

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



GAŠPER FLAJS

**PARAMETRIČNA ANALIZA UKREPOV ZA
ZVIŠANJE POTRESNE ODPORNOSTI ZIDANE
STAVBE V POSOČJU OB UPOŠTEVANJU
REZULTATOV NEPORUŠNIH PREISKAV**

MAGISTRSKO DELO

**MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM DRUGE
STOPNJE GRADBENIŠTVO**

Ljubljana, 2023

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



Kandidat:
GAŠPER FLAJS

**PARAMETRIČNA ANALIZA UKREPOV ZA
ZVIŠANJE POTRESNE ODPORNOSTI ZIDANE
STAVBE V POSOČJU OB UPOŠTEVANJU
REZULTATOV NEPORUŠNIH PREISKAV**

Magistrsko delo št.:

**PARAMETRIC SEISMIC ANALYSIS OF
DIFFERENT STRENGTHENING MEASURES FOR
MASONRY BUILDING FROM POSOČJE REGION
CONSIDERING RESULTS OF NON-DESTRUCTIVE
TESTING**

Master thesis No.:

Mentor:
prof. dr. Vlatko Bosiljkov

Predsednik komisije:

Somentor:
doc. dr. David Antolinec

Član komisije:

Ljubljana, 2023

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako	Vrstica z napako	Namesto	Naj bo
----------------	------------------	---------	--------

»Ta stran je namenoma prazna.«

BIBLIOGRAFSKO - DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.042.7:624.012(497.4Posočje)(043.3)

Avtor: Gašper Flajs

Mentor: prof. dr. Vlatko Bosiljkov

Somentor: doc. dr. David Antolinc

Naslov: Parametrična analiza ukrepov za zvišanje potresne odpornosti zidane stavbe v Posočju ob upoštevanju rezultatov neporušnih preiskav

Tip dokumenta: Magistrska naloga, univerzitetni študij

Obseg in oprema: 89 str., 19 pregl., 126 sl.

Ključne besede: Kamniti zidovi, potres, utrditev obstoječih stavb, nelinearna statična analiza, potresna odpornost, Evrokod standardi, neporušne in situ preiskave

Izvleček:

V magistrski nalogi je opravljena analiza potresne odpornosti obstoječe kamnite stavbe v Posočju. Izvedena je tudi študija utrditvenih ukrepov, katere smiselnost se je finančno ovrednotila.

V teoretičnem delu so predstavljene ključne značilnosti obnašanja zidanih konstrukcij med potresom. Opisana sta tudi mehanizma porušitve v in izven ravnine zidu. Nadalje so predstavljeni osnovni postopki za ocenjevanje potresne odpornosti v skladu s standardoma Evrokoda SIST EN 1998-1 in SIST EN 1998-3. Na objektu so bile izvedene georadarske preiskave na terenu, s ciljem določiti sestavo kamnitih zidov. Stavba je bila potresno analizirana z uporabo nelinearne statične (potisne) analize (N2), pri čemer je bil uporabljen program 3Muri.

V obstoječem stanju je konstrukcija izpolnjevala le 20 % zahtev Evrokoda. Model konstrukcije je bil nato modificiran ob upoštevanju različnih utrditvenih ukrepov, dokler ni izpolnil vseh zahtev Evrokoda. Preizkušen je bil odziv stavbe v različnih scenarijih, vključno z uporabo prednapetih jeklenih vezij, vgradnjo sovprežnih estrihov, zamenjavo lesenih medetažnih konstrukcij z armirano betonskimi ploščami, zamenjavo tankih opečnih zidov z debelejšimi modularnimi opekami, injektiranjem kamnitih zidov ter vgradnjo armirano betonske skeletne konstrukcije znotraj obstoječe stavbe.

V zadnjem poglavju je bila narejena stroškovna analiza učinkovitosti posameznih ukrepov. Ugotovljeno je bilo, da bi bila vgradnja armiranobetonskih okvirjev znotraj stavbe najbolj smiseln ukrep za zagotavljanje potresne varnosti objekta.

BIBLIOGRAPHIC - DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.042.7:624.012(497.4Posočje)(043.3)
Author: Gašper Flajs
Supervisor: Prof. Vlatko Bosiljkov, Ph.D.
Co-Supervisor: Assist. Prof. David Antolinc, Ph.D.
Title: Parametric seismic analysis of different strengthening measures for masonry building from Posočje region considering results of non-destructive testing
Document type: Master thesis
Scope and tools: 89 p., 19 tab., 126 fig.
Keywords: Stone walls, earthquake, strengthening of existing buildings, nonlinear static analysis, seismic resistance, Eurocode standards, non-destructive in situ tests

Abstract:

In the master's thesis, an analysis of the seismic resistance of an existing stone building in the Posočje region has been conducted. Additionally, a study of strengthening measures has been performed, with their financial viability evaluated.

The theoretical part introduces key characteristics of the masonry structures behavior during earthquakes. It describes the mechanisms of in-plane and out-of-plane wall failure. Subsequently, the essential procedures for assessing seismic resistance in accordance with Eurocode standards SIST EN 1998-1 and SIST EN 1998-3 are presented. In-situ ground-penetrating radar investigations were carried out on the structure, primarily aimed at determining the structure of the stone walls. The building was seismically assessed using nonlinear static (pushover) analysis (N2), employing the 3Muri software.

In its initial condition, the structure only met 20 % of the Eurocode requirements regarding the earthquake load. Various strengthening measures were applied to the structural model until all Eurocode requirements were met. The response of the building was tested for various strengthening techniques like prestressed steel ties, the installation of composite slabs, the replacement of timber floor structures with reinforced concrete slabs, the substitution of thin brick walls with thicker modular blocks, the injection of stone walls, and the installation of a reinforced concrete frame structure within the existing building.

In the final chapter, a cost-benefit analysis was carried out considering different strengthening measures. It was determined that the introduction of reinforced concrete frames within the building would be the most competitive option to ensure seismic safety of the structure.

ZAHVALA

Za strokovno pomoč, potrpljenje in konstruktivne komentarje pri izdelavi magistrskega dela se zahvaljujem mentorju prof. dr. Vlatku Bosiljkovu. Zahvaljujem se somentorju doc. dr. Davidu Antolincu za vse inženirske nasvete, sprotne konzultacije in pomoč pri uporabi programa 3Muri.

Hvaležen sem tudi vsem prijateljem, ki so me prepričali v »neobupanje« pri izdelavi magistrske naloge.

Hvala Marie ker si prenašala moj počasni tempo pisanja.

Staršem bi se rad zahvalil za moralno in finančno podporo ter tekom študija.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	MEHANSKE LASTNOSTI ZIDANIH KONSTRUKCIJ	3
2.1	Vpliv lastnosti materialov na obnašanje zidanih konstrukcij med potresom	3
2.2	Mehanizmi porušitve posameznih zidov	4
2.2.1	Porušitev izven ravnine zida.....	5
2.2.2	Porušitev v ravnini zida	6
3	PREVERJANJE POTRESNE ODPORNOSTI OBSTOJEČIH ZIDANIH STAVB Z UPOŠTEVANJEM EVROKODOV	8
3.1	Osnovne zahteve pri projektiranju, zahtevan odziv in merila za izpolnitev zahtev	8
3.2	Potresna obtežna kombinacija	9
3.3	Določitev potresnega vpliva	10
3.3.1	Potresna območja.....	10
3.3.2	Tip tal	11
3.3.3	Spektri odziva	11
3.4	Pravilnost konstrukcije	13
3.4.1	Pravilnost po tlorisu.....	13
3.4.2	Pravilnost po višini	13
3.5	Podatki za oceno konstrukcije	13
3.6	Projektiranje stavb (pregled analiz)	15
3.6.1	Linearne metode	16
3.6.1.1	Metoda z vodoravnimi silami	16
3.6.1.2	Modalna analiza s spektri odziva	17
3.6.2	Nelinearne metode	17
3.6.2.1	Nelinearna statična analiza	18
3.6.2.2	Nelinearna analiza časovnega odziva	19
4	IZRAČUN POTRESNE ODPORNOSTI Z NELINEARNO STATIČNO ANALIZO V PROGRAMU 3MURI.....	20
4.1	Faza vnosa podatkov	20
4.2	Faza analize	20

4.3	Kapaciteta posameznih zidnih elementov	21
4.3.1	Upogibno obremenjeni elementi	21
4.3.2	Strižno obremenjeni elementi.....	22
4.4	Rezultati izračuna	23
4.4.1	Krivulja kapacitete in ciljni pomik	25
5	ANALIZA POTRESNE ODPORNOSTI KAMNITE STAVBE	26
5.1	Splošni opis objekta.....	26
5.2	Zasnova konstrukcije.....	27
5.3	In situ preiskave objekta.....	31
5.4	Mehanske lastnosti zidov	36
5.5	Obtežbe na konstrukcijo	37
5.6	Rezultati analize obstoječega stanja	39
6	UTRDITVE OBJEKTA ZA ZAGOTAVLJANJE POTRESNE VARNOSTI.....	41
6.1	Pregled ukrepov za zagotavljanje potresne varnosti.....	41
6.1.1	Ukrepi za povečanje nosilnosti in duktilnosti zidov.....	41
6.1.1.1	Popravilo razpok in prezidovanje	41
6.1.1.2	Injektiranje.....	41
6.1.1.3	Oblaganje zidu (armirani ometi).....	42
6.1.1.4	Povezovanje in utrditev zidov z umetnimi materiali	43
6.1.2	Ukrepi za zagotovitev povezave med zidovi.....	44
6.1.2.1	Zidne vezi	44
6.1.2.2	Ojačevanje stropnih konstrukcij	45
6.1.2.3	Utrditev zidov na območjih sečišč	48
6.1.3	Ukrepi za izboljšanje zasnove konstrukcije.....	50
6.2	Analiza ukrepov na obravnavanem objektu	51
6.2.1	Analiza 1.....	52
6.2.2	Analiza 2.....	54
6.2.3	Analiza 3.....	56
6.2.4	Analiza 4.....	58

6.2.5	Analiza 5.....	60
6.2.6	Analiza 6.....	61
6.2.7	Analiza 7.....	64
6.2.8	Analiza 8.....	66
6.2.9	Analiza 9.....	68
6.2.10	Analiza 10.....	70
6.2.11	Analiza 11.....	72
6.3	Povzetek analiz.....	75
7	STROŠKOVNA ANALIZA.....	80
7.1	Cena posameznih ukrepov in novogradnje.....	80
7.1.1	Vgradnja jeklenih prednapetih vezi na podlagi opravljene analize 1	80
7.1.2	Utrjevanje lesenih medetažnih konstrukcij z betonskim estrihom	81
7.1.3	Injektiranje kamnitih zidov.....	81
7.1.4	Zamenjava lesene medetažne konstrukcije z novo armirano betonsko ploščo.....	81
7.1.5	Zamenjava obstoječih opečnih zidov z novimi	82
7.1.6	Armirano betonski okvirji	82
7.1.7	Novogradnja	83
7.2	Primerjava cen ukrepov	83
8	ZAKLJUČEK	87
VIRI.....		90

KAZALO SLIK

Slika 1: Klasifikacija morfologije kamnitih zidov. a) enoplastni zid, b) dvoplastni zid, c) troplastni zid [5]	4
Slika 2: Primer vogalnih kamnov na otoku Pico, Portugalska (vir: osebna zbirka)	5
Slika 3: Porušitev zatrepnega zidu na stavbi v Zagrebu med potresom leta 2020 (vir: osebna zbirka) ..	6
Slika 4: Osnovni mehanizmi porušitve zida v svoji ravnini [6]	6
Slika 5: Mejna stanja po EN 1998-3 [4]:.....	9
Slika 6: Karta potresnih pospeškov 2001 [7]	11
Slika 7: Karta potresnih pospeškov 2021 [8]	11
Slika 8: Spektri odziva sistema z eno prostostno stopnjo.....	12
Slika 9: Primerjava enakomerne porazdelitve potresne obtežbe (uniform) in modalne (triangular) [11]	18
Slika 10: Idealiziran elasto plastični diagram sila-pomik in pomiki pri mejnih stanjih [9].....	19
Slika 11: Princip kreiranja mreže makroelementov [4].....	21
Slika 12: Primer rezultatov nelinearne statične analize	24
Slika 13: Prikaz poškodovanosti oziroma mehanizma porušitve (levo), legenda barv mehanizmov porušitve (desno)	24
Slika 14: Krivulja kapacitete, izrisana v programu 3Muri	25
Slika 15: Južna fasada obravnavanega objekta	26
Slika 16: Severna fasada s poškodovanim prizidkom	27
Slika 17: Lesene medetažne konstrukcije. Ločena nosilna konstrukcija stropa in poda (levo), enojna konstrukcija desno.	28
Slika 18: Del povezja z vidnim pomožnim nosilcem, stebrom, ročicami in vmesno lego (levo), ostrešje s čopom (desno).....	28
Slika 19: Tloris kleti	29
Slika 20: Tloris pritličja.....	29
Slika 21: Tloris nadstropja	30
Slika 22: Tloris ostrešja.....	30
Slika 23: Prečni prerez a-a.....	31
Slika 24: Pozicije meritev z georadarjem v kleti	32
Slika 25: Pozicije meritev z georadarjem v pritličju	33
Slika 26: Pozicije meritev z georadarjem v nadstropju	33
Slika 27: Pozicija meritve z georadarjem zatrepnega zidu na podstrešju.....	34
Slika 28: Horizontalni posneti kamnitih zidov z georadarjem	35
Slika 29: Horizontalni georadarski posnetki zidu, pred injektiranjem (levo) in po injektiranju (desno), pridobljeni s preiskavami v sklopu doktorske disertacije Mojmira Uranjeka [4]	35
Slika 30: Posnetki georadarja pozicij D.1, 3.2 in posnetek lesenega poda.....	36

Slika 31: Rezultati nelinearne statične analize obstoječega stanja	39
Slika 32: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi obstoječega stanja za obtežni primer -X v oseh A, B in C.....	40
Slika 33: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi obstoječega stanja za obtežni primer +Y v oseh 1, 2, 3 in 4.....	40
Slika 34: Krivulja kapacitete obstoječega stanja za obtežni primer -X.....	40
Slika 35: Krivulja kapacitete obstoječega stanja za obtežni primer +Y	40
Slika 36: Stroj za injektiranje zidov ter razporeditev vrtin in nastavkov za injektiranje [4]	42
Slika 37: Shema utrditev opečnega zidovja (levo) [6], praktični primer armiranega cementnega ometa (desno) [15]	43
Slika 38: Diagonalno ojačani opečni zid s karbonskimi trakovi (levo), horizontalno-vertikalno ojačani opečni zid s karbonskimi trakovi [16]	44
Slika 39: Shematski prikaz povezanega zidovja z jeklenimi vezmi [6] (levo), detajl sidranja [15] (desno)	45
Slika 40: Shema sidranja armirano betonske plošče v obstoječe zidove [6]	45
Slika 41: Detajl sidranja sovprežnega estriha (levo), primer priprave armature pred vlivanjem estriha (desno) [17]	46
Slika 42: Detajl sidranja stropnikov in zida [6]	47
Slika 43: Detajl sidranja diagonalnih jeklenih vezi (levo), ojačanje lesene stropne konstrukcije z prečno pribitimi lesenimi deskami (desno) [6].....	47
Slika 44: Shema utrditve zidu z armirano betonskim vencem (levo) [6], Povezava zidov z betonskim vencem (sredina, osebna zbirka), detajl armiranja vogalov venca (desno, osebna zbirka)	48
Slika 45: Načini povezovanja stičišč zidov; povezovalni kamni (levo), vgradnja jeklenih sider (desno) [6]	48
Slika 46: Načini sidranja zidu z navojnimi palicami (levo) ali s samozateznimi sidri (desno).....	49
Slika 47: Detajl povezovanja stičišč in vogalov opečnih zidov	49
Slika 48: Izvedbe stičišča opečnega zidu z novo armirano betonsko vezjo [6].....	50
Slika 49: Detajl izvedbe vertikalnih povezav z armaturo nameščeno v utore.....	50
Slika 50: Priporočena izvedba dilatacij pri stavbah z več deli [6].....	51
Slika 51: Zadostno številno nosilnih elementov v X smeri (levo), nezadostno število nosilnih elementov v X smeri (desno)	51
Slika 52: Model konstrukcije pri analizi 1	52
Slika 53: Rezultati nelinearne statične analize 1	53
Slika 54: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 1 za obtežni primer -X v oseh A, B in C.....	53
Slika 55: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 1 za obtežni primer -Y v oseh 1, 2, 3 in 4....	53
Slika 56: Krivulja kapacitete za obtežni primer -X pri analizi 1	53
Slika 57: Krivulja kapacitete za obtežni primer -Y pri analizi 1	54

Slika 58: Dimenzije predvidene nove medetažne konstrukcije.....	54
Slika 59: Prikaz 3D modela zidovja pri analizi 2	54
Slika 60: Rezultati nelinearne statične analize 2	55
Slika 61: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 2 za obtežni primer +X v oseh A, B in C....	55
Slika 62: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 2 za obtežni primer +Y v oseh 1, 2, 3 in 4...	55
Slika 63: Krivulja kapacitete za obtežni primer +X pri analizi 2	56
Slika 64: Krivulja kapacitete za obtežni primer +Y pri analizi 2	56
Slika 65: 3D prikaz modela pri analizi 2 (levo), 3D prikaz modela pri analizi 3 (desno)	56
Slika 66: Rezultati nelinearne statične analize 3	57
Slika 67: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 3 za obtežni primer +X v oseh A, B in C....	57
Slika 68: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 3 za obtežni primer +Y v oseh 1, 2, 3 in 4...	57
Slika 69: Krivulja kapacitete za obtežni primer +X pri analizi 3	58
Slika 70: Krivulja kapacitete za obtežni primer +Y pri analizi 3	58
Slika 71: 3D prikaz modela pri analizi 3 (levo), 3D prikaz modela pri analizi 4 (desno)	58
Slika 72: Rezultati nelinearne statične analize 4	59
Slika 73: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 4 za obtežni primer +X v oseh A, B in C....	59
Slika 74: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 4 za obtežni primer +Y v oseh 1, 2, 3 in 4...	59
Slika 75: Krivulja kapacitete za obtežni primer +X pri analizi 4	59
Slika 76: Krivulja kapacitete za obtežni primer +X pri analizi 1	60
Slika 77: 3D prikaz modela pri analizi 4 (levo), 3D prikaz modela pri analizi 5 (desno)	60
Slika 78: Rezultati nelinearne statične analize 5	60
Slika 79: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 5 za obtežni primer -X v oseh A, B in C....	61
Slika 80: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 5 za obtežni primer -Y v oseh 1, 2, 3 in 4....	61
Slika 81: Krivulja kapacitete za obtežni primer -X pri analizi 5	61
Slika 82: Krivulja kapacitete za obtežni primer -Y pri analizi 5	61
Slika 83: 3D prikaz modela pri analizi 5 (levo), 3D prikaz modela pri analizi 6 (desno)	62
Slika 84: Rezultati nelinearne statične analize 6	62
Slika 85: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 6 za obtežni primer +X v oseh A, B in C....	63
Slika 86: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 6 za obtežni primer +Y v oseh 1, 2, 3 in 4...	63
Slika 87: Krivulja kapacitete za obtežni primer +X pri analizi 6	63
Slika 88: Krivulja kapacitete za obtežni primer +Y pri analizi 6	63
Slika 89: Model konstrukcije s prikazanimi zidovi pri analizi 6 (levo), model konstrukcije z prikazanimi zidovi in okvirji pri analizi 7 (sredina), prikaz brez zidov pri analizi 7 (desno)	64
Slika 90: Detajl armirano betonskih elementov	64
Slika 91: Rezultati nelinearne statične analize 7	65
Slika 92: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 7 za obtežni primer +X v oseh A, B in C....	65
Slika 93: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 7 za obtežni primer -Y v oseh 1, 2, 3 in 4....	65

Slika 94: Krivulja kapacitete za obtežni primer +X pri analizi 7	66
Slika 95: Krivulja kapacitete za obtežni primer -Y pri analizi 7	66
Slika 96: Prikaz okvirjev in zidov pri analizi 8 (levo), prikaz okvirjev in horizontalnih vezi brez zidov pri analizi 8 (desno)	66
Slika 97: Rezultati nelinearne statične analize 8	67
Slika 98: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 8 za obtežni primer -X v oseh A, B in C.....	67
Slika 99: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 8 za obtežni primer -Y v oseh 1, 2, 3 in 4	67
Slika 100: Krivulja kapacitete za obtežni primer -X pri analizi 8	68
Slika 101: Krivulja kapacitete za obtežni primer -Y pri analizi 8	68
Slika 102: Prikaz okvirjev in zidov pri analizi 9 (levo), prikaz okvirjev in horizontalnih vezi brez zidov pri analizi 9 (desno)	68
Slika 103: Rezultati nelinearne statične analize 9	69
Slika 104: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 9 za obtežni primer +X v oseh A, B in C... ..	69
Slika 105: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 9 za obtežni primer -Y v oseh 1, 2, 3 in 4..	69
Slika 106: Krivulja kapacitete za obtežni primer +X pri analizi 9	70
Slika 107: Krivulja kapacitete za obtežni primer -Y pri analizi 9	70
Slika 108: Prikaz okvirjev in zidov pri analizi 10 (levo), prikaz okvirjev in horizontalnih vezi brez zidov pri analizi 10 (desno)	70
Slika 109: Rezultati nelinearne statične analize 10	71
Slika 110: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 10 za obtežni primer -X v oseh A, B in C..	71
Slika 111: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 10 za obtežni primer -Y v oseh 1, 2, 3 in 4	71
Slika 112: Krivulja kapacitete za obtežni primer -X pri analizi 10	72
Slika 113: Krivulja kapacitete za obtežni primer -Y pri analizi 10	72
Slika 114: Prikaz celotne konstrukcije pri analizi 11 (levo), prikaz armiranobetonskega skeleta pri analizi 11 (desno)	72
Slika 115: Detajl izvedbe armiranobetonskih nosilcev na notranji strani obodnih zidov. a) detajl nad kletjo, b) detajl nad pritličjem in nadstropjem ob zidovih v smeri X, c) detajl nad pritličjem in nadstropjem ob zidovih v smeri Y.....	73
Slika 116: Shematski prikaz AB okvirja in utrditev zatrepnih zidov, prečni prerez (levo), vzdolžni prerez (desno)	73
Slika 117: Rezultati nelinearne statične analize 11	74
Slika 118: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 11 za obtežni primer +X v oseh A, B in C.	74
Slika 119: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 11 za obtežni primer -Y v oseh 1, 2, 3 in 4	75
Slika 120: Krivulja kapacitete za obtežni primer +X pri analizi 11	75
Slika 121: Krivulja kapacitete za obtežni primer -Y pri analizi 11	75
Slika 122: Povzetek merodajnih rezultatov vseh opravljenih analiz	76
Slika 123: Prikaz 3D modela pri analizah 1,2,3,4,5,6 ter analizi obstoječega stanja	77

Slika 124: Prikaz 3D modela pri analizah 7, 8, 9, 10, 11	79
Slika 125: Dosežene referenčne vrednosti α ter pripadajoča vrednost investicije	85
Slika 126: Dosežene referenčne vrednosti α ter pripadajoča vrednost investicije, pomnožene s faktorjem 2	86

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Ravni znanja v odvisnosti od poznavanja konstrukcije s pripadajočimi faktorji zaupanja [1]	15
Preglednica 2: Minimalne zahteve za različne ravni nadzora in preizkušanja [1]	15
Preglednica 3: Dovoljene poenostavitve modela in analize glede na pravilnost konstrukcije [1].....	16
Preglednica 4: Upoštevane mehanske lastnosti zidovja, pridobljene iz preiskav v sklopu doktorske disertacije Mojmirja Uranjeka [4] ter predavanj pri predmetu Prenova in preizkušanje konstrukcij [11]	36
Preglednica 5: Specifične teže materialov.....	37
Preglednica 6: Obstoječa stalna obtežba medetažnih konstrukcij	37
Preglednica 7: Stalna obtežba ojačane lesene medetažne konstrukcije.....	38
Preglednica 8: Stalna obtežba nove armirano-betonske medetažne konstrukcije	38
Preglednica 9: Stalna obtežba obstoječe strešne konstrukcije.....	38
Preglednica 10: Stalna obtežba nove strešne konstrukcije	39
Preglednica 11: Cena vgradnje jeklenih prednapetih vezi, pridobljena iz ponudbe lokalnega gradbenega podjetja	80
Preglednica 12: Prikaz okvirnih cen izdelave sovprežne konstrukcije na podlagi publikacije Obrtno-podjetniške zbornice Slovenije [18]	81
Preglednica 13: Prikaz povprečne cene injektiranja, pridobljene iz ponudb dveh specializiranih izvajalcev.....	81
Preglednica 14: Prikaz okvirnih cen izdelave nove armirano betonske plošče nad kletjo	82
Preglednica 15: Prikaz okvirnih cen zamenjave opečnih zidov	82
Preglednica 16: Prikaz okvirnih cen izdelave armirano betonskega okvirja pri analizah 7,9,10 in 11 .	83
Preglednica 17: Okvirna cena novogradnje na m ² uporabne tlorisne površine do tretje gradbene faze	83
Preglednica 18: Skupne cene ukrepov, obravnavanih pri posameznih analizah	84
Preglednica 19: Primerjava skupne cene ukrepov, obravnavanih pri posamezni analizi in novogradnje ter izpolnjevanjem zahtev Evrokoda	84

1 UVOD

Zidane stavbe predstavljajo veliko večino obstoječih objektov, zlasti v Evropi. Velik delež objektov kulturne dediščine predstavljajo monumentalne zidane zgradbe, kot so cerkve, gradovi, templji itd. Dejstvo je, da večina zgodovinskih zidanih zgradb ni bila projektirana na prenašanje potresne obtežbe. Predvsem zaradi majhne duktilnosti zidanih objektov, se posledice potresa kažejo kot razpoke v zidovju ali celo porušenje posameznega dela ali celotne konstrukcije.

Že desetletja se znanstveniki ukvarjajo s problematiko računske analize zidanih objektov. Cilj mnogih raziskav je bil izdelati matematični model, ki dovolj dobro simulira obnašanje odziva konstrukcije na potresno obtežbo. S takim modelom bi se lahko razkrilo šibke točke konstrukcije, in posledično storilo preventivne ukrepe za preprečevanje nastajanja velikih poškodb v primeru potresa. Taki modeli se osredotočajo na obravnavo obstoječih objektov, za razliko od novogradenj, kjer že dobro poznamo modele za določitev njihovega obnašanja, še posebej ker so velikokrat nove konstrukcije zasnovane tako, da prenesejo vplive v elastičnem območju. Večji problem kot izdelava samega modela pa predstavljajo vhodni podatki, kateri se vnesejo v numeričen model. Pri obravnavanju vseh obstoječih objektov, zlasti tistih, pri katerih ni dostopne nobene dokumentacije o načinu gradnje, detajlih itd., se soočamo z veliko neznankami o materialu, geometriji, tipologiji in mehanskih lastnostih materialov, lastnosti tal, preteklimi poškodbami in utrditvami itd. Pristopi, ki obravnavajo reševanje takšnih problemov, so opisani v Evrokodu EN 1998-3 [1]. Pridobivanje informacij o lastnostih materialov in o detajlih izvedbe so velikokrat zamudni in dragi. Pri manjših in manj pomembnih objektih so obsežne in-situ preiskave velikokrat ekonomsko neupravičene, zato se stremi k enostavnejšim neporušnim preiskavam, kar bo deloma tudi predstavljeno v nadaljevanju naloge.

