998-1:2005. Slednji v opombi k 9.6 (3) določa varnostni faktor za material za zidane stavbe za projektiranje v potresnih pogojih, ki znaša $2/3$ vrednosti γ_M , ki je določena v nacionalnem dodatku k EN 1996-1-1:2004, vendar ne manj kot 1,5. V našem primeru to pomeni, da pri oceni potresne odpornosti upoštevamo $\gamma_M = 1,5$.

Računski primer v tej nalogi je prikaz projektiranja novega zidanega objekta v skladu z evrokodi oziroma na ciljno potresno tveganje, zato ga iz tega vidika ni mogoče uvrstiti med tiste, za katere je v osnovi namenjen SIST EN 1998-3. Kljub vsemu pa se pri oceni potresne odpornosti upošteva pravila, ki so določena v tem standardu (kontrola mejnih stanj). Raven znanja o našem objektu zaradi popolnega poznavanja geometrije, detajlov in materialov lahko uvrstimo v KL3, faktor zaupanja pa v tem primeru znaša $CF_{KL3} = 1,00$. Dodatna redukcija varnostnega faktorja za material torej ni potrebna, zato uporabimo $\gamma_M = 1,5$.

3 OCENA POTRESNEGA TVEGANJA ZIDANIH STAVB

Močni potresi se zgodijo redko in brez opozorila, vendar s potencialno škodo, ki je na splošno omejena na določeno območje okrog epicentra ali vzdolž prelomnice. V večini primerov je kombinacija jakosti potresa, slabe kakovosti zgradb in visoke gostote prebivalstva na področjih z visoko potresno ogroženostjo, kriva za povzročitev nesreč ali katastrof. S povečanjem števila prebivalstva in urbanizacije na potresno ogroženih območjih v zadnjih desetletjih, so se izgube zaradi potresov še povečale. Na spodnji sliki 3.1 so prikazane izgube in krivulje tveganj zaradi različnih naravnih pojavov (Bungum, 2010).



Slika 3.1: (a) Globalne gospodarske izgube po desetletjih v milijardah ameriških dolarjev \$, normirani s kazalnikom iz leta 2000 (München Re) in (b) krivulje tveganj zaradi neurij, poplav in potresov za mesto, Köln, Nemčija. Podatki upoštevajo izgube za večstanovanjske objekte in za enodružinske hiše, trgovske objekte in industrijske objekte za leto 2000 (G. Grünthal, 2004, ICG, Earthquake, Risk and Hazard, 2010).

Figure 3.1: (a) Global economic losses per decade in billions of US-\$, normalized to the year 2000 value (Munich Re) and (b) risk curves due to storms, floods, and earthquakes for the city of Cologne, Germany. The data considers losses at buildings and in the sectors private housing, commerce, and industry for the year 2000 (G. Grünthal, 2004, ICG, Earthquake, Risk and Hazard, 2010).

Če primerjamo potresno tveganje z ostalimi naravnimi tveganji (npr.: poplave, neurja...), je potresno tveganje daleč največje glede na ostale nevarnosti (celo na območjih z nizko potresno nevarnostjo, kot je na primer Nemčija). To pomeni, da se potresi sicer pojavljajo razmeroma redko, vendar so bolj uničujoči in povzročijo večjo škodo, kot ostali naravni pojavi.

Zaradi tega vplivov potresov, torej njihovih socialnih in ekonomskih posledic, ne smemo podcenjevati. V tem poglavju bomo opisali metodo, s katero lahko izrazimo potresno tveganje zidanih stavb kot verjetnost prekoračitve izbranih mejnih stanj poškodovanosti.

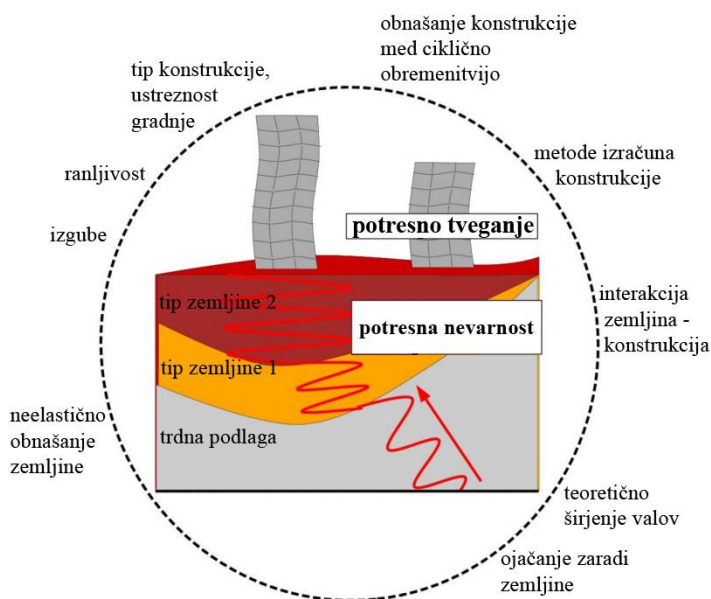
3.1 Definicija potresnega tveganja in potresne nevarnosti

Potresna nevarnost in potresno tveganje sta dva zelo različna pojma. Potresna nevarnost opisuje pojave, ki jih povzročajo potresi, kateri imajo potencial, da povzročijo škodo. To je naravni pojav, ki ga je mogoče oceniti iz instrumentalnih, zgodovinskih in geoloških opazovanj. Potresna nevarnost je torej vezana na določeno lokacijo in specifične spremljevalne dejavnike kot so: tip zemljine, obnašanje zemljine in teoretičnega širjenja potresnih valov po njej.

Potresno tveganje pa predstavlja pričakovane izgube, kot posledico potresne nevarnosti v nekem časovnem obdobju. Navadno je izraženo z ekonomsko-gospodarskimi izgubami, s številom mrtvih in poškodovanih ljudi, z obsegom možnih poškodb ter z indirektnimi izgubami zaradi izgub pri poslovanju.

Potresno tveganje ni odvisno samo od potresne nevarnosti in izpostavljenosti, ampak tudi od ranljivosti, tipa konstrukcije in ustreznosti gradnje, metode izračuna konstrukcije, obnašanja konstrukcije me ciklično obremenitvijo ter tudi od interakcije med zemljino in konstrukcijo.

Zaradi posrednega odnosa med potresnim tveganjem in nevarnostjo, visoka potresna nevarnost ne pomeni nujno visokega potresnega tveganja in obratno. Na sliki 3.2 so prikazani faktorji, ki vplivajo na potresno tveganje.



Slika 3.2: Faktorji, ki vplivajo na potresno tveganje (ICG, Earthquake, Risk and Hazard, 2010).

Figure 3.2: Factors which affect the seismic risk (ICG, Earthquake, Risk and Hazard, 2010).

V magistrskem delu podamo natančen opis in oceno potresnega tveganja, ki ga določimo s pomočjo prirejene metode PEER (angl. *Pacific Earthquake Engineering Research Center*), ki je predstavljena v nadaljevanju tega poglavja ter omogoča izračun potresnega tveganja na več načinov.

Rezultate oziroma mere, s katerimi opišemo potresno tveganje, predstavimo s pričakovanimi izgubami zaradi poškodb stavbe zaradi potresne aktivnosti določene intenzitete v nekem časovnem obdobju. Velikost največjih pričakovanih izgub, pa lahko ocenimo z računom pričakovanih standardnih odklonov izgub.

Poznamo verjetnostne mere, pri katerih izrazimo verjetnost prekoračitve določene stopnje poškodovanosti ali izgub in mere, kjer potresno tveganje izrazimo z različnimi izgubami (npr. ekonomskimi). Obe meri naprej delimo še na pogojne, kjer je mera potresnega tveganja odvisna od določene predpostavke (npr. verjetnost porušitve objekta zaradi potresa z določeno intenziteto) ter absolutne mere, ki se jih z ničemer ne pogojuje (pričakovana izguba na objektu zaradi delovanja potresov).

Pogojna verjetnost prekoračitve določenega mejnega stanja poškodovanosti $P(DS > ds/IM = im)$ oziroma krivulja ranljivosti stavbe izraža verjetnost, da bo poškodovanost v konstrukciji zaradi delovanja potresa z intenziteto im presegla neko stopnjo. Če k temu dodamo še informacijo o potresni nevarnosti, s katero zajamemo verjetnost pojava potresa z določeno intenziteto na izbrani lokaciji, lahko izračunamo tudi verjetnost, da bo zaradi delovanja potresov na neki lokaciji v določenem časovnem obdobju, v konstrukciji prišlo do določene stopnje poškodovanosti (npr. porušitve). Na tak način lahko tudi preverimo oziroma kontroliramo obstoječe standarde in ocenimo, ali so novi projektirani objekti res tako varni, kot določajo standardi.

3.2 Sprejemljivo potresno tveganje

Ker je ocena sprejemljivega potresnega tveganja zelo subjektivna in kompleksna, ob tem pa za zdaj v strokovni literaturi ali obstoječi regulativi še ni jasne opredelitve o tem, kaj je sprejemljivo potresno tveganje, povzamemo podatke različnih standardov in predpisov. Ob tem je potrebno omeniti, da se ti podatki nanašajo na prekoračitev mejnih stanj zaradi nepotresnih vplivov. Omenjene podatke oziroma vrednosti lahko najdemo v standardih Evrokod 0 (SIST EN 1990, 2004) in ISO 2394, 1998 ter tudi v vsebini dokumenta, ki ga je razvil JCSS (angl. *Joint Committee of Structural Safety*), 2000.

V nadaljevanju prikazujemo splošna načela določanja ciljne zanesljivosti oziroma verjetnosti porušitve konstrukcije kot jo določa Evrokod 0 (SIST EN 1990, 2004) z dodatkom B in C.

V okviru zanesljivosti konstrukcije Evrokod 0 (SIST EN 1990, 2004) določa, da mora biti konstrukcija projektirana in izdelana tako, da bo v predvideni življenjski dobi imela ustrezno stopnjo zanesljivosti in bo ekonomična. Vzdržati mora vplive na katere je bila projektirana, ki se lahko pojavijo med gradnjo ali med uporabo ter ostati primerna za uporabo, za katero je bila projektirana. Stopnje zanesljivosti so privzete za konstrukcijsko odpornost (angl. *resistance*), uporabnost (angl. *serviceability*) in trajnost (angl. *durability*). Za kontrolo vseh vidikov zanesljivosti konstrukcije je torej potrebno preučiti projektirano življenjsko dobo konstrukcije (za običajne konstrukcije 50 let), projektna stanja (stalna, začasna, nezgodna, potres) in mejna stanja (mejno stanje nosilnosti, mejno stanje uporabnosti).

Ciljno zanesljivost konstrukcije, ki je v povezavi s sprejemljivo verjetnostjo porušitve konstrukcije, lahko običajno izrazimo z indeksom zanesljivosti β (Cornell, 1996):

$$P_f = \Phi(-\beta), \quad (3.1)$$

kjer Φ predstavlja porazdelitveno funkcijo standardno normalno porazdeljene slučajne spremenljivke, β pa je indeks zanesljivosti, ki ga lahko izrazimo kot (Cornell, 1996):

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_S^2 - \sigma_R^2}}, \quad (3.2)$$

kjer sta R (odpornost) in S (obremenitev) slučajni spremenljivki porazdeljeni normalno, μ_R in μ_S sta njuni srednji vrednosti, σ_R in σ_S pa njuni standardni deviaciji.

Manjša vrednost indeksa porušitve pomeni večjo verjetnost porušitve konstrukcije in obratno, za velike indekse je verjetnost porušitve manjša. Večja verjetnost porušitve torej nastopi kadar je razlika srednjih vrednosti majhna oziroma, ko se povečujeta standardni deviaciji.

V Evrokodu 0 (SIST EN 1990, 2004) je podana preglednica 3.1 z nekaj vrednostmi β za dane P_f .

Preglednica 3.1: Odnos med verjetnostjo porušitve P_f in indeksom zanesljivosti β , Evrokod 0 (SIST EN 1990, 2004).

Table 3.1: Relation between probability of failure P_f and reliability index β , Eurocode 0 (SIST EN 1990, 2004).

P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

V standardu Evrokod 0 (SIST EN 1990, 2004) so podani trije razredi CC (angl. *consequence classes*) za stopnjevanje zanesljivosti, glede na posledice odpovedi ali slabega delovanja konstrukcije. Za določitev ciljne zanesljivosti se upošteva izguba življenj, poškodbe konstrukcije in finančne izgube. Razredi so prikazani v preglednici 3.2.

Preglednica 3.2: Določitev razredov glede na posledice (SIST EN 1990, 2004).

Table 3.2: Definition of classes of consequences (SIST EN 1990, 2004).

Razred glede na posledice	Opis posledic	Primer stavb in gradbenih inženirskih objektov
CC3	Številne izgube človeških življenj ali velika gospodarska, družbena ali okoljska škoda	Tribune in javne stavbe, kjer so posledice odpovedi velike
CC2	Srednje velike izgube človeških življenj, občutna gospodarska, družbena ali okoljska škoda	Stanovanjske, poslovne in javne stavbe, kjer so posledice srednje velike
CC1	Maloštevilne izgube človeških življenj in majhna ali zanemarljiva gospodarska družbena ali okoljska škoda	Kmetijske stavbe, v katerih so ljudje le izjemoma (npr. skladišča, rastlinjaki)

V povezavi z razredi zanesljivosti CC, ki so določeni glede na posledice, so podani še trije razredi zanesljivosti RC (angl. *reliability classes*), preglednica 3.3:

Preglednica 3.3: Priporočene najmanjše vrednosti indeksa zanesljivosti β za mejna stanja nosilnosti (SIST EN 1990, 2004).

Table 3.3: Recommended minimum values for reliability index β for ultimate limit states (SIST EN 1990, 2004).

Razred zanesljivosti	Najmanjše vrednosti β	
	Referenčna doba 1 leto	Referenčna doba 50 let
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

Ker zgornje vrednosti veljajo za nepotresno obtežbo, v naši oceni potresnega tveganja povzamemo kot sprejemljivo verjetnost prekoračitve mejnega stanja $P(DS > DS_i)$ nosilnosti po ameriškem predpisu (ASCE 7-10, 2010), ki za zidane zgradbe na potresnih območjih predvidi $P(DS > DS_4 | 1 \text{ leto}) = 2 \cdot 10^{-4}$ (0,02 %) ter $P(DS > DS_4 | 50 \text{ let}) = 1 \cdot 10^{-2}$ (1 %). Mejna stanja DS1-DS4 so podrobneje opisana v poglavju 3.5.3.

V preglednici 3.4 prikažemo primerjavo z ostalimi kriteriji, ki jih predpisujejo standardi Evrokod 0 (SIST EN 1990, 2004), JCSS (JCSS, 2000) ali ISO (ISO2394, 1998), katerih vrednosti povzamemo po preglednici iz doktorske naloge (Snoj, 2014).

Preglednica 3.4: Indeksi zanesljivosti in največja sprejemljiva verjetnost prekoračitve mejnih stanj nosilnosti ter uporabnosti v obdobju 1 leta oziroma 50 let (ISO2394,1998; SIST EN 1990, 2004; JCSS, 2000), (Snoj, 2014) in ASCE 7-10, 2010.

Table 3.4: Reliability index and the maximum acceptable probability of exceedance for ultimate and serviceability limit states in 1 year and 50 years (ISO2394,1998; SIST EN 1990, 2004; JCSS, 2000), (Snoj, 2014) and ASCE 7-10, 2010.

Mejno stanje	Količina/Vir	1 leto				50 let			
		ISO	EC0	JCSS	ASCE	ISO	EC0	JCSS	ASCE
Nosilnosti (DS2-DS4)	β	4,1	4,7	4,2	-	3,1	3,8	3,2	-
	$P(DS > DSi)$	$2,0 \cdot 10^{-5}$	$1,3 \cdot 10^{-6}$	$1,3 \cdot 10^{-5}$	$2,0 \cdot 10^{-4}$	$9,7 \cdot 10^{-4}$	$7,2 \cdot 10^{-5}$	$6,7 \cdot 10^{-4}$	$1,0 \cdot 10^{-2}$
Uporabnosti (DS1)	β	2,9	2,9	3,1	-	1,5	1,5	1,7	-
	$P(DS > DSi)$	$1,9 \cdot 10^{-3}$	$1,9 \cdot 10^{-3}$	$1,0 \cdot 10^{-3}$	-	$6,7 \cdot 10^{-2}$	$6,7 \cdot 10^{-2}$	$4,5 \cdot 10^{-2}$	-

Glede sprejemljive verjetnosti mejnih stanj poškodovanosti (DS1-DS3) in porušitve (DS4) v strokovnih krogih še ni jasnega konsenza. Jasno je le, da vrednosti okrog $1 \cdot 10^{-4}$ za obdobje življenjske dobe konstrukcij, ki so za mejno stanje nosilnosti predlagane v Evrokodu 0 (SIST EN 1990, 2004), ni mogoče doseči pri običajnih konstrukcijah na potresnih območjih (Fajfar, Dolšek, 2011).

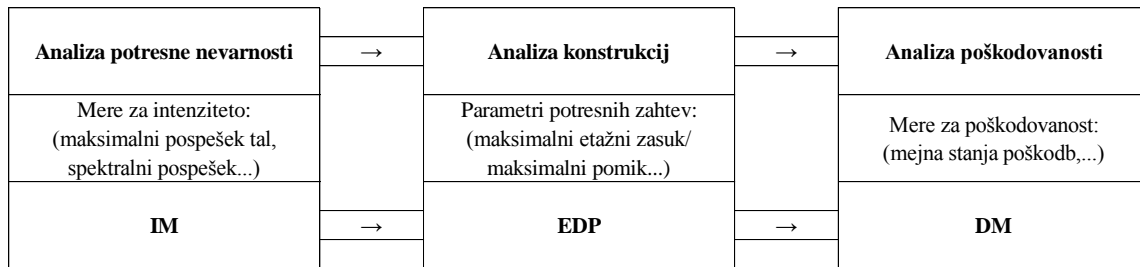
3.3 Metodologija za oceno potresnega tveganja

Pri oceni potresnega tveganja (angl. *probabilistic seismic risk assessment*) povežemo analize potresne nevarnosti, ranljivosti stavbe in socio-ekonomske posledice, ki lahko nastanejo v primeru močnih potresov (Cornell, Krawinkler, 2000, FEMA, 2012). Tako v primeru obstoječih, kot tudi novih zidanih zgradb, je ocena potresnega tveganja povezana z veliko negotovostmi, ne samo zaradi naključne narave potresov, ampak tudi zaradi fizikalnih in modelnih negotovosti, povezanih z napovedjo odziva konstrukcije.

Izračun potresnega tveganja temelji na osnovnem izreku o popolni verjetnosti dogodka, pri čemer se združi več neodvisnih analiz: potresna nevarnost, konstrukcije, poškodbe, izgube (Cornell in Krawinkler, 2000). Analizo izgub (ekonomske, žrtve, trajanje popravil) se dopolni z metodologijo PEER za oceno obnašanja stavb (angl. *Pacific Earthquake Engineering Research Center*). Če se v analizi potresnega tveganja omenjenih izgub ne določa, potem se ocena poenostavi, saj je potrebno izvesti samo tri analize, ki jih v nadaljevanju tudi podrobneje predstavimo.

- Analiza potresne nevarnosti, ki predvideva jakost potresa na določenem območju D (angl. *IM – intensity measure*).
- Numerična analiza obnašanja matematičnega modela konstrukcije pri določeni potresni nevarnosti, parametre potresnih zahtev stavbe (angl. *EDP – engineering demand parameter*) ($P(edp/im)$).
- Analiza, ki predvideva oceno poškodb (angl. *DM – damage measure*) ($P(dm/edp)$).

Postopki prirejene analize PEER so prikazani na sliki 3.3.



Slika 3.3: Sestavni deli metodologije prirejene PEER za oceno potresnega tveganja brez upoštevanja izgub (ekonomskih, žrtev, poslovnih), (Aslani in Miranda, 2005).

Figure 3.3: Components of PEER performance assessment methodology, without losses (economic, deaths, business), (Aslani and Miranda, 2005).

Vse tri zgoraj opisane analize metodologije PEER lahko povežemo z enačbo (3.3), ki izhaja iz izreka o popolni verjetnosti dogodka in predpostavki, da so analize med seboj neodvisne. Potresno tveganje, izraženo z verjetnostjo prekoračitve mejnega stanja poškodovanosti, lahko zapišemo kot:

$$\lambda(DS > ds) = \int \int_{edp\ im} P(DS > ds | EDP = edp) dP(EDP > edp | IM = im) d\lambda(IM > im) \quad (3.3)$$

V enačbi (3.3) je z izrazi $P(X > x | Y = y)$ zapisana pogojna verjetnost, da bo slučajna spremenljivka X presegla vrednost x ob pogoju, da slučajna spremenljivka Y doseže vrednost y . Pri tem gre v vseh primerih za komplementarno kumulativno porazdelitveno funkcijo P , ki je navadno porazdeljena lognormalno, z d pa je označen njen odvod.

Na začetku ocene tveganja se definira mera za intenziteto IM , s katero probabilistično opišemo potresno nevarnost. Uporabimo lahko enostavne ali bolj zapletene mere za intenzitete. Za IM mero se lahko tako upošteva na primer maksimalni pospešek tal (angl. PGA – *peak ground acceleration*). Glede na lokacije objekta D , lahko zapišemo pogojno verjetnost $P(IM > im/D)$, ki predstavlja krivuljo potresne nevarnosti, ki jo lahko, ob določenih predpostavkah glede njene oblike, narišemo s pomočjo potresnih kart ali pa s pomočjo verjetnostne analize potresne nevarnosti (PSHA). Verjetnost prekoračitve se lahko nadomesti z uporabo srednje letne frekvence prekoračitve $\lambda_{IM}(im)$ (angl. MAF – *mean annual frequency of exceedance*). Slednja ponazarja pričakovano število prekoračitev določene vrednosti intenzitete v enem letu.

V nadaljevanju se numerično analizira obnašanje matematičnega modela konstrukcije pri različnih intenzitetah (npr. izbranih akcelorogramih) in izračuna pričakovane vrednosti parametrov potresnih zahtev EDP . Parameter potresnih zahtev je lahko katerakoli količina s katero opišemo obnašanje konstrukcije (sila, deformacija, pospešek, rotacija plastičnega člena, energija sipanja...). To analizo lahko izvedemo z računalniškim programom, ki omogoča simulacijo obnašanja konstrukcije ob manjših potresnih vplivih in prav tako pri večjih intenzitetah, kjer pride do nelinearnega obnašanja in večje poškodovanosti.

V zadnjem koraku sledi analiza poškodovanosti. Kot mero za DM se lahko vzame diskretna mejna stanja poškodovanosti DS , kjer se za vsako mejno stanje ds definira količino poškodb.

Zvezo med merami za poškodovanost ter parametri potresnih zahtev predstavljajo krivulje ranljivosti (angl. *fragility curves*), s katerimi prikažemo verjetnost $P(DS > ds/IM = im)$, da bo za neko vrednost parametra im , poškodovanost v določenem elementu konstrukcije preseгла poškodovanost pri mejnem stanju ds .

3.4 Analiza potresne nevarnosti

Potresna nevarnost (angl. *seismic hazard*) je sestavni del naravnih pojavov potresov in posledično spremljajočih gibanj tal ter drugih efektov. Tako je potresna nevarnost odvisna od seizmoloških značilnosti lokacije konstrukcije ter od lokalnih lastnosti tal. Povezava med potresno nevarnostjo in njihovo pogostostjo pojava se lahko ugotovi z analizo potresne nevarnosti. Glavni namen analize potresne nevarnosti je pridobiti oziroma ugotoviti parametre za oceno potresnega tveganja in zajema določitev krivulje potresne nevarnosti ter izbiro akcelerogramov.

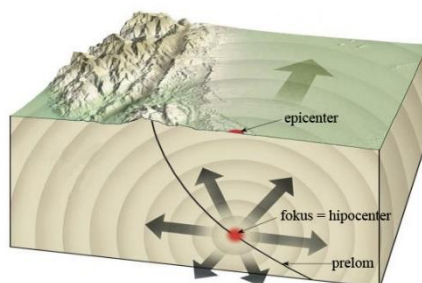
3.4.1 Krivulja potresne nevarnosti

Verjetnostno analizo potresne nevarnosti PSHA (angl. *probabilistic seismic hazard analysis*) je razvil Cornell leta 1968 za določitev potresnega tveganja v primerjavi z analognimi problemi pri poplavih in vetru. Podobno metodo sta razvila tudi Milne in Davenport (1969). Cornell (1971) je razširil svojo metodo z vključitvijo verjetnosti, da so premiki tal določenega območja lahko različni za različne potrese enake jakosti na enaki razdalji (npr. negotovosti gibanj tal). *FORTRANOV* algoritem Cornellove metode (Cornell, 1971) je razvil McGuire leta (1976) in je od takrat standard za metodo *PSHA*.

Cilj verjetnostne analize potresne nevarnosti je določiti stopnjo oziroma verjetnost prekoračitve različnih intenzitet potresa na določenem območju ali na karti območij v določenem časovnem obdobju. Ponavadi opazujemo letno prekoračitev le-teh.

Postopek *PSHA* je sestavljen iz petih korakov (Baker, 2008):

1. **Določitev vseh možnih izvorov potresov, ki lahko povzročijo nevarno gibanje tal na izbrani lokaciji.** Ti izvori so lahko točkovni (epicenter), linijski (prelomi) ali površinski pri katerih ni jasnih potresnih prelomnic, ki jih lahko opazimo na območjih prejšnjih potresov ali pa jih določimo iz geoloških podatkov.



Slika 3.4: Izvori potresov; fokus, epicenter, prelom (iz Zemlja, uvod v fizično geografijo).

Figure 3.4: Sources of earthquakes; Focus, Epicenter, Fault
(from Earth, An Introduction to Physical Geography).