V magistrski nalogi so predstavljene osnovne karakteristike zidovja, njenih sestavnih delov in porušnih mehanizmov pri obremenitvi. Glede na smer obremenitve poznamo porušitev zida v svoji ravnini in izven svoje ravnine. V Evrokodu EN 1996 [2], ki obravnava zidane stavbe so sicer podani postopki določitve izven ravninske kapacitete zidu, vendar se pri izračunu potresne odpornosti ta kapaciteta ne upošteva.

V drugem poglavju je predstavljen kratek pregled ključnih delov Evrokoda EN 1998-1 [3] in EN 1998-3 [1], ki se nanašajo na preverjanje potresne odpornosti obstoječih zidanih stavb, s poudarkom na stopnje poznavanja obstoječih objektov in metode analize.

V sklopu magistrske naloge se je tudi opravila neporušna preiskava obstoječih kamnitih zidov z metodo georadarja. Cilj je bil predvsem preveriti sestavo in razpoke v zidovju. Posnetki zidovja z georadarjem so bili primerjani s posnetki, pridobljenimi v sklopu doktorske disertacije M. Uranjeka [4]. Ugotovilo se je, da gre za sorazmerno podobno vrsto zidovja. Glede na to, da sta stavbi v relativni bližini, se je predpostavilo, da so tehnologija gradnje in vgrajeni materiali dovolj podobni, da se lahko upošteva materialne lastnosti zidovja, pridobljene z in-situ porušnimi preiskavami M. Uranjeka [4].

Obstoječi objekt se je analiziralo z nelinearno statično analizo z uporabo namenske programske opreme 3Muri. Ugotovilo se je, da obstoječe stanje ne zadostuje kriterijem potresne odpornosti. V model stavbe se je dodajalo različne izboljšave z namenom vzpostavitve zadostne potresne odpornosti. Tanke opečne predelne stene se je zamenjalo s stenami debeline 30 cm, narejenimi iz modularne opeke. Kamnite zidove se je izboljšalo z injektiranjem ter z vgradnjo prednapetih jeklenih vezi. V izogib preveliki obtežbi z armirano betonskimi ploščami, se je za doseganje povezanosti med zidovi lesene medetažne konstrukcije ojačalo z armiranim cementnim estrihom, sidranim v stene. Preverilo se je tudi obnašanje konstrukcije v primeru ojačanja z armirano-betonskim okvirjem.

V zadnjem poglavju se je izvedla stroškovna analiza, s katero se je ovrednotilo smiselnost posegov v obstoječi objekt.

2 MEHANSKE LASTNOSTI ZIDANIH KONSTRUKCIJ

Opečni ali kamniti zid je gradbeni kompozit, sestavljen iz osnovnih gradnikov (v nadaljevanju zidakov), ki so lahko naravnega (kamen) ali umetnega izvora (opeka), in v veliki večini tudi veziva. Zidaki so lahko različnih oblik in različnih trdnosti. Vezivo je po navadi malta, ponekod srečamo tudi blato. Zato pojem zidane konstrukcije obsega zelo široko paleto različnih načinov gradnje in posledično tudi zelo različne in težko natančno opisljive lastnosti vgrajenih materialov. Mehanske lastnosti zidakov se zelo razlikujejo od veziva, kar daje zidom heterogen značaj. Zidaki so v veliki večini primerov trdnejši od veziva, ter se pri poružitvi obnašajo krhko, medtem ko je malta bolj podajna, se obnaša duktilno.

Pri projektiranju zidanih konstrukcij se ne obravnava posameznih sestavin zidovja, temveč se tretira celoten zid kot homogen kompozit z enotnimi mehanskimi lastnostmi. Mehanske lastnosti posamezne vrste zidu so pridobljene s preizkušanjem bodisi v laboratoriju ali na terenu. Za izračun tako statične nosilnosti ali potresne odpornosti posameznega zidu so pomembne naslednje količine:

- Tlačna trdnost zidovja f
- Strižna trdnost zidovja f_v
- Upogibna trdnost zidovja f_x
- Odvisnost med napetostmi in deformacijami σ - ε
- Elastični modul E
- Strižni modul G
- Natezna trdnost zidovja f_t
- Faktor (indikator) duktilnosti μ

2.1 Vpliv lastnosti materialov na obnašanje zidanih konstrukcij med potresom

Kvaliteta materialov in način vgradnje močno vpliva na obnašanje vsake konstrukcije med potresom.

Pri zidanih konstrukcijah so predvsem pomembni:

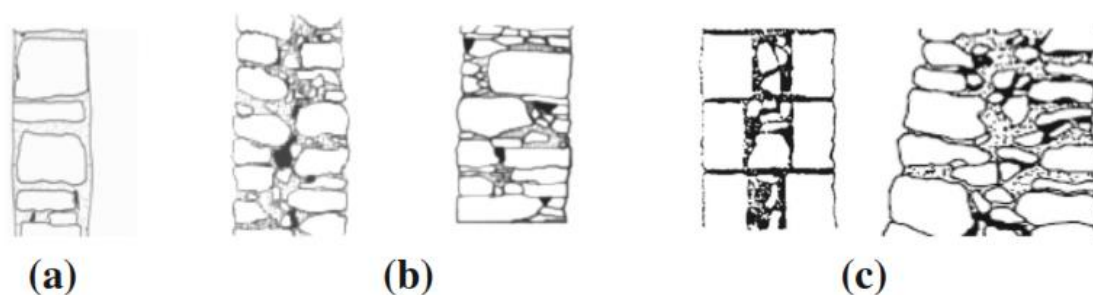
- kvaliteta in oblika zidakov (kamen ali opeka),
- kvaliteta veziva (malte),
- večplastnost zidovine.

Zgoraj našteje lastnosti skupno pripomorejo h končni trdnosti zidovine. Kvaliteta zidakov je v prvi vrsti pogojena s tlačno trdnostjo. Poleg tega je pomembna tudi poroznost, zlasti pri opekah. Opeke s preveliko poroznostjo in nezadostno vlago pri vgradnji prehitro vpijajo vodo, kar vodi do prehitrega sušenja malte in posledično slabih spojev med vezivom in opeko. V Sloveniji prevladujejo kamnite stavbe iz apnenca, na primorskem pa iz peščenjaka. V starejših zgradbah so večinoma prisotne polne opeke, zadnjih 50 let pa se zaradi hitrosti gradnje ter toplotne izolativnosti pretežno uporabljajo modularne votle opeke. Zaradi dejstva, da je malta šibkejša od gradnikov, je pri obliki osnovnih gradnikov idealno, da so čim bolj podobni obliki kvadra. To omogoča tanjše sloje malte med gradniki, in posledično boljše mehanske lastnosti zida. Iz vidika oblike je najbolj problematičen apnenec, saj se v naravi pojavlja v bolj okroglih

oblikah. Gradnja s takim kamnom ni enostavna, saj je za vsak kamen potrebno najti čim bolj idealno ležišče, manjše luknje zapolniti s manjšimi kamni itd. V primerih boljše grajenih stavb so kamni klesani, kar znatno izboljša kakovost celotnega zidu.

V preteklosti so se uporabljala različna vezna sredstva (ilovica, apnena malta, cementno-apnena malta). Kvaliteta malte je bila precej odvisna od naravnih danosti v okolju. Od zgoraj naštetih je za potresno odpornost najmanj primerna ilovica, najboljše pa se je izkazala cementno apnena malta. Ta je napram cementni bolj elastična, in dopušča večje skrčke in raztezke, brez da bi se pojavile razpoke. Kakor pa je že prej omenjeno, je malta praviloma šibkejša od gradnikov, zato predstavlja nekakšen šibki člen pri doseganju strižne in tlačne trdnosti zidov.

Poleg kvalitete materialov, večplastnost znatno vpliva na odpornost zidu pri obremenitvi. Binda L. in Cardani G. [5] predlagata razvrstitev morfologije kamnitih zidov glede na število plasti, in sicer na enoplastne, dvoplastne in troplastne zidove. Na sliki 1 so shematsko prikazane tri različne morfologije.



Slika 1: Klasifikacija morfologije kamnitih zidov. a) enoplastni zid, b) dvoplastni zid, c) troplastni zid [5]

V tipični kamnito zidani stavbi so zidovi sestavljeni iz dveh ali treh plasti, med njimi pa so votline polnili z ostanki kamenja, peska, malte ali celo zemlje. Pomemben element takih zidov so vezni kamni, ki povezujejo zunanje plasti zidu, preprečujejo ločevanje plasti in omogočajo zidnem elementu monoliten odziv pri obremenitvi. Alternativno se lahko namesto veznih kamnov uporabi tudi jeklene ali celo lesene vezi.

2.2 Mehanizmi porušitve posameznih zidov

Gibanje tal med potresom deluje v vse smeri, tako v horizontalne kakor tudi v vertikalne smeri. Temu gibanju je posledično recipročen tudi odziv stavbe. Konstrukcija bo zaradi vztrajnostnih sil obremenjena vertikalno in horizontalno. Načeloma so za starejše stavbe dosti bolj kritične horizontalne vztrajnostne sile.

Na podlagi opazovanj obnašanja zgradb po potresih, ter številnih raziskav se je izkazalo, da je potresna odpornost zidanih zgradb zelo odvisna od povezanosti posameznih zidov med seboj. Če privzamemo, da zid prenese veliko večjo obremenitev v smeri svoje ravnine, kakor v smeri pravokotno na svojo ravnino, postanejo slabo povezani zidovi, obremenjeni pravokotno na svojo ravnino, zelo občutljivi na obremenitve izven svoje ravnine, v najslabšem primeru lahko pride tudi do prevrnitve. Da bi kar se da preprečili neodvisno deformiranje zidov, so se v primerih dobre gradnje v preteklosti

posluževali enostavnih vendar učinkovitih izboljšav, ki so pripomogle k povezanosti zidov, in posledično vplivale na večjo potresno odpornost zgradbe. Lesene stropnike so dodatno sidrali v zidove, kar je doprineslo k povezanosti nasprotno ležečih zidov. Dvo ali večplastne zidove se je izboljšalo z veznimi kamni ali drugimi vezmi. V vogale zidov se je vgradilo pravilno klesane vogalne kamne (vogalnike), vidne na sliki 2. Na nivoju medetažnih konstrukcij se je ponekod tudi vgradilo železne vezi, ki so med seboj povezale zidove celotne zgradbe. V sedanjem času se povezanost zidov najlažje doseže z izvedbo armirano betonske plošče ter vertikalnih in horizontalnih armirano-betonskih vezi.



Slika 2: Primer vogalnih kamnov na otoku Pico, Portugalska (vir: osebna zbirka)

Samo v primeru povezanih zidov ali toge plošče se izkoristi potresna odpornost vseh zidov. V tem primeru je nihanje med posameznimi zidovi usklajeno. Prav tako se problem deformacij izven svoje ravnine zidov zmanjša, saj sile v tej smeri prevzamejo na njih pravokotno ležeči zidovi.

2.2.1 Porušitev izven ravnine zida

Ta smer obremenitve zidu je poimenovana kot šibka smer. Privzamemo da je obravnavan zid obremenjen z neko navpično osno silo (teža stropa ali zida v zgornji etaži), v horizontalno smer (izven svoje ravnine) pa deluje potresna vztrajnostna sila. V tej smeri ima zid relativno majhno nosilnost. Zaradi svoje relativne vitkosti v prerezu, se v spodnjem delu prereza pojavijo veliki upogibni momenti. Ker zidovi niso armirani v vertikalni smeri, se vsa obremenitev prenese na tlačno cono, ki pa v veliko primerih ni zadostna, da bi prenesla obremenitev potresne sile. Poleg tega so obodni zidovi velikokrat vertikalno obremenjeni samo s strešno konstrukcijo, ki sicer ugodno vpliva na preprečitev prevrnitve, vendar je velikokrat premajhna da bi preprečila pomike ali porušitev. Pojavijo se pomiki izven ravnine zidu, v skrajnih primerih pa tudi porušitev zida.

Tak način porušitve je velikokrat prisoten pri visokih obodnih stenah, katere niso v dovoljšni meri povezane med seboj. Tak primer so cerkve, saj zaradi arhitekture nimajo notranjih zidov v prečni smeri, ki bi prevzemale sile v tej smeri. V stanovanjskih objektih je tak način porušitve velikokrat prisoten pri zatrepnih zidovih, saj zaradi slabe zasnove zavetrovanja velikokrat odpovejo. Primer porušitve

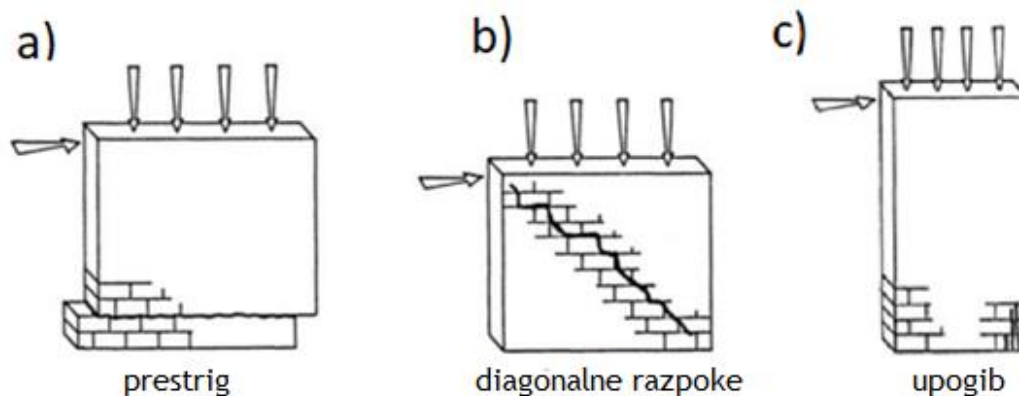
zatrepnega zidu lahko vidimo na sliki 3. Pri potresni analizi naj bi se nosilnost zidov izven svoje ravnine zanemarilo, in bi morale te obremenitve prevzemati stene, ki so obremenjene v svoji ravnini.



Slika 3: Porušitev zatrepnega zidu na stavbi v Zagrebu med potresom leta 2020 (vir: osebna zbirka)

2.2.2 Porušitev v ravnini zida

V primeru obremenitve zidu v svoji ravnini govorimo o »močni smeri«. Poznamo tri mehanizme porušitve, prikazane na sliki 4. V daljših stenah prevladuje mehanizem striga, in sicer mehanizem prestriga (slika 4 a) in mehanizem diagonalnih razpok (slika 4 b). Prestrig se pojavi v primerih majhne navpične obremenitve in prisotnosti šibkega veziva. Mehanizem diagonalnih razpok je posledica presežene natezne trdnosti zidovja v smeri glavnih napetosti, in je pri zidanih stavbah najpogostejši. V primerih krajše stene v obliki stebra pa lahko pride do porušnega mehanizma v obliki upogiba (slika 4 c). V tem primeru se zaradi velikega razmerja med upogibnim momentom in strigom porušitev pojavi v tlačnem robu. Tak mehanizem porušitve je redko prisoten pri nearmiranih zidovih.



Slika 4: Osnovni mehanizmi porušitve zida v svoji ravnini [6]

Do katerega mehanizma poškodb ali porušitve bo prišlo, je odvisno od več parametrov. Med njimi so: razmerje višine in dolžine zidu, strižne trdnosti malte (veziva), tlačne trdnosti zidakov (kamna ali opeke) in velikost vertikalne obremenitve na zid.

Različni viri navajajo različne formule, ki naj bi opisale nosilnost zidovja, obremenjenega v njihovi ravnini. Načeloma enačbe ne ločijo med horizontalnim mehanizmom striga (slika 4 a) in strigom po diagonali (slika 4 b). Zato so običajno v standardih ter ostali literaturi podane po dve varianti, in sicer strižna porušitev (zajema mehanizem a in b na sliki 4), in upogibna porušitev (slika 4 c).

3 PREVERJANJE POTRESNE ODPORNOSTI OBSTOJEČIH ZIDANIH STAVB Z UPOŠTEVANJEM EVROKODOV

Evrokod EN 1998-1 [3] opisuje, kako naj bi se projektiralo objekte v območjih, ki so izpostavljeni potresnim silam. Z drugimi besedami je to tam, kjer so vplivi na objekt, izraženi kot potresna sila, dovolj visoki, da jih ne smemo zanemariti pri projektiranju.

Namen Evrokoda EN 1998-1 je, da v primeru potresa:

- zaščiti človeška življenja,
- omejuje škodo,
- ohrani funkcionalnost objektov, pomembnih za civilno zaščito.

Trenutno znanje in tehnologija poznavanja in napovedovanja potresov je precej omejena, zato je doseganje teh ciljev samo delno možno. Pri določanju potresne obremenitve se namreč zanašamo na statistično verjetnost, da se bo potres z določeno intenziteto v obravnavanem območju zgodil v določenem časovnem intervalu. S takim pristopom se dopušča verjetnost, da bo v primeru močnejšega potresa obravnavani objekt poškodovan ali porušen, vendar je verjetnost dovolj majhna, da upravičuje optimalnejše upravljanje s sredstvi, in posledično manj varne objekte. Prej omenjen časovni interval se v strokovnem jeziku imenuje povratna doba. Ta termin je uporabljen za veliko naravnih pojavov, katerih intenzitete in točnega časa ne moremo napovedati v prihodnosti. Lahko pa iz nabora podatkov, ki so bili beleženi, ustvarimo neko statistično napoved, ki nam pove, v kolikšnem času se s kolikšno verjetnostjo zgodi nek naravni pojav. Npr: padavine s 100 letno povratno dobo. To so take padavine, ki se statistično zgodijo enkrat vsakih 100 let.

Ne obravnavajo pa se vsi objekti enako. Pomemben aspekt projektiranja potresno varnih konstrukcij je vloga objekta v družbi oziroma gospodarstvu. Zato se na območju, kjer so predvidene enake potresne obremenitve drugače obravnava nek objekt za skladiščenje žita in nek infrastrukturni objekt, kateri pomembno vpliva na normalen potek prometa, in bi njegova poškodovanost negativno vplivala na okoliško gospodarstvo ter družbo. Zato se za pomembnejše objekte upošteva potresna obremenitev z večjo povratno dobo, hkrati pa se tudi upoštevajo dodatni faktorji varnosti, opisani v naslednjih poglavjih.

3.1 Osnovne zahteve pri projektiranju, zahtevan odziv in merila za izpolnitev zahtev

EN 1998-1 [3] zahteva, da se v potresnih področjih konstrukcije projektira in zgradi tako, da sta izpolnjeni dve zahtevi:

- zahteva po neporušitvi in
- zahteva po omejitvi poškodb.

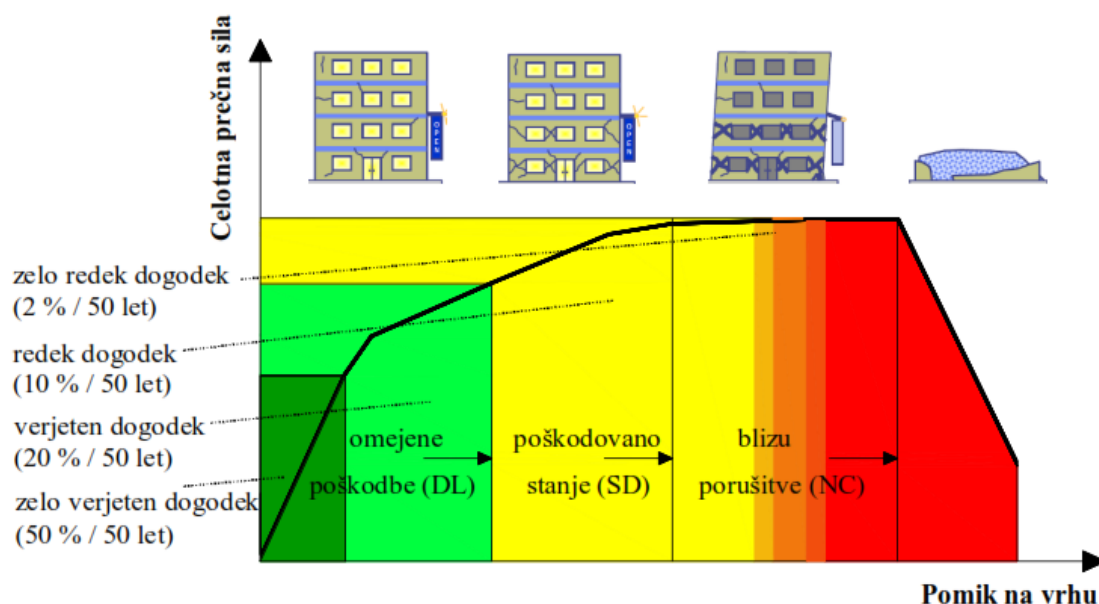
Neporušitev po EN 1998-1 je zadoščena takrat, ko prenese potresni vpliv, opisan v naslednjih poglavjih, brez da bi se konstrukcija delno ali v celoti porušila. Omejitev poškodb narekuje, da mora biti

konstrukcija projektirana tako, da brez večjih poškodb prenese potrese, ki so statistično pogostejši kot potres, za katerega je zahtevana neporušitev.

EN 1998-3 [1] navaja 3 mejna stanja, ki opisujejo stopnjo poškodovanosti konstrukcije. Vsakemu mejnemu stanju pripada določena povratna doba potresne akcije.

- NC – mejno stanje blizu porušitve (ang: near collapse)
- SD – mejno stanje velikih poškodb (ang: significant damage)
- DL – mejno stanje omejitve poškodb (ang: damage limitation)

Nacionalni dodatki posamezne države, članice EU navajajo, katera mejna stanja je potrebno preveriti pri analizi. Slovenski nacionalni dodatek pravi, da je potrebno preveriti mejna stanja SD in DL. Ta dva pa nekako predstavljata podobno situacijo kakor MSN(SD) in MSU(DL). Mejnem stanju SD ustreza povratna doba 475 let in 10 % možnosti prekoračitve v 50 letih, mejnem stanju DL pa povratna doba 225 let in 20 % možnost prekoračitve v 50 letih. Slika 5 grafično prikazuje različna mejna stanja v odvisnosti od celotne prečne sile in pomika na vrhu etaže.



Slika 5: Mejna stanja po EN 1998-3 [4].

3.2 Potresna obtežna kombinacija

EN 1998-1 [3] navaja, da je pri računu potresne odpornosti objektov v mejnem stanju nosilnosti oziroma SD, potrebno upoštevati mase, ki jih opisuje naslednja kombinacija vplivov

$$\sum G_{kj} "+" \sum \psi_{E,i} * Q_{k,i}$$

Z oznako G_{kj} opišemo karakteristično vrednost stalnega vpliva j , $Q_{k,i}$ opisuje karakteristično vrednost spremenljivega vpliva i , $\psi_{E,i}$ pa je koeficient za kombinacijo za spremenljiv vpliv i , ki se določi z naslednjo enačbo:

$$\psi_{E,i} = \varphi * \psi_{2,i}$$

S koeficientom za kombinacijo $\psi_{E,i}$ se lahko reducira vpliv $Q_{k,i}$, saj obstaja verjetnost, da v času potresa ni prisoten po celotni konstrukciji. Koeficient φ je odvisen od kategorije stavbe, etaže in njene zasedenosti. Obravnavan objekt sodi v kategorijo A (glej EN 1991 točka 6.3.1.1) [14]. Pri izračunu se je upoštevala vrednost $\varphi = 0,5$, saj se je predpostavilo, da so etaže zasedene neodvisno. $\psi_{2,i}$ je kombinacijski faktor za različne tipe obtežb. Njegove vrednosti so podane v EN 1998-1 v dodatku A [3]. Za koristno obtežbo v stavbah se za kategorijo A (bivalni prostori) upošteva vrednost 0,3. Obtežba snega pa se v potresni kombinaciji ne upošteva, oziroma je vrednost faktorja $\psi_{E,i}$ enaka 0,0 za vse objekte, ki ležijo nižje od 1000 m nadmorske višine.

3.3 Določitev potresnega vpliva

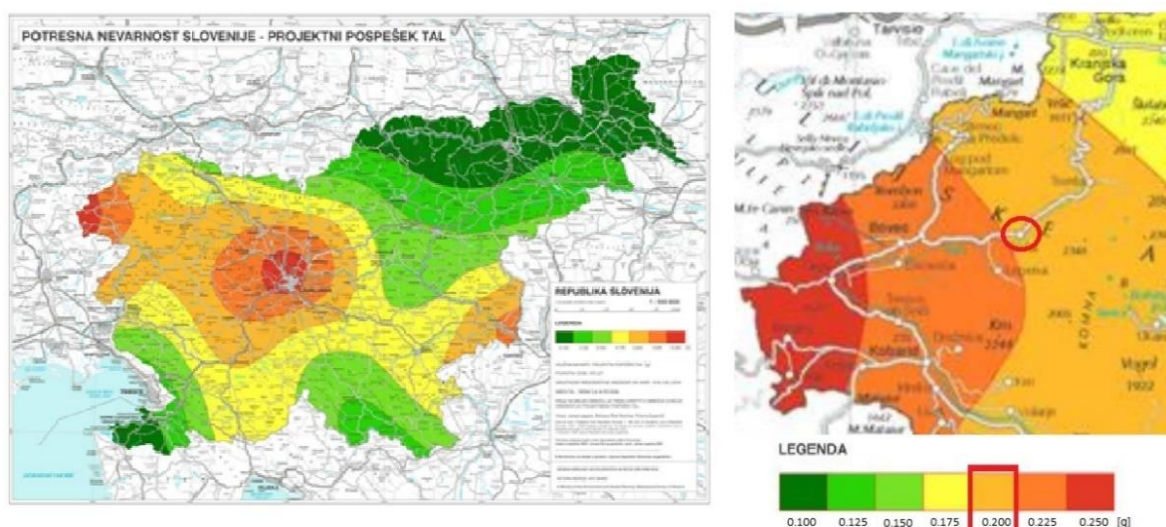
V večini primerov projektiranja v skladu z Evrokodom je za potresno nevarnost referenčen samo en parameter. Ta je podan kot vrednost največjega pospeška tal (a_{gR}) na določenem območju. Podan je v deležu gravitacijskega pospeška. Glede na potresno nevarnost odgovorni član posamezne članice EU razdeli ozemlja na območja z pripadajočim pospeškom tal a_{gR} . Ta ustreza referenčni povratni dobi 50 let. V odvisnosti od pomembnosti stavbe za človeška življenja, varnost, civilno zaščito med in po potresu, se stavbe delijo na štiri kategorije. Vsaki kategoriji pripada faktor pomembnosti γ_I . Z njim se korigira vrednost največjega pospeška tal a_{gR} , in s tem se pridobi projektni pospešek po naslednji formuli:

$$a_g = \gamma_I * a_{gR}$$

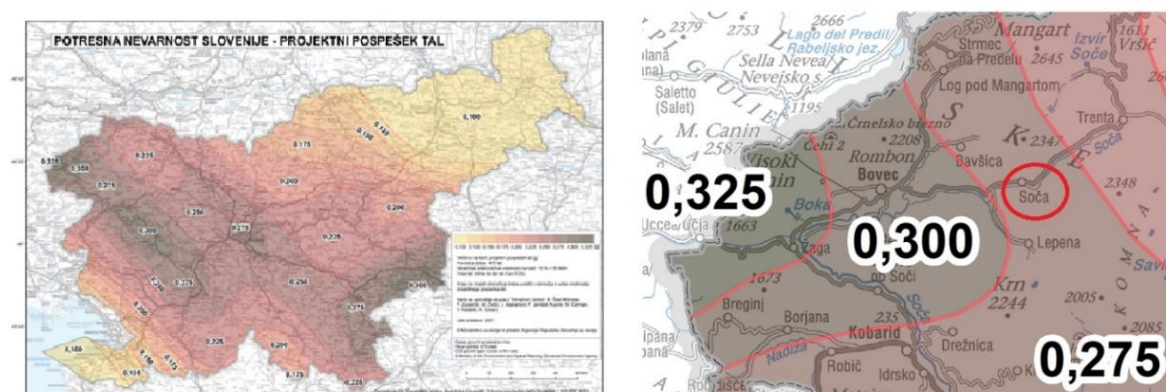
Definicije kategorij pomembnosti in pripadajoči faktorji γ_I so prikazani v EN 1998-1 [3]. Obravnavan objekt sodi v kategorijo pomembnosti II, kateremu pripada faktor pomembnosti 1,0.