2. **Določitev porazdelitve jakosti oziroma magnitude potresov za vsak potresni izvor $f_M(m)$.** Jakost potresa je odvisna od količine sproščene energije. Osnovna mera za jakost potresa je magnituda. Gutenberg in Richter (1944) sta prva opazovala potresne magnitude in definirala, da magnituda sledi določeni logaritemski porazdelitvi. Verjetnost, da bo potres imel magnitudo večjo od določene vrednosti m , se hitro manjša z naraščanjem magnitude.
3. **Določitev geometrije izvora z razdaljo od opazovanega območja $f_R(r)$.** Razdalja do epicentra ali hipocentra ali do najbližje točke območja preloma ali do najbližje točke projekcije območja preloma. Naša izbira je odvisna od modela predvidenega gibanja tal. Najti moramo razdaljo od opazovanega območja do epicentra prihodnjih potresov. Potres se lahko pojavi naključno in z enako verjetnostjo kjerkoli v radiju 100 km od opazovanega območja.
4. **Predvideti pojemanje intenzitete gibanja tal kot funkcijo magnitude potresa, razdalje, itd.. (angl. *ground motion prediction model*).** Ti modeli predvidevajo verjetnost porazdelitve intenzitete gibanja tal, kot funkcijo večih, že določenih, spremenljivk, kot so magnituda (M), razdalja (R), mehanizem preloma, lokalno stanje tal. Mere intenzitete so: spektralni pospeški, maksimalen pospešek tal (PGA), maksimalna hitrost tal (PGV), mera za moč gibanja tal I_A (angl. arias intensity) in komulativna absolutna hitrost (CAV).

Z naslednjo formulo lahko zapišemo verjetnostno porazdelitev mere pojemanja intenzitete potresa, v kateri predvidene spremenljivke dobijo sledečo obliko (Baker, 2008):

$$\ln IM = \overline{\ln IM}(M, R, \Theta) + \sigma(M, R, \Theta) \cdot \varepsilon, \quad (3.4)$$

kjer je $\ln IM$ naravni logaritem mere intenzitete gibanja tal na izbranem območju, ki jo vzamemo kot lognormalno porazdeljeno slučajno spremenljivko, $\overline{\ln IM}(M, R, \Theta)$ in $\sigma(M, R, \Theta) \cdot \varepsilon$ pa sta pričakovana srednja vrednost in standardna deviacija logaritmov IM . ε predstavlja standardno normalno porazdeljeno napako.

5. **Združitev vseh korakov (1 do 4).** Da pridemo do končne porazdelitve in vidimo, kako pogosto lahko pričakujemo nek maksimalni pospešek tal, povežemo vse predhodne štiri korake z upoštevanjem izreka o popolni verjetnosti v spodnji enačbi (3.5) (Baker, 2008):

$$\lambda_{1M}(IM > im) = \sum_{i=1}^{n_{izvor}} \lambda(M_i > m_{min}) \int_{m_{min}}^{m_{max}} \int_0^{r_{max}} P(IM > im | m, r) f_{M_i}(m) f_{R_i}(r) dr dm, \quad (3.5)$$

kjer je n_{izvor} upoštevano število možnih izvorov potresov, $\lambda(M_i > m_{min})$ je pričakovano število potresov zaradi izvora potresa i z magnitudo večjo od m_{min} in $P(IM > im | m, r)$ predstavlja pogojno verjetnost prekoračitve določene intenzitete ob določeni magnitudi in oddaljenosti izvora potresa od lokacije stavbe, ki je določena glede na izbrani model pojemanja intenzitete potresa. Vrednosti $f_M(M)$ in $f_R(r)$ sta verjetnosti za doseg magnitude $P(M=m)$ in razdalje $P(R=r)$. Z upoštevanjem vseh potencialno možnih magnitud, med m_{min} in m_{max} , ki lahko poškodujejo konstrukcijo in vseh možnih oddaljenosti r izvora potresa od lokacije konstrukcije, lahko iz enačbe (3.5) določimo pričakovano število potresov, ki na izbrani lokaciji prekoračijo določeno intenziteto im . S predpostavko, da je pričakovano število neodvisnih dogodkov λ konstantno na enoto časa in porazdeljeno po Poissonovi porazdelitvi, zapišemo verjetnost, da se bo v določenem obdobju t zgodilo n dogodkov z naslednjo enačbo (3.6) (Snoj, 2014):

$$P(n | t) = \frac{(\lambda t)^n e^{-(\lambda t)}}{n!}. \quad (3.6)$$

Verjetnost nastopa dogodka $P(n \geq 1)$ vsaj enkrat v časovnem obdobju t lahko tako zapišemo z enačbo (3.7) (Snoj, 2014):

$$\begin{aligned} P(n \geq 1 | t) &= 1 - P(n = 0 | t) \\ &= 1 - e^{-\lambda t} \end{aligned} \quad (3.7)$$

S prenosom enačbe (3.7) na raven potresne nevarnosti in pri zamenjavi parametra λ s pričakovano srednjo letno frekvenco λ_{IM} , lahko iz enačb (3.6) in (3.7) zapišemo verjetnost, da se bo v časovnem obdobju t zgodil vsaj en potres, pri katerem bo veljalo $IM > im$, enačba (3.8) (Snoj, 2014):

$$H_{IM}(im | t) = P(IM \geq im | t) = 1 - e^{-\lambda_{IM}(im)t} \approx \lambda_{IM}(im)t. \quad (3.8)$$

To velja za majhne $\lambda_{IM}(im)t$, manjše od približno 0,1. $H_{IM}(im | t)$ poimenujemo funkcija oziroma krivulja potresne nevarnosti. Verjetnost prekoračitve določene mere za intenziteto in produkt $\lambda_{IM}(im)t$ se pri majhnih vrednostih skoraj ujemata, zato se lahko s tem postopkom pretvarja rezultate iz srednjih letnih frekvenc prekoračitve $\lambda_{IM}(im)$ v verjetnost prekoračitve $H_{IM}(im)$ in obratno.

Zaradi pomanjkljivih podatkov in številnih predpostavk, je račun verjetnostne analize potresne nevarnosti zelo zapleten. Tako so Cornell in sod. (2002) predpostavili zaključeno obliko krivulje potresne nevarnosti:

$$H_{IM}(im) = k_0 \cdot im^{-k}, \quad (3.9)$$

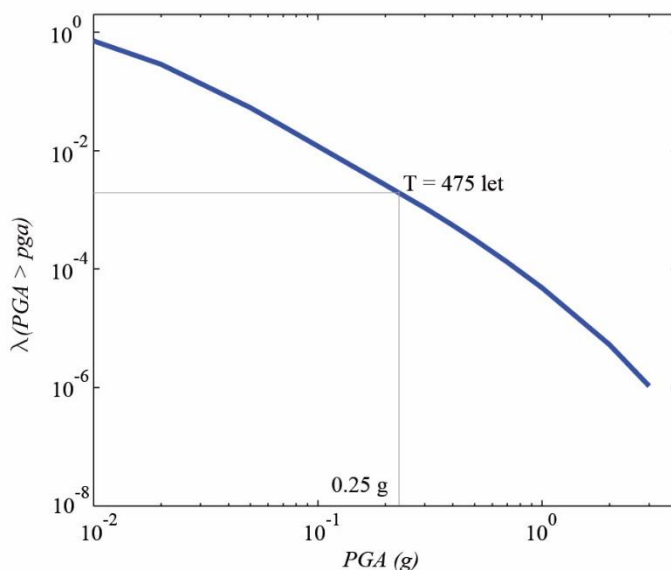
kjer sta k_0 in k parametra krivulje potresne nevarnosti:

- k_0 naklon premice v logaritemski domeni
- k srednja letna frekvenca za pospešek tal 1 g

Z določenimi poenostavitvami se lahko določitev nekaterih parametrov krivulje potresne nevarnosti olajša. Tako lahko parametra k_0 in k določimo na podlagi dveh potresnih kart potresne nevarnosti za določeno območje (<http://www.arso.gov.si/>). Za potresni karti s povratnima dobama 475 let in 10000 let, kjer je 10% oziroma 5% verjetnost prekoračitve projektnega pospeška tal v 50 letih, je verjetnost pojava potresa enaka obratni vrednosti povratne dobe $H_{(475)} = 1/475 = 0,0021$ in $H_{(10000)} = 1/10000 = 0,0001$. Z odčitanimi vrednostmi projektnih pospeškov tal za določeno območje, lahko izračunamo oba parametra krivulje potresne nevarnosti. Ta postopek izračuna za k_0 in k je opisan v članku (Fajfar, P. in Dolšek, M. 2011).

V magistrskem delu pri oceni potresnega tveganja zidanih stavb uporabimo krivuljo potresne nevarnosti, slika 3.5, ki jo je za območje Ljubljane, na osnovi verjetnostne analize potresnega tveganja za Ljubljano, uporabil Snoj (2014). Pri tem je izbrana mera za intenziteto maksimalni pospešek tal PGA .

Krivulja potresne nevarnosti je prikazana na sliki 3.5, kjer je bila izbrana mera za intenziteto največji pospešek tal PGA .



Slika 3.5: Krivulja potresne nevarnosti za območje Ljubljane (funkcije Snoj, 2014).

Figure 3.5: Seismic hazard curve for Ljubljana region (program Snoj, 2014).

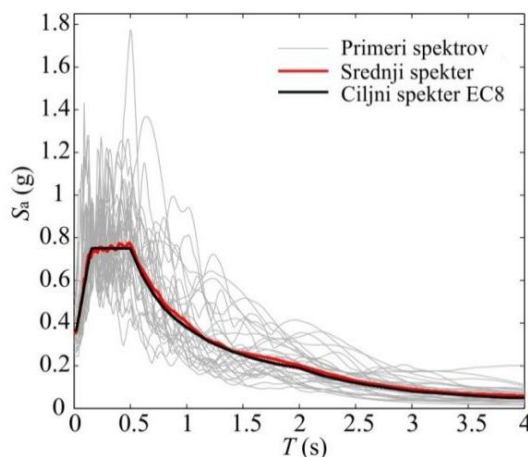
Na sliki 3.5 lahko vidimo, da je srednja letna frekvenca presega majhnih vrednosti intenzitet pospeška velika, močni potresi pa se v Ljubljani redko pojavijo. Pri oceni potresnega tveganja in ovrednotenju potencialnih izgub zaradi potresov, upoštevamo vse potencialno možne potrese na lokaciji projektiranega objekta, kar zajamemo s celotno krivuljo potresne nevarnosti.

3.4.2 Izbira akceleroگرامov

Pri projektiranju konstrukcij lahko, glede na predpostavljeno potresno obtežbo, analiziramo in predvidimo obnašanje konstrukcije med potresom. Kdaj bo prišlo do potresa in kakšni bodo njegovi vplivi na konstrukcijo, ne znamo zanesljivo napovedati. Zato potresno obtežbo (projektni pospešek tal, projektni spekter...) upoštevamo na modelu konstrukcije kot obremenitev, ki jo predvidimo glede na podatke predhodnih potresov na določenem območju. Do sedaj je prišlo v Sloveniji le do nekaj močnejših potresov, zato nimamo veliko podatkov o preteklih potresih, ki bi jih lahko uporabili pri analizi konstrukcij. Tako uporabimo tudi podatke zapisanih potresov iz drugih držav ali pa si pomagamo z generiranimi akceleroگرامi.

V tem magistrskem delu pri izbiri akceleroگرامov kot ciljni spekter uporabimo elastični spekter iz evrokodov. Povzamemo podatke (Snoj, 2014) in predpostavimo, da se stavba nahaja na tleh tipa B, ter iz baze podatkov izberemo samo zapise pospeškov tal tistih postaj, kjer je izmerjena hitrost strižnega valovanja, $v_{s,30}$, med 360 in 800 m/s.

Pri izboru ustreznih akceleroگرامov vključimo tiste, ki so možni na področju Slovenije, torej z magnitudo med 5.5 in 7.5 ter izberemo podatke oddaljenosti iz postaj, ki so od izvora potresa oddaljene med 5 in 50 km. Glede na izbrane akceleroگرامe, so na sliki 3.6 prikazani njihovi spektri skupaj s ciljnim in srednjim spektrom.



Slika 3.6: Elastični spektri izbranih 30 akceleroگرامov s ciljnim spektrom iz Evrokoda 8 za tip tal B (Snoj, 2014).

Figure 3.6: Elastic spectra of the 30 selected accelerograms with target spectrum from Eurocode 8 for soil type B (Snoj, 2014).

3.5 Analiza obnašanja konstrukcije

Z upoštevanjem predvidene intenzitete potresne obtežbe in analizo obnašanja konstrukcije med potresom, določimo pri novogradnjah ustrezne dimenzije, pri obstoječih objektih pa ustrezne sanacijske ukrepe, da zadostimo parametrom potresnih zahtev. Glavne potresne zahteve so zaščita človeških življenj, neporušitev, omejitev poškodb ter zahteva po uporabnosti pomembnih objektov za civilno zaščito. Kot merilo za izpolnitev potresnih zahtev lahko uporabimo katerokoli fizikalno količino, s katero izrazimo obnašanje konstrukcije pri potresni obtežbi. Najbolj smiselno je izraziti potresne zahteve (angl. *engineering demand parameter*) z maksimalnim etažnim zasukom θ , maksimalnim etažnim pomikom d_s , zasukom posameznih elementov δ ali maksimalnim horizontalnim etažnim pospeškom, s katero lahko povežemo poškodovanost konstrukcije. Pojav potresne obtežbe je nepredvidljiv (slučajen), ob tem pa se pojavljajo še negotovosti v lastnostih konstrukcije in v matematičnih modelih. Zato moramo odziv konstrukcije obravnavati probabilistično, s slučajnimi spremenljivkami na osnovi pričakovanih vrednosti in standardnih deviacij parametrov potresnih zahtev.

Analizo obnašanja konstrukcije pričnemo z osnovnim matematičnim modelom. V tej začetni fazi upoštevamo določene predpostavke o materialnih karakteristikah, geometriji konstrukcije in njenih delov, robnih pogojih ter o vplivih, ki delujejo na konstrukcijo. Modeliramo naslednje ključne parametre:

- obnašanje materiala preko $\sigma - \varepsilon$ odnosa in z izrazi za izračun nosilnosti ter deformacijske kapacitete elementov,
- geometrijske lastnosti posameznih elementov in vezi preko katerih so povezani v celoto,
- vpetost konstrukcije v temelje z upoštevanjem karakteristik zemljine
- vplive na konstrukcijo (stalni, koristni, vplivi okolja).

- Glede na materialne in geometrijske karakteristike, ki jih uporabimo na modelu, delimo analizo na linearno ali nelinearno. V odvisnosti od upoštevanja vplivov na konstrukcijo, pa razlikujemo analizo na statično ali dinamično. Metode analize so prikazane v preglednici 3.5:

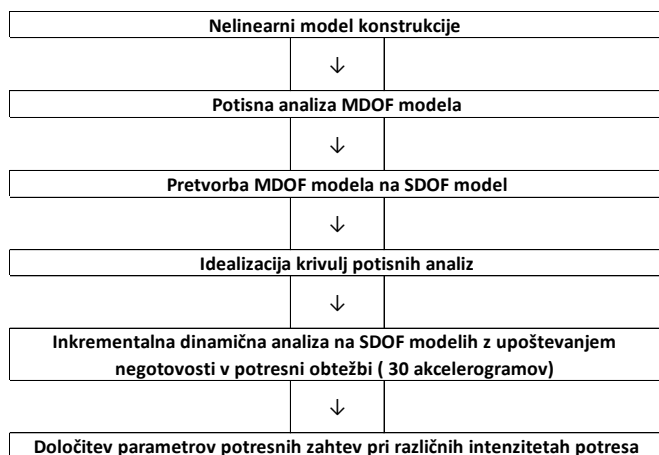
Preglednica 3.5: Metode analize (Fajfar, P. Osnove projektiranja potresno odpornih konstrukcij, Evrokod 8. Predavanja.)

Table 3.5: Methods of Analysis (Fajfar, P. Basic design of structures for earthquake resistance, Eurocode 8, Lectures.)

	Statična ^a	Dinamična
Linearna ^b	Analiza z vodoravno statično obtežbo (poenostavljena modalna analiza)	Modalna analiza s spektrom odziva
Nelinearna	Potisna analiza s spektrom odziva	Račun časovnega odziva
a... kombinirano s spektrom odziva		
b... kombinirano z redukcijskim faktorjem		

Linearne analize uporabljamo predvsem za kontrolo mejnih stanj uporabnosti, kjer nelinearno obnašanje konstrukcije še ni izrazito. Pri analizah poškodovanosti konstrukcije, do katerih običajno pride pri veliki obtežbi, oziroma pri analizi mejnih stanj blizu porušitve, pa moramo za ustreznost rezultatov upoštevati tudi nelinearno obnašanje konstrukcije.

V magistrskem delu uporabimo poenostavljeno nelinearno metodo na osnovi potisne analize. Na računskih modelih opravimo nelinearne statične oziroma potisne analize, s katerimi povežemo poškodovanost konstrukcije in odziv sestavnih delov konstrukcije pri določeni vrednosti parametra potresnega odziva. Potisno analizo izvedemo na modelih z več prostostnimi stopnjami, *MDOF* modelih (angl. *multiple degree of freedom*). Nato krivulje potisne analize idealiziramo s tri-linearno idealizacijo in pretvorimo *MDOF* modele na ekvivalentne modele z eno prostostno stopnjo, *SDOF* (angl. *single degree of freedom*). Uporabimo tudi poenostavljeno inkrementalno dinamično analizo (angl. *incremental dynamic analyses*) na modelu z eno prostostno stopnjo. Vsi opisani koraki so shematsko prikazani na sliki 3.7. Postopek in del analize povzamemo po Snoju (2014), ki je podobno določil parametre potresnih zahtev.



Slika 3.7: Osnovni koraki pri poenostavljeni nelinearni analizi obnašanja konstrukcije in določitvi parametrov potresnih zahtev z upoštevanjem negotovosti.

Figure 3.7 Basic main steps in the simplified nonlinear analysis of the behavior of structures and determining engineering demand parameters including aleatoric uncertainty.

3.5.1 Matematično modeliranje zidanih konstrukcij s programoma 3Muri in Tremuri

Zidovje je sposobno prenašati sorazmerno velike tlačne obremenitve, sposobnost prenašanja nateznih obremenitev pa je zelo majhna. Pri modeliranju zidanih konstrukcij in numeričnih analizah je torej zelo pomembno podajanje materialnih karakteristik (mehanskih lastnosti) zidu. Le-te imajo velik vpliv na izračunane rezultate analiz. S poenostavitvami materialnih zvez na način, da sestavne dele (zidaki, malta) zidovja upoštevamo kot celoto in ga na nek način "homogeniziramo", lahko pri računu uporabimo metodo okvirja sestavljenega iz makroelementov *FME* (angl. *frame by macro elements*), ki imajo predpisane možne porušne mehanizme. Tako tvorimo makromodele, s katerimi dobimo globalen odziv konstrukcije. Ta metoda je ena izmed najbolj uporabljenih za račun zidanih konstrukcij.

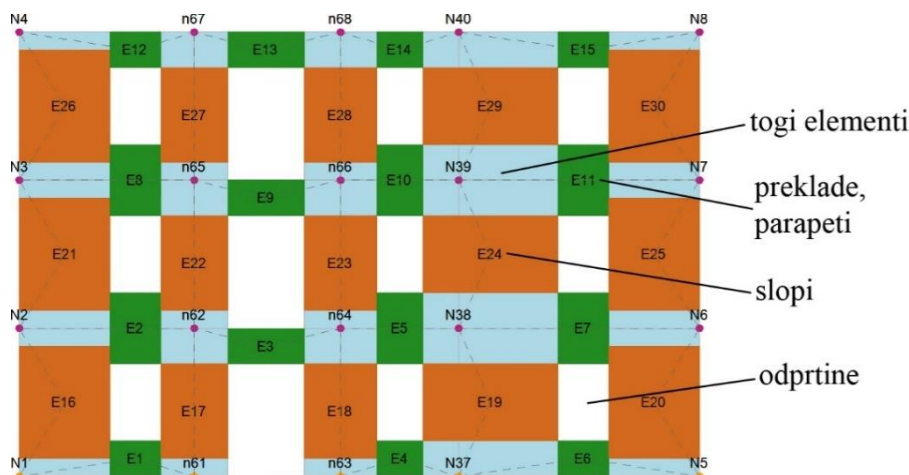
Programa 3Muri (3muri User Manual, S.T.A.DATA) in Tremuri (Tremuri user guide, 2009) sta namenjena nelinearni analizi zidanih konstrukcij. Oba temeljita na *FME* metodi in omogočata nelinearno statično analizo oziroma tudi nelinearno dinamično analizo (Tremuri). Ob uporabi materialov za zid (kamen, opeka) program omogoča tudi uporabo materialov kot so armiran beton za stene ter les, jeklo ali armiran beton za nosilce in stebre.

S programom 3Muri (3muri User Manual, S.T.A.DATA) naredimo tekstovno datoteko, ki je kot vhodna datoteka popolnoma kompatibilna z raziskovalno različico programa Tremuri (Tremuri user guide, 2009). Če hočemo uporabljati model makroelementov ali izvajati različne seizmične analize, morajo biti deli, ki se nanašajo na materiale, elemente in vrste analiz ustrezno prirejeni. Struktura ukazov programa Tremuri je podrobneje razložena v navodilih programa (Tremuri user guide, 2009). Kot rezultat analize dobimo krivuljo potisne analize. V nadaljevanju predstavimo makroelementa, ki ga program upošteva za zidove in armiranobetonske elemente.

Makroelement za modeliranje zidov

Na osnovi opazovanj poškodb, upoštevanja različnih mehanizmov poškodb in porušitev zidanih konstrukcij ob močnejših potresih, je bila razvita metoda računa okvirjev, sestavljenih iz makroelementov. Principi modeliranja nosilnih elementov slonijo na določanju makroelementov, ki so definirani z vidika geometrije in kinematike, v statičnem smislu pa so opisani z notranjimi silami. Nelinearen model makroelementa, ki predstavlja celoten zid, sta razvila Gambarotta in Lagomarssino (1996), v nadaljevanju pa ga je razvil tudi Penna (2002).

Z osredotočanjem na ravninski odziv zidanih sten z odprtini lahko makroelemente razdelimo na: slope (angl. *piers*), preklade in parapete (angl. *spandrels*) ter toge elemente (angl. *rigid elements*), ki vse ostale povežejo kot je razvidno iz slike 3.8.



Slika 3.8: Primer makroelementov za modeliranje zidanih sten.

Figure 3.8: Examples of macro-element modelling of masonry walls.

Elementi slopov in prekladnih elementov so modelirani z dvema vozlišči, togi odseki, ki jih povezujejo, pa zagotavljajo prenašanje statičnih in kinematičnih količin med njimi. Vse tri skupine elementov skupaj tvorijo ekvivalentni okvir, s katerim se dovolj natančno opiše obnašanje celotne zidane stene, istočasno pa se s tem zmanjša število prostostnih stopenj ter posledično skrajša trajanje izračuna, glede na metodo končnih elementov. Metoda *FME* omogoča enostavno in hitro oceno obnašanja konstrukcije ter prikaz poškodb glede na podano potresno obtežbo.

Makroelementi morajo čim bolj ponazarjati obnašanje sten, tako, da izpolnjujejo pogoje ravnotežnih enačb. Da je makroelement primeren za matematično modeliranje zidov, mora dobro zajeti elastično obnašanje zidu ter porušne mehanizme zidov, ki so jim izpostavljeni.

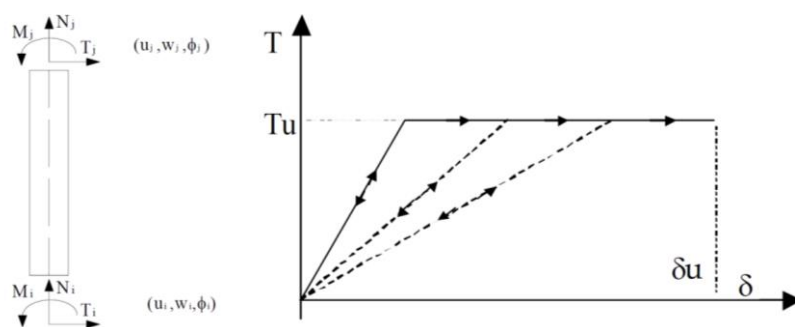
Uporabili smo nelinearni linijski element (angl. *non-linear beam element*), ki je vgrajen v omenjena programa, njegove lastnosti pa so prikazane na sliki 3.9. Njegove glavne značilnosti so:

- začetna elastična togost,
- bilinearno obnašanje z maksimalnimi vrednostmi strižnih sil in upogibnih momentov izračunanimi iz z mejnimi stanji nosilnosti (ULS),
- prerazporeditev notranjih sil glede na ravnotežje elementov,
- zaznavanje mejnih stanj poškodovanosti z upoštevanjem globalnih in lokalnih parametrov poškodb,
- zmanjšanje togosti v plastičnem območju,
- kontrola duktilnosti z definicijo maksimalnega pomika v odvisnosti od porušnega mehanizma v skladu z Evrokodom 8-3 (SIST EN 1998, 2005).

$$\delta_u = \frac{(u_j - u_i)}{h} + \frac{(\varphi_j - \varphi_i)}{2} = \begin{cases} 0,4\% & \text{strig} \\ 0,8\% & \text{upogib} \end{cases} \quad (3.10)$$

Pri vsakem elementu se kontrolira zasuk po enačbi (3.10) in se ga primerja z mejnim pomikom v odvisnosti od merodajne nosilnosti (strig ali upogib).

- Ko element doseže mejni zasuk, se smatra, da je porušen in se ga nadomesti s palico brez horizontalne togosti in nosilnosti, zaradi česar se globalna analiza ne prekine.



Slika 3.9: Nelinearni linijski element z statičnimi in kinematičnimi količinami in prikaz porušitvenega obnašanja (Tremuri uporabniški priročnik, 2009).

Figure 3.9: Non-linear beam element with static and kinematic values and degrading behavior (Tremuri user guide, 2009).

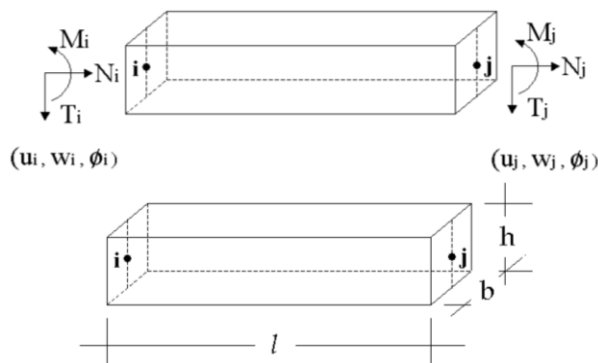
Kinematika takega elementa je določena s šestimi prostostnimi stopnjami na robovih ($u_i, w_i, \phi_i, u_j, w_j, \phi_j$). Razmerje med pomiki in zasuki (u, w in ϕ) ter statičnimi količinami (N, T in M) je vzpostavljeno s konstitutivno zvezo.

Nelinearno obnašanje se aktivira, ko sila v vozlišču doseže maksimalno vrednost, ki je ocenjena glede na kriterij najmanjše nosilnosti, v skladu z enačbami (2.1), (2.4), (2.7). V primeru horizontalnih nosilnih elementov, kot so na primer preklade nad okni, se strižna odpornost predpostavi v skladu s formulo $V_{u,preklada} = htf_{v0}$, kjer je h višina preklade, t je debelina zidu in f_{v0} začetna strižna odpornost.

Element za modeliranje armirano betonskih sten

Že opisana idealizacija z ekvivalentnim okvirjem dopušča vključitev tudi drugih konstrukcijskih elementov, kot so armiranobetonski nosilci in stebri ter njihovo povezavo z zidnimi elementi. To je zelo uporabno pri modeliranju mešanih konstrukcij, kot so na primer zidane konstrukcije z armiranobetonskimi jedri.

Vsak nelinearen armiranobetonski element (angl. *reinforced concrete element*) ima šest prostostnih stopenj, ki so prikazane na sliki 3.10, ter elastično–idealno plastično obnašanje z omejeno nosilnostjo.



Slika 3.10: Kinematične spremenljivke notranje sile in geometrijske oznake za armiranobetonski linijski element (3Muri uporabniški priročnik, verzija 10.0.0).

Figure 3.10: Cinematic variables, forces characteristics and geometric measurements for the R.C. beam element (3Muri user manual, release 10.0.0).

Nelinearni armiranobetonski elementi, modelirani kot 2D ali 3D elementi za nosilce, stebre ali stene so idealizirani ob predpostavki, da na robnih delih vsakega elementa delujejo plastični členki z elastičnim- idealno plastičnim odnosom med momentom in rotacijo. Takšen poenostavljen model je bil izbran zato, da armiranobetonski elementi prevzamejo primerljive računske obremenitve s podobno natančnostjo kot zidani elementi. Začetna predpostavka je enaka kot pri zidovih, saj določimo njihovo začetno togost. Izračunana je s pomočjo togostne matrike zidov z nekaj spremembami zaradi 3D elementov. Upoštevamo lahko zmanjšanje togosti zaradi pojava razpokanih prereзов s koeficientom η , ki je med analizo konstanten. Strig in tlačno/natezna porušitev se predpostavita kot krhki porušitvi, medtem ko kombinacija osno-upogibnega momenta, ki je modelirana s plastičnimi členki na robovih elementov predstavlja duktilno porušitev.

Strižni mehanizem se upošteva glede na to, ali gre za elemente s strižno armaturo ali brez nje. Brez strižne armature so lahko ploskovni elementi (plošče, stene), ki imajo zadostno nosilnost za prevzem prečnih sil. V primeru elementov s strižno armaturo, se njihova strižna odpornost izračuna po principu nadomestnega paličja (Ritter-Morch, 3Muri User Manual, S.T.A.DATA). V primeru upogiba z osno silo, se interakcija $M-N$ izračuna po splošno veljavni hipotezi ravnih prereзов z upoštevanjem idealne sprijemnosti med betonom in armaturo. Pri stebrih se upošteva simetrično armiranje. V primeru armiranobetonskih sten se upošteva tudi prispevek vzdolžne armature. Za določitev nastanka plastičnega členka se upošteva primerjava med elastičnim obnašanjem in dobljenimi mejnimi vrednostmi iz interakcije $M-N$. Primer za stebre je bolj kompliciran, ker se v teh elementih lahko pojavi dvoosni upogib z osno silo ($M_x - M_z - N$).

Mejno stanje nosilnosti prereza v primeru duktilnega obnašanja je določeno z mejno tetivno rotacijo θ_u (vsota elastičnega in neelastičnega dela), ki se izračuna v skladu s točko A.3.2.2 (SIST EN 1998-3, 2005). Ko je mejno stanje nosilnosti preseženo (za duktilno in krhko porušitev), se element pretvori v tlačno palico, enako kot v primeru zidnih elementov. Pojavi nestabilnosti in vpliv teorije II. reda pri tem niso upoštevani.

3D model konstrukcije

Za inženirje zelo dobrodošla prednost programa 3Muri/Tremuri je, da se lahko s pomočjo zgoraj opisanih elementov sestavi stene konstrukcije in tako analizira celotno konstrukcijo s prostorskim modelom. 3D modeliranje konstrukcij se začne z uvedbo nekaterih predpostavk:

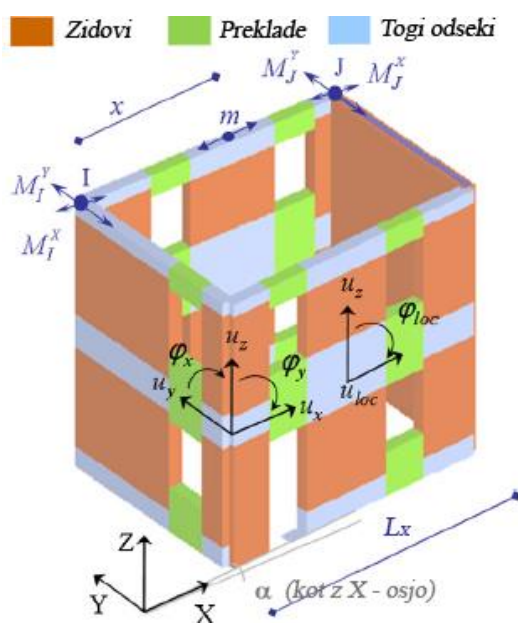
- Nosilni mehanizem (sistem) konstrukcije je, glede na vertikalne in horizontalne vplive, razdeljen na stene in horizontalne diafragme (membrane) medetažne plošče (strehe, stropovi ali oboki).
- Linijski elementi za stene so nosilni elementi, ki prenašajo potresne sile, medetažne plošče, ki so sestavljene iz ploskovnih elementov, pa služijo za porazdelitev potresnih (horizontalnih) ter vertikalnih vplivov na stene. Način porazdelitve horizontalnih sil iz plošče na stene je odvisen od togost plošče v svoji ravnini. V programu se lahko modelira toge armiranobetonske plošče, monta plošče in podajne lesene stropove, zidane oboke.
- Upogib stropnih plošč ter odziv sten pravokotno na svojo ravnino sta zanemarjena v izračunu globalnega obnašanja konstrukcije.

Za potresno odpornost in odziv stavbe je zelo pomembno, da so navpični in vodoravni elementi med seboj ustrezno povezani. S tem se zagotovi ustrezen prenos potresne obtežbe med elementi. Pri modeliranju 3D modela, je potrebno definirati kartezijski (globalni) koordinatni sistem (X,Y,Z). Vertikalne ravnine stene so definirane s koordinatami ene izmed njenih točk in kotom med globalno osjo X in ravnino stene (slika 3.11). Stene so lahko modelirane kot ravninski ekvivalentni okvirji iz nelinearnih elementov, ki z upoštevanjem ustreznih porušnih mehanizmov predstavljajo dejansko obnašanje sten. Izkušnje iz potresov nam kažejo, da se poškodbe pri zidanih konstrukcijah le redko pojavljajo na območjih togih odsekov. Na osnovi tega lahko deformacije slednjih zanemarimo glede na druga območja v steni. Nosilci in medokenski slopi so modelirani z linijskimi elementi z dvema vozliščema, vmesni togi deli pa so namenjeni za prenos statičnih in kinematičnih spremenljivk med posameznimi deli sten. Program avtomatsko generira model z ekvivalentnimi okvirji.

Na tak način so stene lahko modelirane z nadomestnimi okvirji v lokalnem koordinatnem sistemu (u_x, u_y, ϕ_z), notranja vozlišča so tako še vedno dvodimenzionalna vozlišča s tremi prostostnimi stopnjami. Na robovih in križanjih sten se uporabijo tridimenzionalna vozlišča, ki so opisana s petimi prostostnimi stopnjami v globalnem koordinatnem sistemu ($u_x, u_y, u_z, \phi_x, \phi_y$), torzijski zasuk okrog globalne osi Z se lahko zanemari. Ta vozlišča se dobi z združitvijo 2D vozlišč vsake ravnine stene in s prenosom lokalnih prostostnih stopenj na globalne osi. Ta rešitev je zelo učinkovita, saj se s tem načinom zmanjša skupno število prostostnih stopenj in izvede nelinearna analiza z ne prevelikim računskim naporom v primeru večjih in kompleksnejših konstrukcij. Po enakem sistemu se tudi masa v 2D vozliščih prenese na sosednja 3D vozlišča na steni določenega nadstropja v skladu z naslednjo enačbo:

$$M'_x = M'_x (1 - |\cos(\alpha)|) \frac{L_x - x}{L_x} \text{ in } M'_y = M'_y (1 - |\sin(\alpha)|) \frac{L_x - x}{L_x}, \quad (3.11)$$

kjer je m masa v 2D vozliščih, M pa masa v 3D vozliščih, L_x je dolžina stavbe v smeri X (glej sliko 3.11).



Slika 3.11: Prostorski računski model konstrukcije z vozlišči in pravili za porazdelitev mase. (Lagomarsino in sod., 2013)

Figure 3.11: Spatial computational structural model with nodes and mass distribution rules. (Lagomarsino et al., 2013)

3.5.2 Nelinearna statična analiza modela z več prostostnimi stopnjami (MDOF)

Nelinearna analiza je v osnovi najprimernejša za račun odziva konstrukcij na potresno obtežbo, saj lahko le z njo ocenimo predvidene poškodbe. Ker je nelinearna dinamična analiza, ki da najboljši približek dejanskega odziva konstrukcije med močnimi potresi, za prakso prezahtevna, so se pričele uveljavljati poenostavljene nelinearne metode. Ena izmed teh metod je N2 metoda, ki temelji na nelinearni statični potisni analizi.

Osnovni princip metode je, da na modelu konstrukcije z več prostostnimi stopnjami (MDOF) enakomerno povečujemo horizontalno obtežbo (angl. *pushover*) oziroma pomike pri konstantnih vertikalnih silah, pri tem pa opazujemo pripadajočo deformacijsko obliko in poškodovanost posameznih elementov. Potek odnosa med spreminjajočo se prečno silo ob vpetju in kontrolnim pomikom lahko prikažemo s krivuljo potisne analize (angl. *pushover curve*).

Rezultati analize so odvisni od razporeditve obremenitve konstrukcije (modela) z vodoravnimi silami, ki imajo prijemališče v centru mas vsake etaže.

Zvezo med normiranimi vodoravnimi silami in pomiki lahko zapišemo z enačbo (Evrokod 8-1 (SIST EN 1998 – 1, 2005 dodatek B)):

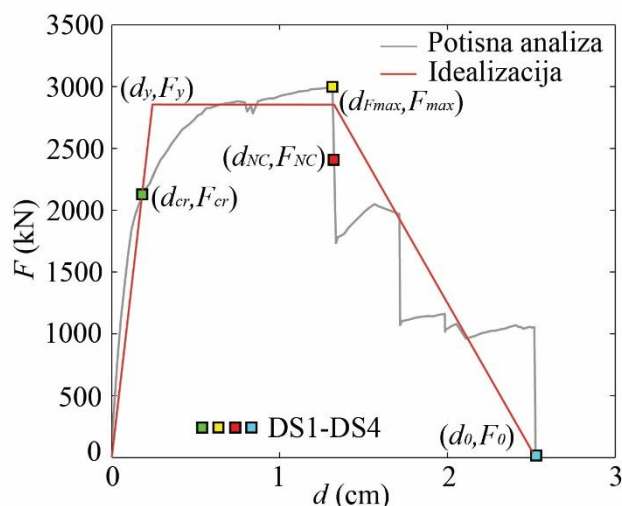
$$\bar{F}_i = m_i \cdot \Phi_i, \quad (3.12)$$

kjer se indeks i nanaša na etažo, F_i je vodoravna obtežba v i -ti etaži, m_i in Φ_i pa sta masa in pomiki normirane deformacijske oblike, v i -ti etaži.

V magistrski nalogi smo uporabili dve predpisani porazdelitvi vodoravnih sil po višini, ki sta predpisani v standardu Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005), kot je že opisano v poglavju 2.3:

- **enakomerno porazdelitev** (angl. U - *uniform*), kjer je predpisana konstantna nihajna oblika $\Phi = 1$ ter so vodoravne sile sorazmerne z etažnimi masami m_i ne glede na višino etaže in
- **modalno porazdelitev** (angl. M - *modal*), kjer so vodoravne sile sorazmerne produktu etažnih mas m_i ter normiranim pomikom pri prvi nihajni obliki konstrukcije. Aproximiramo jo lahko z obrnjenim trikotnikom.

Deformacijsko obliko se normira, tako da je pomik na vrhu konstrukcije 1,0. Če imamo enakomerno porazdelitev sil, je deformacijska oblika po celotni višini konstantna, če pa gre za modalno porazdelitev, je sorazmerna prvi nihajni obliki. Tipičen primer krivulje potisne analize zidane stavbe je prikazan na sliki 3.12.



Slika 3.12: Krivulja potisne analize, mejna stanja poškodovanosti, tri-linearna idealizacija.

Figure 3.12: Pushover curve, damage states, trilinear idealization.

Na krivulji potisne analize prikažemo karakteristična mejna stanja poškodovanosti konstrukcije, ki jih opišemo v naslednjem poglavju.

3.5.3 Definicija mejnih stanj in stanj poškodovanosti

Na splošno določitev mejnih stanj poškodovanosti ni preprosta. Kot primer sta Cattari in Lagomarsino (2014), predlagala večnivojski pristop za zidane zgradbe, ki določa mejna stanja poškodovanosti (DS) na krivulji potisne analize s kontrolo:

- porazdelitve poškodb v zidnih elementih (stebrih in slopih),
- pomika v opečnih stenah in
- globalnega obnašanja konstrukcije (opisano z njeno krivuljo kapacitete oz. krivuljo potisne analize).

Definiramo štiri mejna stanja poškodovanosti (angl. *damage state*): DS1 – majhna poškodovanost, DS2 – srednja poškodovanost, DS3 – močna poškodovanost, DS4 – porušitev.

Ni poškodb (DS0)

Območje, kjer je konstrukcija v elastičnem delu potisne krivulje.

Majhna poškodovanost (DS1)

Pri prvi spremembi naklona potisne krivulje oziroma v togosti konstrukcije (d_{cr} , F_{cr}), kjer pri zelo majhnih pomikih oziroma zasukih pride do hitrega pojava poškodb, ki pa so zelo majhne. Pojavijo se redke stopničaste lasaste razpoke v majhnem številu zidov. Nekoliko večje razpoke se pojavijo ob vratnih in okenskih odprtinah, lahko pride do odpadanja ometa, v omejenem obsegu lahko pride do padca nepovezanih zidakov v zgornjih delih stavbe (Tomažević, 2009).

Srednja poškodovanost (DS2)

V območju, kjer konstrukcija iz linearnega preide v nelinearno območje, nosilnost v kratkem času še narašča do maksimalne vrednosti (d_{Fmax} , F_{max}), nato pa začne upadati (območje mehčanja). Pojavijo se srednje poškodbe konstrukcije in nekonstrukcijskih elementov. Lahko se pojavi pokanje zidakov v tlačnem vogalu in ločitev od sten od plošč (diafragem), pojavi se tudi močno razpokanje parapetov.

Močna poškodovanost (DS3)

Pri upadu nosilnosti konstrukcije pod 80 % maksimalne nosilnosti (d_{NC} , F_{NC}), se pojavijo močne poškodbe konstrukcije in njenih nekonstrukcijskih elementov. V tem mejnem stanju se pojavijo močne poškodbe, ki jih je sicer še možno sanirati, a je smiselnost sanacije vprašljiva z ekonomskega vidika. Prehod iz mejnega stanja iz DS2 v DS3 približno ustreza mejnemu stanju nosilnosti, ki je definirana v Evrokodu 8 (SIST EN 1998-1, 2005).

Mejno stanje porušitve (DS4)

Pri tem mejnem stanju se konstrukcija poruši ali pa je tik pred porušitvijo zaradi odpovedi nosilnosti sten (d_0 , F_0).

3.5.4 Pretvorba MDOF modelov na ekvivalentne SDOF modele

Pri pretvorbi modelov MDOF v SDOF izhajamo iz idealizacije krivulje potisne analize. Pomembno je, da se idealizacija dovolj dobro prilagaja krivulji potisne analize in odraža vse bistvene lastnosti dejanskega obnašanja konstrukcije. Za idealizacijo krivulje potisne analize obstaja veliko načinov, med katerimi izberemo enostavno tri-linearno idealizacijo, ki se pogosto uporablja za zidane stavbe. (Tomažević, 2009) in je prikazana na sliki 3.12. Njen začetni naklon določa sekantna togost pri meji nastanka razpok, ki jo imenujemo tudi efektivna togost K_e . Točka v kateri pride do spremembe naklona krivulje potisne analize sovpada z mejo nastanka razpok. Običajno se lahko predpostavi, da se ta sprememba zgodi pri določenem deležu nosilnosti, na primer pri 70% F_{max} . Dodatno je potrebno določiti še točko mejnega stanja blizu porušitve (d_{NC} , F_{NC}) (angl. *near collapse*), do katere pride na padajočem delu ovojnice, ko se nosilnost zniža za 20% nosilnosti F_{max} . Končno vrednost nosilnosti na idealizirani krivulji F_y določimo ob predpostavki, da je sposobnost sipanja energije dejanske in idealizirane konstrukcije enaka. Tako lahko površini pod krivuljo in idealizirano ovojnico izenačimo in zapišemo:

$$F_y = K_e \left(d_{NC} - \sqrt{d_{NC}^2 - \frac{2A_{env}}{K_e}} \right), \quad (3.13)$$

$$K_e = \frac{F_{cr}}{d_{cr}}, \quad (3.14)$$

kjer je A_{env} ploskev pod krivuljo potisne analize do pomika pri mejnem stanju d_{NC} . Potek trilinearne idealizacije v območju, med elasto-plastičnim delom in točko (d_0 , F_0), kjer se nosilnost konstrukcije zmanjša na zanemarljivo vrednost, je linearen.

V magistrski nalogi obravnavamo konstrukcijske sisteme, ki jih lahko približno določimo s sistemom z eno prostostno stopnjo, in zato po idealizaciji krivulje potisne analize določimo ekvivalentni model z eno prostostno stopnjo.

Pri pretvorbi sil in pomikov iz MDOF modela na SDOF model smo uporabili postopek s transformacijskim faktorjem Γ (Fajfar, 2000):

$$F^* = \frac{F}{\Gamma}, d^* = \frac{d}{\Gamma} \quad (3.15)$$

F^* in d^* sta sila in pomik nadomestnega sistema z eno prostostno stopnjo (SDOF). Pri tem transformacijski faktor določimo po spodnji enačbi (3.16).

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum_{i=1}^n m_i \Phi_i^2} \quad (3.16)$$

$$m^* = \sum_{i=1}^n m_i \Phi_i \quad (3.17)$$

Transformacijski faktor Γ je odvisen od predpostavljene vrednosti za nihajno obliko Φ in od razporeditve mas. Z oznako m^* zapišemo maso ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo (SDOF), m_i je masa i -te etaže, Φ_i je komponenta normirane deformacijske oblike v i -ti etaži, ki je odvisna od razporeditve horizontalnih sil po višini.

Iz enačb (3.15) vidimo, da sile in pomike lahko pretvorimo na enak način, zato se pri pretvorbi iz sistema MDOF na SDOF, ohrani oblika idealizirane krivulje potisne analize. Razmerja med obtežbami in deformacijami ter togosti se ohranjajo, spremeni pa se samo merilo (Fajfar, 2000).

V primeru, da se po celotni višini predpostavi konstantna oblika ($\Phi = 1$), iz enačb (3.16) in (3.17) dobimo: $\Gamma = 1$ in $m^* = \sum m_i$, za druge primere je Γ običajno večji od 1,0.

Nihajni čas za sistem, ki ima eno prostostno stopnjo (SDOF) T^* dobimo iz enačbe:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \cdot d_y^*}{F_y^*}}, \quad (3.18)$$

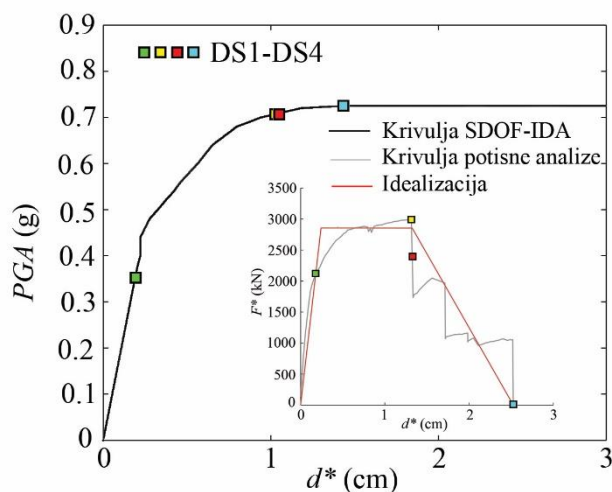
kjer sta F_y^* in d_y^* sila (nosilnost) in pomik na meji tečenja sistema SDOF, kjer idealiziran diagram potisne krivulje iz elastičnega preide v plastični del (slika 3.12).

3.5.5 Določitev potresnih zahtev na SDOF modelu z inkrementalno dinamično analizo

Inkrementalna dinamična analiza IDA (angl. *incremental dynamic analysis*) je parametrična metoda, s katero ocenimo odziv konstrukcije na potresno obtežbo (Vamvatsikos in Cornell 2002). Z njo določimo potresne zahteve na poenostavljenem SDOF modelu, kar nam, za razliko od uporabe neelastičnih spektrov odziva, omogoči eksplicitno vrednotenje negotovosti zaradi potresne obtežbe, ki je definirana z izbranimi akcelerogrami.

Različne intenzitete obtežbe smo upoštevali s skaliranjem izbranih akcelerogramov in opazovali celotno obnašanje konstrukcije v elastičnem in neelastičnem območju ter do območja globalne nestabilnosti konstrukcije oziroma porušitve. Rezultate smo prikazali z IDA krivuljo, ki običajno predstavlja odvisnost mere za intenziteto (IM) ter parametra potresnih zahtev (EDP), slika 3.13.

V našem primeru kot mero za intenziteto izberemo maksimalni pospešek tal (angl. PGA - *peak ground acceleration*). Parameter EDP pa z upoštevanjem sistema z eno prostostno stopnjo predstavlja pomik na vrhu konstrukcije.



Slika 3.13: Primer krivulje IDA SDOF modela (SDOF-IDA) z označenimi mejnimi stanji.

Figure 3.13: Example of IDA curve for SDOF model (SDOF-IDA) with marked limit states.

Slika 3.13 prikazuje tipično IDA krivuljo sistema z eno prostostno stopnjo s krivuljo potisne analize in trilinearno ovojnico. Uporabljen material je *hysteretic*, ki omogoča simulacijo globalnega obnašanja zidanih konstrukcij. Vgrajen je v programsko okolje OpenSees 2.5.0 (PEER, 2007), s katerim smo izvajali inkrementalne dinamične analize z upoštevanjem negotovosti v potresni obtežbi (Snoj, 2014).

IDA krivulja iz začetnega elastičnega območja (linearen potek) in naklona, ki je enak ne glede na izbrani akcelerogram, prehaja preko območja nastanka prvih razpok v nelinearno območje (ukrivljen del) ter do pojava globalne porušitve konstrukcije, kjer se krivulja izravna. Enako kot pri krivuljah potisne analize, so tudi pri inkrementalnih dinamičnih analizah SDOF modelov prikazana mejna stanja. Glede na pomike na vrhu konstrukcije in glede na IDA krivulje smo določili intenzitete, ki povzročajo nastanek prvih razpok (območje majhne poškodovanosti), nosilnost konstrukcije (območje srednje poškodovanosti), mejno stanje blizu porušitve (območje velikih poškodb) in mejno stanje porušitve (območje porušitve) – kapacitete konstrukcije izražene s pospeškom.

3.5.6 Ocena parametrov porazdelitvene funkcije slučajnih spremenljivk

Parametre porazdelitvene funkcije, s katerimi opišemo slučajne spremenljivke, lahko ocenimo tako, da za osnovo vzamemo vzorec potresnih zahtev. Tega izračunamo za izbrane akceleroگرامe in računske modele konstrukcije.

V magistrski nalogi smo uporabili dve metodi za določitev porazdelitvene funkcije potresnih zahtev: metodo momentov ter metodo največjega verjetja. Za normalne in lognormalne porazdelitve, ob dovolj velikem številu vzorcev, po obeh metodah dobimo primerljive rezultate.

Metoda momentov

Po tej metodi ocenjujemo parametre porazdelitvene funkcije z enim oziroma dvema parametroma. Momenti slučajne spremenljivke izbrane porazdelitve morajo biti enaki ocenam parametrov, ki smo jih izračunali iz vzorca. Ocene parametrov želimo določiti temu ustrezno. Prva dva momenta predstavljata pričakovano vrednost in varianco slučajne spremenljivke X , ki jo lahko izračunamo iz vzorca vrednosti (Snoj, 2014):

$$\begin{aligned} m_x &= E[X] = \bar{X} \\ \sigma_x^2 &= \text{var}[X] = S_x^2 \end{aligned} \quad (3.19)$$

Če poznamo zveze med momenti in parametri porazdelitev, lahko izračunamo parametra, ki definirata lognormalno porazdelitev:

$$\begin{aligned} \sigma_{\ln X}^2 &= \ln\left(\frac{\sigma_x^2}{m_x^2} + 1\right), \\ \tilde{m}_x &= m_x \cdot \exp\left(-\frac{1}{2}\sigma_{\ln X}^2\right) \end{aligned} \quad (3.20)$$

kjer sta \tilde{m}_x in $\sigma_{\ln X}$ mediana in standardna deviacija logaritmov vrednosti slučajne spremenljivke X .