3.3.1 Potresna območja

Glede na obstoječo karto potresnih pospeškov, predstavljeno na sliki 6 (Lapajne in drugi, 2001) [7] obravnavan objekt leži na območju s projektnim pospeškom tal 0,20 g, ki ustreza povratni dobi 475 let. Leta 2021 je bila v Sloveniji izdelana nova karta potresnih pospeškov (Šket Motnikar in drugi, 2021, slika 7) [8], in jo bo obvezno upoštevati s 1.5.2024. V kraju kjer stoji obravnavani objekt se bo projektni pospešek tal povečal za 0,075 g, kar je v primerjavi s staro karto kar 37 % več. V sklopu magistrske naloge se je za izračun potresne odpornosti obravnavanega objekta upoštevalo obstoječo karto potresne nevarnosti, s projektnim pospeškom tal 0,2 g.



Slika 6: Karta potresnih pospeškov 2001 [7]



Slika 7: Karta potresnih pospeškov 2021 [8]

3.3.2 Tip tal

Poleg magnitude in oddaljenosti od potresa ima na stavbo med potresom velik vpliv tudi značilnost lokalnih tal. Te značilnosti so zaobjete v različnih tipih tal (od A do E) v odvisnosti od hitrosti strižnega valovanja zemljine, kohezije in števila udarcev pri standardnem penetracijskem testu. Skladno z pomembnostjo objekta se tudi nivo raziskav temeljnih tal povečuje. Za večino manj zahtevnih stanovanjskih stavb zadostuje primerjava dejanskega stanja z opisom stratigrafskega profila, ki je podan v Evrokodu EN 1998-1 [3]. Izbira tipa tal vpliva na kasnejši izračun spektra odziva. Obravnavanemu objektu smo pripisali tip tal A.

3.3.3 Spektri odziva

Osnovni model za prikazovanje potresne obtežbe je elastični spekter odziva, normiran s faktorjem pomembnosti, opisanem na začetku poglavja 3.3. Spektri predstavljajo največje odzive sistemov z eno prostostno stopnjo. Odzivi so definirani kot absolutni pospeški, relativne hitrosti ali relativni pomiki. Evrokod EN 1998-1 [3] podaja horizontalne in vertikalne spektre odzive. V veliki večini primerov je kritična horizontalna komponenta potresne sile, zato se v nadaljevanju ne bo obravnavalo vertikalnih

spektrov. Spektri so podani kot ovojnica različnih opazovanj odziva sistema z eno prostostno stopnjo na pomike tal, specifične za potres na dotičnem območju, v odvisnosti od tipa tal, vrednosti dušenja konstrukcije in lastnega nihajnega časa. S pomočjo spektra absolutnih pospeškov se lahko določi pospešek konstrukcije, ki deluje na maso sistema.

Z naslednjimi formulami, podanimi v EN 1998-1 [3] izračunamo spektralne elastične pospeške dane konstrukcije

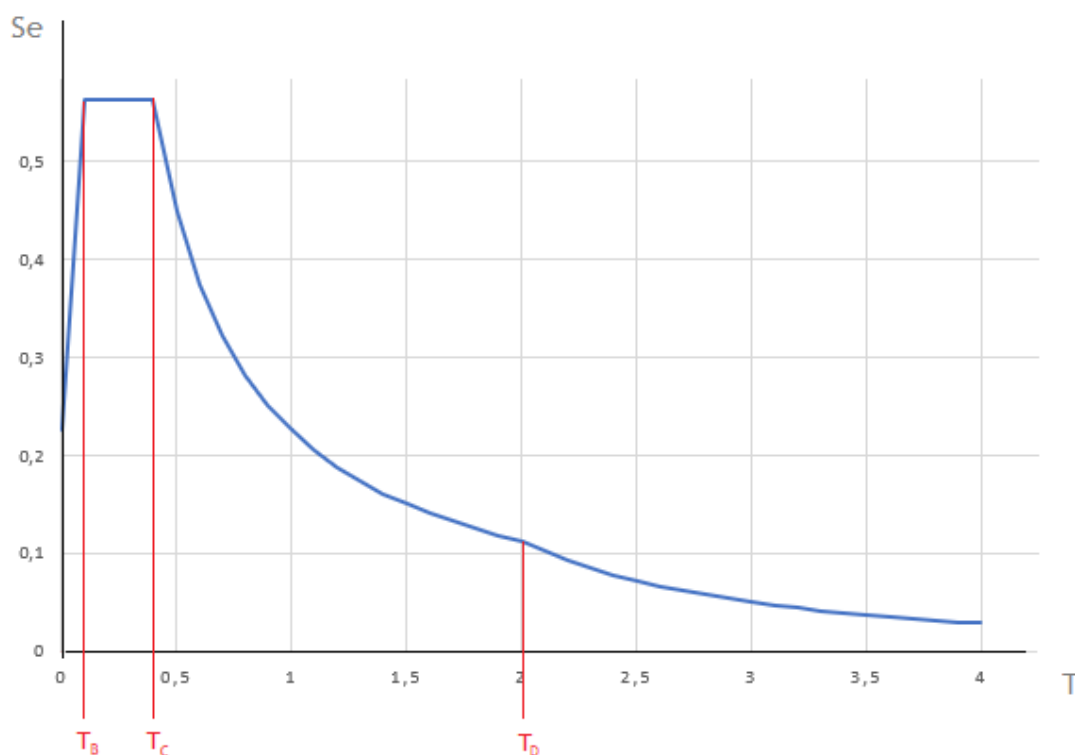
$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g * S * \left[1 + \frac{T}{T_B} * (\eta * 2,5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g * S * \eta * 2,5$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g * S * \eta * 2,5 * \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g * S * \eta * 2,5 * \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

Oznaka a_g pomeni maksimalni pospešek tal podan v m/s^2 , T je lastni nihajni čas konstrukcije, S parameter tal, vrednosti T_B , T_C , T_D pa so mejne vrednosti nihajnih časov v odvisnosti od tipa tal. Z oznako η je definiran faktor za korekcijo vpliva dušenja, in ima pri 5 % viskoznem dušenju vrednost 1,0. Evrokod EN 1998-1 [3] predvideva dva tipa spektrov odziva, vendar kakor navaja Fajfar in sod. [9] je za območje Slovenije priporočena uporaba tipa spektrov 1. Upoštevane vrednosti za tip tal A pri tipu spektrov 1 so bile $S=1,0$, $T_B=0,1$ s, $T_C=0,4$ s in $T_D=2,0$ s. Na sliki 8 je prikazan dejanski elastični spekter z upoštevanjem ustreznih parametrov za obravnavano konstrukcijo.



Slika 8: Spektri odziva sistema z eno prostostno stopnjo

3.4 Pravilnost konstrukcije

Pri zasnovi konstrukcije je zelo pomemben cilj doseči pravilnost konstrukcije, pri kateri lahko jasno določimo prenose potresne obtežbe. S tem dosežemo manjše negotovosti pri vseh fazah (od modeliranja do gradnje). Pravilnost konstrukcije vpliva na:

- Model konstrukcije (ravninski ali prostorski)
- Dovoljeno poenostavitev metode analiz (metoda z vodoravnimi silami ali modalna analiza)
- Vrednost faktorja obnašanja q (zmanjša se za stavbe nepravilne po višini za vrednost 20 %, vendar ne manjše kot $q = 1,5$)

Evrokod EN 1998-1 [3] definira dve pravilnosti, in sicer pravilnost po tlorisu in pravilnost po višini. Razvrstitev konstrukcije na pravilno in nepravilno, bodisi po tlorisu ali višini zahteva veliko dela, zato je v praksi lažje predpostaviti, da konstrukcija ni pravilna, ter poseči po nelinearnih metodah [10].

3.4.1 Pravilnost po tlorisu

Konstrukcija, ki dosega kriterije tlorisne pravilnosti mora imeti približno simetrično razporeditev togosti in mase glede na dve pravokotni smeri. Togosti stropov morajo biti dovoljšne, da omogočajo razporeditev sil med navpičnimi elementi. Daljša stranica tlorisa ne sme presegati štirikratnika dolžine krajše stranice tlorisa.

Razdalja med središčem mase in togosti e_{ox} , ne sme presegati 30 % vrednosti kvadratnega korena razmerja med torzijsko in translacijsko togostjo v smeri y (in e_{oy} 30 % vrednosti razmerja v smeri x).

$$e_{ox} \leq 0,30 r_x$$

$$e_{oy} \leq 0,30 r_y$$

Središče togosti in razmerje med torzijsko in translacijsko togostjo (imenovano torzijski polmer) je pri večetažnih ali okvirnih stavbah težje določljivo. Opisano je v EN 1998-3, poglavje 4.2.3.2 [1].

3.4.2 Pravilnost po višini

Poleg pravilnosti v tlorisu je pomembna tudi pravilnost konstrukcije po višini stavbe. Pravilnost po višini preprečuje nastanek koncentriranih napetosti v posameznih etažah, in posledično prezgodnjo porušitev. Za doseganje pravilnosti po višini morajo elementi, ki prenašajo obtežbo v vodoravni smeri, potekati neprekinjeno. Togost in masa morajo biti konstantni po etažah, oziroma se lahko zmanjšujejo od temeljev proti vrhu stavbe, brez velikih skokov. Dodatna pravila, ki se nanašajo na stavbe z različnimi višinami posameznih delov so navedena v EN 1998.1 [3].

3.5 Podatki za oceno konstrukcije

Ko obravnavamo že obstoječe objekte, za razliko od novogradnje, velikokrat nimamo veliko podatkov na voljo o zgradbi. Lahko izhajamo iz neke obstoječe dokumentacije, velikokrat pa ta ni na voljo, še posebno v stanovanjskih stavbah, kjer so se prvotni načrti izgubili ali pa jih sploh ni bilo. Glavni aspekti poznavanja so geometrija, izvedba detajlov ter mehanske lastnosti vgrajenih materialov.

Pri zidanih stavbah največji problem predstavlja nepoznavanje mehanskih lastnosti zidov. Vse te karakteristike zgradbe pa nam dajejo podlago za izdelavo matematičnega modela, s katerim se poizkuša čim boljše predvideti obnašanje konstrukcije v potresu. Preiskave se delijo na porušne, delno porušne in neporušne preiskave. Porušne preiskave velikokrat niso ekonomsko upravičene ali izvedljive, zato se dostikrat izvedejo le neporušne metode. Lahko se uporabijo tudi mehanske lastnosti zidov, priporočenih bodisi v Evrokodu EN 1996 [2] ali od raznih institucij, ki so izvajale raziskave na določenem področju. EN 1998-3 [1] podaja tri ravni poznavanja konstrukcije. In sicer:

- KL1: omejeno znanje (pripada mu faktor zaupanja CF_{KL1})
- KL2: normalno znanje (pripada mu faktor zaupanja CF_{KL2})
- KL3: popolno znanje (pripada mu faktor zaupanja CF_{KL3})

Vsaki ravni znanja pripada faktor zaupanja CF (ang: Confidence Factor). Uporablja se ga pri določanju kapacitet duktilnih in krhkih elementov, in sicer tako, da se povprečne vrednosti materiala, dobljene bodisi iz preiskav ali drugih virov, korigira z vrednostjo faktorja CF (v odvisnosti od vrste analize, podrobneje opisano v preglednici 1). Priporočene vrednosti faktorja CF za posamezne ravni znanja so $CF_{KL1} = 1,35$, $CF_{KL2} = 1,20$, $CF_{KL3} = 1,00$.

Glede na raven znanja pa smo omejeni pri izbiri metode analize. Nelinearne metode analize zahtevajo raven znanja KL2 ali KL3. V preglednici 1 je podrobneje prikazana zveza med stopnjami znanja, dopustnimi metodami analize ter faktorji zaupanja.

Definicijam, ki nastopajo v preglednici 1 (omejeno, razširjeno in celovito preizkušanje) Evrokod EN 1998-3 [1] predpisuje minimalno število ali delež vzorcev, ki jih je potrebno detajlno preveriti. To velja za preverjanje detajlov in preizkušanje materialov. Pri določanju ravni znanja geometrije Evrokod zgolj opisno opredeljuje, kako naj bi se zadostilo kriterijem poznavanja določene ravni, oziroma se sklicuje na tipe pregledov, ki se navezujejo na detajle (glej preglednico 1). Za zadostitev zahtev popolnega znanja morajo biti poznavanja vsakega od aspektov konstrukcije (geometrija, detajli in materiali) popolni. V primeru, če je samo poznavanje detajlov na ravni normalnega znanja, nam pripada CF_2 in tako naprej.

V preglednici 2 so priporočene minimalne zahteve za doseganje določene stopnje nadzora (detajli) ali preizkušanja (materiali).

Po Evrokodu EN 1998-3 so torej vsi vidiki nepoznavanja zgradbe (geometrijski, detajli in mehanske lastnosti) združeni v enem faktorju. Prednost takega načina je relativno enostavna uporaba. Slabost takega pristopa pa je, da s tem faktorjem vplivamo samo na kapaciteto nosilnih elementov, ki so v veliko primerih manj pomembni od zasnove detajlov in geometrije [10].

V poglavju 4 so podrobneje predstavljene raziskave, ki so se izvedle na objektu. Namen teh je bil doseči raven znanja KL2. Ta nam daje možnost uporabe nelinearnih modelov, hkrati pa nam zmanjša redukcijo kapacitete zidov. Iz tega lahko razumemo, da je uporaba programa 3muri, ki temelji na nelinearno statični analizi, smiselna oziroma dovoljena samo takrat, ko razpolagamo z normalnim ali popolnim znanjem objekta.

Preglednica 1: Ravni znanja v odvisnosti od poznavanja konstrukcije s pripadajočimi faktorji zaupanja [1]

Raven znanja	Geometrija	Detalji	Materiali	Analiza	CF (faktor zaupanja)
KL1 (omejeno znanje)	a) Pregled objekta <i>ali</i> b) Originalni načrti + preverjanje njihove skladnosti po EC 8.3 3.4.4(1)P	Simulirano projektiranje v skladu z relevantno prakso in z omejenim nadzorom objekta	Vrednosti v skladu s standardi v času gradnje in iz omejenega preizkušanja na objektu	metoda z vodoravnimi silami <i>ali</i> modalna analiza s spektri odziva	CF_{KL1}
KL2 (Normalno znanje)	a) Razširjen pregled <i>ali</i> b) Originalni načrti + preverjanje njihove skladnosti po EC 8.3 3.4.4(1)P	Iz nepopolnih originalnih načrtov z omejenim nadzorom objekta <i>ali</i> z razširjenim nadzorom objekta	a) Iz originalnih projektnih podatkov z omejenim preizkušanjem na objektu <i>ali</i> b) Z razširjenim preizkušanjem na objektu	vse	CF_{KL2}
KL3 (popolno znanje)	a) Popolni pregled <i>ali</i> b) Popolni originalni načrt konstrukcije + preverjanje njihove skladnosti po EC 8.3 3.4.4(1)P	Iz originalnih detajlnih načrtov z omejenim nadzorom objekta <i>ali</i> s celovitim nadzorom objekta	Iz originalnih podatkov o preizkušanju z omejenim preizkušanjem objekta <i>ali</i> s celovitim preizkušanjem objekta	vse	CF_{KL3}

Preglednica 2: Minimalne zahteve za različne ravni nadzora in preizkušanja [1]

	Nadzor (detajlov)	Preizkušanje (materialov)
	Za vsak tip primarnega elementa (nosilec, steber, stena)	
Stopnja nadzora in preizkušanja	Odstotek elementov, ki so detajlno preverjeni	Vzorci materiala po nadstropjih
Omejena	20	1
Razširjena	50	2
Celovita	80	3

3.6 Projektiranje stavb (pregled analiz)

V skladu z EN 1998-3 [1] se lahko obstoječe stavbe analizirajo z vsemi analizami, opisanimi v EN 1998-1 [3] :

- metoda z vodoravnimi silami (linearna),
- modalna analiza s spektri odziva (linearna),
- nelinearna statična (potisna) analiza,
- nelinearna dinamična analiza časovnega poteka odziva,

- postopek s q-faktorjem.

Evrokod jasno podaja številne kriterije, katere je potrebno upoštevati pri izbiri poenostavljenih metod (linearnih). Podrobneje so kriteriji opisani v nadaljevanju. Posledica tega je, da se obstoječe zidane stavbe velikokrat analizirajo z nelinearnimi analizami, saj njihova uporaba ni pogojena z izpolnjevanjem teh kriterijev [10].

3.6.1 Linearne metode

Dovoljena izbira analize je odvisna od več dejavnikov. V odvisnosti od pravilnosti konstrukcije po višini ali tlorisu, Evrokod navaja dovoljeno poenostavitev v smislu elastične analize, kar je prikazano v preglednici 3. Prav tako je od pravilnosti konstrukcije tudi odvisna vrednosti faktorja obnašanja q za postopek s q faktorjem. V primeru konstrukcije, ki ne dosega pravilnosti po višini se vrednost faktorja obnašanja q zmanjša za 20 %.

Preglednica 3: Dovoljene poenostavitve modela in analize glede na pravilnost konstrukcije [1]

pravilnost		Dovoljena poenostavitev		Faktor obnašanja
Tloris	Višina	Model	Linearno-elastična analiza	(za linearno analizo)
da	da	Ravninski	Vodoravne sile	Referenčni
da	ne	Ravninski	Modalna analiza	Zmanjšani
ne	da	Prostorski	Vodoravne sile	Referenčni
ne	ne	prostorski	Modalna analiza	Zmanjšani

Poleg tega so v EN 1998-3 [1] v dodatku za zidane stavbe opisani dodatni pogoji, kateri morajo biti izpolnjeni za uporabo linearnih metod, in sicer:

- Stene morajo potekati neprekinjeno po njihovi višini.
- Stropi morajo biti dovolj togi v svoji ravnini, da se lahko predpostavi prenos vztrajnostnih sil med vertikalnimi elementi.
- Najbolj toga stena posamezne etaže ne sme biti bolj toga od 2,5 kratnika najšibkejše stene v isti etaži (upošteva se samo primarne potresne elemente).

3.6.1.1 Metoda z vodoravnimi silami

Metoda z vodoravnimi silami predpostavlja, da je prva nihajna oblika dominantna oblika nihanja konstrukcije.

Dodaten pogoj, ki ga mora konstrukcija izpolnjevati, če želimo uporabiti analizo z vodoravnimi silami je, da ima lastni nihajni čas T_1 manjši ali enak 2,0 s, oziroma manjši ali enak vrednosti $4T_C$ elastičnega horizontalnega spektra odziva. EN 1998-3 [1] dodatno navaja pogoj za uporabo metode z vodoravnimi silami in sicer: vrednost ρ_{0Max}/ρ_{0Min} ne sme presegati vrednosti 2,5. Vrednosti ρ_{0Max} ter ρ_{0Min} predstavljata maksimalno in minimalno vrednost ρ_{0i} , ki opisuje razmerje med zahtevo D_i , dobljeno iz analize in

izračunano kapaciteto C_i za vsak i -ti duktilni primarni element. Opisano razmerje je izračunano po naslednji formuli: $\rho_{oi} = D_i/C_i$. Upoštevajo se samo vrednosti, večje od $\rho_{oi} = 1,0$.

Celotna prečna sila F_b na mestu vpetja je določena z enačbo:

$$F_b = S_e(T_1) * m * \lambda$$

Kjer je $S_e(T_1)$ ordinata elastičnega spektra odziva konstrukcije v odvisnosti od nihajnega časa prve nihajne oblike T_1 , m je celotna masa konstrukcije in λ je korekcijski faktor ki ima vrednost 0,85 oziroma 1,0, v primeru če ima stavba več kot dve etaži in je $T_1 \leq 2T_C$.

Celotna potresna sila F_b se po etažah razporedi po naslednji formuli:

$$F_i = F_b \frac{s_i m_i}{\sum s_j m_j}$$

Kjer je F_i vodoravna sila, ki deluje v etaži i , m_i in m_j sta masi etaž, izračunani s potresno obtežno kombinacijo in s_i ter s_j sta pomika mase m_i in m_j , v osnovni nihajni obliki. Osnovno nihajno obliko se lahko poenostavi tako da se predpostavi horizontalne pomike, ki linearno naraščajo z višino. V tem primeru se zgornja formula poenostavi s sledečo:

$$F_i = F_b \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j}$$

Kjer sta z_i in z_j kota mas m_i in m_j , oziroma njihova oddaljenost v vertikalni smeri od delovanja potresa (oddaljenost od temeljev ali temeljne plošče)

3.6.1.2 Modalna analiza s spektri odziva

Če želimo modelirati konstrukcijo z linearno metodo, vendar ne zadostujemo kriterijem $T_1 \leq 4T_C$, $T_1 \leq 2,0$ sekunde in merilom za pravilnost po višini lahko uporabimo modalno analizo s spektri odziva. Dodatni pogoji, ki jih mora konstrukcija izpolniti so $\rho_{oMax}/\rho_{oMin} \leq 2,5$ (opisano pri metodi z vodoravnimi silami). Upoštevati je potrebno vse nihajne oblike, ki pomembno prispevajo k globalnemu odzivu. To velja takrat, ko je vsota efektivnih modalnih mas vseh upoštevajočih nihajnih oblik enaka vsaj 90 % celotne mase konstrukcije. Potrebno je upoštevati vse nihajne oblike z efektivnimi modalnimi masami, večjimi od 5 % celotne mase. Za vsako nihajno obliko se določi celotna potresna sila z naslednjo formulo:

$$F_{bk} = S_e(T_k) * m_k$$

Kjer je F_{bk} celotna prečna sila na mestu vpetja, ki ustreza nihajni obliki k . $S_e(T_k)$ je elastični spekter odziva konstrukcije pri nihajnem času T_k in m_k je efektivna modalna masa.

Ostali postopek analize je enak kakor pri metodi z ekvivalentnimi statičnimi silami.

3.6.2 Nelinearne metode

V večini primerov, ko obravnavamo obstoječe zidane zgradbe ne uspemo dosegati kriterijev, opisanih pri linearnih metodah. Poleg strožjih kriterijev so linearne metode tudi bolj konservativne, in v večini primerov podajo nižje rezultate v smislu kapacitete kot nelinearne metode. Edini kriterij, ki ga moramo

doseči za uporabo nelinearnih metod je, da moramo doseгти najmanj raven poznavanja konstrukcije KL2.

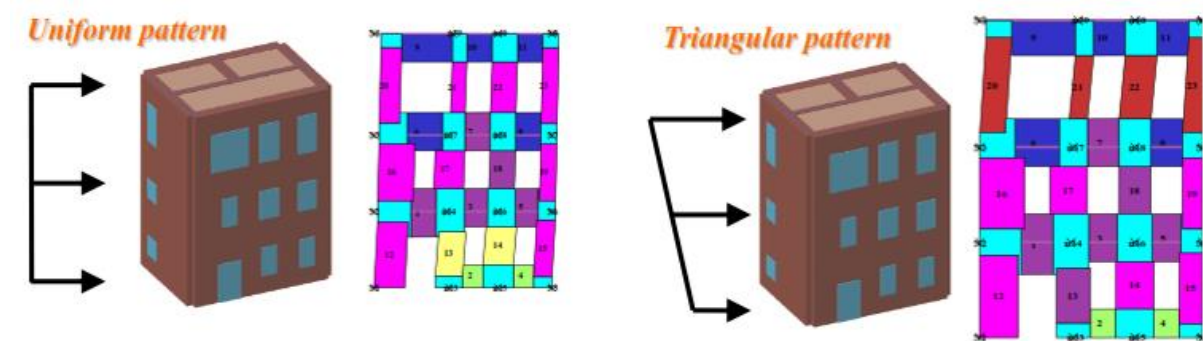
Za razliko od linearnih modelov, moramo nelinearne modele dodatno opremiti s podatki o nosilnosti elementov nosilne konstrukcije ter njihovim obnašanjem v neelastičnem območju. Minimalna zahteva pri določanju nosilnosti in obnašanja v nelinearnem območju je upoštevanje bilinearnega odnosa med obtežbo in deformacijo. Pri zidanih stavbah moramo elastično togost upoštevati z razpokanimi prerezi. Pri nelinearnih metodah je kapaciteta definirana s pomikom na vrhu stavbe. Mejni pomik je definiran kot pomik, pri katerem konstrukcija zaradi odpovedi določenih elementov pade pod 80 % svoje največje odpornosti konstrukcije. Zahteva potresa je podana kot ciljni pomik, definiran v EN 1998-1 4.4.4.4. oziroma v dodatku B [3].

3.6.2.1 Nelinearna statična analiza

Pri nelinearni statični analizi vodoravno obtežbo monotonno povečujemo pri konstantnih težnostnih silah. Cilj take analize je, da lahko spremljamo deformiranje elementov, in lažje identificiramo kritična mesta konstrukcije in ocenimo sposobnost plastičnega deformiranja.

Potrebno je uporabiti najmanj dve porazdelitvi vodoravne obtežbe po višini:

- Enakomerna porazdelitev, kjer so vodoravne sile sorazmerne masam ne glede na višino (slika 9, levo).
- Modalna porazdelitev, kjer so vodoravne sile sorazmerne vodoravnim silam v obravnavani smeri, določenim z elastično analizo (slika 9, desno).

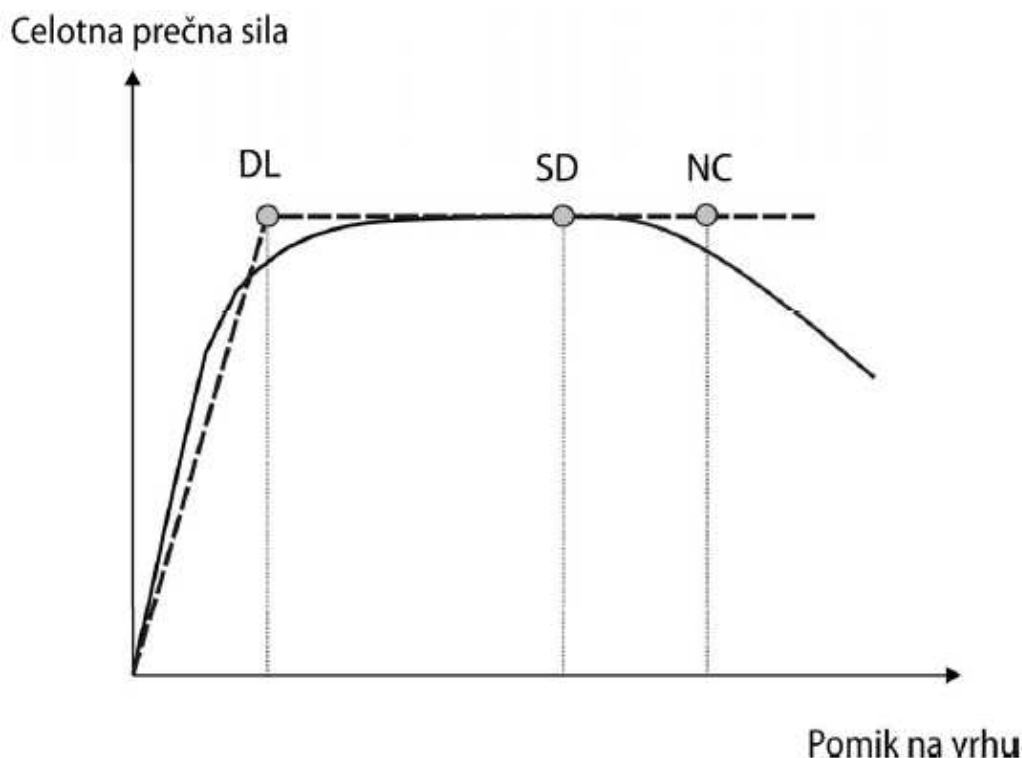


Slika 9: Primerjava enakomerne porazdelitve potresne obtežbe (uniform) in modalne (triangular) [11]

Pri opazovanju odziva konstrukcije izberemo kontrolno točko v najvišji etaži, ki lahko sovпада s centrom mase. Odnos med celotno obtežbo, ki jo apliciramo na konstrukcijo in pomikom kontrolne točke opišemo s krivuljo kapacitete (slika 10).