Metoda največjega verjetja

Ta metoda upošteva, da je vzorec vrednosti slučajne spremenljivke X slučajen. Verjetnost za nastop nekega vzorca je odvisna od porazdelitve slučajne spremenljivke X in njenih parametrov. Z določitvijo parametrov porazdelitve slučajne spremenljivke želimo maksimirati verjetnost nastopa vzorca, ki ga imamo na voljo (Snoj, 2014). Zato moramo določiti funkcijo verjetja v odvisnosti od gostote verjetnosti $f_X(x)$ slučajne spremenljivke X :

$$L(\tilde{m}_x, \sigma_{\ln X}) = \prod_{i=1}^n f_X(x_i) \quad (3.21)$$

ter najti takšen par parametrov, kjer bo funkcija verjetja zavzela svojo najvišjo vrednost. V kolikor gre za normalno porazdelitev, dobimo s to metodo enake parametre, kot bi jih dobili z metodo momentov (\bar{X} in S_x^2). Če gre za lognormalno porazdelitev, bo svoj maksimum funkcija verjetja zavzela pri naslednjih vrednostih parametrov:

$$\begin{aligned} m_x &= \exp(\lambda_x), \\ \sigma_{\ln X}^2 &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i - \lambda_x)^2, \end{aligned} \quad (3.22)$$

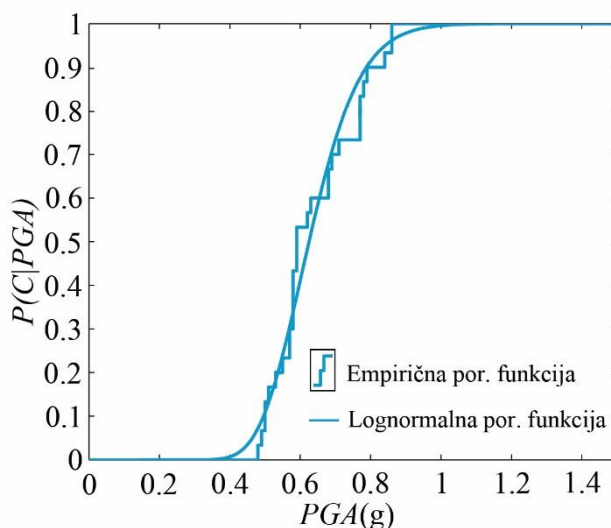
kjer je λ_X srednja vrednost naravnih logaritmov slučajne spremenljivke X in n število vrednosti v vzorcu.

$$\lambda_X = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln x_i \quad (3.23)$$

3.5.7 Ocena verjetnosti prekoračitve mejnih stanj poškodovanosti konstrukcije (krivulje ranljivosti)

Eden izmed osnovnih delov metodologije PEER in ocene potresnega tveganja je tudi določitev verjetnosti prekoračitve posameznih mejnih stanj poškodovanosti celotne konstrukcije, kjer največkrat govorimo o verjetnosti porušitve. Popolna ali delna porušitev povzroči največjo škodo, ker je potrebno objekt nadomestiti z novim, hkrati pa je glavni vzrok smrtnih žrtev med potresom. Na tem mestu bomo tako opisali postopek določitve verjetnosti prekoračitve mejnega stanja porušitve (DS4), analogno postopek uporabimo tudi za ostala mejna stanja (DS1 do DS3).

Za vsako intenziteto ($PDS4/IM$) lahko s pomočjo inkrementalne dinamične analize določimo pogojno verjetnost porušitve, v odvisnosti od izbranega konstrukcijskega modela in akceleroگرامov, kjer se pri določeni intenziteti pojavi porušitev. Navadno to verjetnost, pri izbrani vrednosti PGA , prikažemo z empirično komulativno porazdelitveno funkcijo, nadomestimo pa jo lahko z lognormalno porazdelitveno funkcijo. Obe porazdelitveni funkciji oziroma krivulji ranljivosti prikažemo na sliki 3.14, na kateri je tudi opazno njuno dobro ujemanje.



Slika 3.14: Krivulja ranljivosti; empirična in lognormalna porazdelitvena funkcija $P(DS4/IM)$ pri porušitvi objekta.

Figure 3.14: Fragility curve; empirical and lognormal cumulative distribution function $P(DS4/IM)$ at building collapse.

Ker se pogojna verjetnost porušitve pri določeni vrednosti mere za intenziteto $P(DS4/IM)$ nanaša tudi na pričakovano srednjo letno frekvenco, ki jo imajo potresi takšne intenzitete, lahko, ob upoštevanju rezultatov potresne nevarnosti, za dogodek porušitve konstrukcije izračunamo srednjo letno frekvenco ali verjetnost tega dogodka. Ob tem zajamemo vse možne potrese, ki lahko povzročijo porušitev konstrukcije (Cornell 1996, McGuire 2004):

$$\lambda_{DS4} = \int_{\text{vsi } im} P(DS4 | IM) \left| \frac{d\lambda_{IM}(im)}{dIM} \right| dIM, \quad (3.24)$$

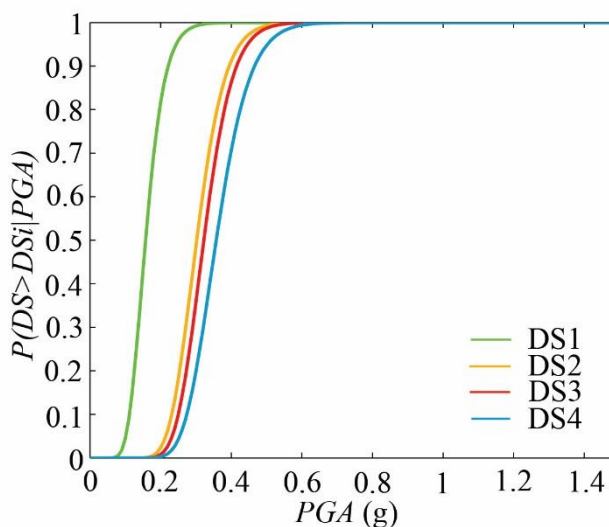
kjer člen $\frac{d\lambda_{im}(im)}{dIM}$ predstavlja odvod krivulje potresne nevarnosti. Z integralom pa upoštevamo vse vrednosti mere za intenziteto, ki se lahko pojavijo na območju, kjer stoji objekt.

Ob predpostavki, da je nevarnost $H_{IM}(im)$ porazdeljena linearno v log-log koordinatah ($H_{IM}(im) = k_o \cdot im^{-k}$) in če predpostavimo obliko krivulj IDA, potem se lahko potresno tveganje zapiše v zaključeni obliki (Cornell 1996, McGuire 2004):

$$P_{DS4} \approx H_{IM}(im_{50,DS4}) \cdot e^{\frac{1}{2}k^2\beta_{DS4}^2}, \quad (3.25)$$

kjer je $im_{50,DS4}$ srednja vrednost (mediana) intenzitete gibanja tal IM (oziroma mediana intenzitete gibanja tal, ki povzroči porušitev konstrukcije), β_{DS4} njena logaritemska standardna deviacija in k naklon krivulje nevarnosti. V enačbi (3.24) je lahko srednjo letno frekvenco λ_{DS4} zamenjamo z verjetnostjo P_{DS4} , ki pomeni verjetnost porušitve pri pogoju, da je srednja letna verjetnost prekoračitve mejnega stanja porušitve majhna.

Kot že omenjeno, lahko na podoben način določimo tudi verjetnosti prekoračitev drugih mejnih stanj poškodovanosti konstrukcije in narišemo njihove krivulje ranljivosti, slika 3.15.



Slika 3.15: Primer krivulj ranljivosti za mejna stanja poškodovanosti DS1 – DS4.

Figure 3.15: Example of fragility curves for limit states of damage DS1- DS4.

4 PROJEKTIRANJE IZBRANEGA ZIDANEGA OBJEKTA NA CILJNO POTRESNO TVEGANJE

V tem poglavju na primeru stanovanjske zidane stavbe prikažemo uporabo metode projektiranja na ciljno potresno tveganje. Najprej za izbran izhodiščni model ovrednotimo potresno tveganje, nato pa glede na dobljene rezultate, spreminjamo parametre konstrukcije (debeline in mehanske karakteristike zidovja, število etaž) ter ponavljamo izračun, dokler ne dosežemo izbranega sprejemljivega potresnega tveganja. V primeru vzporedno obravnavamo pet variant, ki jih v nalogi skozi posamezne korake izračuna, zaradi preglednosti, prikazujemo sočasno. Prve tri izbrane variante imajo višinsko zasnovo P+2N+M, četrta varianta je narejena brez mansarde (P+2N), peta varianta pa ima samo pritličje in prvo nadstropje (P+1N).

V nadaljevanju najprej opišemo skupne karakteristike vseh variant (material, geometrija), nato prikažemo značilnosti posameznih variant in predstavimo njihovo matematično modeliranje. Zaporedje izračuna je pri vseh variantah enako: najprej naredimo potresno analizo na sistemu MDOF, ki ji sledi idealizacija in pretvorba na sistem SDOF (3Muri in Tremuri), nato pa sledi inkrementalna dinamična analiza SDOFIDA z uporabo programskega paketa Matlab (MathWorks, R2013a), okolja OpenSees (PEER, 2007) ter nabora funkcij PBEE toolbox (Dolšek, 2010), ter funkcij (Snoj, 2014). Na IDA krivuljah prikažemo posamezna mejna stanja poškodovanosti v odvisnosti od parametrov potresnih zahtev. Preko inkrementalnih dinamičnih analiz, izvedenih za izbranih 30 akcelerogramov, izračunamo krivulje ranljivosti ter na podlagi krivulje potresne nevarnosti določimo še potresno tveganje. V kolikor je to pri posamezni varianti večje od sprejemljivega potresnega tveganja, uvedemo spremembe in ponovno ovrednotimo potresno tveganje nove variante.

4.1 Opis in podatki o konstrukciji

4.1.1 Tehnični opis

Za računski primer smo uporabili realen primer večstanovanjske zidane stavbe. Konstrukcija je zasnovana kot večetažni stanovanjski objekt z eno kletjo in tremi nadzemnimi etažami ter izkoriščenim podstrešjem. Objekt ima na severni strani lociran armiranobetonski dvigalni jašek. Tlorisna dimenzija gabarita objekta brez dvigalnega jaška je približno 13,3 m x 12,90 m. Višina objekta nad koto terena je približno 12,60 m. Etažna višina pritličja in nadstropnih etaž je 2,90 m, svetla višina mansarde v slemenu je cca 3,90 m, v kapu pa cca 0,30 m. Kletne etaže objekta v našem izračunu nismo upoštevali, saj je v celoti vkopana. V nadaljevanju sledi krajši tehnični opis objekta po posameznih konstruktivnih sklopih od strehe do temeljev ter način s katerim smo te sklope modelirali v računalniškem programu 3Muri (3muri User Manual, S.T.A.DATA).

Strešna konstrukcija je lesena enokapnica naklona 16°. Špirovci so prefabricirani leseni I profili (Steico SJ90), ki so razporejeni na medsebojnem razmaku cca 80 cm. Na špirovce je položena sekundarna kritina, lesne plošče Agepan UDP. Kritina je iz strešnih sendvič panelov (Trimo SNV 200). Kapni legi in vmesna lega so dimenzij 20/20 cm. Sidrane so v horizontalne armiranobetonske vezi, ki so na vrhu opečnih zidov. Lege so sidrane z navojnimi palicami M20 na vsakih 1,50 m dolžine. V variantah V1-A, V2-B, V3-B, smo mansardo s poševno streho upoštevali s pomočjo posebnega ukaza, ki je namenjen za modeliranje streh. V programu lahko nastavimo, ali bo v analizi streha upoštevana kot konstrukcijska ali nekonstrukcijska. V prvem primeru pomeni, da sodeluje pri prevzemanju potresne obtežbe, v drugem pa predstavlja le statično (običajno vertikalno) obtežbo objekta.

Upoštevanje strehe kot konstrukcijske je smiselno pri betonskih strehah v kombinaciji z visokimi kolenčnimi zidovi, katere takšen tip strehe povezuje kot toga diafragma. V primeru lesenih strešnih konstrukcij je ustrežnejša uporaba opcije nekonstrukcijske strehe, kar smo izbrali tudi za naš primer.

Stropne oziroma medetažne konstrukcije so armiranobetonske plošče, ki ležijo na opečnih nosilnih zidovih. Plošče so monolitne in križnoarmirane, povsod so debeline 16 cm. Izdelane so iz betona kvalitete C25/30 in so armirane z armaturnimi mrežami. Plošče so ob prostih robovih stopniščnih odprtih in konzol dodatno armirane z armaturnimi palicami in stremeni. Kvaliteta jekla za armiranje je S500. Stropne konstrukcije smo v programu modelirali kot neskončno toge v svoji ravnini, zato ni bilo potrebno podajanje karakteristik materiala in debelin plošče, na osnovi katerih bi program v primeru izbire katere druge vrste stropne konstrukcije, izračunal dejanske togostne karakteristike. Za izbran tip stropne konstrukcije smo morali določiti le velikost obtežbe (stalna, koristna) in raznos le-te na zidove. Pri izbiri raznosa obtežbe smo lahko izbirali med ploščo, ki je nosilna v eni smeri ali pa smo v odstotkih podali razmerje med raznosom obtežbe na zidove v dveh med seboj pravokotnih smereh plošče. Armiranobetonske stopniščne rame, ki potekajo med etažami, smo upoštevali v skupni obtežbi na stropne plošče.

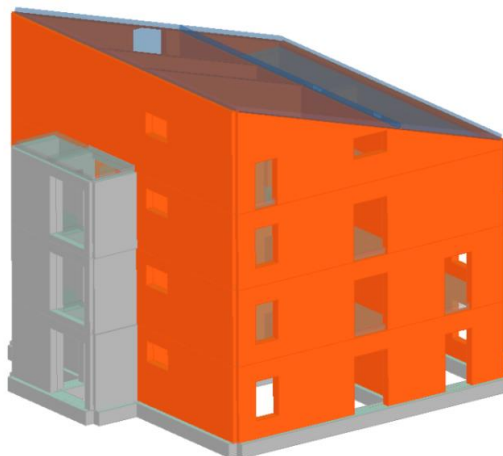
Nosilni zidovi objekta so opečni in so narejeni iz opečnih modularnih blokov. Debeline opečnih zidov so v osnovi 30 cm, glede na posamezne variante v računskem primeru pa smo jih spreminjali od 25 cm do 40 cm. Pozidani so z uporabo podaljšane cemetno-apnene malte, ki ima tlačno trdnost minimalno 5 MPa. Na vseh vogalih in križanjih zidov ter na prostih zaključkih so vertikalne armiranobetonske vezi. Te se nahajajo tudi ob vseh večjih okenskih in vratnih odprtinah (kriterij je površina odprtine 1,5 m²). Armirane so s po štirimi armaturnimi palicami premera 14 mm ter stremeni premera 8 mm, ki so razporejena v razmiku 15 cm. V ravnini stropnih plošč in na vseh prostih zidovih v mansardi so horizontalne armiranobetonske vezi, ki so armirane s po štirimi armaturnimi palicami premera 12 mm in stremeni premera 8 mm, ki so razporejena v razmiku 12 cm. Vse vezi so izdelane iz betona kvalitete C25/30 in armaturnega jekla kvalitete S500. Čeprav ima objekt v naravi navedene vezi izvedene, smo jih v računskem modelu zanemarili in opečne zidove modelirali brez njih. Program sicer omogoča tudi podajanje opečnih zidov z jeklenimi ali armiranobetonskimi vezmi. Karakteristike zidovja smo upoštevali kot so opisane v poglavju 4.2. Delež nosilnih zidov znaša v eni glavni smeri (X) 6%, v drugi glavni smeri (Y) pa 7%.

Ob severni fasadi je ob objektu postavljen armiranobetonski dvigalni jašek. Stene dvigalnega jaška so v računskem modelu modelirane kot armiranobetonske. V programu smo poleg debeline podali tudi vgrajeno armaturo. V stenah debeline 30 cm smo upoštevali armaturne mreže $\pm Q503$, ki imajo v vzdolžni in navpični smeri palice premera 8 mm z razmikom 10 cm. Nad odprtino v dvigalni jašek smo upoštevali dodatno armaturo, po dve palici premera 16 mm, zgoraj in spodaj ter stremena premera 8 mm na razdalji 15 cm.

Objekt je v realnosti temeljen na temeljni plošči debeline 30 cm. Kot smo že omenili, kletne etaže, ki je v celoti iz armiranega betona v računu nismo upoštevali, enako pa velja tudi za temelje. Te smo zgolj zaradi zahteve programa, ki ne dopušča pritlične etaže brez temeljev oziroma podpor, določili kot pasovne s širino 70 cm in višino 50 cm.

4.1.2 Osnovna geometrija konstrukcije

Na sliki 4.1 je prikazan 3D model izhodiščne variante. Na sliki 4.2(a) je prikazan tloris pritličja, prvega in drugega nadstropja ter mansarde, na sliki 4.2(b) pa še karakteristični prerez A-A izhodiščnega modela. Širina okenskih odprtij je različna (od 0,80 m do 2,35 m), spreminja pa se tudi njihova višina (od 1,00 m do 2,20 m). Vse vratne odprtine so dimenzij 1,20 m x 2,35 m.

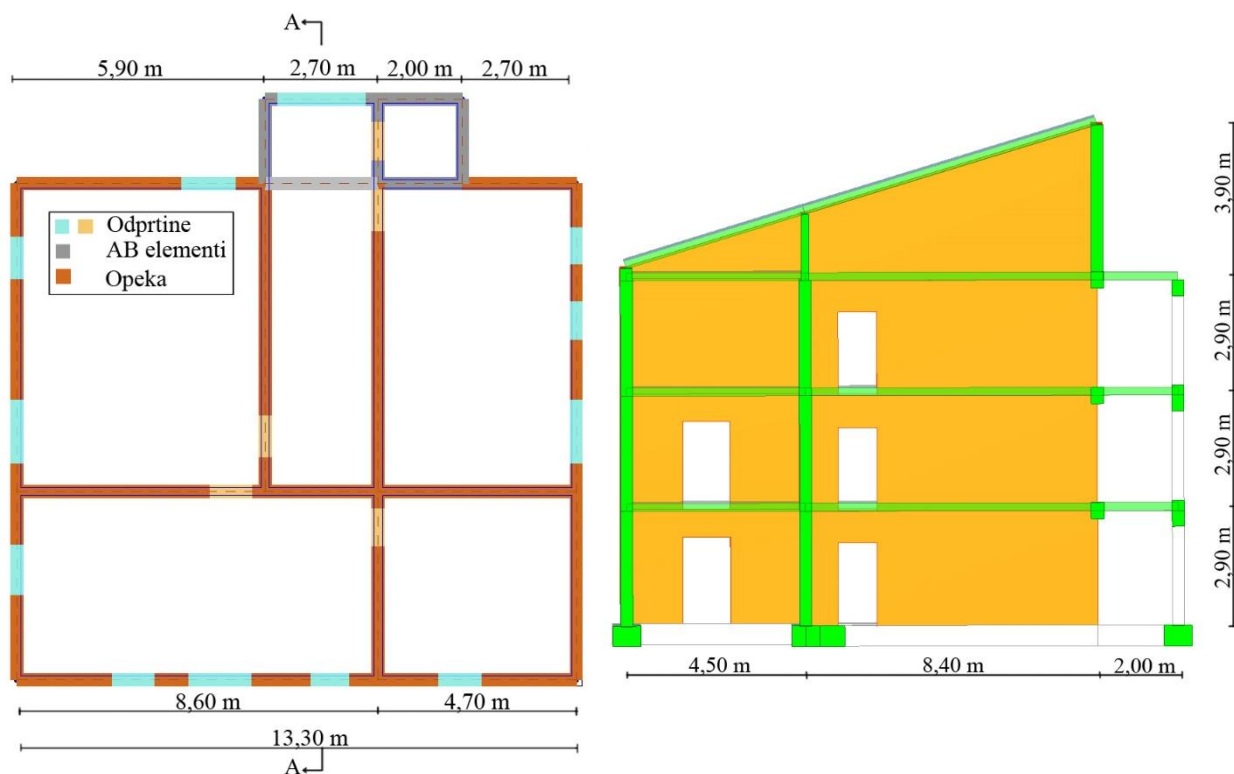


Slika 4.1: 3D model konstrukcije za izhodiščno varianto.

Figure 4.1: 3D model of construction for baseline variant.

(a) Tloris pritličja, prvega nadstropja in drugega nadstropja

(b) Prerez A-A



Slika 4.2: Prikaz geometrije objekta.

Figure 4.2: Geometry scheme of building.

V preglednicah 4.1 in 4.2 so prikazani stalni in koristni ploskovni vplivi na konstrukcijo.

Preglednica 4.1: Karakteristične vrednosti vplivov za ostrešje.

Table 4.1: Characteristic load values for roof.

Stalni vplivi	kN/m ²
Kritina (npr. Trimo SNV 200)	0,30
Sek. kritina (Agepan UDP)	0,18
Špirovci (Steico SJ90)	0,06
Lege	0,06
Toplotna izolacija	0,72
Mavčno - kartonske plošče	0,24
	$\Sigma g = 1,56$
Koristni vplivi	
Vplivi snega in vetra se pri potresni obtežni kombinaciji ne upoštevajo.	

Preglednica 4.2: Karakteristične vrednosti vplivov za etažne plošče.

Table 4.2: Characteristic load values for slabs.

Stalni vplivi	kN/m ²
Predelne stene	1,50
Tlaki	0,24
Cementni estrih	1,92
Toplotna izolacija	0,05
Omet	0,16
AB plošča	4,00
	$\Sigma g = 7,87$
Koristni vplivi	
Bivalni prostori	q = 2,00
Stopnišče, dvigalni jašek	q = 3,00

V preglednici 4.3 so prikazani parametri, ki opisujejo obliko elastičnega spektra odziva v skladu z Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005).

Preglednica 4.3: Definicija spektra odziva z maksimalnim pospeškom tal in tipom tal glede na lokacijo objekta v skladu z Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005).

Table 4.3: Definition of response spectrum with peak ground acceleration and the ground type on the location of the object in accordance with Eurocode 8 (SIST EN 1998-1, 2005).

$a_{gR}(ULS)$ (m/s ²)	$a_{gR}(DLS)$ (m/s ²)	Vrsta tal	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)	γ_I
2,45	1,43	B	1,2	0,15	0,5	2	1

a_{gR} je referenčna vrednost največjega pospeška tal za tip tal A. Indeks *ULS* pomeni mejno stanje nosilnosti (angl. *ultimat limit state*), indeks *DLS* pa mejno stanje omejitve poškodb (angl. *damage limit state*).

Za določitev potresnega vpliva upoštevamo težnostne sile (mase) z naslednjo kombinacijo:

$$\Sigma G_{kj} + \Psi_{Ei} \cdot Q_{ki}, \quad (4.1)$$

kjer je G_{kj} karakteristična vrednost stalnega vpliva j , Q_{ki} karakteristična vrednost spremenljivega vpliva i in Ψ_{Ei} koeficient za kombinacijo spremenljivega vpliva i .

4.2 Opis modela in variant obravnavanih zidanih konstrukcij

Vse izbrane variante so izdelane na podlagi osnovnega 3D modela, ki je narejen v programu 3Muri. Med seboj se razlikujejo po debelini nosilnih sten (debeline sten armiranobetonskega jaška so enake v vseh primerih), mehanskih lastnostih zidovja in etažnosti, kot je to prikazano v spodnji preglednicah (4.4 in 4.5). Pri variantah V4-C in V5-C smo poleg tega tudi nekoliko (slika 4.3) zmanjšali delež odprtih v nosilnih zidovjih.

Preglednica 4.4: Izbrane mehanske lastnosti obravnavanega zidovja.

Table 4.4: Selected mechanical properties of considered masonry.

Oznaka zidovja	f_b	f_m	E	G	g	f_k	f_t
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[kN/m ³]	[MPa]	[MPa]
A	10	5	5000	300	14	3,0	0,18
B	15	5	5000	500	14	4,5	0,20
C	20	10	6000	800	14	7,3	0,20

Kot je razvidno iz preglednice 4.4, zidovje A ustreza opečnemu zidu, ki je pozidano z modularnim blokom s tlačno trdnostjo 10 MPa, ob uporabi malte s tlačno trdnostjo 5 MPa. Karakteristike takšnega zidu so bile izbrane v skladu s podatki preiskav podobnih zidov, ki so pri nas najbolj pogosti (Tomažević, 1987, 1999, 2004). Zidovji z oznakami B in C pa ustrezata uporabi zidakov in malte z višjo tlačno trdnostjo. Vrednosti karakteristične natezne trdnosti zidovja f_{tk} so bile povzete po rezultatih raziskav, ki so bile opravljene na vzorcih iz sodobnih opečnih votlakov (Bosiljkov in sod., 2004, Tomažević in Weiss, 2008).

Ker verzija V10.0.0 programa 3Muri (3muri User Manual, S.T.A.DATA) tudi v primeru novih objektov pri izračunu strižne nosilnosti omogoča izbiro med zdrsnim (prestrižnim) ali strižnim porušnim mehanizmom, smo se odločili za slednjega, temu pa ustrezajo tudi izbrane mehanske lastnosti obravnavanega zidovja v preglednici 4.4, kjer smo namesto strižne trdnosti upoštevali natezno trdnost zidovja.