Kriteriji za globalno oceno kapacitete so v EN 1998-3 [1] podani kot pomiki sistema z eno prostostno stopnjo na idealiziranem elasto-plastičnem diagramu (slika 10), in so odvisni od mejnega stanja, ki ga preverjamo. Kapaciteta pri mejnem stanju omejitve poškodb DL je definirana kot pomik pri pričetku tečenja na idealiziranem elasto-plastičnem diagramu. Pri mejnem stanju velikih poškodb SD je kapaciteta izražena kot 75 % vrednosti pomika pri mejnem stanju blizu porušitve NC. Pomik pri mejnem

stanju blizu porušitve pa je definiran kot pomik, pri katerem nosilnost konstrukcije pade pod 80 % maksimalne nosilnosti konstrukcije). Potresna zahteva je definirana kot ciljni pomik, določen iz elastičnega spektra, in je opisan v informativnem dodatku B Evrokoda EN 1998-1 [3].



Slika 10: Idealiziran elasto plastični diagram sila-pomik in pomiki pri mejnih stanjih [9]

3.6.2.2 Nelinearna analiza časovnega odziva

Kompleksnejša nelinearna metoda, ki analizira časovni odziv konstrukcije se pridobi z direktnim numeričnim integriranjem diferencialne enačbe gibanja. Za tak način analize potrebujemo podatke o časovnem poteku pospeška tal, ki je sestavljeno iz dveh ali treh akcelelogramov, odvisno od tega ali uporabljamo ravninski ali prostorski model. Akcelelogrami so lahko umetni ali zabeleženi/simulirani.

4 IZRAČUN POTRESNE ODPORNOSTI Z NELINEARNO STATIČNO ANALIZO V PROGRAMU 3MURI

Pri nelinearni statični analizi se konstrukciji vsiljuje pomike v izbrani točki in belež sile, ki se aktivirajo ob teh pomikih. Prednost takega pristopa je, da je omogočeno spremljanje odziva konstrukcije v odvisnosti od pomika, kar dodatno omogoča identifikacijo kritičnih mest, na katere je potrebno biti pozoren pri bodočem projektiranju utrditev. Za razliko od linearnih metod, omogoča opazovanje obnašanja elementa v nelinearnem področju tudi potem, ko mu odpornost že pada.

Zaradi zapletenosti nelinearne analize je izračun brez računalniške pomoči skoraj nemogoč. V Sloveniji je bil konec 70 let prejšnjega stoletja na Gradbenem inštitutu ZRMK razvit računalniški program SREMB ki je temeljil na nelinearni statični analizi. Pri računu predpostavlja, da so zidovi na nivoju medetažne konstrukcije zadostno povezani med seboj, kar omogoča sodelovanje vseh elementov pri prevzemu potresne obtežbe.

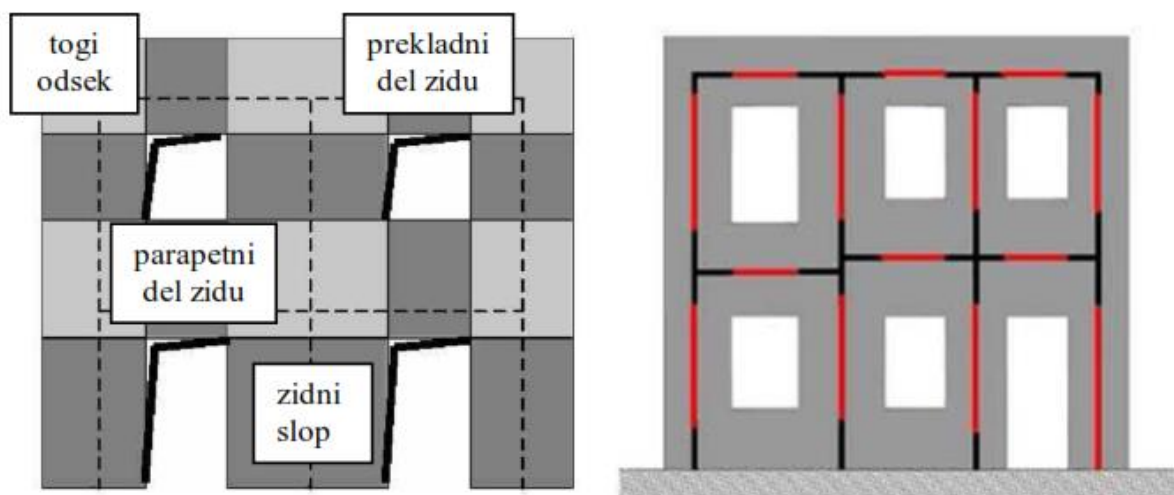
V magistrski nalogi je bil za izračun potresne odpornosti uporabljen program 3Muri. Ta nam omogoča analizo celotne konstrukcije, za razliko od programa Sremb, ki analizira samo kritično etažo. Upošteva tudi podajnost medetažnih konstrukcij, kar prispeva k bolj točnim rezultatom. Poleg nelinearne statične analize se lahko v programu izvede tudi modalno analizo in analizo statične nosilnosti. Deluje na principu kreiranja ekvivalentnih okvirjev (ang. EFM Equivalent Frame Method) in se razlikuje od metode končnih elementov v tem, da ne deli zida na mrežo (mesh), vendar vsak zidni slop obravnava kot samostojni okvir. V nadaljevanju je podrobneje predstavljen algoritem delovanja programa. V osnovi se ta deli na fazo vnosa podatkov in fazo analize.

4.1 Faza vnosa podatkov

Postopek preverjanja potresne odpornosti v programu 3Muri sestoji iz treh korakov. V prvem delu se kreira model konstrukcije. Omogočen je uvoz DXF datotek, ki služijo kot podlaga za natančno definiranje geometrijskih karakteristik zgradbe (lokacije zidov, odprtín itd.). V nadaljevanju se model opremi z informacijami o strukturnih elementih. Zidnim elementom se definira debelino in material, ter se jim po potrebi vnese ojačitve v obliki jeklenih vezi ali armiranobetonskih vertikalnih in horizontalnih vezi. Medetažnim konstrukcijam, ki služijo za razporejanje potresnih vztrajnostnih sil med zidovi, se definira sestavo in orientacijo glavnih nosilnih elementov (jeklenih ali lesenih nosilcev).

4.2 Faza analize

Z vnesenimi podatki geometrije in materialov program pretvori makroelemente (zidove, nosilce, stebre) v ekvivalentne okvirje (ang. equivalent frame). Na sliki 11 je prikazan princip kreiranja ekvivalentnih okvirjev v programu 3Muri. Zidni slopi (vertikalne rdeče črte) in prekladni oziroma parapetni deli zidu (horizontalne rdeče črte) predstavljajo linijske elemente okvirja. Vsakemu linijskemu elementu program izračunana ekvivalentno togost. Preko togih odsekov (črne črte) se statične in kinematične količine prenašajo med vozlišči linijskih elementov, in tako skupaj tvorijo ekvivalentni okvir.



Slika 11: Princip kreiranja mreže makroelementov [4]

Cilj take metode je, da se s kreiranjem ekvivalentnih okvirjev v primerjavi z modeliranjem z metodo končnih elementov zmanjša število prostostnih stopenj modela, posledično pa zmanjša računski čas. Kljub poenostavitvi modela pa metoda EFM podaja dovolj natančne rezultate.

Pred zagonom analize je potrebno še definirati parametre potresne obtežbe, v obliki maksimalnega pospeška tal, tipa tal in faktorja pomembnosti. Za obravnavano nelinearno statično analizo je potrebno tudi izbrati kontrolno točko v vrhnji etaži, kateri se bo korakoma vsiljeval pomik. Pri vsakem koraku se sproti beležijo deformacije in sile. Obtežba na konstrukcijo se razporedi bodisi enakomerno ali modalno, (opisano v poglavju 3.6.2.1). Za izpolnjevanje vseh meril, ki jih zahteva Evrokod, je potrebno izračunati vseh 24 obtežnih primerov, ki so odvisni od smeri obtežbe (X, Y, -X, -Y), načina razporeditve sil (enakomerna oziroma modalna razporeditev sil) ter slučajne ekscentričnosti, ki znaša $\pm 5\%$ dolžine najdaljše stranice objekta, pravokotne na smer potresne obtežbe.

4.3 Kapaciteta posameznih zidnih elementov

Da bi kar se da natančno zaobjeli obnašanje dejanske konstrukcije, mora kinematični model vsebovati vse ključne mehanizme porušitve, poškodovanosti in disipacije energije. Na srednjem delu linijskih elementov, kjer je osna in upogibna togost neskončna, je omogočen nastanek strižnega mehanizma. Na skrajnih robovih pa pride do nastanka upogibnega mehanizma, ker so elementi neskončno togi v strigu. Kapaciteta elementov v smislu nosilnosti oziroma deformacije je določena z manjšo od vrednosti kapacitete za strig ali za upogib, opisane v nadaljevanju. V primeru preseženosti nosilnosti ali deformacije program posamezni element nadomesti s palico, ki ne nudi strižne ali upogibne odpornosti, še vedno pa prenaša težnostne sile.

4.3.1 Upogibno obremenjeni elementi

Kapaciteta upogibno obremenjenega elementa je izražena z maksimalnim momentom z naslednjo formulo:

$$M_u = \frac{N * l}{2} \left(1 - \frac{N}{N_u}\right),$$

kjer je l dolžina elementa, t debelina in N vertikalna osna sila. Z oznako N_u je definirana osna sila pri doseženi karakteristični tlačni trdnosti zidu in se izračuna z enačbo $N_u = l * t * f_d$, kjer je f_d projektna tlačna trdnost zidu, ki se jo pridobi s karakteristično tlačno trdnostjo f_m in faktorjem zaupanja CF po naslednjem izrazu: $f_d = f_m / CF$.

Poleg kapacitete, izražene z nosilnostjo, je tako v Evrokodu EN 1998-3 [1] kakor tudi v 3Muri podana kapaciteta posameznih nosilnih elementov v obliki deformacij. Ta je izražena kot rotacija etaže, ki se izračuna kot etažni pomik, deljen z etažno višino. Naslednji izraz opisuje kapaciteto posameznih primarnih oziroma sekundarnih elementov:

$$\delta_u = \begin{cases} 0,008H_0/D & \text{za primarne elemente} \\ 0,012H_0/D & \text{za sekundarne elemente} \end{cases}$$

Z oznako δ_u opišemo mejno deformacijo posameznega elementa, H_0 je razdalja med ničelno točko momenta in prerezom, kjer je dosežena upogibna kapaciteta.

4.3.2 Strižno obremenjeni elementi

Program ponuja izbiro dveh možnih modelov porušitve v strigu. Prvi izhaja iz Mohr-Coulombovega kriterija, ki je tudi podan v Evrokodu EN 1998-3 [1], in je predstavljen v naslednji enačbi:

$$V_u = l' * t * f_v,$$

Kjer je l' dolžina zidu v tlačnem delu, t je debelina zidu in f_v strižna trdnost zidu, ki je definirana kot:

$$f_v = f_{v0} + \frac{0,4 * N}{l' * t} \leq 0,065 f_m$$

Z oznako f_{v0} opišemo strižno trdnost zidu pri ničelni vertikalni obremenitvi, f_m pa je povprečna tlačna trdnost zida. Obe vrednosti je potrebno deliti s faktorjem zaupanja, opisanim v poglavju 3.5. Pri preverjanju primarnih nosilnih elementov je potrebno f_{v0} in f_m dodatno deliti z materialnim faktorjem γ_m . Problem enačbe za določitev kapacitete v strigu, ki izhaja iz Evrokoda EN 1998-3 [1] je, da upošteva samo mehanizem prestriga (slika 4 a). Ta je sicer primerna za preverjanje kapacitete nove opečne zidovine, vendar kakor navaja Uranjek [4], se je iz analiz in raziskav izkazalo da je mehanizem porušitve prestriga v obstoječih kamnitih zidanih stavbah redek. V večini primerov se je izkazalo, da pri nearmiranem zidovju pride do mehanizma striga v obliki diagonalnih razpok (slika 4 b). Te so posledica prekoračenih nateznih napetosti v diagonalni smeri.

Naslednja enačba, ki predpostavlja natezne napetosti za glavni vzrok diagonalnih razpok sta razvila Turnšek in Čačovič [12]. Implementirana je v program 3Muri, in je priporočljiva za analizo obstoječih objektov.

$$V_u = l * t * \frac{f_t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_t}}$$

Poleg že opisanih simbolov je b koeficient, odvisen od razmerja med višino in dolžino zidu, določen po naslednjem izrazu: $b = h/l$, vendar mora biti večji od vrednosti 1,0 in manjši od vrednosti 1,5. f_t je referenčna natezna trdnost zidu, σ_0 pa je povprečna tlačna napetost zidu, določena po naslednjem izrazu: $\sigma_0 = N/(l \cdot t)$.

Kakor že opisano pri poglavju upogibnih kapacitet, se lahko tudi strižne kapacitete posameznih nosilnih elementov izrazijo v obliki deformacij. Mejne deformacije so izražene kot rotacija etaže. Naslednji izraz opisuje kapaciteto δ_u posameznih primarnih oziroma sekundarnih elementov:

$$\delta_u = \begin{cases} 0,004 & \text{za primarne elemente} \\ 0,006 & \text{za sekundarne elemente} \end{cases}$$

4.4 Rezultati izračuna

Po končani analizi nam program poda tabelo za vsakega od 24 obtežnih primerov. Za vsak obtežni primer program obarva polje zeleno oziroma rdeče, v odvisnosti ali je potresna zahteva izpolnjena ali ne. Primer rezultata analize je prikazan na sliki 12. Oznaki α SD in α DL predstavljata globalno varnost posameznega mejnega stanja, in sta izračunana z naslednjima formulama:

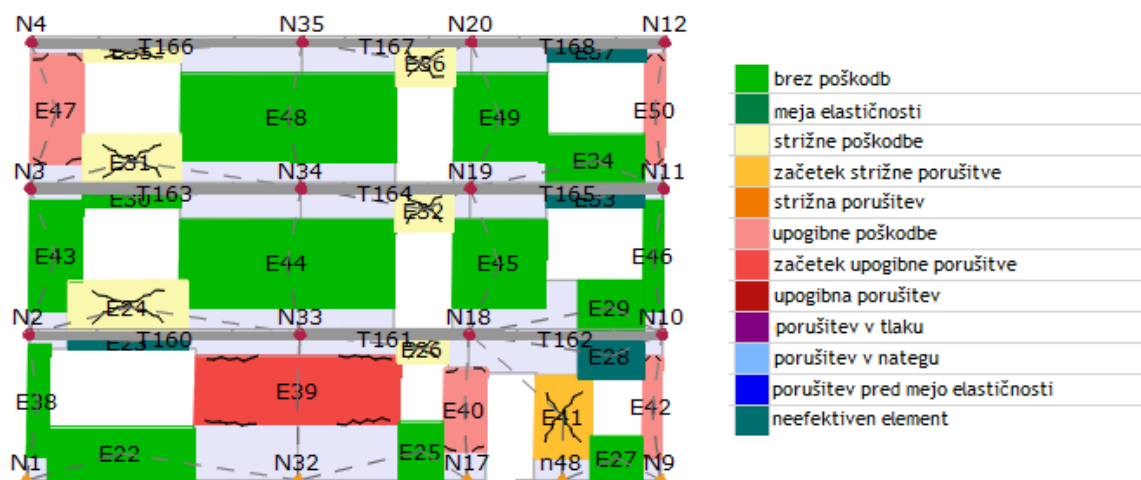
$$\alpha \text{ SD} = \frac{PGA(SD)}{a_g(SD)}$$
$$\alpha \text{ DL} = \frac{PGA(DL)}{a_g(DL)}$$

Oznaka $PGA(SD)$ in $PGA(DL)$ predstavlja pospešek tal, doseženim pri pomiku kontrolne točke, ko je dosežena kapaciteta mejnega stanja SD oziroma DL. Z oznako a_g je opisan projektni pospešek, upoštevan pri posameznem mejnem stanju. Podrobneje so zahteve in kapacitete posameznega mejnega stanja predstavljene v nadaljevanju. V kolikor je vrednost razmerja α večja ali enaka vrednosti 1,00, je zahteva za obravnavani potresni primer izpolnjena. Za zagotovitev potresne varnosti konstrukcije pa morajo imeti vsi obtežni primeri, za obe obravnavani mejni stanji, vrednost α večjo ali enako 1. Z rumeno sta označena kritična primera za X in Y smer. To nam služi za identifikacijo najbolj kritičnih mest, na katere moramo biti pozorni v nadaljnjem projektiranju ukrepov za izboljšanje potresne varnosti konstrukcije.

No.	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	α SD	α DL
1	+X	Uniform	0.00	1.388	0.895
2	+X	Modal distribution	0.00	1.260	2.241
3	-X	Uniform	0.00	0.723	0.830
4	-X	Modal distribution	0.00	1.600	1.950
5	+Y	Uniform	0.00	0.997	0.652
6	+Y	Modal distribution	0.00	0.928	1.649
7	-Y	Uniform	0.00	0.722	0.860
8	-Y	Modal distribution	0.00	1.300	1.007
9	+X	Uniform	46.30	1.548	0.892
10	+X	Uniform	-46.30	0.688	0.881
11	+X	Modal distribution	46.30	1.263	2.246
12	+X	Modal distribution	-46.30	1.247	2.218
13	-X	Uniform	46.30	0.688	0.939
14	-X	Uniform	-46.30	0.608	0.760
15	-X	Modal distribution	46.30	1.584	1.973
16	-X	Modal distribution	-46.30	1.082	1.923
17	+Y	Uniform	64.90	1.139	0.685
18	+Y	Uniform	-64.90	0.862	0.591
19	+Y	Modal distribution	64.90	0.874	1.554
20	+Y	Modal distribution	-64.90	0.940	1.449
21	-Y	Uniform	64.90	1.698	0.898
22	-Y	Uniform	-64.90	0.575	0.732
23	-Y	Modal distribution	64.90	1.089	1.935
24	-Y	Modal distribution	-64.90	1.286	0.995

Slika 12: Primer rezultatov nelinearne statične analize

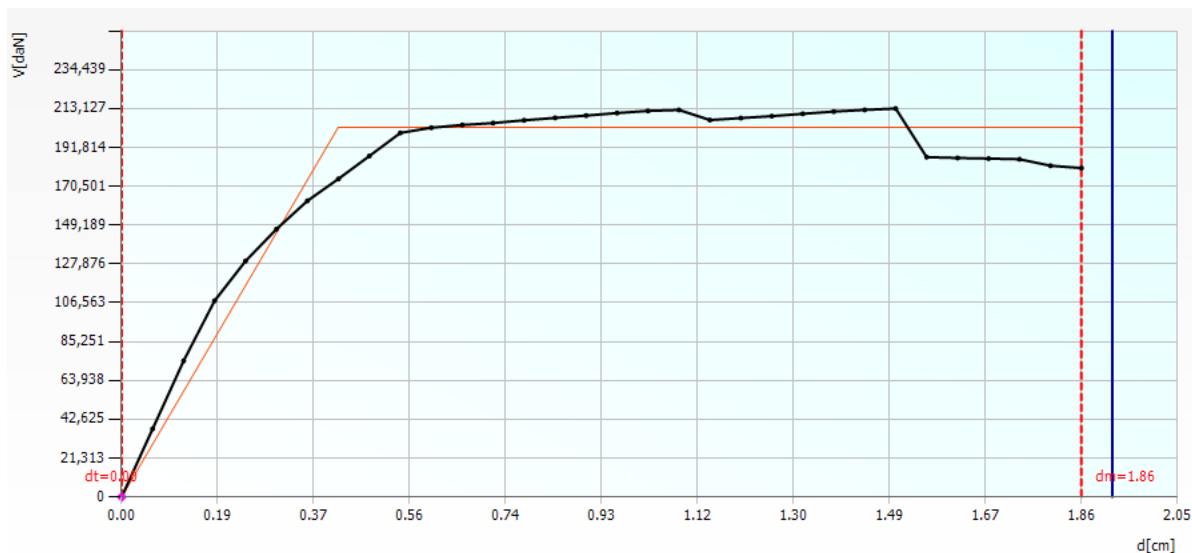
Poleg globalne ocene varnosti lahko v programu tudi preverimo poškodovanost oziroma porušni mehanizem vsakega elementa. To nam dodatno koristi pri projektiranju ukrepov. Na sliki 13 je prikazan primer prikaza poškodovanosti enega od zidnih slopov pri obravnavanem obtežnem primeru, na desni strani slike pa je legenda, ki pojasnjuje obarvanosti elementov.



Slika 13: Prikaz poškodovanosti oziroma mehanizma porušitve (levo), legenda barv mehanizmov porušitve (desno)

4.4.1 Krivulja kapacitete in ciljni pomik

Program nam za vsak obtežni primer, opisan v prejšnjem poglavju, izriše krivuljo kapacitete. Ta ponazarja idealiziran diagram sila-pomik sistema z eno prostostno stopnjo. Na abscisi je predstavljen pomik v kontrolni točki, na ordinatni osi pa je izražena celotna prečna sila na mestu vpetja (na dnu pritličja), ki se je aktivirala pri danem pomiku kontrolne točke. Na sliki 14 je prikazan dejanski diagram pomik/sila s črno barvo in idealiziran diagram z rdečo barvo. Z rdečo črtkano linijo in oznako d_m je označena pomik pri mejnem stanju blizu porušitve (NC). Kapaciteta pri mejnem stanju omejitve poškodb (DL) je definirana kot pomik na točki pričetka tečenja. Postopek določitve te točke je opisan v informativnem dodatku B Evrokoda EN 1998-1 [3]. Kapaciteta pri mejnem stanju pomembnih poškodb (SD) je definirana kot 75 % vrednosti pomika pri mejnem stanju blizu porušitve NC (na sliki 14 označenim z oznako d_m).



Slika 14: Krivulja kapacitete, izrisana v programu 3Muri

Ciljni pomik je določen kot potresna zahteva. Definiran je na podlagi elastičnega spektra odziva, opisanega v EN 1998-1, 3.2.2.2 [3]. Izražen je kot pomik ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo pri zahtevani kapaciteti. Postopek določitve je opisan v informativnem dodatku B v EN 1998-1. V kolikor želimo izdelati potresno varno konstrukcijo, mora biti ciljni pomik za vsa obravnavana mejna stanja manjši od pomika pri dejanski kapaciteti konstrukcije. Če je torej konstrukcija sposobna prenesti večje pomike kot ciljni pomik, je pogoj potresne varnosti posameznega mejnega stanja izpolnjen.

5 ANALIZA POTRESNE ODPORNOSTI KAMNITE STAVBE

5.1 Splošni opis objekta

Obravnavani objekt je stara družinska hiša v centru vasi Soča v zgornjem Posočju, in sicer na naslovu Soča 26. Objekt je prostostoječ, odmaknjen od regionalne ceste Bovec – Vršič z južno fasado za približno 5 m (slika 15).



Slika 15: Južna fasada obravnavanega objekta

Natančna letnica izgradnje ni znana, okvirno pa se ocenjuje, da so pritlični zidovi iz druge polovice 19. stoletja. Do tridesetih let 20. stoletja je bila hiša 2 nadstropna (K + P) s podstrešjem, s tipično trentarsko strmo leseno streho, nakar so jo v 30 letih prejšnjega stoletja nadgradil. Dozidalo se je obodne zidove ter izvedlo položnejšo (nekoliko ne-tipično) streho. S tem se je iz podstrešja pridobilo celotno nadstropje. Dozidalo se je tudi prizidek na severnem delu objekta, in sicer v pritličju in nadstropju. Izvedba nadgradnje pa je iz vidika potresne varnosti bila nekoliko vprašljiva. Razen obodnih zidov v drugem nadstropju namreč ni nobenih nosilnih zidov. Veliko predelnih sten je celo zgrajenih na samem podu, in niso kontinuirani po višini.

Leta 1976 je zaradi potresa v Furlaniji prišlo do poškodb objekta. Po potresu je bil objekt saniran z linijskim injektiranjem. Drugih izboljšav za zagotavljanje potresne odpornosti ni bilo. Leta 1998 je celotno Zgornje Posočje prizadel potres z magnitudo 5,6. Zaradi nesistematičnega injektiranja po potresu leta 1976 in nepovezanosti zidov je objekt ponovno utrpel večje poškodbe. Te so se pokazale pretežno kot strižne razpoke v zidovju, zlasti na predelnih stenah. Na obodnih stenah se jasno vidi tudi njihovo odstopanje izven svoje ravnine. Najbolj kritična poškodba je vidna na prizidku objekta (slika 16). Zunanji zid se je posedel in odstopil od objekta. Temu je pripomoglo najverjetneje tudi dejstvo, da je na tem delu žleb strehe speljan neposredno v tla, tako da so bila tla pod prizidkom podvržena posedanju zaradi erozije. Potres leta 2004 ni povzročil večjih sprememb na objektu.



Slika 16: Severna fasada s poškodovanim prizidkom

5.2 Zasnova konstrukcije

Objekt ima tri etaže (K +P + N) z neizkoriščenim podstrešjem. Klet je v severnem delu vkopana. Tlorisno ima objekt dimenzije 13,6 x 9,92 m. Streha je dvokapna s čopi, sleme strehe pa leži v smeri vzhod – zahod, naklon strehe je 45°. Strešna konstrukcija je lesena, na južni strani je nad zunanjimi stopnicami napušč širine 2.00 m. Tlorisi stavbe s prečnim prerezom so predstavljeni v nadaljevanju na slikah od (slika 19) do (slika 23).

Celotna stavba je zgrajena iz nearmiranega zidovja. Nosilni zidovi so pretežno kamniti, predelni zidovi pa opečni, z izjemo v pritličnem delu prizidka, kjer so stene narejene iz nearmiranega betona. Obodni nosilni zidovi so v kleti debeline cca 60 cm, v pritličju in nadstropju pa 50 cm. Predelni zidovi so v kleti in pritličju zgrajeni iz polne opeke, v nadstropju pa so zgrajeni iz votle opeke, polagane z odprtinami v horizontalni smeri. Debeline opečnih sten varirajo, in sicer med 10 in 20 cm, v odvisnosti od izmer vgrajenih opečnih zidakov. Pri analizi obstoječega stanja so bili upoštevani tudi zidovi debeline 10 cm. Preklade nad odprtinami so izdelane iz macesnovih tramov.

Medetažne konstrukcije so lesene. Stropniki, dimenzij cca 16 x 14 cm potekajo v smeri jug-sever, in so položeni na osni razdalji cca 80 cm. Na stropnike so pribite smrekove deske debeline 3 cm. Stropi so izdelani iz trstičja oziroma nacepljenih desk in ometani z apnenim ometom. Med kletjo in pritličjem je položena dvojna nosilna konstrukcija, ki ločuje strop kleti in pod pritličja (slika 17 levo). Med ostalimi etažami je položena samo ena vrsta stropnikov (slika 17 desno).

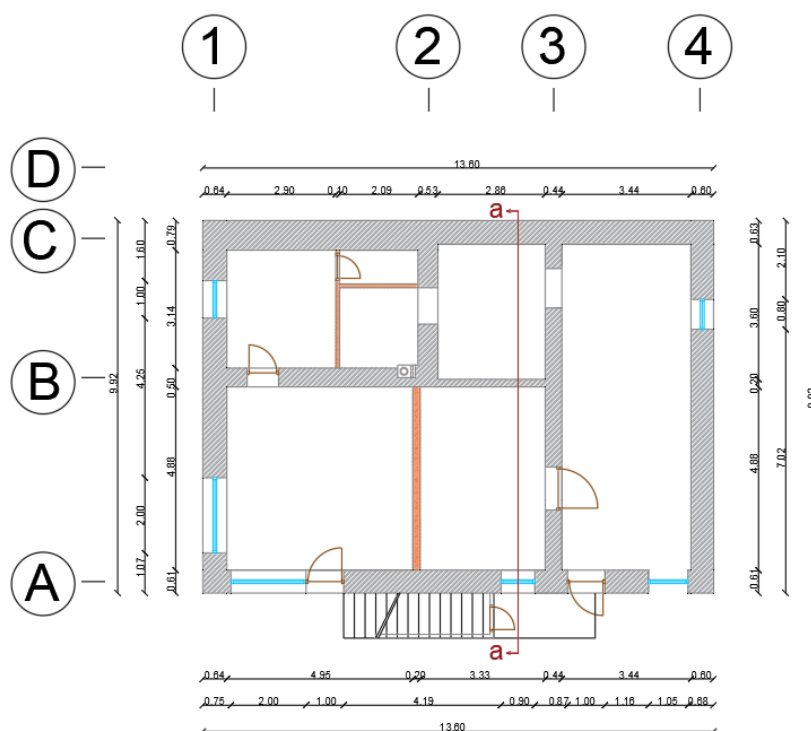


Slika 17: Lesene medetažne konstrukcije. Ločena nosilna konstrukcija stropa in poda (levo), enojna konstrukcija desno.

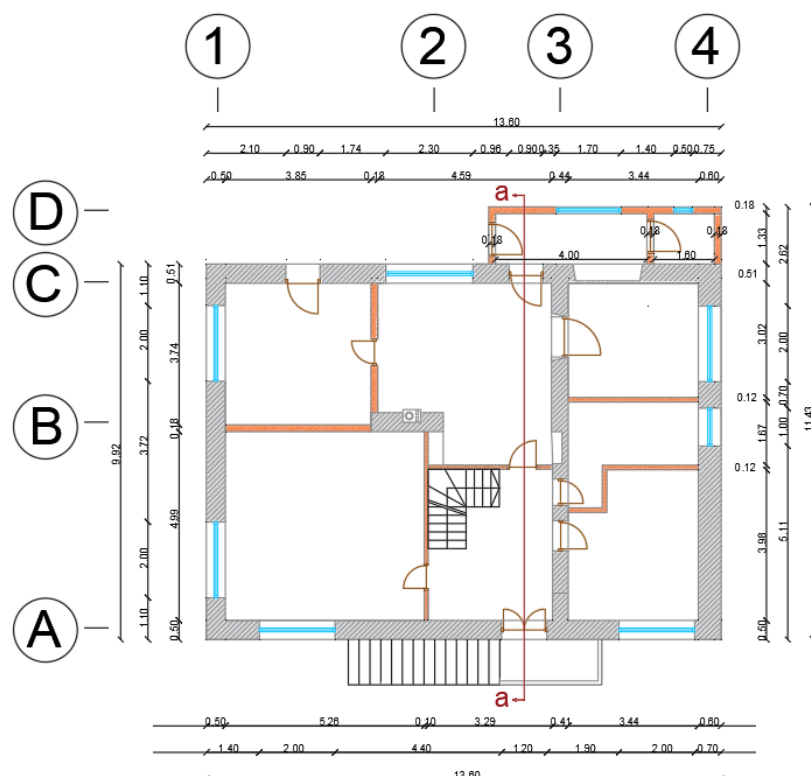
Ostrešje je sestavljeno iz povezij s podprtima vmesnima legama. Skupno tri povezja so med seboj oddaljena cca 4,2 m. Špirovci, dimenzij $12 \times 16 \text{ cm}$, so položeni na kapne in vmesne lege na medsebojni razdalji 100 cm. Del obtežbe strehe se prek špirovcev prenaša na kapne lege ($18 \times 18 \text{ cm}$), del obtežbe pa prevzemajo stebri v tlaku ($18 \times 18 \text{ cm}$). Ti so položeni na dva pomožna nosilca ($18 \times 18 \text{ cm}$), preko katerih se obtežba razporeja na stropnike medetažne konstrukcije. Stropniki, dimenzij cca $14 \times 16 \text{ cm}$, potekajo v smeri jug – sever in slonijo na obodnih zidovih severne in južne fasade. Vmes so podprti z zidom. Med stebri in vmesnimi legami so vgrajene ročice, ki prevzemajo obremenitve v vzdolžni smeri strehe (slika 18, levo). Ostešje tvori tudi tradicionalen čop, viden na sliki 18 (desno). Podrobna geometrija stavbe je predstavljena na slikah od (slika 19) do (slika 23).



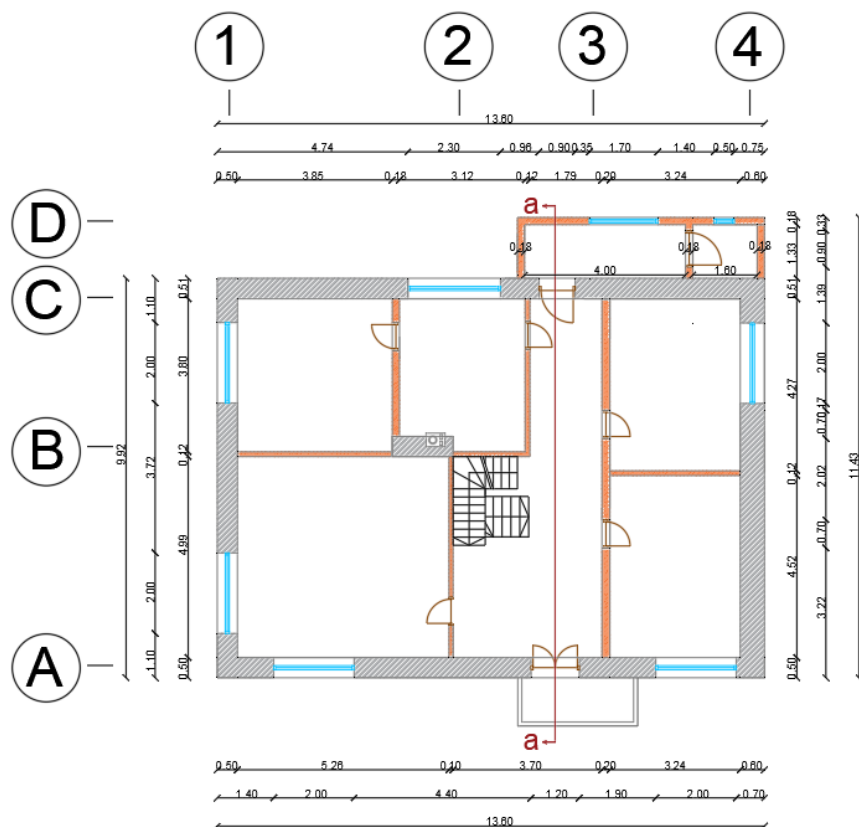
Slika 18: Del povezja z vidnim pomožnim nosilcem, stebrom, ročicami in vmesno lego (levo), ostešje s čopom (desno)



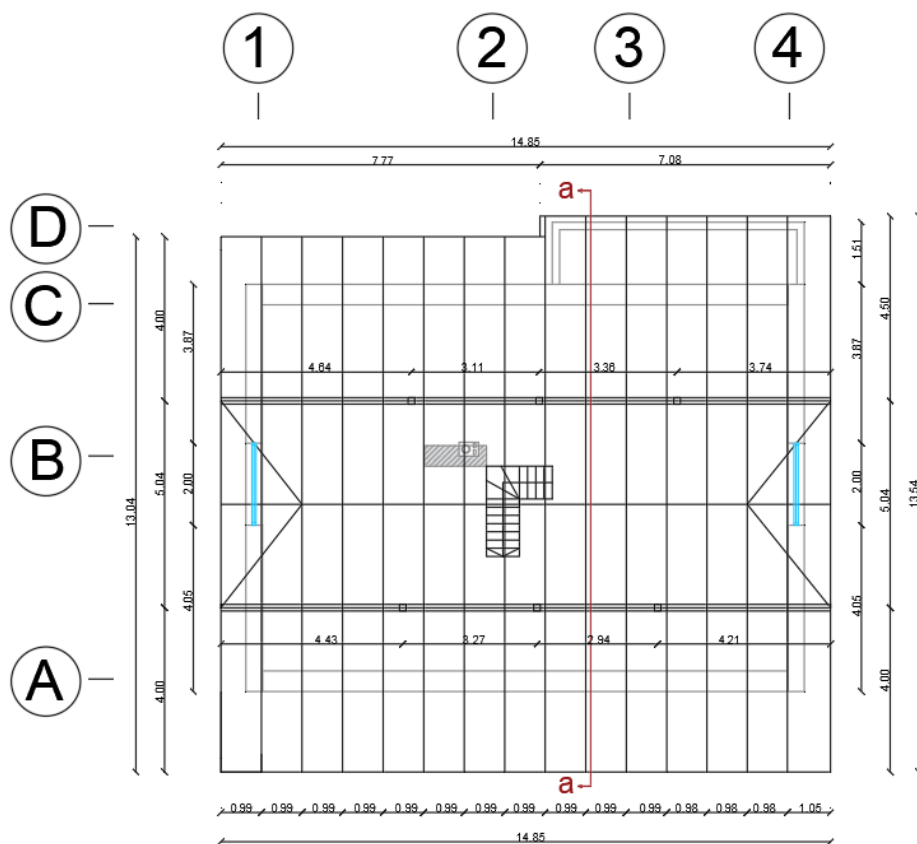
Slika 19: Tloris kleti



Slika 20: Tloris pritličja



Slika 21: Tloris nadstropja



Slika 22: Tloris ostrešja



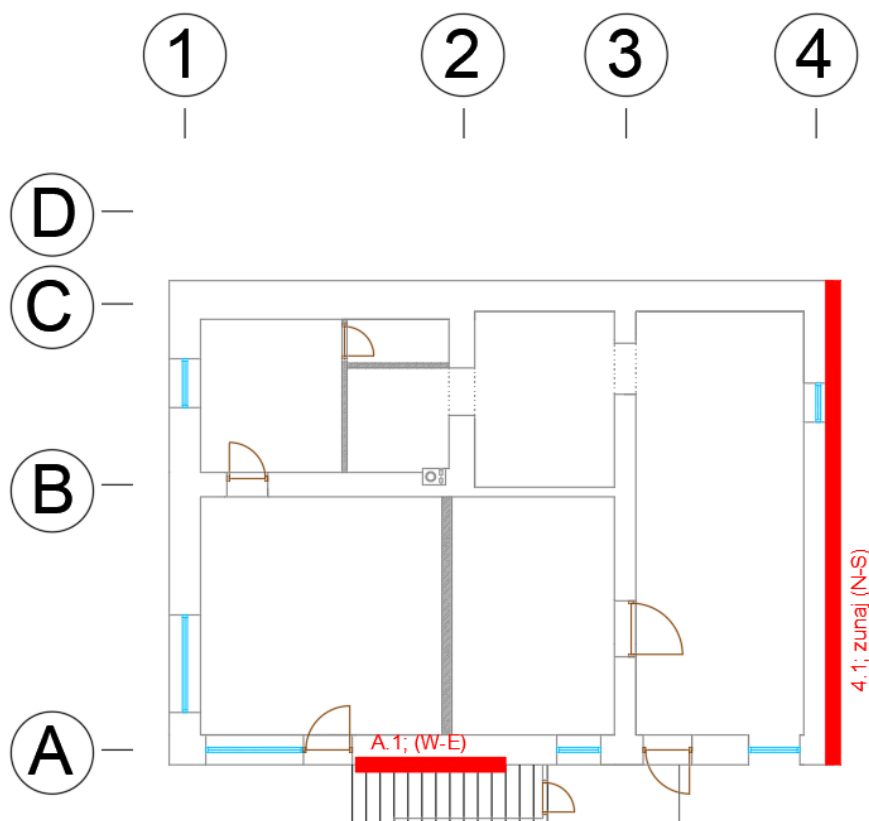
Slika 23: Prečni prerez a-a

5.3 In situ preiskave objekta

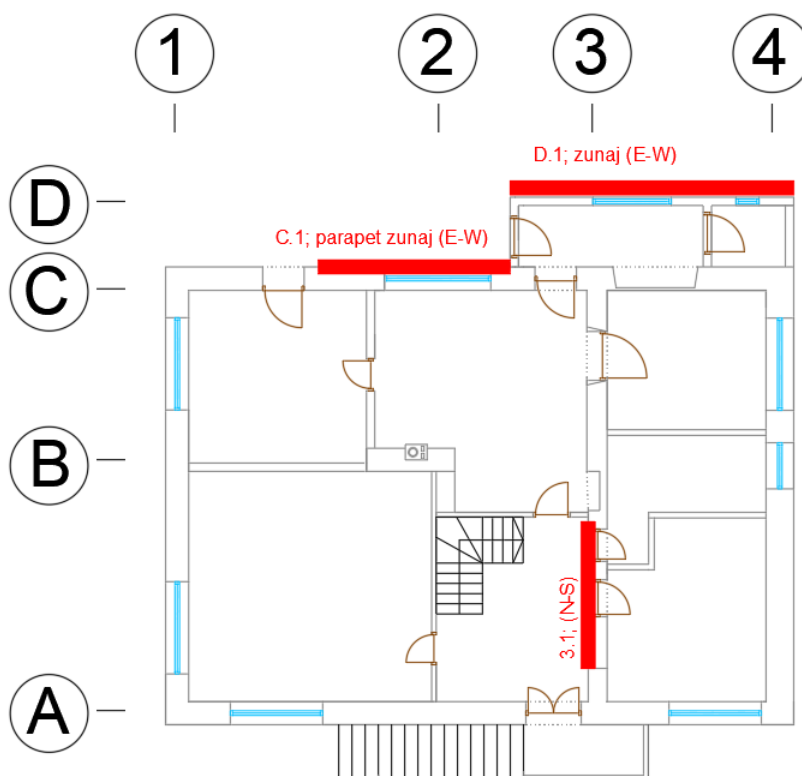
V sklopu magistrske naloge se je izvedlo in situ preiskave objekta. Poudarek je bil predvsem na določanju sestave zidov in s tem posredno določanje njihovih mehanskih lastnosti. Zaradi časovne stiske se ni izvedlo obsežnejših preiskav, posnelo pa se je večino zidov z georadarjem in senzorjem kovin (feroscan). Ker so se načrti, ki bi opisovali detajle konstrukcije že izgubili, ali pa jih sploh ni bilo, se je tudi preverilo, ali se v katerem od zidov nahaja kakšna jeklena vez ali armatura. Z detektorjem kovin se je preverilo, ali prekladni deli zidu nad odprtini oken in vrat vsebujejo kakršno koli armaturo. Sprva je kazalo, da se znotraj nahajajo nekakšna stremena, kar se je kasneje izkazalo kot napačna predpostavka. Vse preklade nad odprtini so iz lesenih tramov, v katere so pribiti žebelji za boljši oprijem ometa. Edina zaznana prisotnost armature na celotnem objektu je bila v balkonskih ploščah, ki bodo izvzeti iz analize. Cilj je bil preiskati dovolj elementov za doseganje ravni poznavanja KL2, kar omogoča uporabo nelinearnih metod analize. S pripadajočim faktorjem zaupanja CF2 (1,2) se tudi zmanjša mehanske lastnosti zidovine, kakor je opisano v poglavju 4.2.1.

Metoda z georadarjem ponuja zelo ekonomično rešitev za preiskovanje lastnosti zidov zaradi enostavne uporabe. Posebej uporabna je pri preiskovanju lastnosti zidovja objektov kulturne dediščine, kjer ne želimo posegati v dekorativne omete (bolj konvencionalne tehnike bi poškodovale izgled). Metoda deluje na principu oddajanja in sprejemanja elektromagnetnih valov. Oddani signal potuje skozi material, del energije pa se ob vsaki spremembi lastnosti materiala odbija, lomi in razprši. Sprejemnik zazna povratne signale in zabeleži spremembe v njih. Zaradi različnih lastnosti materialov pod površjem

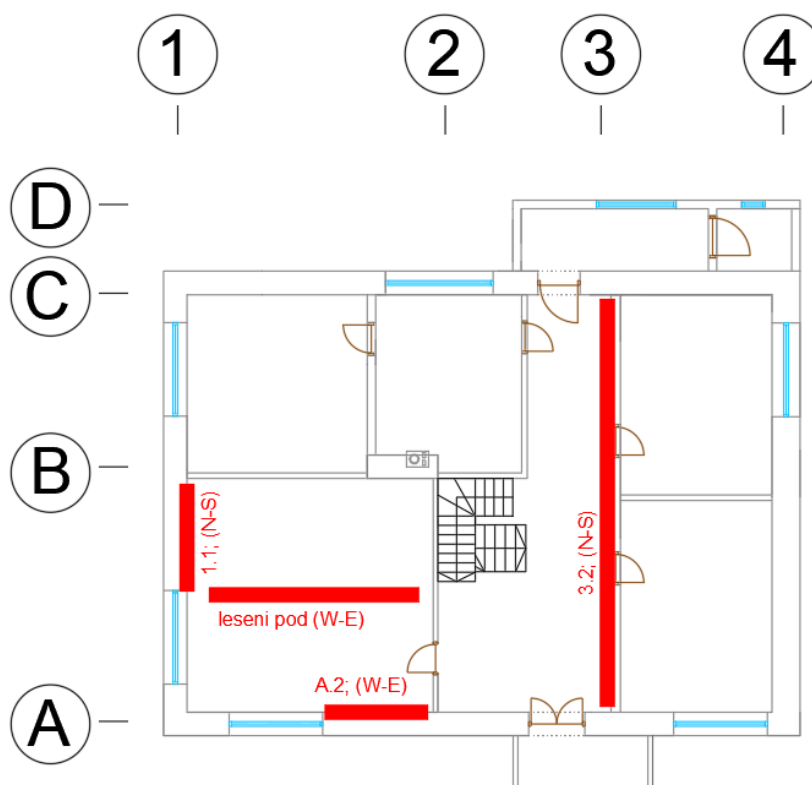
in posledično različnega odboja signala od njih lahko s programsko opremo identificiramo precej točne lokacije in njihove meje. S pomočjo georadarja lahko identificiramo debeline elementa oziroma posameznih plasti, homogenost zidovja, razpoke in votline, vlažnost materiala ter pozicijo in smer armature ali drugih materialov. Pomanjkljivost metode z georadarjem pa je, da kljub možnosti identifikacije lokacij in mej sprememb materiala težko natančno določimo, o kakšni vrsti spremembe materiala gre. Lahko so to razpoke in votline ali pa samo drugačen material (npr. malta pri kamnitih zidovih). Za učinkovito preizkušanje in jasno določitev različnih materialov je priporočena uporaba georadarja in tudi drugih neporušnih metod, kot je na primer metoda mikro-seizmičnega profiliranja. Za doseganje ravni znanja KL2 po EN 1998-3 [1] je bilo potrebno preveriti vsaj 2 zidova v vsakem nadstropju (prikazano v preglednici 2). Osredotočilo se je na kamnite zidove. Cilj je bil ugotoviti stopnjo votlikavosti zidu. Uporabilo se je georadar PS 1000 X-SCAN proizvajalca Hilti. Rezultate meritev se je primerjalo z rezultati meritev v sklopu doktorske disertacije Mojmir Urnjeka [4]. Na slikah od 24 do 27 so prikazane pozicije meritev na objektu. Za zmanjšanje možnosti naključne podobnosti meritev z meritvami Urnjeka, se je izvedlo več meritev kakor je minimalno predpisano za doseganje ravni znanja KL2. Za primerjavo se je tudi opravilo meritve opečne predelne stene, nearmirano betonske stene prizidka in posnetek lesenega poda.



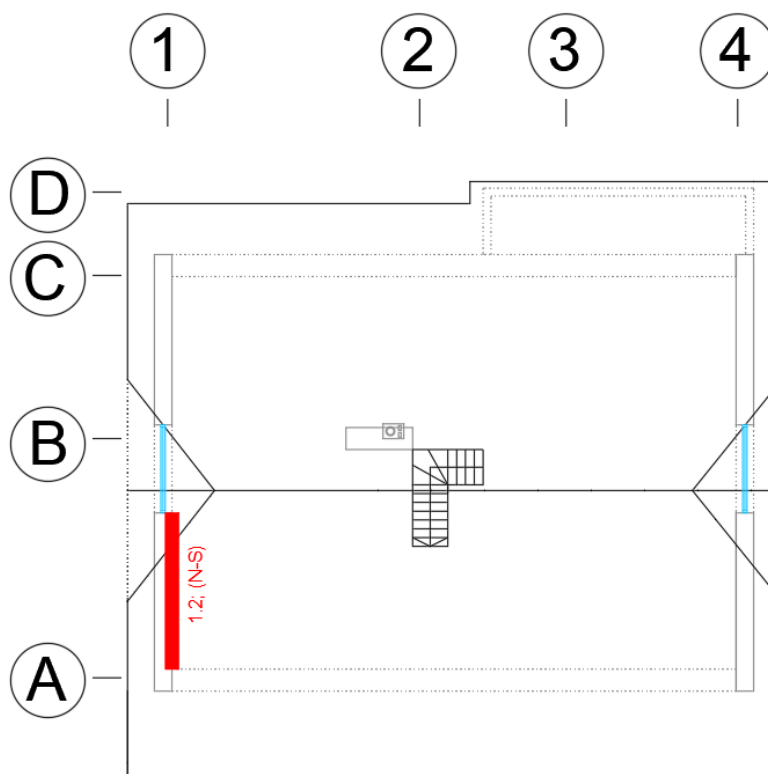
Slika 24: Pozicije meritev z georadarjem v kleti



Slika 25: Pozicije meritev z georadarjem v pritličju



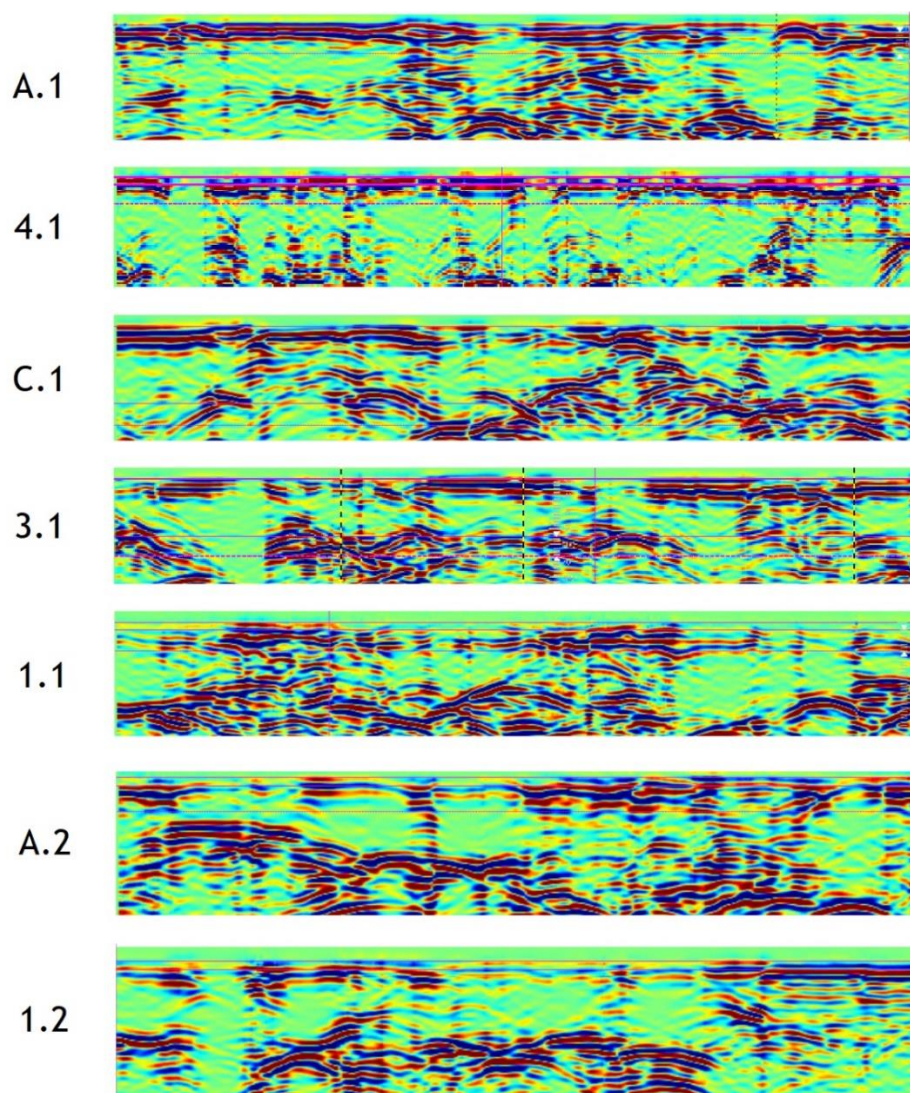
Slika 26: Pozicije meritev z georadarjem v nadstropju



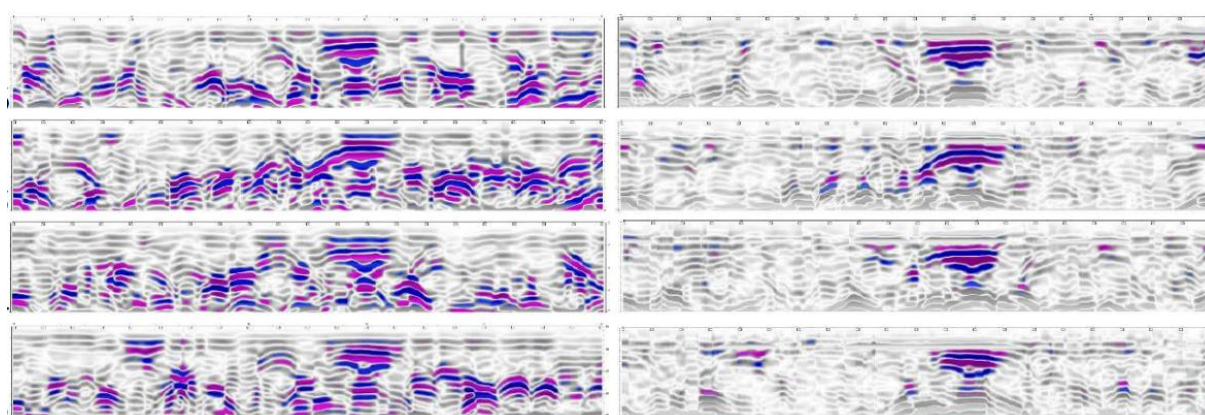
Slika 27: Pozicija meritve z georadarjem zatrepnega zidu na podstrešju

Na sliki 28 so prikazani georadarski posnetki kamnitih zidov. Zgornji rob posnetka predstavlja površje merjenega vzorca. Globina merjenja je bila 30 cm, zato v primerjavi z meritvami tanjše opečne in betonske stene (slika 30) ni mogoče iz posnetka razbrati debeline zidu. Če predpostavimo, da svetlejše barve predstavljajo kamne, so temnejše barve lahko razpoke in votline, lahko pa tudi predstavljajo vezivo oziroma malto.