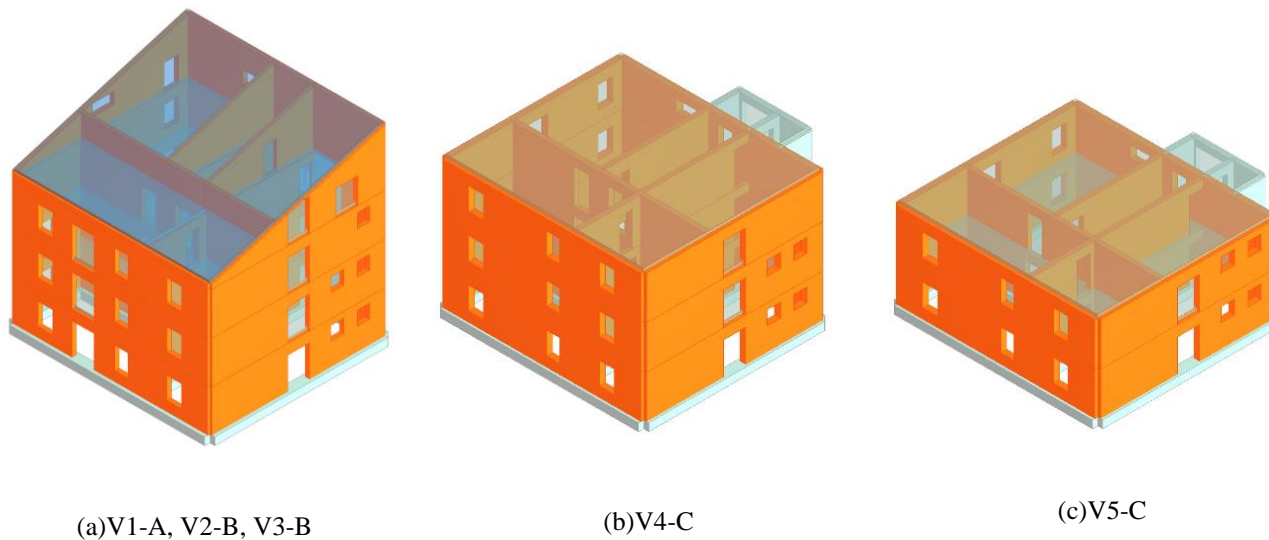
V preglednici 4.5 so prikazane geometrijske in mehanske karakteristike za posamezne variante. Oznaka (V) pomeni varianto, številka ob njej zaporedno številko variante, črka (A, B, C) pa mehanske karakteristike zidovja.

Preglednica 4.5: Pet različnih variant obravnavanega zidanega objekta.

Table 4.5: Five different types of a discussed masonry structure.

Varianta	Etažnost	Obodne stene opeka d[cm]	Notranje stene opeka d[cm]	Stene dvigalnega jaška AB d[cm]	Mehanske lastnosti zidovja
V1-A	P+2N+M	30	30	30	A
V2-B	P+2N+M	30	30	30	B
V3-B	P+2N+M	40	25	30	B
V4-C	P+2N	40	30	30	C
V5-C	P+1N	40	30	30	C

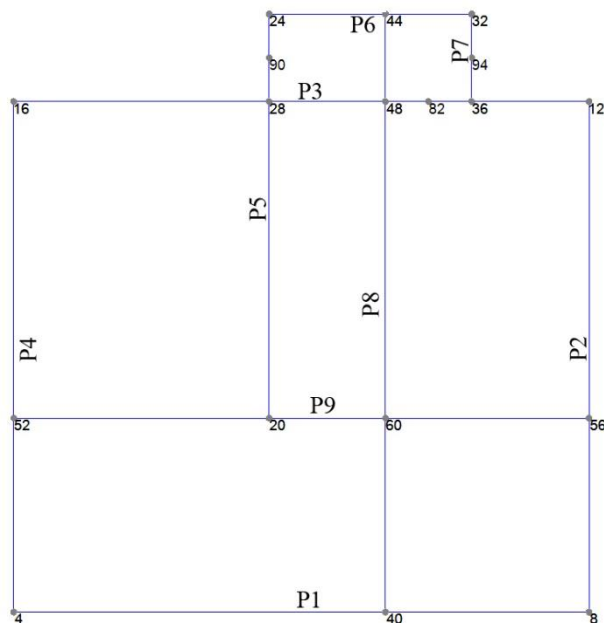
Na sliki 4.3 so prikazani 3D modeli posameznih variant, ki so bili izdelani v programu 3Muri. Kot je razvidno iz slik, imajo variante V1-A, V2-B, V3-B enako geometrijo in število etaž, varianti V4-B in V5-C pa sta znižani za eno oziroma dve etaži.



Slika 4.3: Modeli konstrukcij v programu 3Muri za različne variante.

Figure 4.3: Models of construction in program 3Muri for different variants.

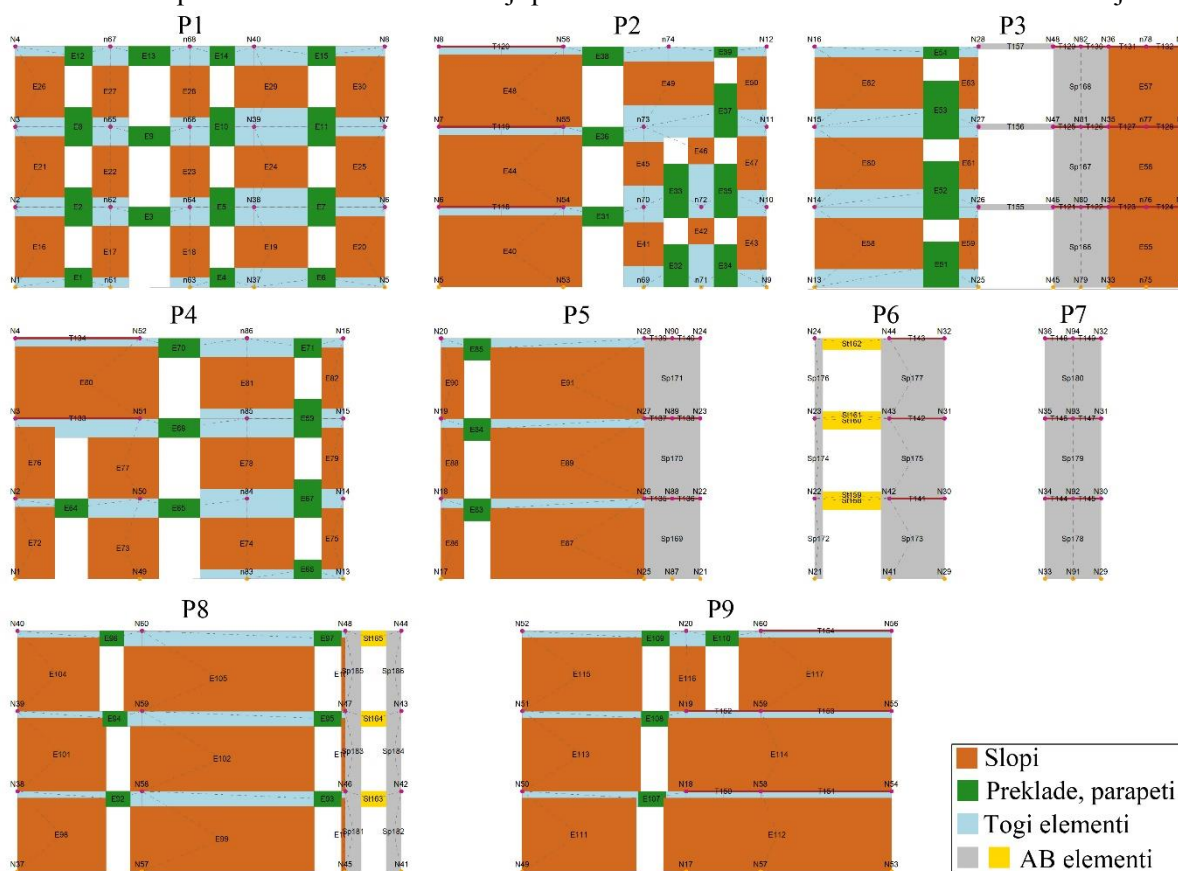
Na sliki 4.4 so prikazane pozicije sten izhodiščnega tlorisa konstrukcije.



Slika 4.4: Oznake in pozicije posameznih sten (P1-P9) izhodiščnega 3D modela.

Figure 4.4: Labels and positions of each of the walls (P1-P9) of the basic 3D model.

Na sliki 4.5 so prikazani ekvivalentni okvirji posameznih zidov za izhodiščni model konstrukcije.



Slika 4.5: Ekvivalentni okvirji posameznih zidov izhodiščnega modela konstrukcije (stene P1 do P9).

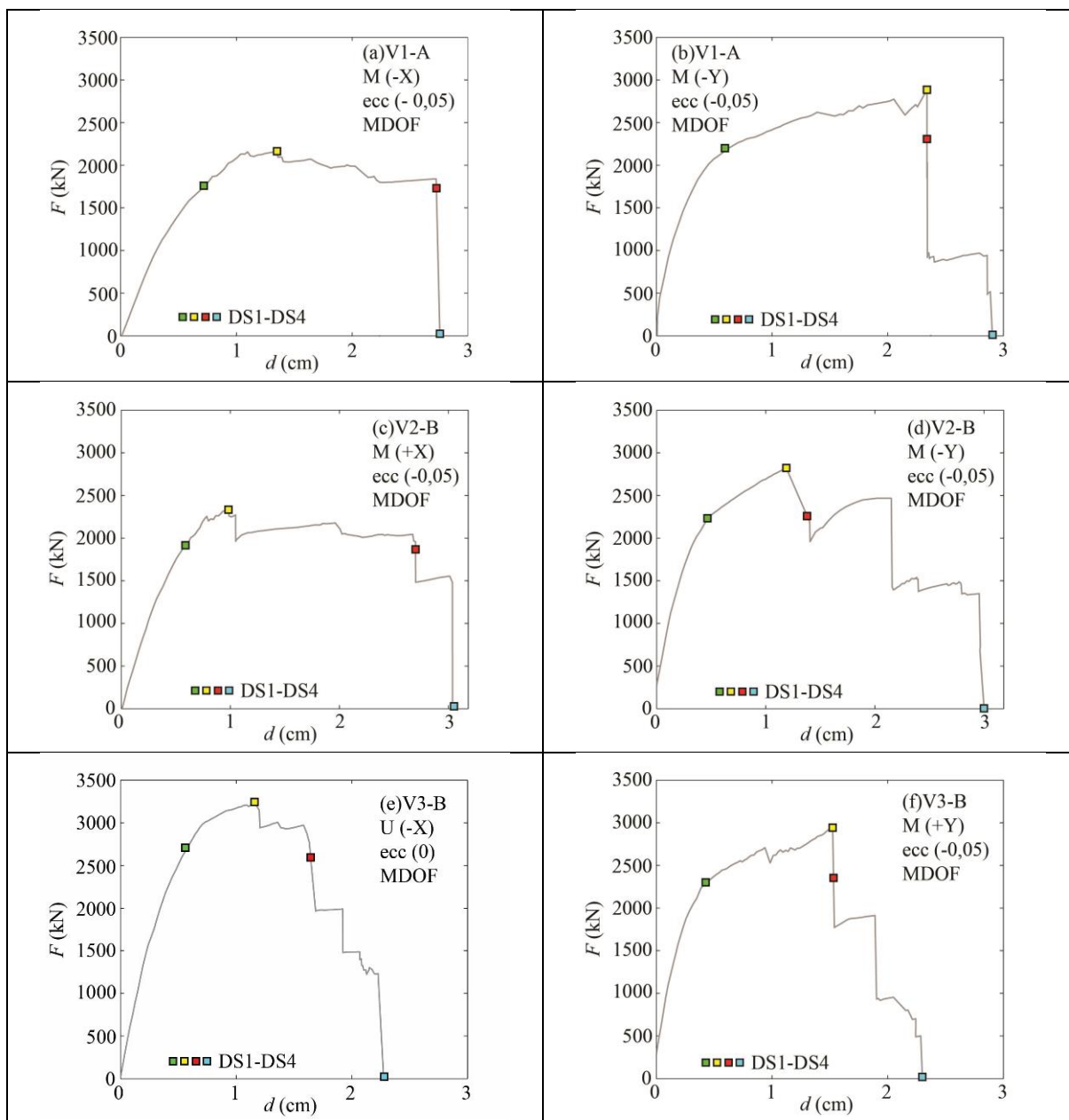
Figure 4.5: The equivalent frames of each walls of the basic model of the construction (walls P1 to P9).

V tem poglavju prikazujemo rezultate potisne analize za vsako varianto obravnavane zidane stavbe. Za vsako varianto smo izvedli 24 potisnih analiz, po 12 za vsako smer (X in Y). Za določitev potresnega tveganja smo upoštevali samo kritično analizo v vsaki smeri, ki je določena z razporeditvijo potresnih sil po višini in upoštevanjem ekscentričnosti. Pri vseh variantah in smereh so horizontalne sile v potisnih analizah po višini razporejene sorazmerno s prvo nihajno obliko, le pri varianti V3-B v smeri X so sorazmerne z masami ($\Phi = 1$). Pomen oblike razporeditve je razložen v poglavju 3.5.2.

V vseh potisnih analizah smo vsiljevali pomike v kontrolnem vozlišču (12) na vrhu konstrukcije z inkrementalnim povečevanjem pomika tega vozlišča. Velikostni red (0,003 m) smo pri posameznih variantah spreminjali tako, da smo zajeli ustrezen razvoj poškodb in konvergenco rezultatov. Pri zidanih konstrukcijah je pomembna izbira dovolj majhnega koraka, ker poškodbe nastopijo že pri zelo majhnih pomikih. Pri rezultatih potisne analize smo bili pozorni na izračunano nosilnost konstrukcije F_{max} ter pripadajoče deformacije (pomike) pri mejnem stanju blizu porušitve, ko prečna sila pade za 20%.

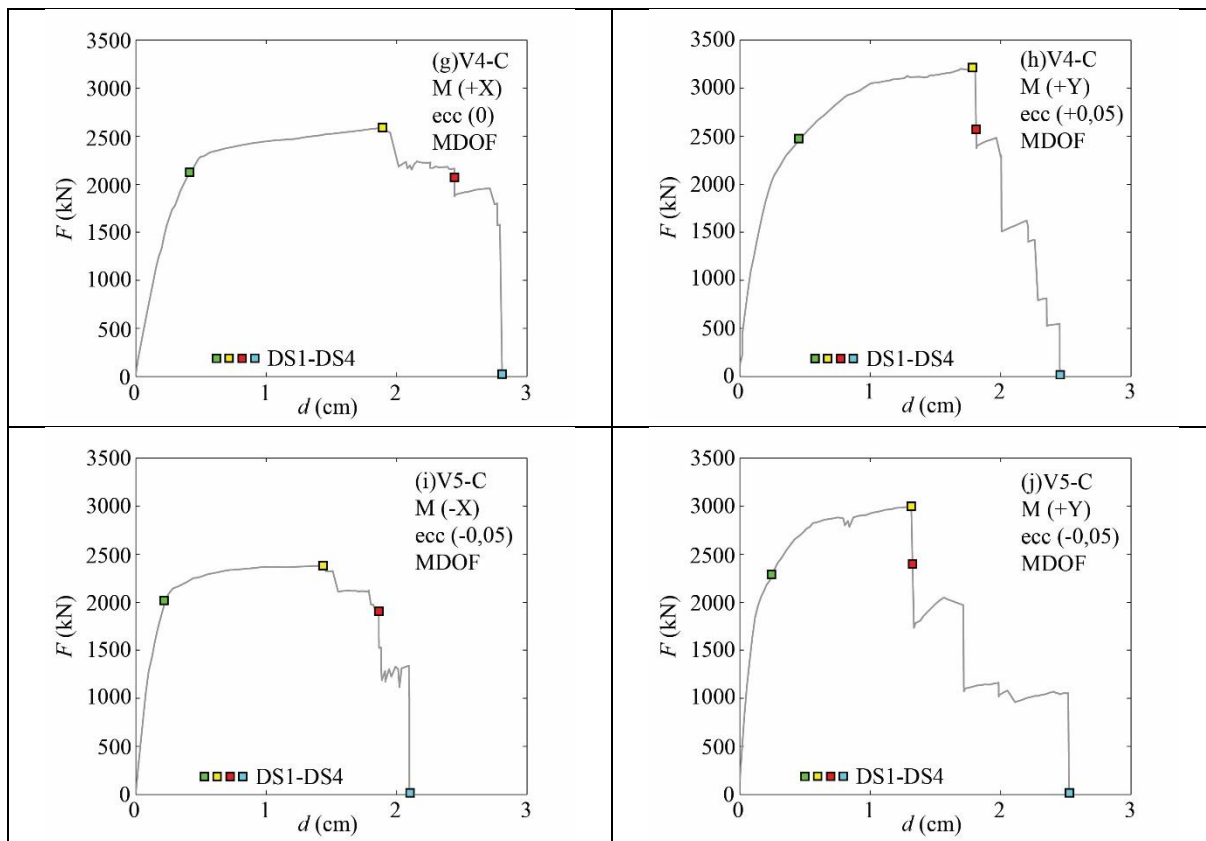
Na slikah 4.6 in 4.7 so prikazani rezultati nelinearnih statičnih analiz v obliki potisnih krivulj, ki nam prikazujejo globalno obnašanje posameznih variant konstrukcije. Najvišja izračunana nosilnosti konstrukcije je v primeru enakomerne razporeditve horizontalnih sil za varianto V3-B (smer X) in znaša 3250 kN.

Pri modalni razporeditvi so nosilnosti nekoliko nižje (ostale variante) in znašajo med 2200 kN in 3000 kN, oziroma v primeru V4-C (smer Y) do 3200 kN. Razlog je v tem, da je pri enakomerni razporeditvi horizontalnih sil po višini težišče obtežbe nižje kot pri modalni razporeditvi. Deformacijska kapaciteta d_{NC} , ki pomeni sposobnost deformiranja konstrukcije po doseženi maksimalni nosilnosti do mejnega stanja blizu porušitve, pa je večja pri modalni razporeditvi horizontalnih sil. Pri enakomerni razporeditvi horizontalnih sil po višini se namreč pogosto pojavi etažni porušni mehanizem. Nenadni padci nosilnosti, ki se pojavljajo predvsem v Y smeri vseh variant pomenijo odpoved posameznega elementa, ki ga nato program zamenja s palico, ki nima horizontalne nosilnosti. Če gre za odpovedi manjšega števila elementov, so ti padci manjši, če pa hkrati odpove več nosilnih zidov, so prehodi med mejnimi stanji hitri. Posledično to pomeni tudi hitrejšo porušitev konstrukcije.



Slika 4.6: Potisne krivulje za variante V1-A do V3-B v obravnavanih smereh X in Y vključno z označenimi mejnimi stanji poškodovanosti.

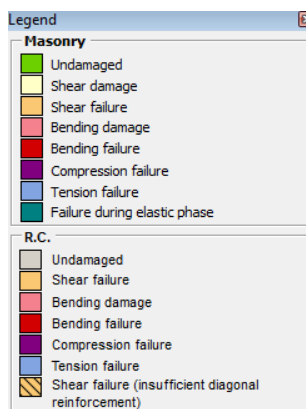
Figure 4.6: Pushover curves for variants V1-A to V3-B in directions X and Y with marked damage states.



Slika 4.7: Potisne krivulje za varianti V4-C do V5-C v obravnanih smereh X in Y vključno z označenimi mejnimi stanji poškodovanosti.

Figure 4.7: Pushover curves for variants V4-C to V5-C in directions X and Y with marked damage states.

Program 3Muri v okviru rezultatov omogoča grafični prikaz poškodb v zidovih. Poškodbe elementov lahko prikaže za vsak korak potisne analize, prikaz pa je možen za posamezno steno ali celoten 3D model. Nivoji (nepoškodovano, poškodbe, porušitev) in vrste poškodb (strižne, upogibne, tlačne) so prikazani z različnimi barvami (legenda je na spodnji sliki 4.8).



Slika 4.8: Legenda prikaza poškodb v programu 3Muri.

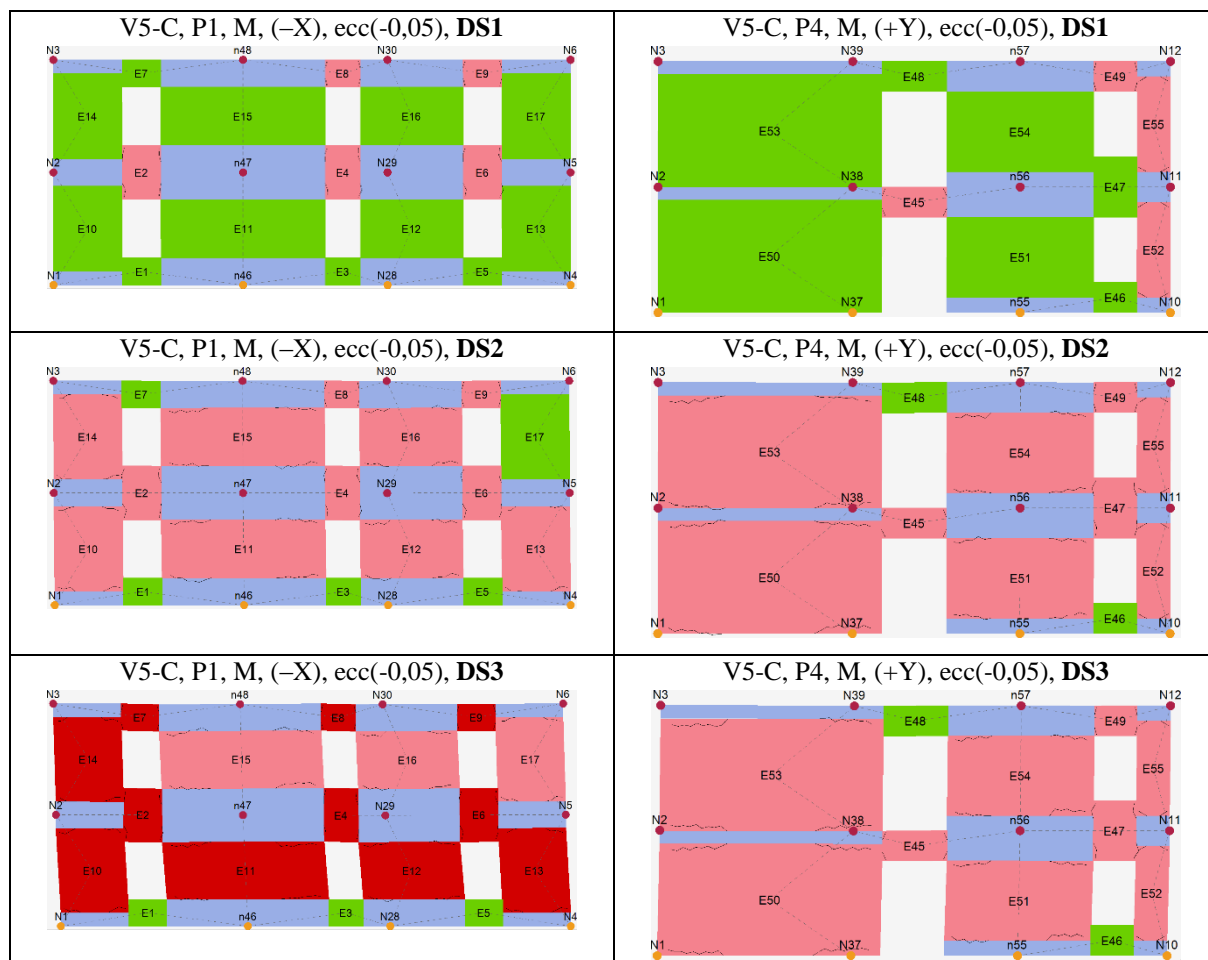
Figure 4.8: Legend of display damages in the program 3Muri.

Na slikah 4.9 in 4.10 za izhodiščno (V1-A) in končno varianto (V5-C) prikazujemo razvoj poškodb v zidovih za kritične (merodajne) potisne analize. Za vsako smer sta izbrana najbolj poškodovana zidova (P1 za smer X in P4 za smer Y), poškodbe pa so prikazane za tri karakteristična mejna stanja poškodovanosti (DS1-DS3).



Slika 4.9: Razvoj poškodovanosti zidnih elementov (steni P1 in P4) pri treh karakterističnih mejnih stanjih DS1-DS3 za varianto V1-A.

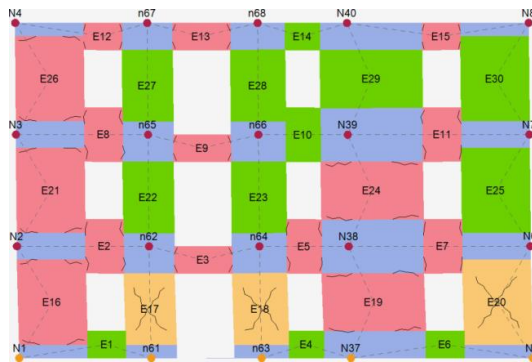
Figure 4.9: Damage development in masonry elements (walls P1 and P4) at three characteristic damage states DS1 – DS3 for variant V1-A.



Slika 4.10: Razvoj poškodovanosti zidnih elementov (steni P1 in P4) pri treh karakterističnih mejnih stanjih DS1-DS3 za variantu V5-C.

Figure 4.10: Damage development in masonry elements (walls P1 and P4) at three characteristic damage states DS1 – DS3 for variant V5-C.

Praktično pri vseh variantah obravnavane konstrukcije prevladujejo upogibne poškodbe v zidovih. To je predvsem posledica izbire materialnih karakteristik zidovja. Z več dodatnimi parametričnimi študijami, kjer smo na modelu z nosilnimi stenami debeline 30 cm in zidovjem B spreminjali natezno trdnosti zidovja (f_t) v intervalu med 0,08 MPa in 0,30 MPa, smo ugotovili, da ta parameter ključno vpliva na porušni mehanizem zidovja. Pri vrednosti f_t okoli 0,18 MPa je očitno strižna nosilnost večine elementov preseгла upogibno nosilnost, kar je imelo za posledico to, da se je računsko prej pojavila upogibna porušitev, kar je program tudi prikazal pri izrisu vrste poškodb. Pri tej vrednosti natezne trdnosti so bile praktično vse poškodbe upogibne. Pri vrednosti $f_t = 0,08$ MPa je v zidovih pritličja začel prevladovati strižni porušni mehanizem, kar prikazuje slika 4.11.



Slika 4.11: Razvoj poškodovanosti zidnih elementov (stena P1) pri karakterističnem mejnem stanju DS3, za varianto V2-B s $f_t = 0,08$ MPa.

Figure 4.11: Damage development in masonry elements (wall P1) at characteristic damage state DS3, for variant V5-C with $f_t = 0,08$ MPa.

Izbira tako nizke natezne trdnosti v našem primeru ne bi bila ustrezna, ker gre za zidove iz novejših modularnih opek. Eksperimentalno dobljene vrednosti karakteristične natezne trdnosti zidovja iz sodobnih votlakov se namreč gibljejo med 0,17 in 0,23 MPa, oziroma 0,30 MPa pri tankoslojni malti (Bosiljkov in sod., 2004, Tomaževič in Weiss, 2008). Nižje vrednosti, med 0,04 in 0,18 MPa so bile ugotovljene v primeru starejšega zidovja s polno opeko (Turnšek in Sheppard, 1980, Tomaževič in sod., 1996). Vrednosti natezne trdnosti zidovja, ki smo jih upoštevali v obravnavanih variantah so med 0,18 in 0,20 MPa in so v skladu z eksperimentalno ugotovljenimi vrednostmi zidovja iz sodobnih votlakov. Za večjo razliko med rezultati smo poskušali obravnavano konstrukcijo modelirati še z mehanskimi karakteristikami starega zidovja, vendar se v tem primeru nismo niti približali zahtevani potresni odpornosti skladno z zahtevami Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1, 2005), kar je, glede na zasnovo objekta in lokacijo (več etaž, $a_g = 0,25$ g) tudi povsem pričakovano. Posledično te variante nismo vključili v primerjalno analizo. Poleg natezne trdnosti zidovja, na porušni mehanizem vplivata tudi geometrija zidov in nivo tlačnih napetosti v njih. V našem primeru so slednje relativno nizke zaradi razporeda in dolžine nosilnih zidov. Možnost prikaza poškodb s programom 3Muri nam v praksi omogoča tudi lažje lociranje kritičnih mest v konstrukciji.

4.3 Idealizacija potisnih krivulj in pretvorba na SDOF modele

Idealiziran odnos med celotno horizontalno silo ob vpetju F^* in pomikom na vrhu konstrukcije d^* SDOF modela za obravnavane variante (V1-A – V5-C), je prikazan na slikah 4.12 in 4.13. Krivulje potisnih analiz idealiziramo s tri-linearno ovojnico, ki jo definiramo s tremi karakterističnimi točkami (d_y, F_y) , (d_u, F_y) in (d_o, F_o) . Te opisujejo mejna stanja poškodovanosti DS1, DS3 in DS4. Nosilnost konstrukcije pa predstavlja točka mejnega stanja poškodovanosti DS2, ki je prav tako prikazana na slikah 4.12 in 4.13. Pri idealizaciji upoštevamo sekantno začetno togost in enakost površin po prvotnem in idealiziranem odnosom med obtežbo in pomiki.

Modele MDOF pretvorimo na modele SDOF na osnovi idealiziranih krivulj potisnih analiz (slike 4.12 in 4.13). Najprej glede na vrsto deformacijske oblike izračunamo transformacijski faktor Γ z enačbo (3.16) v poglavju 3.5.4. Za vsako glavno smer (X, Y) je upoštevana deformacijska oblika kritične (merodajne) potisne analize, ki jo izmed 24 opravljenih določi program 3Muri.

V primeru modalne razporeditve horizontalnih sil po višini z modalno analizo, ki jo prav tako opravimo v programu 3Muri, določimo nihajne oblike konstrukcije za obe glavni smeri in pripadajoče pomike, ki jih pretvorimo v normirano deformacijsko matriko (Φ_i^T) .

Pri enakomerni razporeditvi sil je $\Phi = 1$, masa SDOF sistema je v tem primeru enaka masi celotni konstrukcije, $m^* = m$, ter transformacijski faktor $\Gamma = 1$. Po določitvi mase sistema z eno prostostno stopnjo m^* , lahko izračunamo pomik na meji elastičnosti d_y^* , nosilnost F_y^* in nihajni čas T_i^* sistema SDOF. Navedene vrednosti prikažemo v preglednici 4.6.

Preglednica 4.6: Vrednosti za pretvorbo na SDOF modele za vsako varianto V1-A - V5-C za obe smeri delovanja (X,Y) in dve razporeditvi horizontalnih sil po višini (enakomerna, modalna).

Table 4.6: Values for the conversion to the SDOF models for each variant V1-A - V5-C for two directions (X, Y) and for two distributions of horizontal forces (uniform, modal).

Varianta V1-A

<p>Smer X (modalna razporeditev): $T_x = 0,24$ s $\Phi_x^T = \{0,37; 0,74; 1,00\}$ $M = \{286; 286; 330\}$ $\Gamma_x = 1,23, m_x^* = 647$ t $F_x^* = 1789$ kN, $d_x^* = 0,55$ cm, $T_x^* = 0,28$ s</p>	<p>Smer Y (modalna razporeditev): $T_y = 0,17$ s $\Phi_y^T = \{0,33; 0,75; 1,00\}$ $M = \{286; 286; 330\}$ $\Gamma_y = 1,22, m_y^* = 639$ t $F_y^* = 2213$ kN, $d_y^* = 0,50$ cm, $T_y^* = 0,24$ s</p>
--	--

Varianta V2-B

<p>Smer X (modalna razporeditev): $T_x = 0,20$ s $\Phi_x^T = \{0,37; 0,74; 1,00\}$ $M = \{286; 286; 330\}$ $\Gamma_x = 1,23, m_x^* = 647$ t $F_x^* = 1870$ kN, $d_x^* = 0,45$ cm, $T_x^* = 0,25$ s</p>	<p>Smer Y (modalna razporeditev): $T_y = 0,16$ s $\Phi_y^T = \{0,31; 0,69; 1,00\}$ $M = \{286; 286; 330\}$ $\Gamma_y = 1,25, m_y^* = 616$ t $F_y^* = 2080$ kN, $d_y^* = 0,35$ cm, $T_y^* = 0,20$ s</p>
--	--

Varianta V3-B

<p>Smer X (enakomerna razporeditev): $T_x = 0,19$ s $\Phi_x^T = \{1,00; 1,00; 1,00\}$ $M = \{298; 298; 336\}$ $\Gamma_x = 1,00, m_x^* = 932$ t $F_x^* = 3250$ kN, $d_x^* = 0,55$ cm, $T_x^* = 0,25$ s</p>	<p>Smer Y (modalna razporeditev): $T_y = 0,15$ s $\Phi_y^T = \{0,42; 0,75; 1,00\}$ $M = \{298; 298; 336\}$ $\Gamma_y = 1,23, m_y^* = 685$ t $F_y^* = 2398$ kN, $d_y^* = 0,40$ cm, $T_y^* = 0,21$ s</p>
---	--

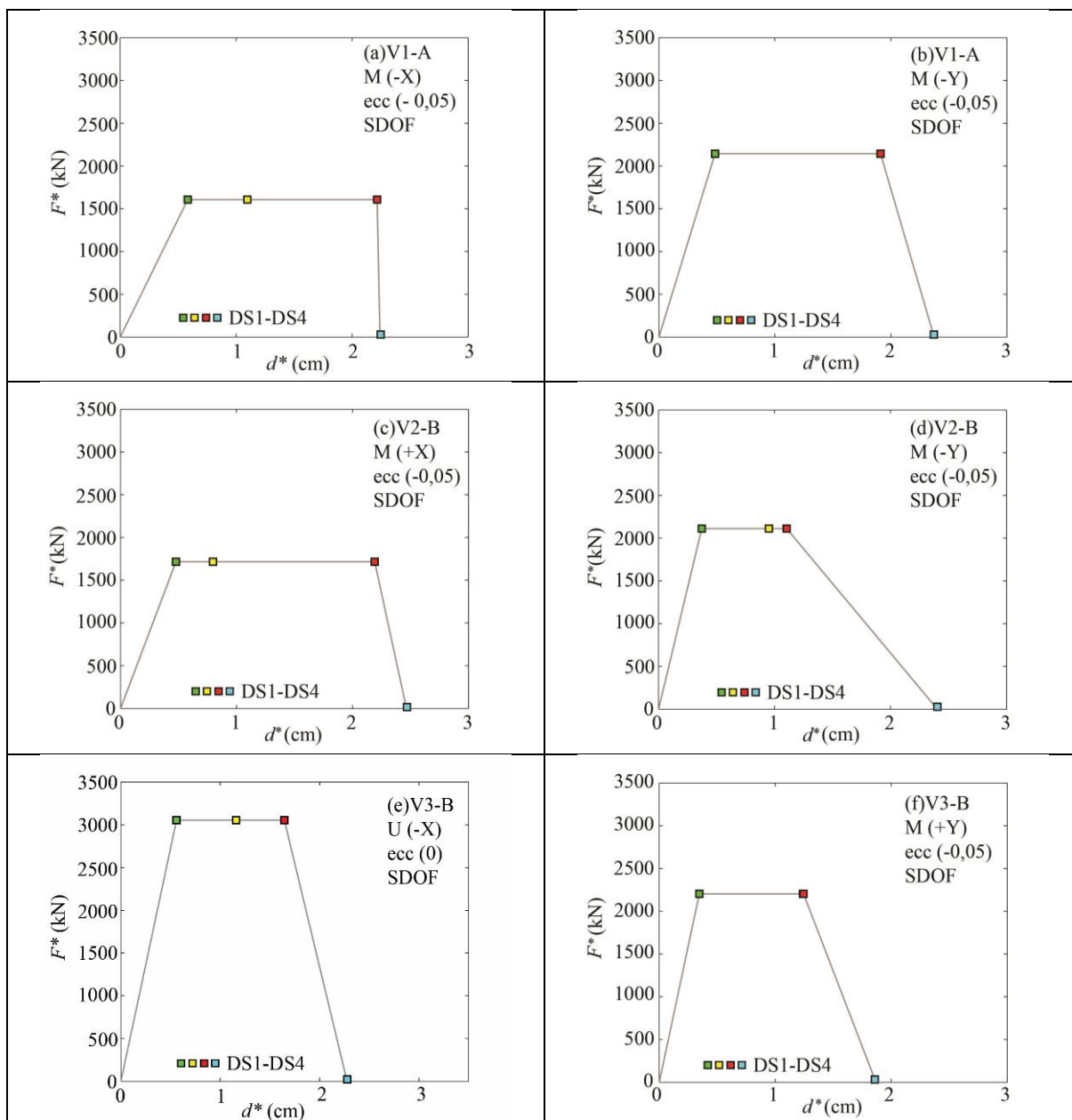
Varianta V4-C

<p>Smer X (modalna razporeditev): $T_x = 0,12$ s $\Phi_x^T = \{0,38; 0,78; 1,00\}$ $M = \{306; 306; 207\}$ $\Gamma_x = 1,28, m_x^* = 562$ t $F_x^* = 2031$ kN, $d_x^* = 0,30$ cm, $T_x^* = 0,18$ s</p>	<p>Smer Y (modalna razporeditev): $T_y = 0,12$ s $\Phi_y^T = \{0,40; 0,75; 1,00\}$ $M = \{306; 306; 207\}$ $\Gamma_y = 1,34, m_y^* = 513$ t $F_y^* = 2239$ kN, $d_y^* = 0,40$ cm, $T_y^* = 0,19$</p>
--	--

Varianta V5-C

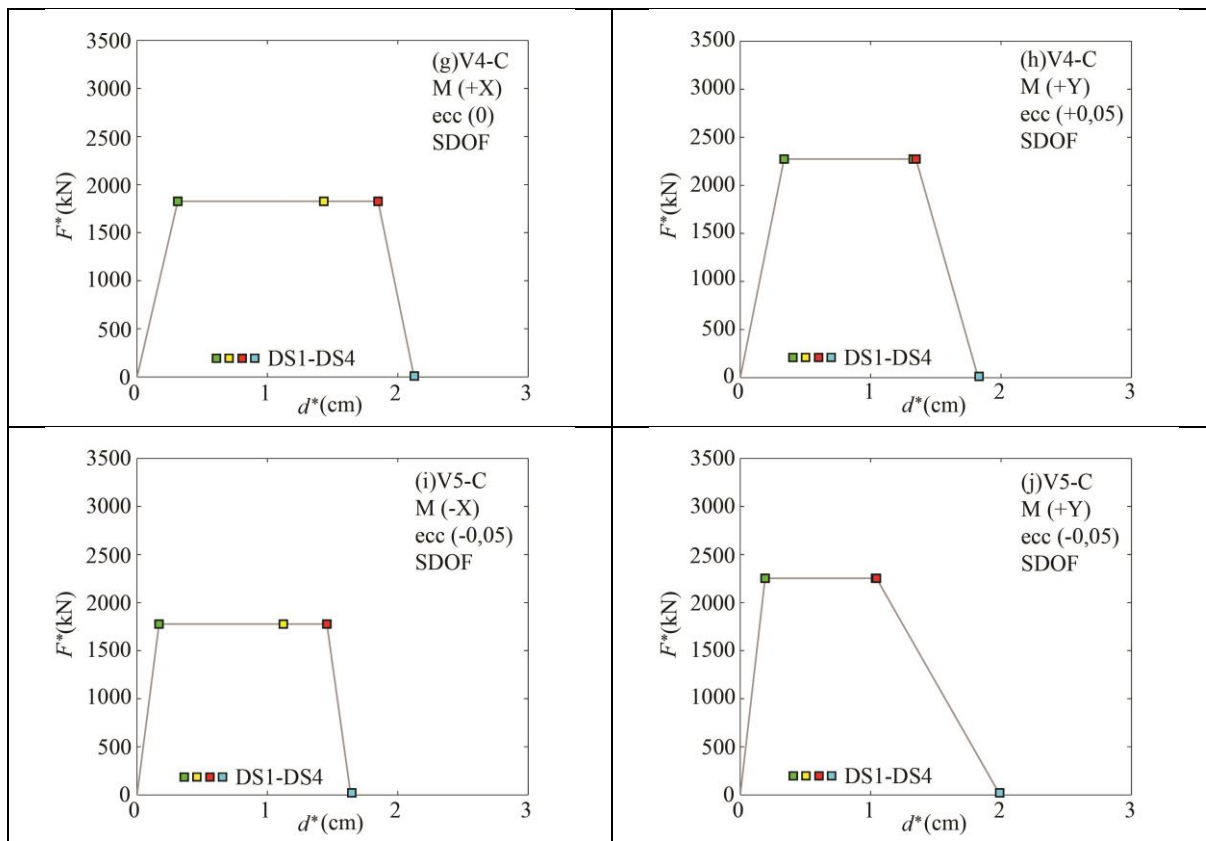
<p>Smer X (modalna razporeditev): $T_x = 0,08$ s $\Phi_x^T = \{0,59; 1,00\}$ $M = \{306; 158\}$ $\Gamma_x = 1,28, m_x^* = 339$ t $F_x^* = 1875$ kN, $d_x^* = 0,25$ cm, $T_x^* = 0,13$ s</p>	<p>Smer Y (modalna razporeditev): $T_y = 0,08$ s $\Phi_y^T = \{0,61; 1,00\}$ $M = \{306; 158\}$ $\Gamma_y = 1,27, m_y^* = 345$ t $F_y^* = 2362$ kN, $d_y^* = 0,25$ cm, $T_y^* = 0,12$</p>
---	---

Nihajni časi variant V1-A, V2-B, V3-B so podobni, ker gre za enako geometrijo konstrukcije, z različnimi mehanskimi karakteristikami zidov. Med temi tremi ima najmanjši nihajni čas varianta V3-B z debelino obodnih zidov 40 cm in sicer 0,19 s v smeri X in 0,15 s v smeri Y. Ker pri idealizaciji uporabimo sekantno togost, so nihajni časi SDOF modelov večji od MDOF modelov. Tako so nihajni časi T^* variant V1-A in V2-B od 25% do 40% večji od nihajnih časov MDOF modela. Nihajni časi T^* variante V3-B pa so večji za 30% do 40%. Nihajni časi variant V4-C in V5-C so nižji, saj smo pri teh variantah postopoma (za eno etažo) zniževali objekt. Na slikah 4.12 in 4.13 so prikazani idealizirani trilinearni diagrami, ki opisujejo razmerje med celotno horizontalno silo ob vpetju F^* in pomikom na vrhu konstrukcije d^* ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo za vse variante V1-A – V5-C.



Slika 4.12: Tri-linearni odnos med silo in pomikom SDOF modela za variante V1-A – V3-B z mejnimi stanji poškodovanosti DS1–DS4 za smeri (X, Y) ter razporeditvama sil (U, M).

Figure 4.12: Tri-linear relationship between force and displacement of SDOF model for variants V1-A–V3-B with damage states DS1–DS4 for directions (X, Y) and distributions of horizontal forces (U, M).



Slika 4.13: Tri-linearni odnos med silo in pomikom SDOF modela za varianti V4-C – V5-C z mejnimi stanji poškodovanosti DS1–DS4 za smeri (X, Y) ter razporeditvama sil (U, M).

Figure 4.13: Tri-linear relationship between force and displacement of SDOF model for variants V4-C – V5-C with damage states DS1–DS4 for directions (X, Y) and distributions of horizontal forces (U, M).

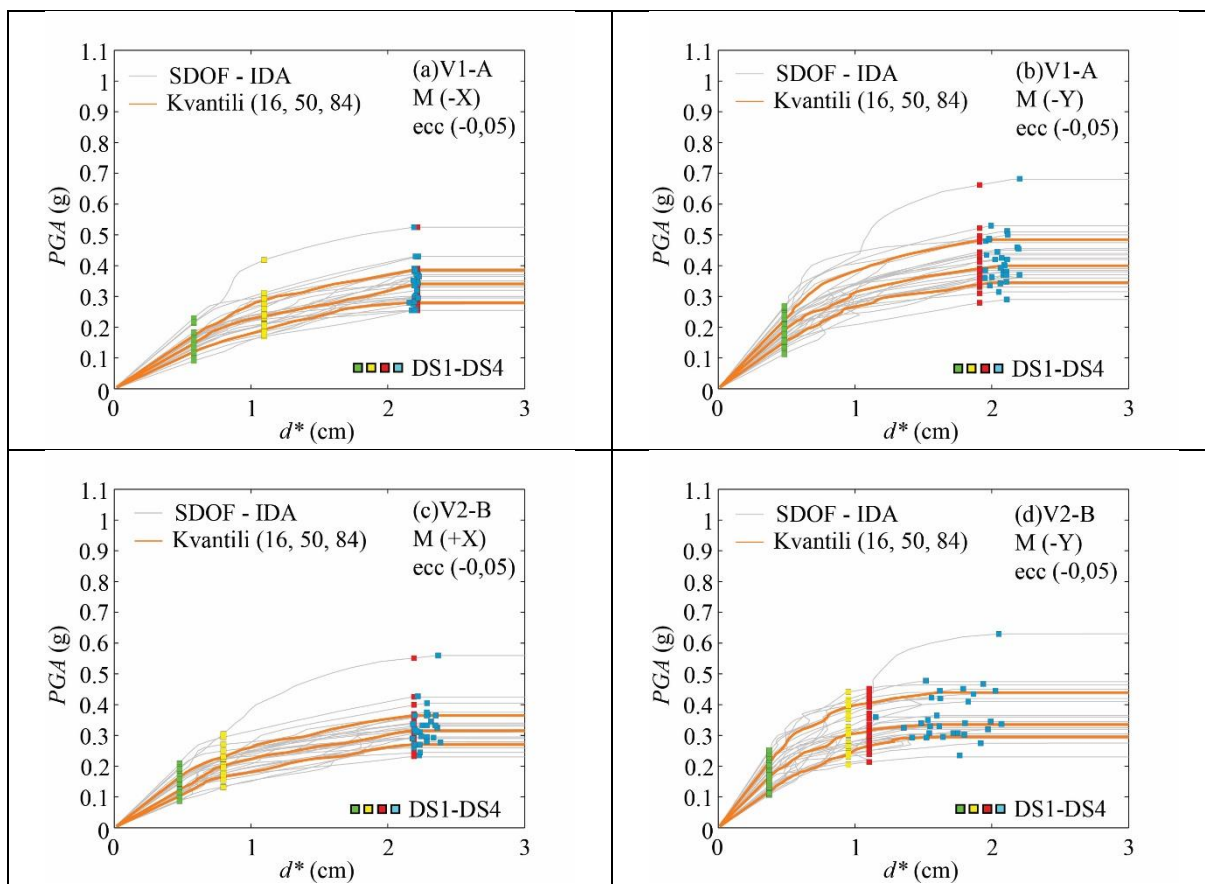
Iz trilinearnih idealizacij je bil pri nekaterih variantah viden hiter padec prečne sile, kar kaže na večjo hitrost odpovedovanja nosilnih elementov. Iz diagramov lahko razberemo tudi, da imajo vse variante v smeri Y bistveno manjšo sposobnost deformiranja v nelinearnem območju, oziroma manjšo duktilnost.

Pomiki na meji elastičnosti d_y^* so v vseh primerih majhni in znašajo 0,35 cm do 0,55 cm za variante V1-A, V2-B, V3-B, oziroma 0,25 cm do 0,40 cm za varianti V4-C in V5-C. Majhni pomiki pri katerih se pojavijo prve poškodbe so splošna značilnost zidanih konstrukcij. Nosilnosti konstrukcij F_y^* so odvisne od materialnih karakteristik, smeri in razporeditve horizontalne obtežbe ter vrste plastičnega mehanizma.

4.4 Inkrementalne dinamične analize na modelih SDOF

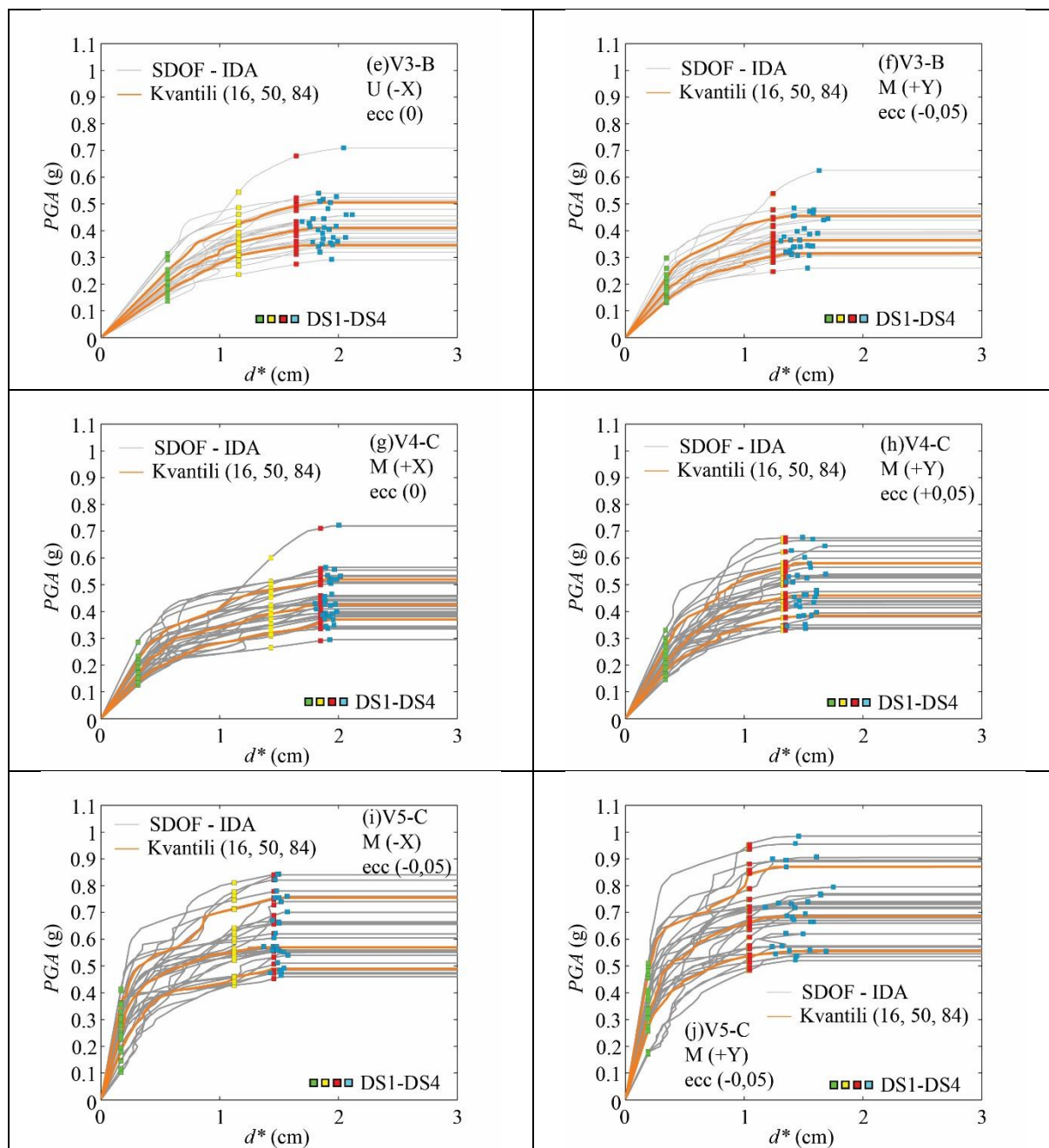
Z nelinearnimi dinamičnimi analizami na poenostavljenih SDOF modelih določimo in prikažemo odnos med intenziteto potresa PGA in pomikom SDOF modela d^* . Izberemo 30 akcelerogramov na podlagi ciljnega spektra, ki sovпада z Evrokodovim spektrom za izbrano območje v Ljubljani na tipu tal B. Vsak akcelerogram skaliramo in tako zajamemo odziv konstrukcije pri naraščajoči intenziteti potresne obtežbe, vse do porušne intenzitete (DS4). Pri vsaki intenziteti (maksimalnem pospešku tal) zapišemo odziv SDOF modela konstrukcije ter tako dobimo SDOF-IDA krivulje. Tako lahko za vsak akcelerogram določimo tudi mejne intenzitete za vsa ostala mejna stanja poškodovanosti (DS1 - DS3). Z upoštevanjem večjega števila akcelerogramov pri analizi konstrukcije, eksplicitno upoštevamo tudi negotovosti pri potresni obtežbi, ki imajo običajno velik vpliv na izračunan odziv konstrukcije.