Kljub temu, da se je v sklopu terenskih preiskav Uranjeka [4] uporabila druga merilna tehnika (SIR-2), se je z vizualno primerjavo georadarskih posnetkov ugotovilo velike podobnosti. Na sliki 29 so prikazani posnetki pred in po injektiranju zidnega slopa v sklopu doktorske disertacije Uranjeka. Jasno se vidi, da so vijola obarvane lise predstavljale votline oziroma razpoke, in so se po injektiranju zapolnile. Iz tega se lahko sklepa, da so tudi temnejše lise georadarskih posnetkov na obravnavanem objektu (slika 28) votline oziroma drugačne anomalije, ki bi se lahko zapolnile z injektiranjem. Pri preiskavah Uranjeka [4] se je na podlagi količine vgrajene injekcijske mase ugotovila približno 10 % votlikavost sten. Oba obravnavana objekta sta iz zgornjega Posočja, kar dodatno povečuje verjetnost, da so vgrajeni materiali in način gradnje podobni.



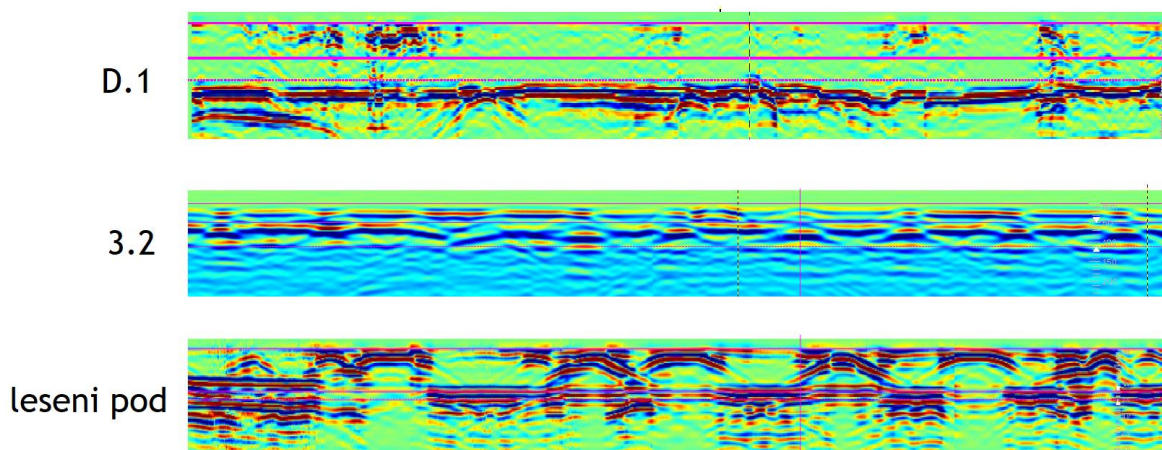
Slika 28: Horizontalni posneti kamnitih zidov z georadarjem



Slika 29: Horizontalni georadarski posnetki zidu, pred injektiranjem (levo) in po injektiranju (desno), pridobljeni s preiskavami v sklopu doktorske disertacije Mojmira Uranjeka [4]

Na sliki 30 so dodatno prikazani posnetki nearmirane betonske stene prizidka (pozicija D.1), posnetek predelne opečne stene v nadstropju (pozicija 3.2) ter posnetek lesenega poda. Na posnetku D.1 se vidi homogenost nearmiranega betona, z minimalnimi anomalijami. Temnejše lise na sredini posnetka pa

nakazujejo, da je debelina stene cca 20 cm, in po tej globini pride do drugačnega odboja elektromagnetnih valov. Posnetek 3.2, prikazuje opečno steno debeline 10 cm. Ker so bile votle opeke polagane v horizontalni smeri, se lahko vidi, kako votline potekajo v vzdolžni smeri posnetka. Na posnetku lesenega poda temno obarvana območja predstavljajo les, zeleno obarvana območja pa predstavljajo votline.



Slika 30: Posnetki georadarja pozicij D.1, 3.2 in posnetek lesenega poda

5.4 Mehanske lastnosti zidov

Pri izračunu potresne odpornosti obstoječega stanja so se upoštevale mehanske lastnosti kamnitih zidov, pridobljene z različnimi preiskavami v sklopu doktorske disertacije Uranjeka leta 2010 [4]. Natezna trdnost in strižni modul sta bila določena na podlagi in situ strižnih preiskav zidovja. Tlačna trdnost in modul elastičnosti sta bili določeni z neporušno metodo dvojnih jeklenih blazin (ang: double flat jack). V primerjavi z rezultati, pridobljenimi s terenskimi preiskavami tipične Bovške hiše po potresu leta 1998 zavoda ZRMK [13], se pridobljeni rezultati natezne trdnosti in strižnega modula ne razlikujejo bistveno, pri tlačni trdnosti in modulu elastičnosti pa prihaja do velikega odstopanja. V obeh primerih testiranja se je obravnavalo obstoječe stanje in stanje po injektiranju. Mehanske lastnosti opečne zidovine se je pridobilo na predavanjih pri predmetu Prenova in preizkušanje konstrukcij [11]. Upoštewane mehanske lastnosti so podane v preglednici 4.

Preglednica 4: Upoštewane mehanske lastnosti zidovja, pridobljene iz preiskav v sklopu doktorske disertacije Mojmir Uranjeka [4] ter predavanj pri predmetu Prenova in preizkušanje konstrukcij [11]

Tip zida	Tlačna trdnost f_c	Natezna trdnost f_t	Strižni modul	Elastični modul
	[MPa]	[MPa]	G [MPa]	E [MPa]
Obstoječi kamniti zid	1,65	0,07	113	785
Injektiran kamniti zid	2,5	0,3	532	1507
Obstoječi opečni zid	2,0	0,09	50	800
Novi opečni zid	3,0	0,18	300	5000

5.5 Obtežbe na konstrukcijo

Pri izračunu stalnih vplivov so se upoštevale vrednosti specifičnih tež materialov, podanih v preglednici 5.

Preglednica 5: Specifične teže materialov

Material	Specifična teža [kN/m ³]
Obstoječi kamniti zid	22
Injektirani kamniti zid	24
Obstoječi opečni zid	18
Novi opečni zidovi	12
Les (smreka)	5
Omet	17
Betonski estrih	24
EPS	0,1
Opečna kritina [kN/m ²]	0,4
Trapezna pločevina s toplotno izolacijo [kN/m ²]	0,26

V obstoječem stanju ima objekt dve vrsti medetažnih konstrukcij. Razlikujeta se samo v tem, da je med kletjo in pritličjem dvojna lesena nosilna konstrukcija, ki ločuje stropni del kleti in pohodni del nadstropja. Med ostalima etažama je lesena nosilna konstrukcija enojna. Podrobneje sta medetažni konstrukciji opisani v poglavju 5.2. Stalna obtežba obstoječih medetažnih konstrukcij je podana v preglednici 6.

Preglednica 6: Obstoječa stalna obtežba medetažnih konstrukcij

Konstrukcijski element	Stalna obtežba [kN/m ²]
Pohodne deske	0,15
Leseni stropniki	0,12
Omet	0,17
Skupna obtežba nad kletjo	0,56
Skupna obtežba nad pritličjem in nadstropjem	0,44

Predvidena ojačana medetažna konstrukcija nad pritličjem in nadstropjem je izdelana iz obstoječe lesene konstrukcije ter sovprežnega betonskega estriha debeline 6 cm. Finalna obloga je izdelana iz lepljenega vinila debeline 2 mm in predstavlja obtežbo 0,1 kN/m². Stalna obtežba ojačane medetažne konstrukcije je podana v preglednici 7.

Preglednica 7: Stalna obtežba ojačane lesene medetažne konstrukcije

Konstrukcijski element	Stalna obtežba [kN/m ²]
Pohodne vinilne plošče	0,10
Betonski estrih	1,44
Armaturna mreža in moznički	0,08
Deske	0,15
Leseni stropniki	0,12
Skupaj	2,03

V poglavju 6.2 se je od analize 7 naprej upoštevala armirano betonska plošča nad kletjo, debeline 15 cm. Nad betonsko ploščo je predviden plavajoči pod, ki ga sestavljata 5 cm EPS zvočne in toplotne izolacije ter 5 cm betonskega estriha. Finalna obloga je izdelana iz lepljenega vinila debeline 2 mm in predstavlja obtežbo 0,1 kN/m². Stalna obtežba nove armirano-betonske medetažne konstrukcije je podana v preglednici 8.

Preglednica 8: Stalna obtežba nove armirano-betonske medetažne konstrukcije

Konstrukcijski element	Stalna obtežba [kN/m ²]
Pohodne vinilne plošče	0,10
Betonski estrih	1,20
EPS Toplotna in zvočna izolacija	0,01
Armirano betonska plošča	3,60
Skupaj	4,19

Trenutna strešna konstrukcija je opisana v 4.2. Severni del strehe je pokrit z opečnimi strešniki (zarezniki), južni pa z azbestno kritino. Zaradi poenostavitve se je po celotni strehi upoštevala obtežba težje kritine, in sicer opečnih strešnikov, ki predstavljajo stalno obtežbo cca 40 kg/m². Upoštevane stalne obtežbe obstoječe strešne konstrukcije so podane v preglednici 9.

Preglednica 9: Stalna obtežba obstoječe strešne konstrukcije

Konstrukcijski element	Stalna obtežba [kN/m ²]
Opečni strešniki	0,4
Letve	0,03
Špirovci	0,10
Skupaj	0,53

V primeru rekonstrukcije se nosilne konstrukcije strehe (lege, špirovci in povezja) nebi spreminjalo. Na špirovce bi bile pribite lesene deske debeline 2,5 cm. Na deske bi se položilo strešne izolacijske plošče iz poliuretanske pene debeline 12 cm, ki hkrati služijo kot sekundarna kritina. Vzдолž strešine bi bile zaradi prezračevanja vijačene kontra letve 8 x 5 cm, prečno na njih pa nosilne letve za kritino 4 x 5 cm. Opečno kritino bi se zamenjalo s pločevinasto strešno kritino. Stalna obtežba nove strešne konstrukcije je podana v preglednici 10.

Preglednica 10: Stalna obtežba nove strešne konstrukcije

Konstrukcijski element	Stalna obtežba [kN/m ²]
Pločevinasta strešna kritina	0,14
Letve	0,03
Kontra letve	0,02
Poliuretanske izolacijske plošče	0,12
Lesene deske	0,125
Špirovci	0,10
Skupaj	0,535

Pri določitvi spremenljivih vplivov na konstrukcijo se je upoštevalo določila Evrokoda EN 1991 [14]. Stavba spada v kategorijo A. Pripadajoča koristna obtežba za medetažne konstrukcije, stopnice in balkone je 1,5 kN/m². Spremenljive obtežbe snega se pri izračunu potresne odpornosti ne upošteva.

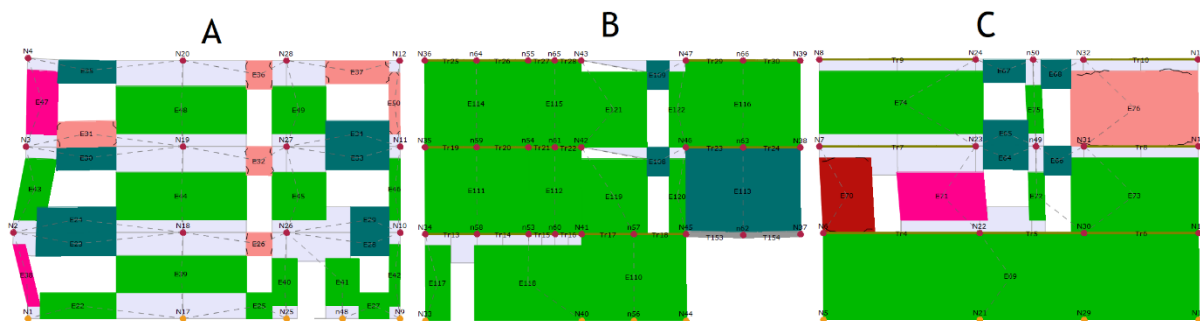
5.6 Rezultati analize obstoječega stanja

Kakor pričakovano, konstrukcija po izvršeni analizi ne zadošča kriterijem potresne varnosti. Na sliki 31 so podani rezultati vseh 24 obtežnih primerov. Konstrukcija dosega le 20 % potresne zahteve po določitih Evrokoda (α DL pri obtežnem primeru 20). Z rumeno sta obarvana najbolj kritična primera za smer X in Y. V X smeri se je za najbolj kritični primer izkazala modalna porazdelitev potresnih sil v smeri -X, s slučajno ekscentričnostjo 0,463 m. V Y smeri pa se je za najbolj kritični primer izkazala enakomerna porazdelitev potresnih sil v +Y smeri, s slučajno ekscentričnostjo 0,649 m.

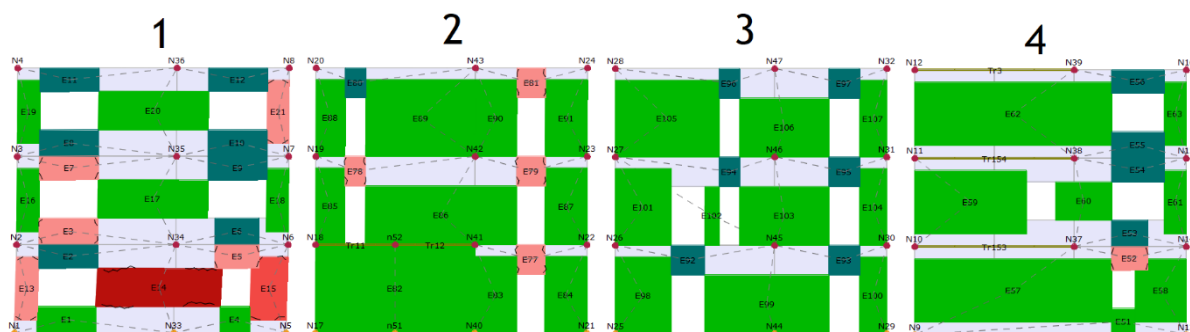
Analysis						Analysis					
No.	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	α SD	α DL	No.	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	α SD	α DL
1	+X	Uniform	0.00	0.517	0.612	13	-X	Uniform	46.30	1.080	0.713
2	+X	Modal distribution	0.00	0.569	0.858	14	-X	Uniform	-46.30	0.479	0.584
3	-X	Uniform	0.00	0.471	0.648	15	-X	Modal distribution	46.30	0.408	0.514
4	-X	Modal distribution	0.00	0.453	0.480	16	-X	Modal distribution	-46.30	0.439	0.553
5	+Y	Uniform	0.00	0.681	0.707	17	+Y	Uniform	64.90	0.871	0.776
6	+Y	Modal distribution	0.00	0.226	0.194	18	+Y	Uniform	-64.90	0.663	0.638
7	-Y	Uniform	0.00	0.580	0.790	19	+Y	Modal distribution	64.90	0.223	0.197
8	-Y	Modal distribution	0.00	0.237	0.217	20	+Y	Modal distribution	-64.90	0.217	0.197
9	+X	Uniform	46.30	0.691	0.761	21	-Y	Uniform	64.90	1.003	0.816
10	+X	Uniform	-46.30	0.643	0.622	22	-Y	Uniform	-64.90	1.005	0.732
11	+X	Modal distribution	46.30	0.582	0.853	23	-Y	Modal distribution	64.90	0.236	0.218
12	+X	Modal distribution	-46.30	0.576	0.840	24	-Y	Modal distribution	-64.90	0.237	0.217

Slika 31: Rezultati nelinearne statične analize obstoječega stanja

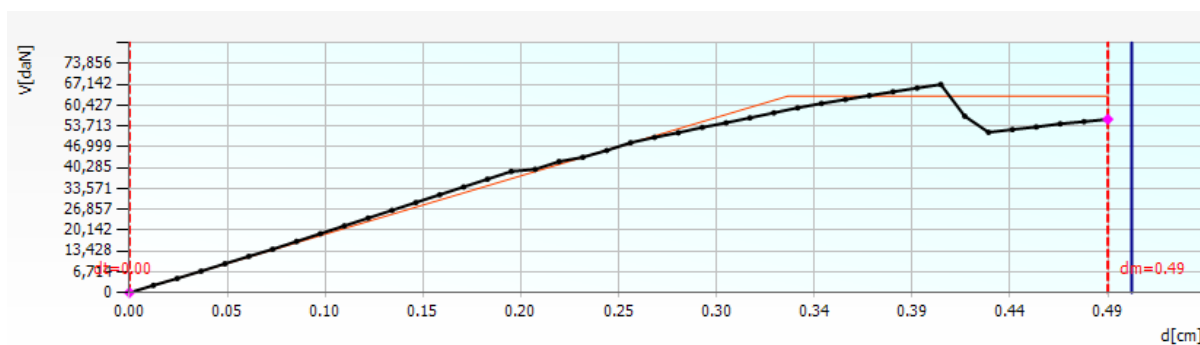
Na sliki 32 je prikazano stanje zidnih slopov po izvedeni kritični analizi v smeri $-X$, na sliki 33 pa po izvedeni kritični analizi v smeri $+Y$. Sliki 34 in 35 prikazujeta krivulji kapacitete za kritična obtežna primer v smeri $-X$ in $+Y$.



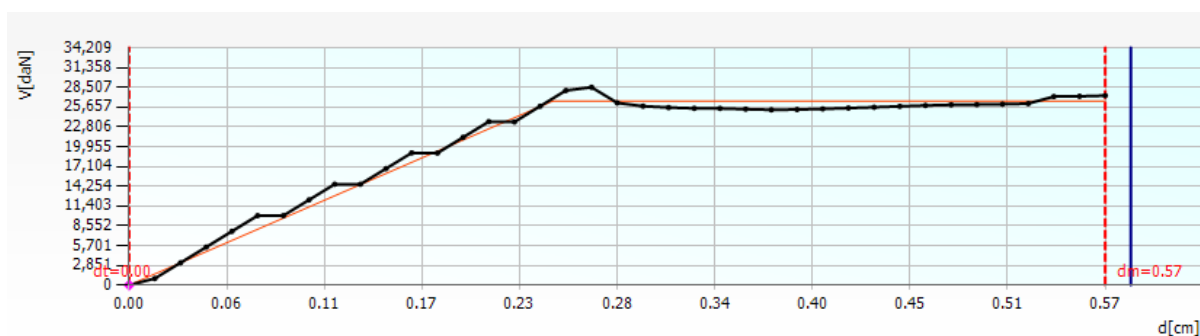
Slika 32: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi obstoječega stanja za obtežni primer $-X$ v oseh A, B in C



Slika 33: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi obstoječega stanja za obtežni primer $+Y$ v oseh 1, 2, 3 in 4



Slika 34: Krivulja kapacitete obstoječega stanja za obtežni primer $-X$



Slika 35: Krivulja kapacitete obstoječega stanja za obtežni primer $+Y$

6 UTRDITVE OBJEKTA ZA ZAGOTAVLJANJE POTRESNE VARNOSTI

6.1 Pregled ukrepov za zagotavljanje potresne varnosti

Na splošno so poškodbe zidanih stavb pri potresu posledica premajhne nosilnosti in duktilnosti sten, neustreznega povezovanja med stenami ter neustrezne zasnove (simetričnost). Kakor navaja Tomaževič [6], se temu primerno tudi razvrščajo ukrepi za zagotavljanje potresne odpornosti, in sicer:

- Ukrepi za povečanje nosilnosti in duktilnosti zidov
- Ukrepi za zagotovitev celovitosti oziroma povezave med zidovi
- Ukrepi za izboljšanje zasnove konstrukcije

6.1.1 Ukrepi za povečanje nosilnosti in duktilnosti zidov

6.1.1.1 Popravilo razpok in prezidovanje

Popravilo razpok poveča nosilnost oziroma duktilnost razpokanih zidov tako, da se jim povrne lastnosti nepoškodovane zidovine. Razpoke, manjše od 10 mm se lahko zatesnijo z malto. V primeru debelejših sten je potrebno tanjše razpoke injektirati s cementno injekcijsko maso z dodatki za nabrekanje (podrobneje predstavljeno v naslednjem poglavju). Alternativno se lahko za zelo tanke razpoke uporabi epoksidna injekcijska masa. V primeru večjih razpok (10 mm ali več) je potrebno del zida rekonstruirati, oziroma zagotoviti povezavo med razpokanima deloma zidu s sidri, ter zapolniti votline z malto. Velike diagonalne razpoke se lahko sanira z ulitjem betonskih reber v predhodno izdelane utore v steni. Betonska rebra morajo biti ojačana z vzdolžno armaturo in stremeni.

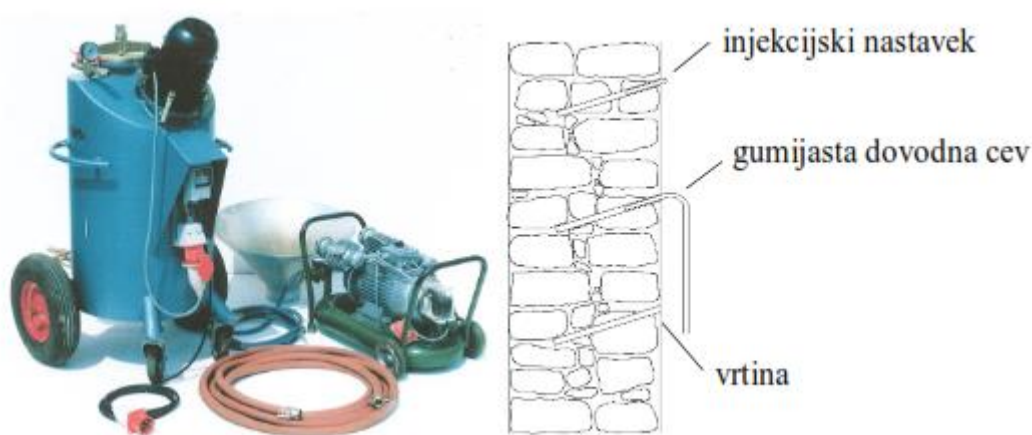
6.1.1.2 Injektiranje

Kamniti zidovi so velikokrat zgrajeni iz dveh ali več slojev. Zunanja sloja sta iz oblikovanih ali delno oblikovanih kamnov, v sredini pa so votline polnili z ostanki klesanih kamnov, oziroma manjšimi kamni. Posledica tega je, da debelejši kamniti zidovi vsebujejo veliko razpok in votlin, ter so posamezne plasti zidu neustrezno povezane med seboj. Z metodo injektiranja se sistematično zapolnijo votline. Tak ukrep zagotavlja boljšo povezavo med posameznimi plastmi, hkrati pa znatno povečuje togost in trdnost kamnite zidovine. Pred odločitvijo za tak ukrep je potrebno predhodno preučiti morfologijo in sestavo zidu. Votline ne smejo biti zapolnjene z zemljo, saj ta pri injektiranju preprečuje vzpostavitev dobrega stika med injekcijsko maso in obstoječim zidom. Priporočljivo je popolno injektiranje zidov, saj pri delnem injektiranju (injektiranje samo razpok) lahko pride do dodatnih poškodb neinjektiranih delov zidu zaradi nekonsistentne togosti in trdnosti.

Posebno pozornost je potrebno posvetiti tudi vlagi zidov. Prevelika vlažnost zidov lahko negativno vpliva na vodocementno razmerje injekcijske mase, in posledično manjšo trdnost injektiranega zidu. V osnovi se injekcijske mase delijo na cementne mešanice, apnene mešanice ter cementno apnene mešanice. Poleg cementa in apna se mešanicam pogosto dodajajo različni dodatki za izboljšanje njihovih lastnosti. Iz raziskav Uranjeka se je izkazalo [4], da injektirani zidovi z injekcijsko maso na osnovi

cementa dosegajo približno 50 % večjo natezno trdnost, ter približno 20 % večji modul elastičnosti in strižni modul kakor zidovi, injektirani z injekcijsko maso na osnovi cementno-apnene mase. Kljub boljšim rezultatom mešanic na cementni osnovi, pa se zlasti na objektih kulturne dediščine pri injektiranju poslužujejo cementno apnenih, apnenih, ali drugih mešanic, zaradi boljše kompatibilnosti z že vgrajenimi materiali.

Postopek injektiranja se prične, v kolikor ni ovir zaradi konservatorjev, z odstranitvijo poškodovanih ometov. Te se nadomesti z novim cementnim obrizgom, ki preprečuje, da bi vgrajena mešanica iztekala iz zidu. Zid se v rastru navrta na pod rahlim kotom, ki pada proti sredini zidu. Razdalje med vrtinami so približno 50 cm, globina vrtanja pa je približno $\frac{2}{3}$ debeline zidu. V vrtine se vstavijo injekcijski nastavki. Prek gumijastih cevi, ki se namestijo na nastavke se nato brizga injekcijsko mešanico pod pritiskom do 3 Bar. Injektira se v smeri od spodaj gor. Ko injekcijska masa priteče skozi najbližji nastavek, se injektiranje ustavi ter se zamaši nastavek, prek katerega se je nazadnje injektiralo. Na sliki 36 (levo) je prikazan stroj za injektiranje zidov, na desno pa je shematsko predstavljen prerez zidu z vgrajenimi nastavki.

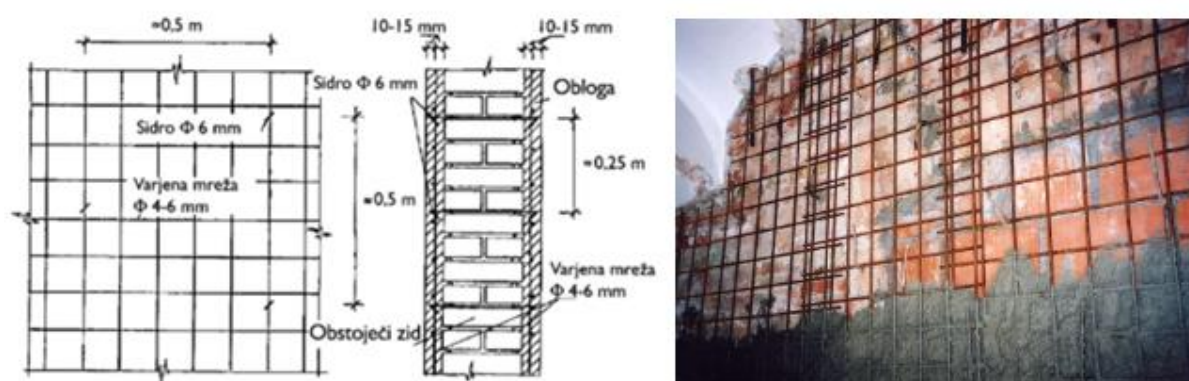


Slika 36: Stroj za injektiranje zidov ter razporeditev vrtin in nastavkov za injektiranje [4]

6.1.1.3 Oblaganje zidu (armirani ometi)

Ena izmed tradicionalnih tehnik ojačevanja zidov so cementni ometi, armirani z jekleno mrežo. Metoda je zelo razširjena zaradi enostavnosti izvedbe. Postopek izvedbe je sledeči: Obstoječim zidom se prvotno odstrani ves omet. Nato se v zidu izvrtajo luknje, v katere se ustavijo jeklena sidra, katerih mora biti približno 6 na m^2 . Sledi nanos prvega sloja cementnega ometa, debeline cca 10-15 mm. Po prvem sloju ometa se na jeklena sidra zveže armaturna mreža. Doda se drugi sloj cementnega ometa debeline cca 40 mm, kar nudi armaturni mreži krovni sloj, hkrati pa deluje kot grobi omet zidov. Za učinkovitost armiranih ometov je potrebno ta ukrep izvesti na obeh straneh zidu. Izvedba armiranih ometov znatno poveča odpornost, duktilnost in sposobnost sipanja energije, vendar ima hkrati veliko pomanjkljivosti. Oblaganje zidov z cementnimi ometi debeline 5 cm na vsaki strani zidu znatno poveča maso, kar v primeru potresa pomeni večje vztrajnostne sile, ki jih mora konstrukcija prenesti. Hkrati se je potrebno zavedati, da izvedba take utrditve znatno poveča togost elementov. Potrebno je biti pozoren, da se težišče

togosti konstrukcije ne oddalji bistveno od težišča mase, saj lahko zaradi ekscentričnosti pride do večjih vplivov torzije, kar poslabša stabilnost celotne konstrukcije, kljub temu da se je posameznim zidom povečala togost in nosilnost. Za učinkovito delovanje armiranih ometov je potrebno zagotoviti kontinuiranost po višini, hkrati pa morajo biti armaturne mreže vpete v temelje. Kontinuiranost je v določenih primerih težko doseči v notranjosti objekta, kjer bi morali delno porušiti medetažne konstrukcije za doseganje tega. Ena od težav cementnih ometov z jekleno armaturo je korozija, zato so se v zadnjih desetletjih začele uvajati nove tehnike, ki jeklo nadomeščajo z umetnimi vlakni. Detajl vgradnje armirano betonskih ometov je prikazan na sliki 37.



Slika 37: Shema utrditev opečnega zidovja (levo) [6], praktični primer armiranega cementnega ometa (desno) [15]

6.1.1.4 Povezovanje in utrditev zidov z umetnimi materiali

Pri adaptaciji zidov obstoječih objektov za povečanje nosilnosti in duktilnosti se vse pogosteje uporabljajo metode, ki vključujejo uporabo kompozitov, sestavljenih iz vlaken različnih materialov ter matrice iz polimerov (FRP, ang: fiber reinforced polymer) ali mineralnih veziv (FRM, ang: fiber reinforced mortar) [16].

Trenutno je na tržišču veliko možnosti izbire med posameznimi vrstami vlaken, vendar se v gradbeni praksi v večini poslužujejo dveh tipov, in sicer steklenih ali karbonskih vlaken. Te so narejene v obliki trakov, tkanin ali mrež. V primeru uporabe steklenih vlaken z matrico na epoksidni bazi se ta imenuje GFRP (ang: glass fiber reinforced polymer). V primeru uporabe karbonskih vlaken pa je ta CFRP (ang: carbon fiber reinforced polymer).

Pri utrjevanju obstoječih zidov se kompoziti v večini primerov nanašajo s površinskim lepljenjem. Kot polimerna matrica je največkrat uporabljena epoksidna smola [16]. Z ojačenjem zidu z FRP lahko povečamo tako strižno kakor tudi upogibno odpornost zidu, v odvisnosti od orientacije vgrajenih vlaken. Poleg nosilnosti se znatno poveča tudi sposobnost duktilnega obnašanja zidov.

Velika težava je zagotoviti zadostno sprijemnost, saj so različni avtorji izpostavili delaminacijo trakov z obstoječim zidom kot glavni problem ojačevanja zidov s FRP. Ugotovilo se je, da je za učinkovito delovanje FRP ojačitev pomembna velika prerazporeditev in dobro sidranje trakov ali tkanine na

obstoječe zidove. Z večjo razporeditvijo trakov ali tkanine se tudi poveča duktilno obnašanje, saj se prepreči, da bi se vse ojačitve hipoma ločile od obstoječega zidu.

Na sliki 38 je prikazan primer ojačanja opečnega zidu z karbonskimi trakovi in epoksidno smolo. Prikazani sta dve varianti ojačitve, vertikalno-horizontalno orientirani trakovi ter diagonalno orientirani trakovi. Ojačanje zidov je potekalo v sklopu doktorske disertacije Mojce Jarc Simonič [16].



Slika 38: Diagonalno ojačani opečni zid s karbonskimi trakovi (levo), horizontalno-vertikalno ojačani opečni zid s karbonskimi trakovi [16]

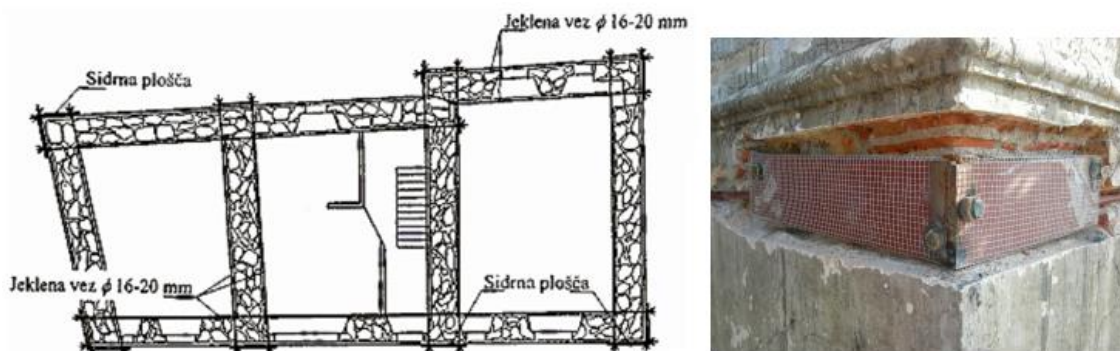
6.1.2 Ukrepi za zagotovitev povezave med zidovi

Kakor že omenjeno, je zadostna povezava med zidovi eden od ključnih parametrov za uspešno prenašanje potresnih sil. Predvsem je pomembno, da se zagotovi zadostno togost medetažnih konstrukcij, preko katerih se sile med potresom prerazporejajo med zidovi. Samo na tak način se lahko popolnoma izkoristi potresno odpornost vseh zidov. Z vzpostavitev povezave med zidovi se tudi prepreči deformacije posameznih zidov izven svoje ravnine. V nadaljevanju so predstavljeni najpogostejši ukrepi za vzpostavljanje celovitosti obnašanja stavbe med potresom.

6.1.2.1 Zidne vezi

Vgradnja vezi vzpostavi povezavo med nosilnimi zidovi, in preprečuje njihovo ločevanje med potresom. Prednost take izboljšave je predvsem enostavnost vgradnje in nizka cena. Izkušnje kažejo, da so zgradbe, utrjene zgolj z jeklenimi horizontalnimi vezmi, dosti boljše prenesle potresno obtežbo kot bi jo sicer. Da bi preprečili lokalno kršenje ali porušitev zidovja, je potrebno na mestih vpetja sider lokalno ojačati

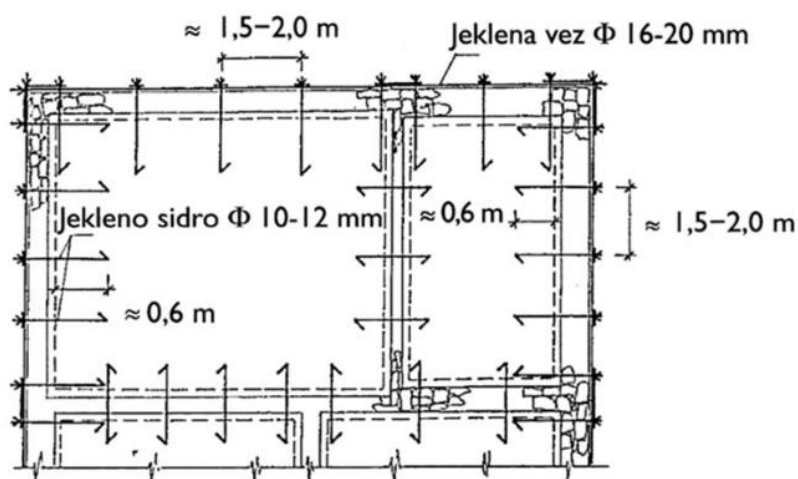
zidovino. To se lahko stori z injektiranjem ali pa z nadomestno pozidavo zidu z trdnejšimi materiali. Po navadi se vezi namesti na obe strani zidov v predhodno pripravljene ure. Vezi so narejene iz gladkega jekla z navoji na obeh koncih, ki omogočajo prednapenjanje z maticami. Pred vijačenjem matic je potrebno namestiti sidrne plošče, ki omogočajo prenos sile prednapetja. Podlaga za sidrne plošče mora biti predhodno izravnana z močno malto. Shema povezave obstoječih kamnitih zidov z vezmi ter praktični primer sta prikazana na sliki 39.



Slika 39: Shematski prikaz povezanega zidovja z jeklenimi vezmi [6] (levo), detajl sidranja [15] (desno)

6.1.2.2 Ojačevanje stropnih konstrukcij

Medetažne konstrukcije starejših stavb so v Sloveniji največkrat lesene. Te v večini primerov ne zagotavljajo dovoljše povezave zidov, da bi ti usklajeno delovali med potresom. Velikokrat so zaradi preperelosti ali nezadostnih prereзов stropnikov vprašljive že iz vidika statičnih obtežb. Ena od metod, ki je v praksi zelo razširjena, je zamenjava celotne lesene medetažne konstrukcije z novimi armirano betonskimi ploščami.

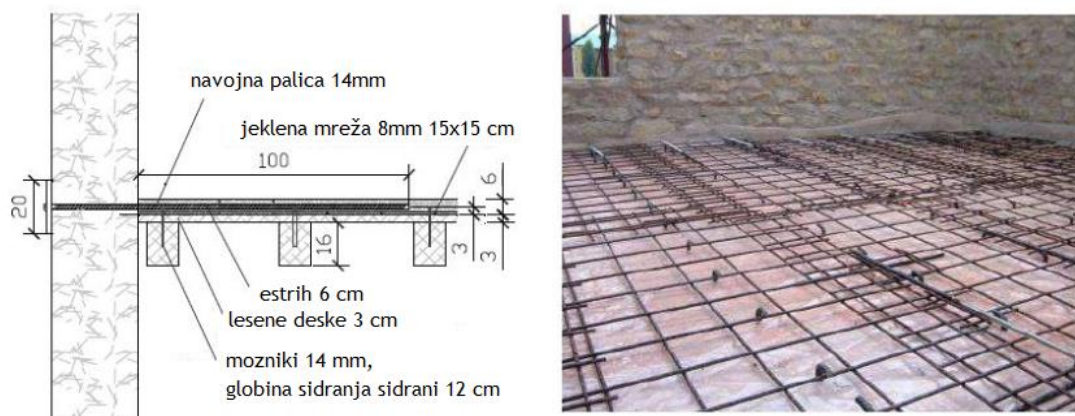


Slika 40: Shema sidranja armirano betonske plošče v obstoječe zidove [6]

Pri izvedbi nove plošče je potrebno zagotoviti dovoljšno naleganje in sidranje plošče v obstoječe zidove. Pred ulivanjem plošče je na obstoječih zidovih potrebno izdolbsti utor, ki je vsaj 15 cm globok. Poleg tega je pomembna tudi vzpostavitev povezave plošče z zunanjimi sloji zidu, kar se doseže z jeklenimi

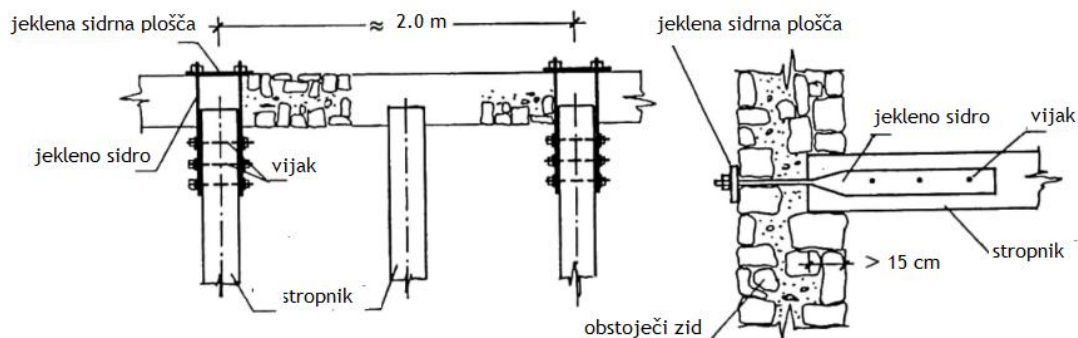
sidri. Na tak način se prepreči razslojevanje zidu pri potresni obremenitvi. Slabost je znatno povečanje mase, kar lahko povzroči še bolj usodne posledice kakor če nebi storili nobenega ukrepa. Shema sidranja toge armirano betonske plošče v obstoječe zidovje je predstavljena na sliki 40.

Med manj invazivne, vendar še vedno zahtevne ukrepe, sodi utrjevanje lesenih stropov z sovprežnim armirano betonskim estrihom. Pri tem se obstoječa nosilna konstrukcija obdrži, zamenja se samo poškodovane oziroma trhle tramove. V primeru nizke nosilnosti se obstoječe stropnike ojača, ali pa se poleg obstoječih doda stropnike z večjo nosilnostjo. Na deske se položi folia, ki preprečuje vlaženje lesene konstrukcije med vgrajevanjem estriha. V nosilne elemente (stropnike) se nato vijajo mozniki, ki zagotavljajo povezavo z estrihom in omogočajo delovanje sovprežne konstrukcije. Na moznike se položi varjena armaturna mreža. Debelina vgrajenega estriha mora biti minimalno 6 cm. Da bi zagotovili povezavo med zidovi, je potrebno kakor pri novih armirano betonskih ploščah zagotoviti zadostno sidranje med zidovi in novim estrihom. V notranje zidove se zavrtajo luknje, ter namestijo rebraste jeklene palice dolžine cca 2m, ki povezujejo estriha dveh ločenih prostorov. V zunanje zidove se zavrtijo luknje ter namesti napenjalna sidra s sidrnimi ploščicami. Priporočljiva je ustrezna zaščita proti koroziji. Napenjanje je priporočljivo šele 14 dni po ulitem estrihu. Pri pravilno izdelanem sovprežnem estrihu leseni tramovi prevzemajo natezne napetosti, armirano betonski estrih pa prevzema tlačne napetosti. V primerjavi z togo betonsko ploščo je taka konstrukcija precej lažja ter v estetskem smislu prijetnejša. Na sliki 41 je na levi strani predstavljen detajl sidranja sovprežnega estriha, na desni strani pa je prikazan primer nameščene armature pred vlivanjem estriha.



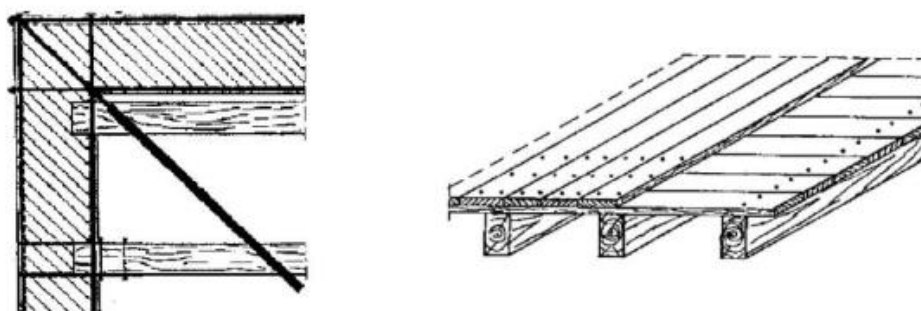
Slika 41: Detajl sidranja sovprežnega estriha (levo), primer priprave armature pred vlivanjem estriha (desno) [17]

V izogib velikim posegom, kot so nova armirano betonska plošča ali sovprežni estrih, se lahko lesene stropne učinkovito utrdi tudi z drugimi ukrepi. Predvsem pri stavbah kulturne dediščine, kjer so radikalni posegi nedopustni, je potrebno kar se le da ohraniti obstoječo konstrukcijo. Za vzpostavljanje povezave med zidovi se lahko lesene stropnike sidra v steno z jeklenimi sidri. Sidra so privijačena na stropnike, na zunanji strani pa se jih sidra z jekleno ploščo na prej pripravljeno ležišče, kakor je prikazano na sliki 42.



Slika 42: Detajl sidranja stropnikov in zida [6]

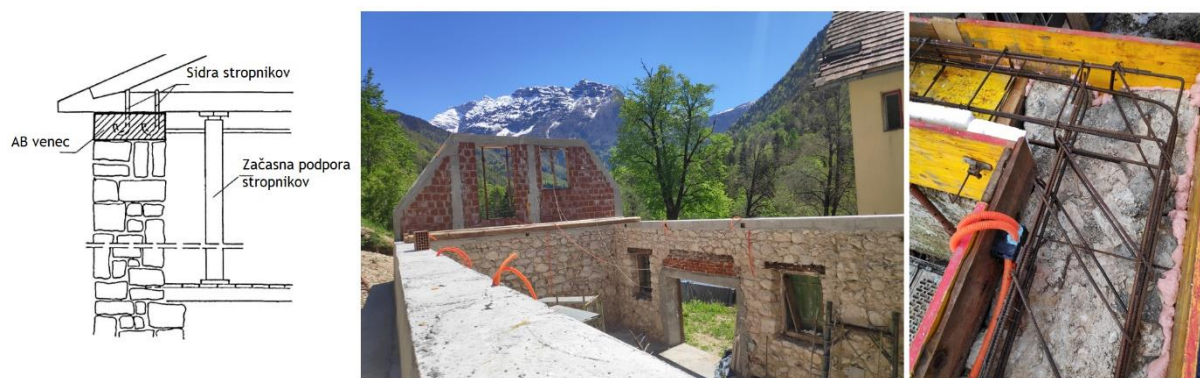
V primeru večjih razponov stropov, se poleg sidranja stropnikov izvede tudi diagonalne ploščate jeklene vezi. Izdelane so iz ploščatega jeklenega traku, na koncih pa so privarjene navojne palice, ki omogočajo vpenjanje. Položi se jih na obstoječo leseno konstrukcijo, na zunanjih zidovih pa se jih privijači z maticami. Detajl je prikazan na sliki 43 (levo).



Slika 43: Detajl sidranja diagonalnih jeklenih vezi (levo), ojačanje lesene stropne konstrukcije z prečno pribitimi lesenimi deskami (desno) [6]

Med najbolj preproste metode utrjevanja obstoječih lesenih konstrukcij sodi pritrjevanje dodatne plasti desk na obstoječo plast desk (vidno na sliki 43, desno). Dodaten sloj desk se lahko pribije ali vijači pravokotno, lahko pa tudi diagonalno. Pozitivna lastnost diagonalno nameščenih desk drugega sloja je, da se lahko vsaka deska vijači v stropnike, kar posledično vzpostavlja bolj togo konstrukcijo.

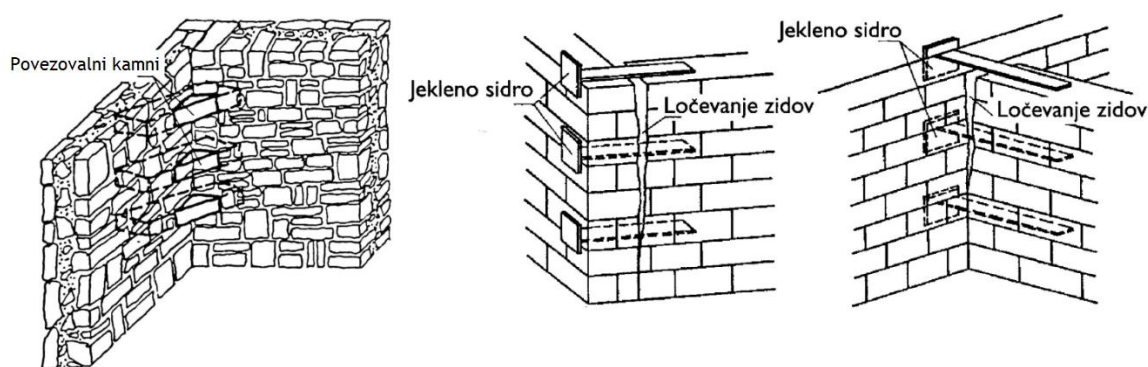
Poškodbe zidov se med potresom velikokrat pojavijo na vogalih vrhnje etaže, kjer zaradi obtežbe strehe prihaja do velikih vztrajnostnih sil na zidove. Strešna konstrukcija v veliko primerih starejših stavb ni zadostno sidrana v stene, da bi zagotavljala usklajeno gibanje zidov. V takih primerih je priporočljivo izvesti na vrhu zgornje etaže (tik pod strešno konstrukcijo) armirano betonski venec. S tem posegom zagotovimo enakomernjši prenos sil iz strehe na zidove. S sidranjem lesene konstrukcije v betonski venec se hkrati vzpostavi boljša povezava zidov ter mehanizem toge diafragme. Betonski venec je še posebej priporočljiv pri starih zatrepnih zidovih, saj ti niso sposobni prenašati obtežbe izven svoje ravnine. V primeru, ko se strešna konstrukcija ohranja, jo je pred posegom potrebno ustrezno podpreti. Nato se odstrani zgornjih del zidu (priporočljivo je vsaj 15 cm). Namesti se opaž ter armatura, nakar se zalije betonski venec na višino starega zidu. Primer vgradnje venca je viden na sliki 44.



Slika 44: Shema utrditve zidu z armirano betonskim vencem (levo) [6], Povezava zidov z betonskim vencem (sredina, osebna zbirka), detajl armiranja vogalov venca (desno, osebna zbirka)

6.1.2.3 Utrditev zidov na območjih sečišč

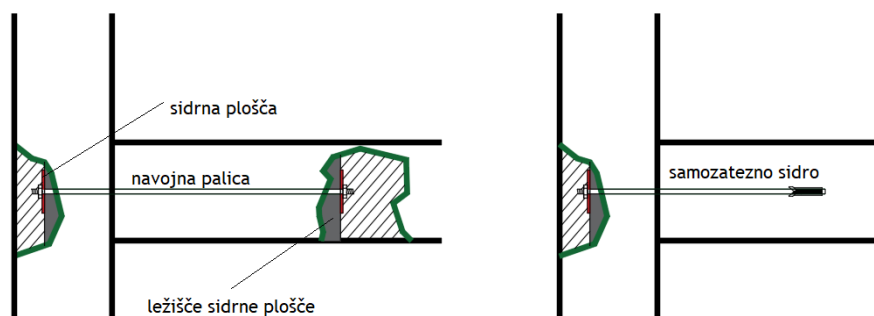
Pri prej omenjenih ukrepih za vzpostavljanje enovitosti konstrukcije so intervencije večinoma izvršene na višini medetažnih konstrukcij. Kljub povezavi zidov na nivoju medetažne konstrukcije, se lahko med močnejšim potresom pojavijo velike poškodbe in odstopanja na območju sečišč in vogalov zidov. V preteklosti so kot primer dobre prakse na vogalih ter sečiščih zidov uporabili pravilno klesane kamne, praviloma bolj podolgovatih oblik, ki so povezovali oba stikajoča se zida (slika 2). Pri utrjevanju zidanih stavb je torej potrebno nezadostno povezana stičišča zidov utrditi. Ena izmed rešitev je delna porušitev stika zidov ter namestitev diagonalno položenih povezovalnih kamnom, ali vgradnja jeklenih sider (slika 45).



Slika 45: Načini povezovanja stičišč zidov; povezovalni kamni (levo), vgradnja jeklenih sider (desno) [6]

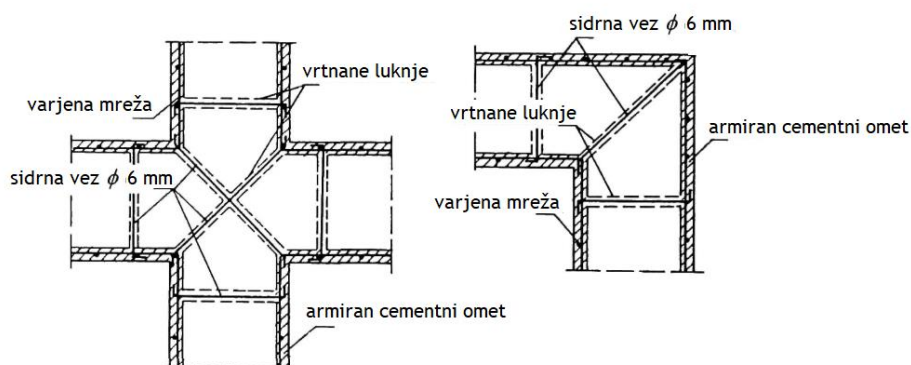
Enostavnejša alternativa prej omenjenim rešitvam povezovanja stičišč kamnitih zidov je sidranje sten s samozateznimi sidri ali navojnimi palicami. V sredino zidu se zavrti luknje, globine 2,5-3 kratnik debeline zidu, v rastru cca 60 cm. Nato se z močno cementno malto pripravi ležišče sidrne plošče. V odvisnosti od kvalitete zidu, se vstavi v izvrtane luknje bodisi samozatezna sidra ali navojne palice. V primeru injektiranih ali polnih kamnitih zidovih, kjer se predpostavi dovoljšna trdota sredine zidu, se lahko vstavijo samozatezna sidra (slika 46 desno). V primeru večplastnih kamnitih zidov, kjer sredinski sloj pretežno predstavlja votline, šibka malta ter drobno kamnje, je priporočljivo izdelati ležišče za

sidrno ploščo iz cementne malte. (slika 46 levo). Pri pravilni vgradnji bodisi navojnih palic ali sider se te lahko tudi prednapnejo.



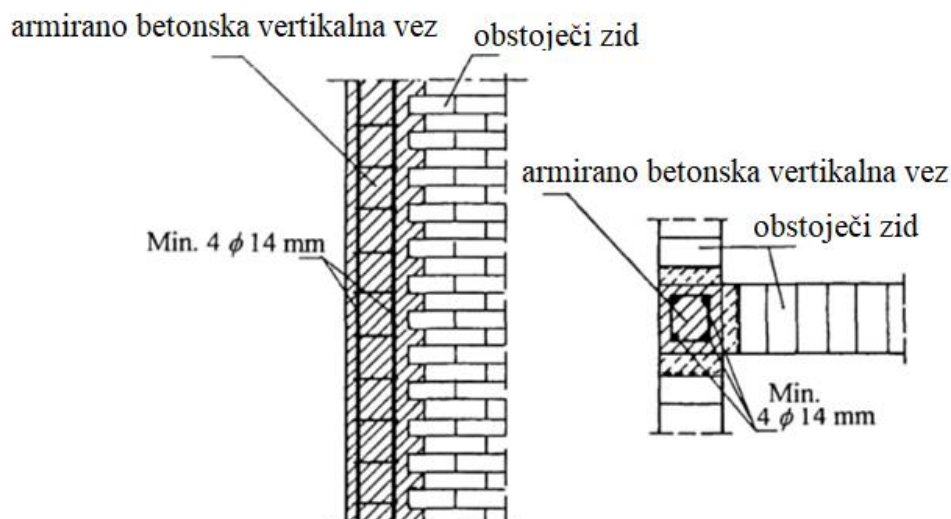
Slika 46: Načini sidranja zidu z navojnimi palicami (levo) ali s samozateznimi sidri (desno)

V primeru opečnih zidov, je utrjevanje stičišč opečnih zidov po navadi izvedeno skupaj z izvedbo armiranih ometov. V vogale zidov se prečno in diagonalno zavrtajo luknje, v katere se vstavijo armaturne palice premera 6 ali 8 mm. Te se ustrezno pritrdi na armaturno mrežo, ki se jo položi na zid (opisano v poglavju 6.1.2.2). Detajl povezovanja vogalov ter stičišč opečnih zidov je prikazan na sliki 47.