Na slikah 4.14 in 4.15 so prikazane krivulje SDOF-IDA za vse izbrane akcelerograme in vse variante izhodiščnega modela (V1-A - V5-C) za kritično analizo v vsaki od smeri X in Y. Dodane so še kvantilne krivulje ki določajo 16-ti, 50-ti in 84-ti kvantil potresnih zahtev. Na vseh krivuljah so prikazana tudi posamezna mejna stanja, ki se zgodijo pri pomikih, ki smo jih določili že predhodno s potisnimi analizami.



Slika 4.14: Krivulje SDOF-IDA za 30 izbranih akcelerogramov za varianti V1-A – V2-B vključno z mejnimi stanji DS1-DS4 in 16-to, 50-to ter 84-to kvantilo.

Figure 4.14: SDOF-IDA curves for 30 ground motions for variants V1-A – V2-B including damage states DS1-DS4 and 16th, 50th and 84th percentile.



Slika 4.15: Krivulje SDOF-IDA za 30 izbranih akcelerogramov za variante V3-B – V5-C vključno z mejnimi stanji DS1-DS4 in 16-to, 50-to ter 84-to kvantilo.

Figure 4.15: SDOF-IDA curves for 30 ground motions for variants V3-B – V5-C including damage states DS1-DS4 and 16th, 50th and 84th percentile.

Na sliki 4.14 vidimo, da se pri izhodiščni varianti (V1-A, M, (X)) prve razpoke v konstrukciji pojavijo pri intenzitetah potresov med 0,08 g in 0,23 g (DS1), mejno stanje srednjih poškodb (DS2) pa se pojavi pri intenzitetah med 0,15 g in 0,42 g. Mejno stanje velikih poškodb (DS3) se pojavi pri intenzitetah potresov 0,25 g in 0,52 g. V obeh smereh (X in Y) lahko opazimo, da konstrukcija iz mejnega stanja velikih poškodb (DS3) pri istih intenzitetah hipoma preide v mejno stanje porušitve (DS4). Tudi z boljšimi mehanskimi karakteristikami zidovja pri naslednji varianti (V2-B, M, (X)) mejno stanje majhnih poškodb (DS1) nastopi pri enakih intenzitetah kot pri izhodiščni varianti.

Ponovno opazimo, da konstrukcija v smeri (Y) po doseženi nosilnosti zelo hitro odpove, zato so tudi intenzitete pri katerih pride do mejnega stanja velikih poškodb (DS3), oziroma do porušitve (DS4), zelo podobne, kot pri mejnem stanju srednjih poškodb (DS2) in so med 0,20 g in 0,48 g.

Pri varianti V3-B, kljub povečani debelini obodnih sten, dobimo v smeri (Y) enake intenzitete potresov za dosego posameznih mejnih stanj (DS1 – DS4) kot pri varianti V2-B. V smeri (X) so intenzitete potresov za dosego posameznega stanja nekoliko višje. Tako pride do nastopa mejnega stanja (DS1) pri intenzitetah med 0,14 g in 0,33 g, do mejnega stanja (DS2) med 0,24 g in 0,55 g, do mejnega stanja (DS3) med 0,26 g in 0,68 g ter do stanja porušitve (DS4) med 0,29 g in 0,70 g. Višje vrednosti pospeškov, ki povzročijo nastanek različnih mejnih stanj, so tu pričakovane, saj gre v tej smeri za analizo, kjer so horizontalne sile porazdeljene z masami. Kot je opisano že v prejšnjih poglavjih, je v takem primeru že nosilnost MDOF modela večja in tudi pri transformaciji MDOF v SDOF sistem se nosilnost ohrani ($\Gamma = 1,0$).

V nadaljevanju naloge naredimo varianto V4-C, pri kateri še izboljšamo mehanske karakteristike glede na predhodne tri izdelane variante, ter objekt tudi znižamo za eno etažo (odstranimo mansardo). Na krivuljah lahko sedaj opazimo, da se intenzitete pospeškov za dosego posameznih mejnih stanj še povišajo. Tako so v smeri (X) za dosego mejnega stanja (DS1) intenzitete pospeškov med 0,13 g in 0,30 g, za dosego (DS2) so med 0,28 g in 0,60 g, za dosego (DS3) so med 0,28 g in 0,60 g ter za dosego (DS4) med 0,30 g in 0,71 g.

Pri zadnji varianti V5-C glede na V4-C ohranimo enake mehanske karakteristike, konstrukcijo pa dodatno znižamo še za eno etažo. V smeri (X) so za dosego mejnega stanja (DS1) intenzitete pospeškov med 0,11 g do 0,42 g, za dosego mejnega stanja (DS2) pa se intenzitete pospeškov povečajo in so med 0,44 g do 0,83 g. Mejni stanji (DS3) in (DS4) se pojavita skoraj istočasno, in sicer pri intenzitetah pospeškov med 0,48 g in 0,88 g. Ob primerjavi zadnjih dveh variant (V4-C in V5-C) lahko tudi vidimo, da imata sicer manjši pomik za dosego stanja prvih razpok glede na ostale variante, vendar se jima poveča nosilnost in kasneje dosežeta mejno stanje srednjih poškodb (DS2).

Na ravnem delu krivulj, kjer pride do pojava stanja porušitve (DS4), imajo vse variante (V1-A do V5-C) veliko razpršenost intenzitet pospeškov pri različnih pomikih. Pri vseh SDOF-IDA krivuljah opazimo močno ukrivljenost. Razlog za to so kratki nihajni časi konstrukcij ($T^* < T_C$), saj po začetnem linearnem povečevanju potresnih zahtev sledi območje, kjer potresne zahteve zelo hitro naraščajo z naraščanjem intenzitete. Na obliko krivulj SDOF-IDA najbolj vplivata izbira akceleroograma in zasnova konstrukcije. Pogosto se zgodi, da se pri povečanju intenzitete potresa pomik zmanjša. Tak pojav imenujemo utrditev konstrukcije (Vamvatsikos in Cornell (2002)). Do tega pride, ko se zaradi karakteristik akceleroograma že v njegovi začetni fazi pojavijo poškodbe konstrukcije. Dinamične karakteristike konstrukcije se zato spremenijo, morebitni močnejši sunki v nadaljevanju pa nanjo ne delujejo tako uničujoče. Parameter potresnih zahtev se tako lahko v nekaterih primerih pri določenih intenzitetah celo zniža. Ker takšnih dogodkov ne moremo vnaprej napovedati, je težko vnaprej določiti natančno obliko SDOF-IDA krivulj.

4.5 Krivulje ranljivosti in ocena potresnega tveganja

Iz IDA krivulj s statistično analizo intenzitet pospeškov, ki povzročajo posamezna mejna stanja (DS1 – DS4), določimo mediano in disperzijo intenzitet potresov ter izdelamo krivulje ranljivosti. Tak način obravnave IDA krivulje imenujemo metoda določitve krivulj ranljivosti na osnovi intenzitete. Ob predpostavki, da so pospeški lognormalno porazdeljeni, najprej narišemo empirične porazdelitvene funkcije glede na gostote verjetnosti (poglavje 3.5.7), dodatno pa izrišemo še lognormalne kumulativne porazdelitvene funkcije, katerih parametra smo ocenili po metodi največjega verjetja (poglavje 3.5.6). Predpostavka o lognormalni porazdelitvi mejnih pospeškov je upravičena, saj z lognormalnimi porazdelitvenimi funkcijami dobro zajamemo empirične kumulativne funkcije.

V preglednici 4.7 so prikazane "srednje" vrednosti in standardni odkloni logaritmov pospeškov, ki povzročajo posamezna mejna stanja DS1 – DS4 za kritične analize glavnih smeri (X in Y) vseh variant V1-A – V5-C.

Preglednica 4.7: Parametra ($pga_{50,DSi}$, β_{DSi}) krivulj ranljivosti za mejna stanja DS1-DS4 variant V1-A – V5-C za vsako od glavnih smeri X in Y.

Table 4.7: Parameters ($pga_{50,DSi}$, β_{DSi}) of fragility curves for damage states DS1-DS4 for variants V1-A – V5-C for each of the main directions X and Y.

		DS1		DS2		DS3		DS4	
		$pga_{50,DS1}$	β_{DS1}	$pga_{50,DS2}$	β_{DS2}	$pga_{50,DS3}$	β_{DS3}	$pga_{50,DS4}$	β_{DS4}
V1-A	X	0,13	0,24	0,20	0,20	0,31	0,17	0,32	0,18
	Y	0,13	0,24	0,20	0,21	0,31	0,20	0,32	0,21
V2-B	X	0,15	0,21	0,23	0,20	0,34	0,17	0,34	0,17
	Y	0,16	0,21	0,30	0,18	0,32	0,18	0,36	0,18
V3-B	X	0,21	0,20	0,35	0,18	0,40	0,19	0,42	0,18
	Y	0,21	0,23	0,35	0,18	0,40	0,18	0,42	0,19
V4-C	X	0,17	0,21	0,39	0,19	0,43	0,19	0,44	0,19
	Y	0,21	0,22	0,46	0,20	0,46	0,20	0,48	0,20
V5-C	X	0,25	0,35	0,56	0,18	0,61	0,18	0,61	0,18
	Y	0,32	0,32	0,66	0,18	0,66	0,18	0,69	0,18

Iz preglednice je razvidno, da je pri izhodiščni varianti V1-A mediana ("srednja" vrednost) pospeškov, ki povzroči prve razpoke, enaka 0,13 g, mejno stanje nosilnosti pa se pojavi pri 0,20 g. Večje poškodbe oziroma porušitev objekta s 50% verjetnosto se zgodijo, ko so pospeški 0,31 g do 0,32 g. Pri varianti V1-A so standardne odkloni (deviacije) oziroma disperzije pospeškov od 0,17 do 0,24. Navedene vrednosti so praktično enake v smeri X in Y, zato je ta varianta v obeh smereh podobno ranljiva.

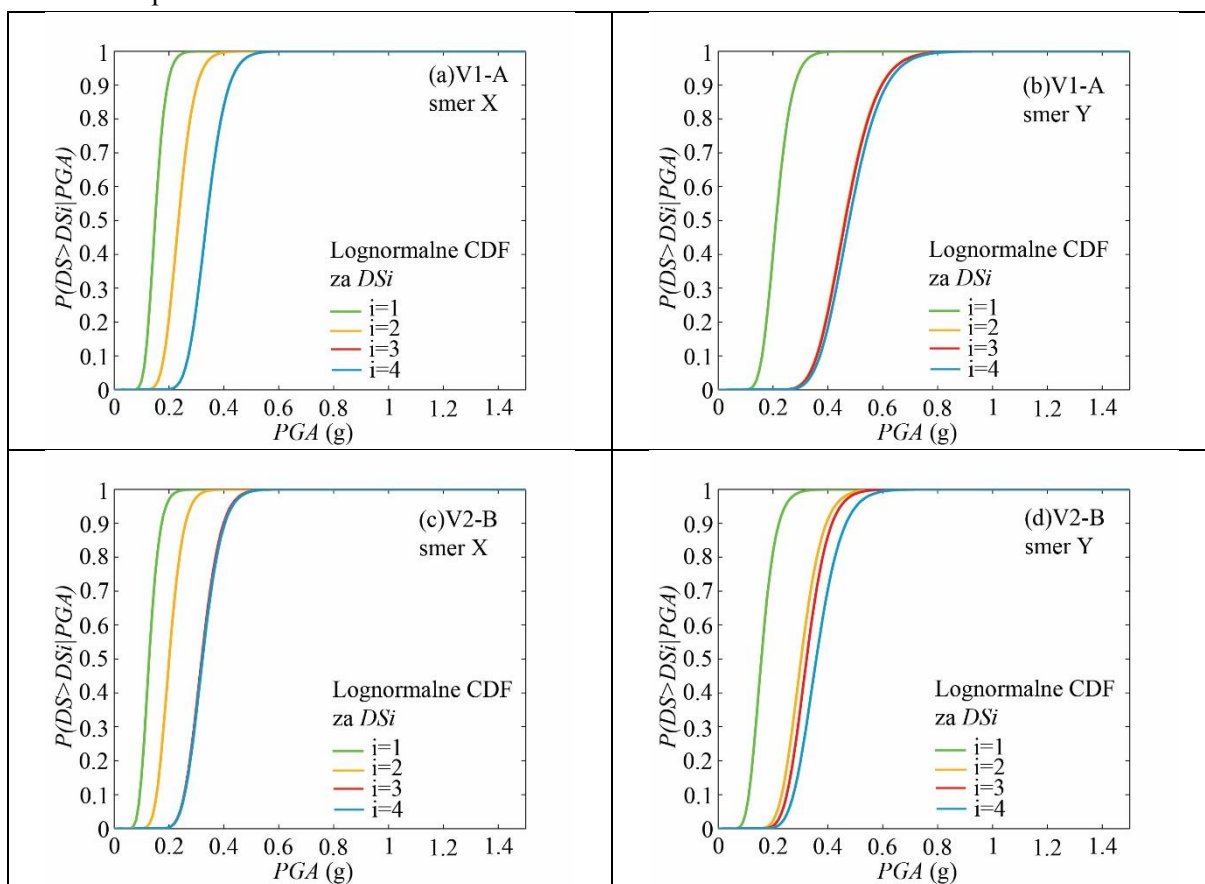
Naslednja varianta, V2-B, nam da podobne rezultate kot varianta V1-A. Mediane pospeškov za posamezna mejna stanja 0,15 g (DS1), 0,23 g (DS2), 0,34 g (DS3 in DS4) ter standardne deviacije naravnih logaritmov 0,21 pri (DS1) in 0,18 pri (DS2, DS3, DS4).

Pri varianti V3-B, kjer so v smeri X vodoravne sile iz potisne analize v sorazmerju z masami, dobimo višje rezultate za mediano pospeškov in njihovih disperzij. Tako si po vrsti za posamezna mejna stanja sledijo mediane pospeškov 0,21 g, 0,35 g, 0,40 g in 0,42 g, disperzije le-teh pa so 0,23, 0,18, 0,18 in 0,19.

Varianta V4-C, ki je znižana za eno etažo in ima mehanske karakteristike tipa C, nam da v obeh smereh (X in Y) boljše rezultate za mediane pospeškov, glede na prejšnje tri variante. Tako so v smeri X mediane pospeškov 0,17 g (DS1), 0,39 g (DS2), 0,43 g (DS3) in 0,44 g (DS4) ter disperzije, ki so pri mejnem stanju nastanka razpok 0,21, za ostala mejna stanja pa imajo vrednost 0,19.

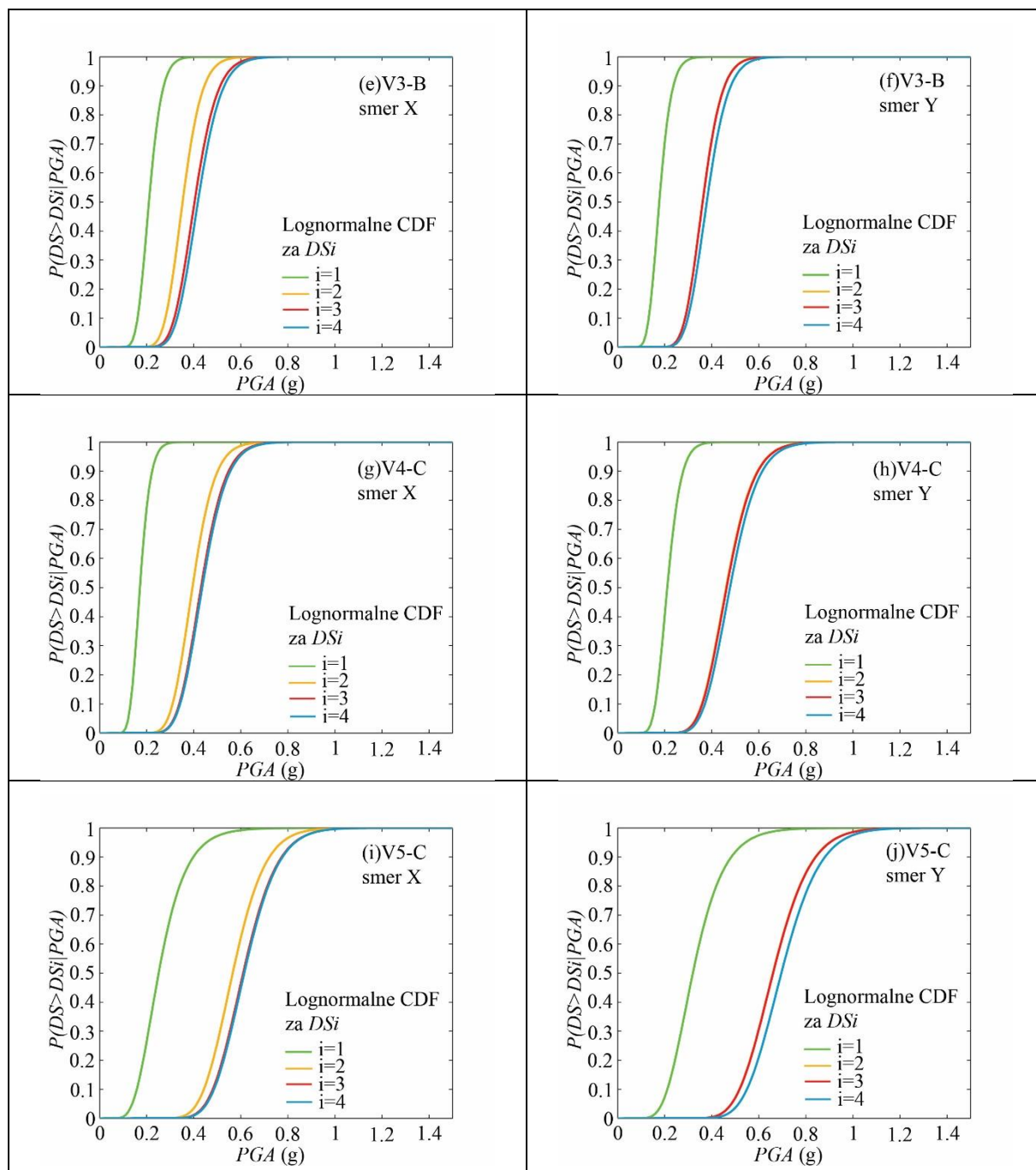
Zadnja varianta V5-C ima najboljše rezultate. Pri tej varianti se prve razpoke pojavijo pri 2,5-krat večji mediani potresa kot pri izhodiščni varianti. Konstrukcija je tudi za polovico nižja kot izhodiščna varianta in ima zato sorazmerno večjo nosilnost. Tako je mediana pospeškov v smeri X, ki povzroči nastanek manjših razpok na konstrukciji 0,25 g, mejno stanje nosilnosti pa se zgodi, ko pospešek doseže 0,56 g. Do nastanka večjih poškodb in porušitve konstrukcije pa naj bi prišlo pri 0,61 g. Disperzije pospeškov so po vrsti za posamezna mejna stanja 0,35, 0,18, 0,18 in 0,19. V predzadnjem stolpcu v preglednici 4.7 se lepo vidi, kako se je z izboljševanjem variante mediana pospeška, ki povzroči mejno stanje DS4, povečevala (od 0,32 g do 0,61 g), disperzija, ki je močno odvisna tudi od izbranih akcelerogramov, pa je bila podobna (okrog 0, 20).

Na slikah 4.16 in 4.17 so prikazane krivulje ranljivosti kritičnih analiz za vseh pet obravnavanih variant konstrukcije v smereh X in Y. Za vsako mejno stanje poškodb je tako prikazana krivulja lognormalne kumulativne porazdelitvene funkcije. Iz krivulj ranljivosti lahko razberemo pogojno verjetnost, da pride do prekoračitve določenega mejnega stanja poškodovanosti v odvisnosti od intenzitete potresne obtežbe.



Slika 4.16: Krivulje ranljivosti za varianti V1-A – V2-B za kritične analize v smereh (X, Y), s katerimi določimo pogojno verjetnost prekoračitve mejnih stanj poškodovanosti DS1 – DS4 pri potresu z določeno intenziteto.

Figure 4.16: Fragility curves for variants V1-A – V2-B for critical analyses in directions (X, Y), with which we determine conditional probability of exceedance of damage states DS1-DS4 at earthquake with a certain intensity.



Slika 4.17: Krivulje ranljivosti za variante V3-B – V5C za kritične analize v smereh (X, Y), s katerimi določimo pogojno verjetnost prekoračitve mejnih stanj poškodovanosti DS1 – DS4 pri potresu z določeno intenziteto.

Figure 4.17: Fragility curves for variants V3-B – V5-C for critical analyses in directions (X, Y), with which we determine conditional probability of exceedance of damage states DS1-DS4 at earthquake with a certain intensity.

Glede na to, da je izhodiščna varianta (V1-A) locirana v Ljubljani, smo podrobneje pogledali verjetnosti, da bo v konstrukciji prišlo do določenega mejnega stanja v primeru potresa z največjim projektnim pospeškom tal $a_{gr(ULS)} \cdot S = 0,25 \cdot 1,2 = 0,30$ g.

Pri takšnem potresu je pri izhodiščni varianti v smeri X pogojna verjetnost za dosego mejnega stanja majhnih poškodb 100 %, za dosego mejnega stanja srednjih poškodb 90 % ter za dosego velikih poškodb in porušitve konstrukcije 30 %. Enako pogojno verjetnost opazimo pri naslednji varianti V2-B. To pomeni, da se ti dve varianti ne obnašata najbolje, saj lahko že potres s projektnim pospeškom tal povzroči porušitev objekta.

Verjetnost za nastanek manjših poškodb pri največjem pospešku tal $pga = 0,30$ g je pri varianti V3-B za obe smeri (X in Y) enaka in znaša več kot 90%. Verjetnost, da bodo nastale srednje in velike poškodbe ter porušitev je 5%.

Na drugi strani lahko iz krivulj variant V4-C in V5-C razberemo nekoliko boljše obnašanje. Pri varianti V4-C v smeri (X in Y) je pogojna verjetnost za dosego majhnih poškodb pri potresu z intenziteto $pga = 0,30$ g skoraj 100%. Hkrati pa je pri istem pospešku verjetnost, da bo prišlo do mejnega stanja srednjih in velikih poškodb ter porušitve blizu 0, saj v nobenem primeru ne pride do nastanka teh mejnih stanj.

Pri varianti V5-C (smer X) so rezultati analize še boljši, saj je verjetnost pojava majhnih poškodb 70% pri projektnem pospešku tal $pga = 0,30$ g. Kar je sicer pričakovano, saj so zidani objekti bolj ranljivi od armiranobetonskih in se manjše razpoke lahko pojavijo že ob relativno šibkih potresih. Verjetnost nastopa ostalih mejnih stanj (DS2 –DS4) pa je tudi pri tej varianti enaka 0 vse do pospeška tal 0,40 g, kar pomeni, da gre za zidano konstrukcijo s precej veliko odpornostjo.

Iz primerjave vseh krivulj ranljivosti lahko ugotovimo, da ima pri novejših zidanih objektih, bolj kot vpliv spreminjanja debeline zidu in mehanskih lastnosti zidovja (pri vseh variantah so upoštevane karakteristike zidovja iz modularne opeke), velik vpliv na obnašanje konstrukcije njena višina oziroma število etaž, kar je torej upravičeno upoštevano tudi v Evrokodu 8, kjer je etažnost omejena za lokacije z različno stopnjo potresne nevarnosti.

4.6 Ocena potresnega tveganja

Ob določitvi pogojne verjetnosti prekoračitve posameznih mejnih stanj pri določenem pospešku tal, smo za vse variante določili tudi srednje letne frekvence oziroma verjetnosti prekoračitev posameznih mejnih stanj za obdobje 1 ali 50 let. Petdeset let velja za življenjsko dobo običajnih gradbenih objektov. Vrednosti, ki so prikazane v preglednici 4.8, izračunamo z numeričnim integriranjem zmnožka pogojne verjetnosti prekoračitve mejnega stanja in diferenciala krivulje potresne nevarnosti po celotnem območju intenzitet. Ko narašča največji pospešek tal, narašča tudi pogojna verjetnost prekoračitve izbranega mejnega stanja, istočasno pa se zmanjšuje verjetnost, da se bo dejansko zgodil potres s tako velikim pospeškom tal.

Preglednica 4.8: Verjetnost prekoračitve mejnih stanj poškodovanosti DS1-DS4 v 1 letu in 50 letih za variante V1-A do V5-C za smeri (X in Y) v potisni analizi. Kritične analize so označene s sivo barvo.

Table 4.8: Probability of exceedance of damage states DS1-DS4 in 1 year and 50 years for variants V1-A to V5-for directions (X and Y) in pushover analysis. Critical analyses are marked with grey colour.

	Smer	Variante				
		V1-A [%]	V2-B [%]	V3-B [%]	V4-C [%]	V5-C [%]
$P(DS > DS1 leto) [\%]$	X	0,88	0,59	0,28	0,43	0,22
	Y	0,56	0,37	0,41	0,28	0,12
$P(DS > DS1 50 let) [\%]$	X	35,80	25,58	12,91	19,44	10,40
	Y	24,26	16,95	18,62	12,90	5,74
$P(DS > DS2 leto) [\%]$	X	0,30	0,21	0,08	0,06	0,02
	Y	0,12	0,06	0,08	0,04	0,02
$P(DS > DS2 50 let) [\%]$	X	13,96	10,03	4,05	3,13	1,23
	Y	5,84	2,97	3,83	2,17	0,83
$P(DS > DS3 leto) [\%]$	X	0,10	0,09	0,06	0,05	0,02
	Y	0,10	0,06	0,08	0,04	0,02
$P(DS > DS3 50 let) [\%]$	X	5,02	4,41	2,71	2,53	1,00
	Y	4,99	2,97	3,82	2,14	0,83
$P(DS > DS4 leto) [\%]$	X	0,10	0,09	0,05	0,05	0,02
	Y	0,08	0,06	0,07	0,04	0,01
$P(DS > DS4 50 let) [\%]$	X	4,86	4,40	2,71	2,45	0,97
	Y	4,00	2,76	3,41	1,98	0,71

Pri iterativni izdelavi variant (V1-A – V5-C) smo preko vsakokratnega postopka za določitev verjetnosti prekoračitve posameznih mejnih stanj (DS1 – DS4) naredili tudi oceno potresnega tveganja in ga primerjali s sprejemljivim (poglavje 3.2).

Pri izhodiščni varianti (V1-A) dobimo v kritični smeri verjetnost prekoračitve mejnega stanja $P(DS > DS1 | 1 leto) = 9 \cdot 10^{-3}$ (0,9 %) ter $P(DS > DS1 | 50 let) = 36 \cdot 10^{-2}$ (36 %). Verjetnosti prekoračitve mejnega stanja $P(DS > DS4 | 1 leto) = 9,95 \cdot 10^{-4}$ (0,1 %) ter $P(DS > DS4 | 50 let) = 0,0486$ (4,86 %). Dobljene vrednosti so bistveno nižje od kriterijev v poglavju 3.2.

Tudi pri naslednji varianti, V2-B, dobimo podobne verjetnosti prekoračitve mejnega stanja uporabnosti in nosilnosti v enem in petdesetih letih, kot je to razvidno iz preglednice 4.8.

Z variantama V3-B in V4-C se v kritičnih smereh sprejemljivim vrednostim potresnega tveganja nekoliko bolj približamo. Tako so pri varianti V3-B, kjer imamo odebeljene obodne stene in nekoliko boljše mehanske karakteristike zidovja, verjetnosti prekoračitve mejnih stanj $P(DS > DS1 | 1 leto) = 3 \cdot 10^{-3}$ (0,3 %) ter $P(DS > DS1 | 50 let) = 13 \cdot 10^{-2}$ (13 %) in $P(DS > DS4 | 1 leto) = 5,5 \cdot 10^{-4}$ (0,05 %) ter $P(DS > DS4 | 50 let) = 2,71 \cdot 10^{-2}$ (2,71 %). Pri varianti V4-C ob zelo dobrih mehanskih karakteristikah zidovja in znižanju objekta za mansardni del dobimo v kritični smeri verjetnost $P(DS > DS1 | 1 leto) = 4,3 \cdot 10^{-3}$ (0,43 %) ter $P(DS > DS1 | 50 let) = 19 \cdot 10^{-2}$ (19 %) in $P(DS > DS4 | 1 leto) = 4,9 \cdot 10^{-4}$ (0,05 %) ter $P(DS > DS4 | 50 let) = 2,45 \cdot 10^{-2}$ (2,45 %).

S peto varianto V5-C, kjer objekt znižamo še za eno etažo, uspemo zadostiti kriteriju za izbrano sprejemljivo verjetnost prekoračitve mejnega stanja ($DS > DS1|1 \text{ leto} = 2,2 \cdot 10^{-3}$ (0,22 %) ter $P(DS > DS1|50 \text{ let}) = 10,4 \cdot 10^{-2}$ (10,4 %) in $P(DS > DS4|1 \text{ leto}) = 2 \cdot 10^{-4}$ (0,02 %) ter $P(DS > DS4|50 \text{ let}) = 1 \cdot 10^{-2}$ (1 %).

Na računskem primeru z iterativnim postopkom pokažemo, da so zahtevane maksimalne sprejemljive verjetnosti prekoračitve mejnih stanj, ki so definirane v Evrokodu 0 (SIST EN 1990, 2004) in veljajo za nepotresne vplive, za zidane konstrukcije na potresnih območjih nedosegljive. Izbrano sprejemljivo verjetnost porušitve v obdobju 50 let $1 \cdot 10^{-2}$, ki je povzeta po ameriškem predpisu (ASCE 7-10, 2010), dosežemo šele potem, ko zmanjšamo etažnost konstrukcije na P+1.

5 ZAKLJUČKI IN UGOTOVITVE

V magistrskem delu smo na primeru večetažnega objekta prikazali postopek projektiranja zidanih stavb na sprejemljivo potresno tveganje. Potresna obtežba v tem primeru ni definirana s projektnim potresom, ki nastopi z določeno verjetnostjo pojava v izbranem časovnem obdobju, kot je določeno v standardu Evrokod 8 (SIST EN 1998, 2005), saj je izhodišče za projektiranje ciljna verjetnost prekoračitve mejnega stanja porušitve. Prednost takšnega pristopa je v tem, da je potresno tveganje, za razliko od veljavnega standarda za projektiranje potresnoodpornih konstrukcij, določeno eksplicitno. To pomeni, da že v fazi projektiranja ocenimo dejansko varnost konstrukcije proti porušitvi, ki jo imenujemo tudi ciljna zanesljivost konstrukcije.

Za izhodiščno varianto konstrukcije (V1-A), s tremi etažami in mansardo, smo z uporabo nelinearne metode na osnovi potresne analize, kjer smo uporabili programa 3Muri in Tremuri, v več korakih, ki so podrobneje predstavljeni v nalogi, izračunali parametre potresnih zahtev pri različnih intenzitetah potresa. Izračunano verjetnost porušitve zaradi potresa v življenjski dobi objekta, ki znaša 50 let, smo primerjali z izbrano maksimalno verjetnostjo porušitve 1%. To smo povzeli po ameriškem predpisu (ASCE 7-10, 2010), ki uvaja nove karte projektnih pospeškov, ki ne izhajajo več iz verjetnosti pojava potresa z določeno intenziteto, ampak iz ciljne verjetnosti porušitve 1%. Nato smo iterativno ponavljali izračun, ter ob tem z različnimi ukrepi izboljševali konstrukcijo (spremembe mehanskih karakteristik in debeline zidovja, zmanjšanje etaž), dokler nismo dosegli ciljne zanesljivosti. Izbrana verjetnost porušitve je relativno visoka v primerjavi z verjetnostmi, ki jih vpeljujejo nekateri drugi standardi, kot so EC0 (SIST EN 1990, 2004), JCSS (JCSS, 2000) in ISO (ISO2394, 1998), kjer se verjetnosti prekoračitve mejnega stanja nosilnosti gibajo v območju od 0,097% do 0,0072%, a veljajo za nepotresne vplive. V primeru obravnavane zidane stavbe se je bilo nemogoče približati ciljnim verjetnostim porušitve, ki jih predvidevajo nekateri drugi standardi, vendar ne vključujejo projektiranja na potresne vplive. Kriteriju ciljne verjetnosti porušitve smo zadostili le pri zadnji varianti (V5-C), kjer smo uporabili zelo dobre mehanske karakteristike zidovja, nekoliko zmanjšali odprtine v zidovih in objekt znižali za dve etaži (mansardo in 3. etažo).

Izračunana verjetnost porušitve v 50 letih znaša za izhodiščno varianto (V1-A), ki izpolnjuje zahteve Evrokoda 8 (SIST EN 1998, 2005), skoraj 5%. To pomeni petkrat večjo verjetnost porušitve glede na izbrano maksimalno verjetnost 1%. Z uporabo zidakov in malte z višjimi trdnostmi ter povečano debelino zidovja (varianti V2-B in V3-B) se verjetnost porušitve skoraj prepolovi, vendar je še vedno več kot dvakrat previsoka glede na zahteve. Šele z zmanjšanjem števila etaž na P+1 smo izpolnili zahtevano verjetnost porušitve ($0,97\% < 1\%$). Kljub vsemu pa se je pokazalo, da je zahtevana verjetnost porušitve 1% v življenjski dobi za zidane konstrukcije precej stroga. Varianta V5-C namreč ob projektiranju v skladu z Evrokodom 8 (SIST EN 1998, 2005), presega potresne zahteve za mejno stanje nosilnosti za faktor 2,4 v smeri X oziroma 2,5 v smeri Y, ob tem pa ima verjetnost porušitve v 50 letih skoraj 1%. Na osnovi rezultatov računskega primera lahko zaključimo, da projektiranje zidanega objekta na izbrano ciljno potresno tveganje, vsaj v primeru obravnavanega objekta, pomeni izpolnjevanje bistveno strožjih zahtev kot izhajajo iz Evrokoda 8. Na obravnavani zidani konstrukciji se to odraža v obliki zmanjšanja števila etaž, saj je šele ta ukrep odločilno pripomogel k izpolnitvi izbrane verjetnosti porušitve.

S projektiranjem na ciljno potresno tveganje odpravimo neuskkljenost med Evrokodom 8 (SIST EN 1998, 2005) in Evrokodom 0 (SIST EN1990, 2004), saj izračunamo stopnjo zanesljivosti tudi v primeru potresne obtežbe.

Največja uporabnost projektiranja po opisani metodi v praksi je v tem, da se lahko tudi pri projektiranju potresno varnih objektov eksplicitno določi potresno tveganje, česar v primeru projektiranja v skladu z Evrokodom 8 (SIST EN 1998, 2005) ne poznamo. Na ta način v začetni fazi projektiranja potresno odpornih objektov pridobimo povsem nov kriterij (stopnjo tveganja) na osnovi katerega lahko določimo potresno obtežbo in nato sprojektiramo objekt. Sprejemljivo stopnjo potresnega tveganja lahko določimo z upoštevanjem različnih dejavnikov, kot sta na primer pomembnost objekta in ekonomske posledice v primeru potresa. Ta podatek je lahko za investitorje zelo dobrodošel za lažje sprejemanje odločitev v začetnih fazah investicij oziroma projektiranja, tako v primeru novih gradenj kot rekonstrukcij. Ker pa bi s takim pristopom lahko investitorji neposredno vplivali na zanesljivost novih ali rekonstruiranih objektov, bi to utegnilo biti zelo nevarno, zato bi, v primeru vpeljave takšnega pristopa projektiranja, morale biti v predpisih jasno podane največje sprejemljive verjetnosti prekoračitve določenih mejnih stanj za različne namembnosti oziroma tipe objektov za primer potresne obtežbe.

Kljub določenim prednostim opisane metode projektiranja na ciljno potresno tveganje v primerjavi s projektiranjem v skladu z Evrokodom 8 (SIST EN 1998, 2005), pa ima tudi nekaj pomanjkljivosti. Ocena potresnega tveganja je namreč povezana z veliko negotovostmi, njihovo pravilno vrednotenje pa je ključnega pomena za pravilnost obravnavanega postopka projektiranja. Pomanjkljivost je tudi iterativnost postopka ter uporaba nelinearnih metod, ki so dokaj zahtevne in časovno zamudne. Za uporabo v praksi bi bilo dobrodošlo definirati sprejemljive verjetnosti prekoračitve mejnih stanj v primeru projektiranja objektov na potresnih območjih, ki bi bile določene za različne tipe in namembnosti objektov. Ob tem bi bilo smiselno razmisliti o vpeljavi potresnih kart na osnovi ciljnega tveganja porušitve (angl. *collapse risk target*), podobno kot je to v najnovejšem ameriškem predpisu (ASCE 7-10, 2010).

LITERATURA

- Abo-El-Ezz¹, A., Nollet¹, M.-J., Nastev², M. 2013. Seismic fragility assessment of low-rise stone masonry buildings. ¹Department of Construction Engineering, École de technologie supérieure, University of Québec Montreal, QC, H3C 1K3, Canada. ²Geological Survey of Canada, Natural Resources Canada, 490, Rue de la Couronne, Québec, QC, G1K 9A9, Canada. *Earthq. Eng & Eng. Vib.* (2013) 12: 87-97.
[doi: 10.1007/s11803-013-0154-4](https://doi.org/10.1007/s11803-013-0154-4)
- ASCE (American Society of Civil Engineers). 2010. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures – ASCE/SEI 7-10. Reston, Virginia 20191.
- Aslani, H., Miranda, E. 2005. Probabilistic earthquake estimation and loss disaggregation in buildings. Stanford, CA, Stanford university, The John A. Blume Earthquake Engineering Center Department of Civil and Environmental Engineering. Report no. 157: 355 f.
- Baker, J.W. 2008. An Introduction to Probabilistic Sismic Hazard Analysis (PSHA). Version 1.3. Stanford University, Dept. of Civil & Environmental Engineering. 72 str.
- Beg, D., Pogačnik, A. 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Inženirska zbornica Slovenije. Jaška cesta 10b, Ljubljana.
- Bilgin, H., Korini, O. 2012. Seismic capacity evaluation of unreinforced masonry residential buildings in Albania. Department of Civil Engineering, Epoka University, Tirana, Albania. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 12, 3753-3764, 2012. www.nat-hazards-earth-syst-sci.net/12/3753/2012.
[doi: 10.5194/nhess-12/3753-2012](https://doi.org/10.5194/nhess-12/3753-2012)
- Bosiljkov, V., Tomaževič, M. In Lutman, M. 2004. Optimizacija oblike zidakov in tehnologije zidanja na potresnih območjih. Poročilo P372/02-650-2, Zavod za gradbeništvo Slovenije, Ljubljana.
- Brozovič, M. 2013. Izbira akceleroگرامov za projektiranje stavb. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Brozovič): 153 f.
- Bungum, H. 2010. Earthquake hazard, risk and loss. International Center for Geohazards: 14 str.
- Celarec, D. 2012. Potresno tveganje izbranih konstrukcijskih sistemov z upoštevanjem nezanesljivosti. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba D. Celarec): 158 f.
- Chaudhuri, S.R., Hutchinson, T.C. 2004. Distribution of peak horizontal floor acceleration for estimating non-structural element vulnerability. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada. August 1-6, 2004, Paper No. 1721.
- Cornell, C.A., 1996. Calculating building seismic performance reliability – a basis for multi-level design norms. V: *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco Mexico, 23-28 June 1996. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica; International Association for Earthquake Engineering Paper No. 2122, p. 1-8.
- Cornell, C.A., Benjamin J.R. 1971. *Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers*. McGraw-Hill, New York.
- Cornell, C.A., Jalayer, F., Hamburger, R.O., Foutch, D.A. 2002. Probabilistic basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines. *Journal of Structural Engineering* 128, 4: 526-553.
- Cornell, C.A., Krawinkler, H. 2000. Progress and Challenges in Seismic Performance Assessment. *Professors of Civil and Environmental Engineering Stanford University, PEER Center News*, Vol. 3, No. 2: 4 str.
- Deodatis, G., Ellingwood, B. R., Frangopol, D. M. 2014. Safety, reliability, risk and life-cycle performance of structures and infrastructures. CRC Press – Technology & Engineering: 1112 str.

- Dolšek, M. 2009. Incremental dynamic analysis with consideration of modeling uncertainties. Faculty of Civil and Geodetic Engineering, University of Ljubljana, Ljubljana SI-1000, Slovenia. *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 2009; 38:805-825.
[doi: 10.1002/eqe.869](https://doi.org/10.1002/eqe.869).
- Dolšek, M. 2010. Development of computing environment for the seismic performance assessment of reinforced concrete frames by using simplified nonlinear models. *Bulletin of earthquake engineering* 8, 6: 1309-1329
- Dolšek, M., Fajfar, P. 2004. IN2 – A simple alternative for IDA. 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, B. C., Canada. August 1-6, 2004. Paper No. 3353: 15 str.
- Dolšek, M., Fajfar, P. 2007. Simplified probabilistic seismic performance assessment of plan-asymmetric buildings. Faculty of Civil and Geodetic Engineering, University of Ljubljana, Ljubljana, Slovenia. *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 2007; 36:2021-2041.
[doi: 10.1002/eqe.697](https://doi.org/10.1002/eqe.697).
- FEMA P-695. 2009. Quantification of Building Seismic Performance Factors. Federal Emergency Management Agency. Washington D.C.: 421 str..
- FEMA P-750. 2009. NEHRP Recommended Seismic provisions for New Buildings and Other Structures. Building seismic safety council. Washington D.C.: 388 str.
- FEMA P-58-1. 2012. Seismic Performance Assessment of Buildings. Building seismic safety council. Washington D.C.: 278 str.
- Fajfar, P. Osnove projektiranja potresno odpornih konstrukcij Evrokod 8, Univerza v Ljubljani. Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. IKPIR – KKPI. Predavanja: (Pridobljeno 19.09. 2014) 86 str.
- Fajfar, P. 1995. Osnove potresnega inženirstva, II. izdaja. Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 76 str.
- Fajfar, P., Dolšek, M., 1 July 2011. A practice – oriented estimation of the failure probability of building structure, University of Ljubljana, Faculty of Civil and Geodetic Engineering, Slovenia. *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 2012; 41:531-547.
[doi: 10.1002/eqe.1143](https://doi.org/10.1002/eqe.1143).
- Fajfar, P., Polič, M., Klinc, R. 2014. Zaznavanje potresne ogroženosti pri strokovjaki in nestrokovnjaki. *Gradbeni vestnik* 63: 111-118.
- Ghosh, S. K. 2014. Significant changes from ASCE 7-05 to ASCE 7-10, part 1: Seismic design provisions. *PCI Journal*. Winter 2014: 60-82.
- Gutenberg, B., Richter, C.F. 1944. Frequency of earthquakes in California. California Institute of Technology. Pasadena, California: 185-188.
- Jalayer F., Cornell C.A. 2003. A Technical Framework for Probability-Based Demand and Capacity Factor Design (DCFD) Seismic Formats. PEER Report 2003/08 (Pacific Earthquake Engineering Research Center) University of California Berkeley: 122 str.
- Jäger, A., Gams, M. 2016. Practical design of masonry subjected to horizontal loads based on Eurocode 6 shear model, Brick and Block Masonry – Trends, Innovations and Challenges – Modena, da Porto & Valluzzi (Eds), Taylor & Francis Group, London.
[ISBN 978-1-138-02999-6](https://doi.org/10.1002/9781118029996).
- JCSS. 2000. Probabilistic Model Code Part I: Basis of design. Joint committee on structural safety, Danska.

- Judd¹, J. P., Charney², F. A. 2014. Earthquake risk analysis of structures. ¹Graduate Research Assistant, Department of Civil and Environmental, Virginia Tech, Blacksburg, Virginia, USA 24061. ²Professor, Department of Civil and Environmental, Virginia Tech, Blacksburg, Virginia, USA 24061. ISSN: 2311-9020; ISBN: 978-972-752-165-4: str. 2929 – 2938.
- Kilar, V. 2004. Ocena potresne ogroženosti stanovanjskih stavb v Sloveniji. Assessment of earthquake vulnerability of residential buildings in Slovenia. AR, 2004/1: 62-65.
- Kunnath¹, S. K., Kalkan², E. 2005. IDA Capacity curves: The Need for Alternative Intensity Factors. ¹Professor, ²Graduate Student, University of California Davis. Department of Civil and Environmental Engineering One Shields Avenue, 2001 Engineering III, Davis, CA 95616; PH (530). 9 str.
- International Organization for Standardization (ISO). 1998. ISO 2394: 1998 (E) – General principles on reliability for structures.
- Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., Cattari, S. 2009. Tremuri Program. Seismic Analysis Program for 3D Masonry Buildings. Tremuri user guide: 61 str.
- Lagomarsino, S., Cattari, S. 2014. Fragility Functions of Masonry Buildings, (Chapter 5), pp. 111-156, SYNER-G: Typology Definition and Fragility Functions for Physical Elements at Seismic Risk, Volume 27 (Eds: Pitilakis, K., Crowley, H., Kaynia A.M.), pp. 420. Springer+Business Media Dordrecht.
[doi: 10.1007/978-94-007-7872-6_5](https://doi.org/10.1007/978-94-007-7872-6_5).
- Lagomarsino^{a,*}, S., Penna^b, A., Galasco^b, A., Cattari^a S. 2013. TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings.^aDept. of Civil, Environmental and Chemical Engineering, University of Genoa, Italy, ^bDept. Of Civil Engineering and Architecture, University of Pavia, Italy. Engineering Structures 56 (2013) 1787-1799.
- Lapajne, J., Motnikar, B.Š. in Zupančič, P. 2001a. Potresna nevarnost Slovenije - projektni pospešek tal. MOP, Uprava Republike Slovenije za geofiziko, Ljubljana, Slovenija. http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektnei_pospešek_tal.html.
- Lazar, N., Dolšek, M. 2013. Incorporating intensity bounds for assessing the seismic safety of structures: Does it matter? Faculty of Civil and Geodetic Engineering, University of Ljubljana, Slovenia. Earthquake Engng Struct. Dyn. 2014; 43:717 – 738.
[doi:10.1002/eqe.2368](https://doi.org/10.1002/eqe.2368)
- Luco, N., Ellingwood, B.R., Hamburger, R. O., Hooper, J. D., Kimball, J. K., Kircher, C. A. 2007. Risk-Targeted versus Current Seismic Design Maps for the Conterminous United States. SEAOC 2007 Convention proceedings. Structural Engineers Association California: 13 str.
- Mc.Guire, R. K. 1976. Fortran computer program for seismic risk analysis. US Geological Survey Open-File Report 76-67.
- Mc.Guire, R. K. 2004. Seismic hazard and risk analysis. Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA.
- Milne, W. G., Davenport, A.G. 1969. Distribution of earthquake risk in Canada, *Bull. Seism. Soc. Am.* 59, 754-779.
- MO, Uprava RS za zaščito in reševanje 2013. Ocena potresne ogroženosti Republike Slovenije: 94 str.
- Penna¹, A., Lagomarsino², S., Galasco¹, A. 2013 A nonlinear macroelement model for the seismic analysis of masonry buildings. ¹Department of Structural Mechanics, University of Pavia, Italy. ²Department of Civil, Environmental and Chemical Engineering, University of Genoa, Italy. Earthquake Engng Struct. Dyn. (2013): 21 str.
[doi:10.1002/eqe.2335](https://doi.org/10.1002/eqe.2335)

- Podgorelec, D., 2013. Vpliv stopnjevanja sprejemljivega potresnega tveganja na armiranobetonsko okvirno konstrukcijo. Magistrsko delo. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (samozaložba D. Podgorelec): 101 f.
- Rota P.¹, Penna, A.², Magenes G.^{1,2} 2008. A procedure for deriving analytical fragility curves for masonry buildings. ¹Department of Structural Mechanics, University of Pavia, Italy, ²European Centre for Training and Research in Earthquake Engineering, Pavia, Italy. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, China. 8 str.
- Silva¹, V., Crowley², H., Bazzurro³, P. 2014. Risk-target hazard maps for Europe. Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology. Istanbul Aug. 25-29, 2014: 12 str.
- Snoj, J. 2014. Seismic risk assessment of masonry buildings = Ocena potresnega tveganja zidanih stavb. Doctoral dissertation. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (Mentor Dolšek, M.)
- Snoj, J., Dolšek, M. 2005. Simplified probabilistic seismic performance assessment of masonry buildings with consideration of aleatoric and epistemic uncertainties. University of Ljubljana, Faculty of Civil and Geodetic Engineering, Jamova 2, 1000 Ljubljana, Slovenia. 8 str.
- SIST EN 1052-1. 1999. Metode preskušanja za zidovje - Del 1: Ugotavljanje tlačne trdnosti. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST EN 1052-3. 2007. Metode preskušanja zidovine - Del 3: Določevanje začetne strižne trdnosti – Dopolnilo A1. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST EN 1990. 2004. Osnove projektiranja konstrukcij. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST EN 1996-1-1. 2006. Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij – Del 1: Splošna pravila za armirano in nearmirano zidovje. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST EN 1996-1-1. 2006+A1, 2013/A101. Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij – Del 1-1: Splošna pravila za armirano in nearmirano zidovje – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST EN 1998-1: 2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST EN 1998-3: 2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. del: Ocena in prenova stavb. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- S.T.A.Data. 3Muri 10.0.0 - User Manual: 174 str.
- Tomažević, M. 1987. Zidane zgradbe na potresnih območjih. FAGG, Ljubljana.
- Tomažević, M., Lutman, M., Petković, L. 1996. Predhodne raziskave obnašanja zidov, sezidanih s protipotresnim zidakom Krajnc, pri potresni obtežbi. *Poročilo ZAG/PI-96/03*, Zavod za gradbeništvo Slovenije, Ljubljana.
- Tomažević, M., Klemenc, I., Lutman, M. 1999. In situ preiskave zidov in potresna odpornost kamnitih hiš na Bovškem, Gradbeni vestnik.
- Tomažević, M., Weiss, P. 2008. Vpliv robustnosti zidakov na obnašanje zidov pri potresni obtežbi. Rezultati preiskav zidov. Poročilo ZAG/0964/04-1, Zavod za gradbeništvo Slovenije, Ljubljana.
- Tomažević, M. 2009. Potresno odporne zidane stavbe. Ljubljana, Tehnis d.o.o.: 301 str.
- Tomažević, M., Gams, M. 2009. Strižna odpornost nearmiranih zidov: preiskave in račun. Gradbeni vestnik 58: 267-281.
- Turnšek, V., Čačovič, F. 1971. Some experimental results on the strength of brick masonry walls. Proceedings, 2nd International Brick-Masonry Conference. British Ceramic Society, Stoke-on-Trent: 149-156.

- Turnšek, V., Sheppard, P. 1980. The shear and flexural resistance of masonry walls. *Proceedings of International Research Conference on Earthquake Engineering*, IZIIS, Skopje: 517-573.
- Tyagunov^{1,3}, S., Grünthal², G., Wahlström^{2,3}, R., Stempniewski¹, L., Zschau², J. 2006. ¹University of Karlsruhe (TH), Keiserstrasse 12, 76128 Karlsruhe, Germany, ²Geo Forschungszentrum Potsdam, Telegrafenberg, 14473 Potsdam, Germany, ³Center for Disaster Management and Risk Reduction Technology (CEDIM), Am Fasanengarten, 76128 Karlsruhe, Germany. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 6, 2006: 573 - 586
- Vamvatsikos, D., Cornell C. A. 2001. Incremental dynamic analysis. Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, CA 94305-4020, U.S.A. *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 2002; 31:491-514
[doi:10.1002/eqe.141](https://doi.org/10.1002/eqe.141)
- Vamvatsikos, D., Cornell C. A. 2002. The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering. Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, CA 94305-4020, U.S.A. 12th European Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 479: 10 str.
- Wang, Z., 2005. A Clear Definition of Seismic Hazard and Risk: A Basis for Hazard and Risk Assessment, Communication, and Management. AA (Kentucky Geological Survey, 228 Mining and Mineral Resources Building, University of Kentucky, Lexington, KY 40506 United States zmwang@uky.edu). American Geophysical Union, Fall Meeting 2005, abstract #S53B-1110. 12/2005.