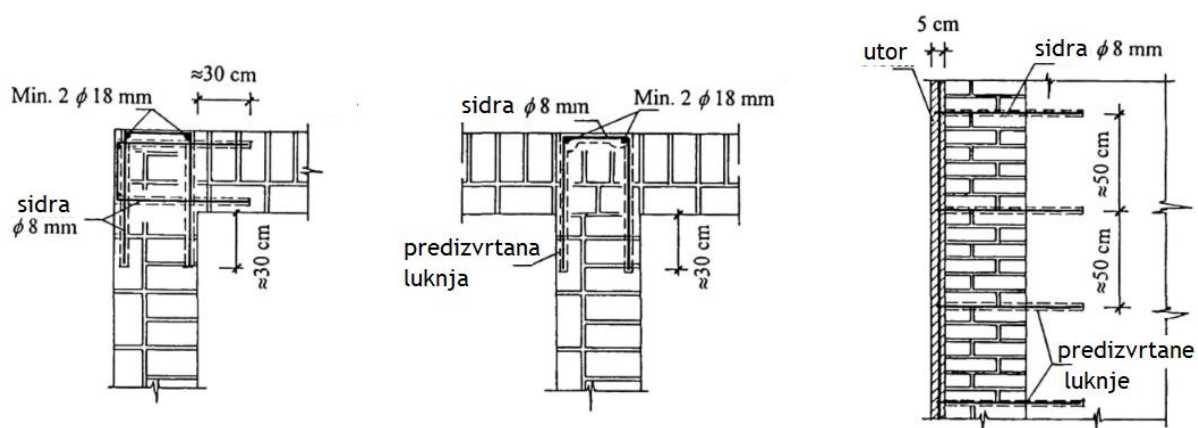
Slika 47: Detajl povezovanja stičišč in vogalov opečnih zidov

Najbolj invazivna metoda povezovanja zidov je izdelava vertikalnih armirano betonskih povezav na vogalih in stičiščih zidov. S takim posegom se znatno poveča zmožnost disipacije energije konstrukcije. Kakor navaja Tomaževič [6], pa je za učinkovitost takega ukrepa pomembna predvsem vpetost vertikalnih povezav v horizontalne elemente (betonski estrihi in toge diafragme medetažnih konstrukcij) ter temelje. Zato je tak poseg najbolj primeren za obstoječe opečno zidane konstrukcije, kjer so betonski venci in plošče že izvedeni, vertikalne povezave v stičiščih zidov pa so pomanjkljivo izvedene ali pa jih ni. Pri izvedbi se opeke ali kamne iz vogala odstrani. V odprtino se vstavi armaturni koš, ki ga je potrebno sidrati v temelje ter horizontalne elemente na nivoju medetažnih konstrukcij. Odprtino se zaopaži ter zalije z betonom. Priporočljiva debelina vertikalnih vezi je enaka debelini zidov, vendar je to pri kamnitih zidovih težko izvedljivo. Detajl izvedbe je prikazan na sliki 48.



Slika 48: Izvedbe stičišča opečnega zidu z novo armirano betonsko vezjo [6]

Alternativno se lahko tudi izdolbe samo vertikalne uture na mestu stičišč, v katere se namesti par vertikalnih armaturnih palic. Te je potrebno povezati z zidom s sidri, ki so zavrtane v zid in zalite z epoksidno malto. Detajl izvedbe je viden na sliki 49.

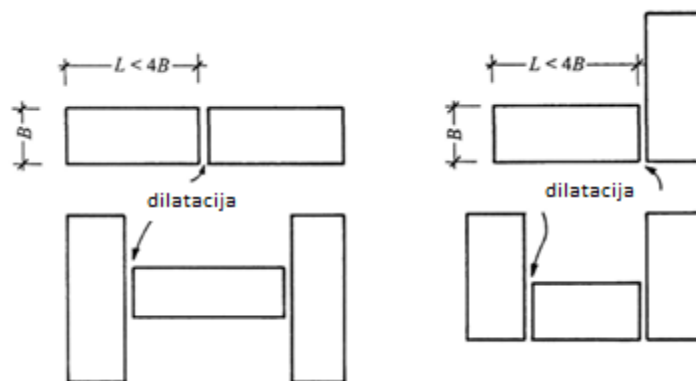


Slika 49: Detajl izvedbe vertikalnih povezav z armaturo nameščeno v utor

6.1.3 Ukrepi za izboljšanje zasnove konstrukcije

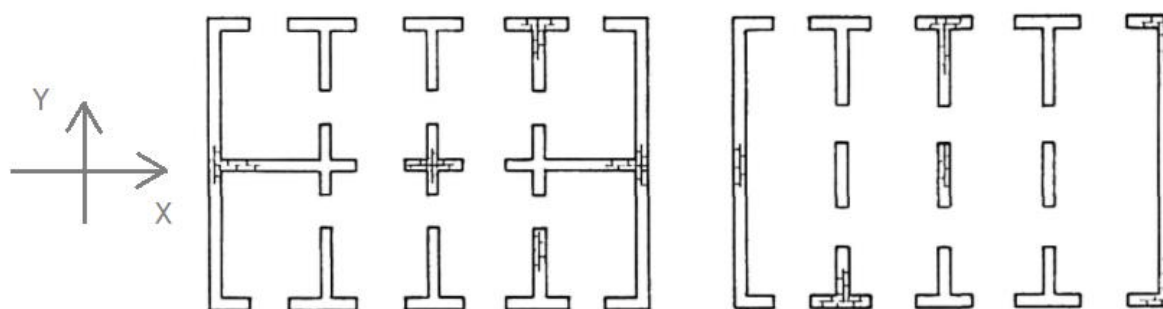
Poleg same nosilnosti sten in njihove medsebojne povezanosti je ključnega pomena tudi pravilna zasnova konstrukcije. Izkazalo se je, da starejše stavbe s pravilno zasnovo in zadostno povezanostjo zidov kljub računsko nezadostni potresni odpornosti uspešno prenesejo potresno obtežbo. Načeloma imajo starejše stavbe bolj ali manj simetrično razporeditev zidov. Velikokrat pa se je skozi čas, zaradi številnih prenov ali dozidav, ter pomanjkljivega znanja, zasnova konstrukcije poslabšala. Predvsem pri večjih prizidavah, kjer se je uniformnost znatno popačila, je potrebno vzpostaviti dilatacije, ki dopuščajo neodvisno nihanje med posameznimi enotami zgradbe, kakor je prikazano na sliki 50. Priporočena je

tudi približno pravokotna zasnova v tlorisu. Razmerje med daljšo in krajšo stranico stavbe naj ne bo večja od 4.



Slika 50: Priporočena izvedba dilatacij pri stavbah z več deli [6]

Nosilni zidovi morajo biti razporejeni v obeh glavnih smereh konstrukcije. Priporočena je tudi približno enaka togost in nosilnost v obeh smereh. Priporočljivo je, da so glavni nosilni elementi razporejeni po obodu stavbe, saj na tak način najbolj prispevajo k torzijski nosilnosti. Na sliki 51 je prikazan primer zadostnega (slika 51 levo) in nezadostnega (slika 51 desno) števila nosilnih elementov v X smeri.



Slika 51: Zadostno število nosilnih elementov v X smeri (levo), nezadostno število nosilnih elementov v X smeri (desno)

Pri odpravljanju napak zasnove konstrukcije se velikokrat stavbam vgrajuje dodatne stene ali armiranobetonske okvirje. Iz arhitekturnega vidika so okvirji bolj zaželeni, saj dopuščajo ohranitev odprtih prostorov. Pri tem je potrebno biti pazljiv, saj so armiranobetonski elementi precej bolj togi in trdni od zidanih elementov, kar lahko pri nepravilnem načrtovanju privede do negativnih učinkov.

6.2 Analiza ukrepov na obravnavanem objektu

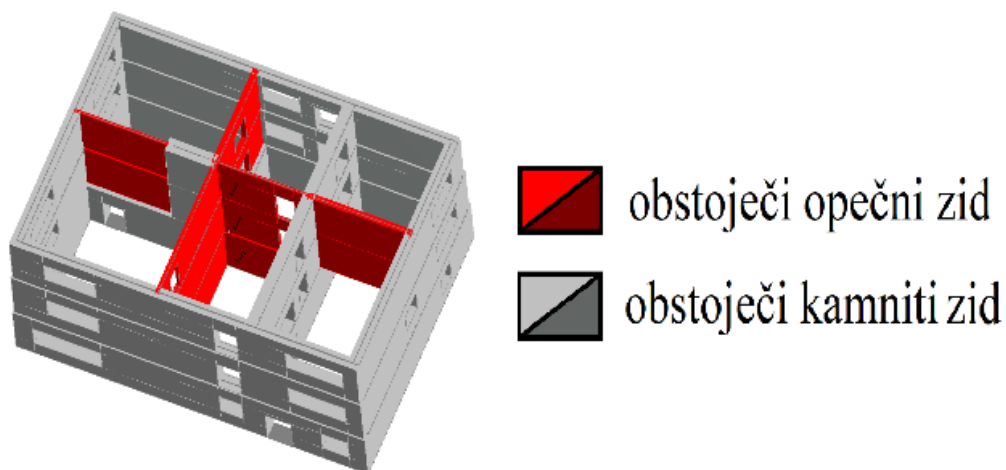
Iz predhodno opravljene analize obstoječega stanja se je ugotovilo, da obstoječe kamnito zidovje kljub velikim prerezom ne nudi zadostne strižne odpornosti. Poleg tega so problematične tudi vse stene, zidane iz votle opeke. Te so namreč že v osnovi pretanke, hkrati pa so polagane z odprtinami v horizontalni smeri. Poleg slabe kakovosti in nezadostne geometrije zidovja, je kritičen aspekt konstrukcije pomanjkljiva povezanost med samimi zidovi. Sama zasnova objekta je sicer solidna. Pravilna je tako v tlorisu in po višini. Izhajajoč iz tega, bodo v nadaljevanju predstavljeni ukrepi za izboljševanje potresne odpornosti konstrukcije.

Preverilo se je naslednje ukrepe:

- Vgradnja jeklenih prednapetih vezi
- Ojačitev lesenih medetažnih konstrukcij s sovprežnim betonskim estrihom
- Zamenjava lesenih medetažnih konstrukcij z novo armirano-betonsko ploščo
- Zamenjava obstoječih opečnih zidov z novimi opečnimi zidovi, debeline 30 cm iz modularne opeke
- Injektiranje kamnitih zidov
- Vgradnja armirano-betonskih okvirjev

6.2.1 Analiza 1

Prva izboljšava, ki se je preizkusila na modelu konstrukcije so bile prednapete horizontalne jeklene vezi vzdolž glavnih osi zidov. Vnesene jeklene vezi so bile premera 24 mm, s silo prednapetja 5 kN. Kvaliteta jekla je bila S 355. Model konstrukcije je viden na sliki 52.

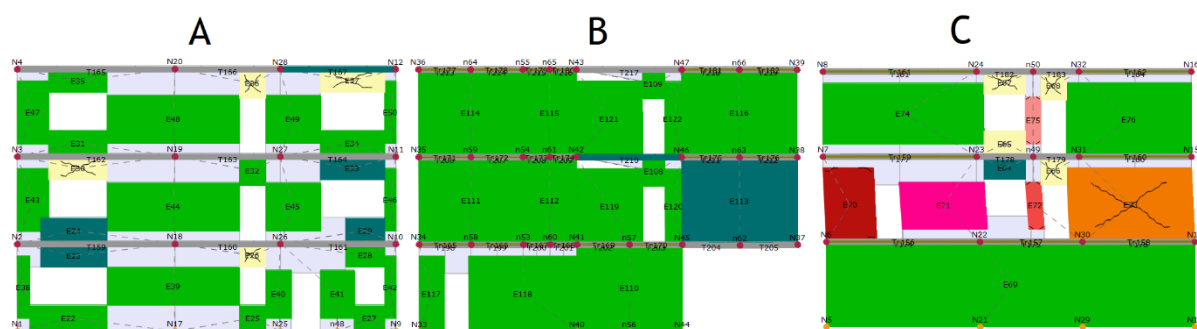


Slika 52: Model konstrukcije pri analizi 1

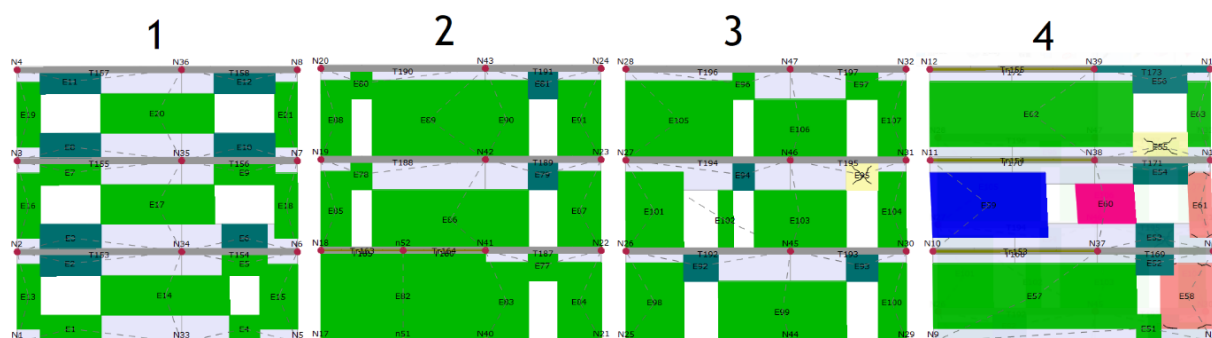
Rezultati analize so vidni na sliki 53. Konstrukcija je s tem ukrepom dosegla 37 % potresne zahteve po Evrokodu pri mejnem stanju velikih poškodb (SD). Pri mejnem stanju omejitve poškodb (DL) pa je konstrukcija dosegla 55 % zahteve po Evrokodu. Najbolj kritična izračuna sta bila pri modalni porazdelitvi prečne sile v smeri -X, s slučajno ekscentričnostjo -46,30 cm ter v smeri -Y s slučajno ekscentričnostjo -64,90 cm. Na slikah 54 in 55 so prikazane poškodbe zidnih slopov pri najbolj kritičnih obtežnih primerih. Na slikah 56 in 57 so prikazane krivulje kapacitete najbolj kritičnih obtežnih primerov.

Analysis						Analysis					
No.	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	α SD	α DL	No.	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	α SD	α DL
1	+X	Uniform	0.00	1.478	0.868	13	-X	Uniform	-46.30	1.061	1.886
2	+X	Modal distribution	0.00	0.606	1.060	14	-X	Uniform	-46.30	2.589	0.700
3	-X	Uniform	0.00	1.251	0.781	15	-X	Modal distribution	-46.30	0.567	0.845
4	-X	Modal distribution	0.00	0.567	0.738	16	-X	Modal distribution	-46.30	0.585	0.766
5	+Y	Uniform	0.00	1.774	0.839	17	+Y	Uniform	64.90	2.043	0.833
6	+Y	Modal distribution	0.00	0.430	0.555	18	+Y	Uniform	-64.90	1.130	0.783
7	-Y	Uniform	0.00	1.889	0.872	19	+Y	Modal distribution	64.90	0.408	0.531
8	-Y	Modal distribution	0.00	0.406	0.649	20	+Y	Modal distribution	-64.90	0.462	0.607
9	+X	Uniform	46.30	1.216	2.161	21	-Y	Uniform	64.90	2.111	0.893
10	+X	Uniform	-46.30	1.329	0.799	22	-Y	Uniform	-64.90	1.216	0.842
11	+X	Modal distribution	46.30	0.608	0.943	23	-Y	Modal distribution	64.90	0.372	0.608
12	+X	Modal distribution	-46.30	0.612	1.021	24	-Y	Modal distribution	-64.90	0.476	0.700

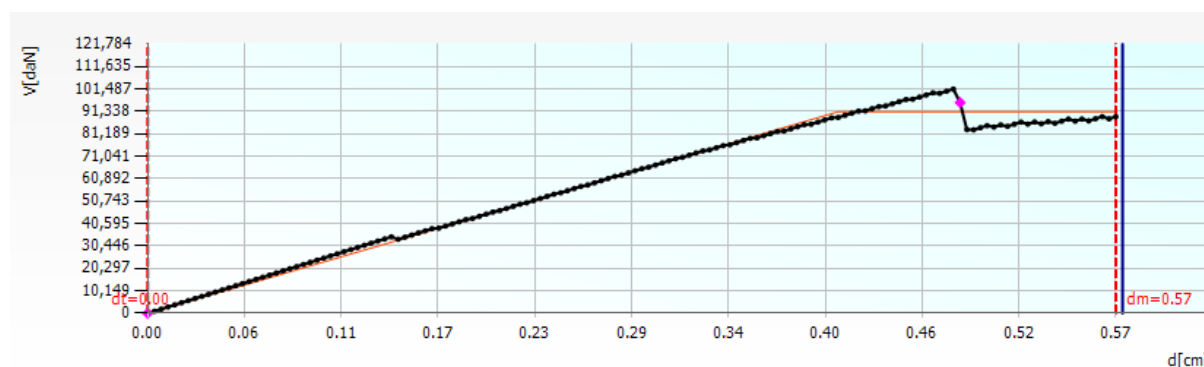
Slika 53: Rezultati nelinearne statične analize 1



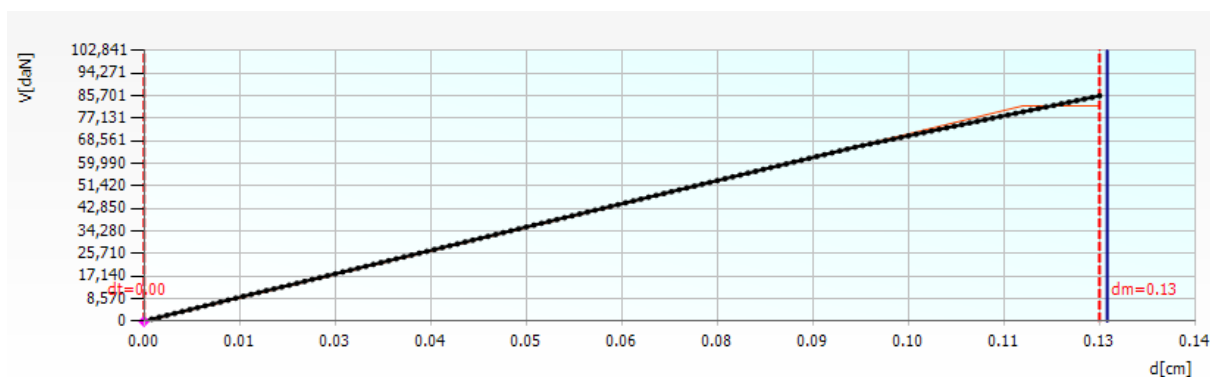
Slika 54: Prikaz stanja zidnih stopenj po končani analizi 1 za obtežni primer -X v oseh A, B in C



Slika 55: Prikaz stanja zidnih stopenj po končani analizi 1 za obtežni primer -Y v oseh 1, 2, 3 in 4



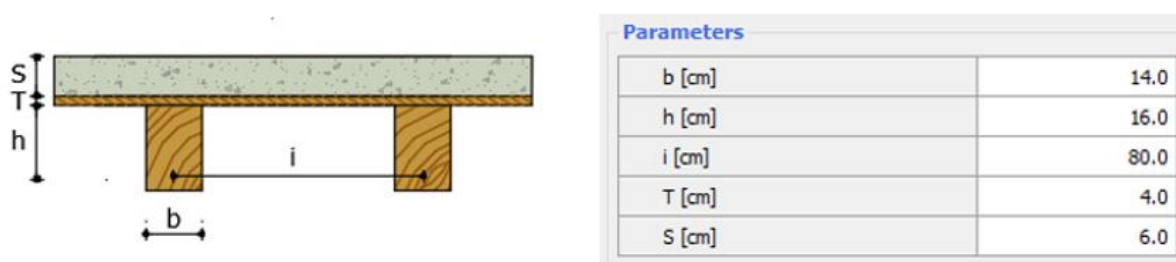
Slika 56: Krivulja kapacitete za obtežni primer -X pri analizi 1



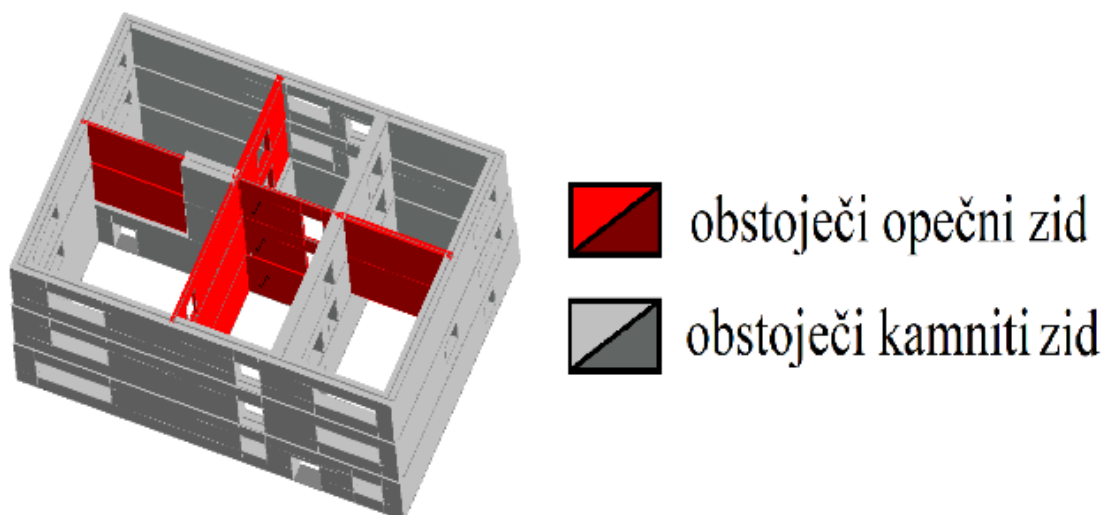
Slika 57: Krivulja kapacitete za obtežni primer -Y pri analizi 1

6.2.2 Analiza 2

Poleg prednapetih vezi, opisanih pri analizi 1, se je medetažne konstrukcije ojačalo s sovprežnim estrihom. Nad deske, privijačene v stropnike, se je dodalo 6 cm sovprežnega betonskega estriha, katerega se je sidralo v obodne stene, kakor je opisano v poglavju 6.1.2.2. Dimenzije predvidene nove medetažne konstrukcije so prikazane na sliki 58. Prikaz 3D modela zidovja je prikazan na sliki 59.



Slika 58: Dimenzije predvidene nove medetažne konstrukcije



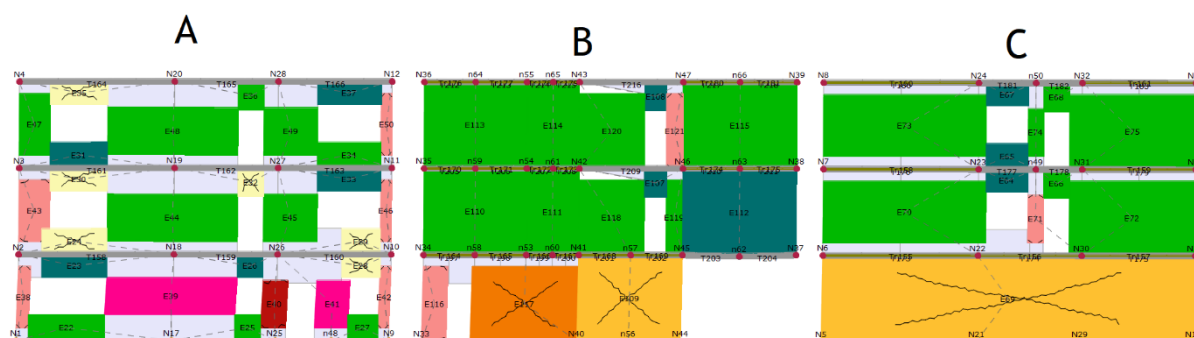
Slika 59: Prikaz 3D modela zidovja pri analizi 2

Na sliki 60 so prikazani rezultati analize 2. Konstrukcija je dosegala 78 % potresne zahteve po Evrokodu pri mejnem stanju velikih poškodb (SD). Pri mejnem stanju omejitev poškodb (DL) pa konstrukcija

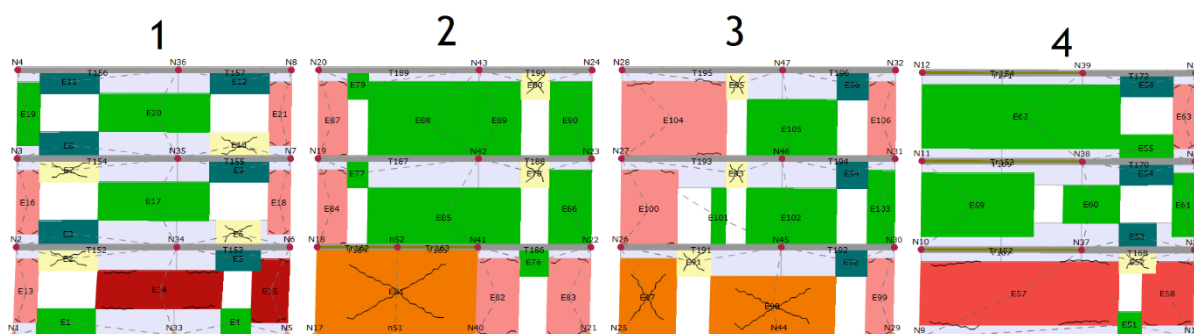
dosega 70% zahtev po Evrokodu. Najbolj kritični izračun v X smeri je bil pri modalni porazdelitvi potresnih sil v smeri +X s slučajno ekscentričnostjo 0,463 m. Za najbolj kritični primer v Y smeri pa se je pokazala enakomerna porazdelitev sil v smeri +Y, s slučajno ekscentričnostjo 0,649 m. Na slikah 61 in 62 se lahko vidi, da je do porušitve prišlo v kletni etaži, kar je posledica velike dodatne mase, zaradi vgradnje betonskega estriha. Na slikah 63 in 64 so prikazane krivulje kapacitete najbolj kritičnih obtežnih primerov.

Analysis											
No.	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	α SD	α DL	No.	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	α SD	α DL
1	+X	Uniform	0.00	0.857	0.857	13	-X	Uniform	-46.30	0.925	0.912
2	+X	Modal distribution	0.00	0.783	0.868	14	-X	Uniform	-46.30	0.897	0.915
3	-X	Uniform	0.00	0.921	0.892	15	-X	Modal distribution	46.30	0.809	0.911
4	-X	Modal distribution	0.00	0.814	0.917	16	-X	Modal distribution	-46.30	0.796	0.882
5	+Y	Uniform	0.00	0.831	0.758	17	+Y	Uniform	64.90	0.809	0.784
6	+Y	Modal distribution	0.00	0.816	0.761	18	+Y	Uniform	-64.90	0.822	0.711
7	-Y	Uniform	0.00	0.830	0.885	19	+Y	Modal distribution	64.90	0.813	0.827
8	-Y	Modal distribution	0.00	0.839	0.851	20	+Y	Modal distribution	-64.90	0.820	0.701
9	+X	Uniform	46.30	0.839	0.903	21	-Y	Uniform	64.90	0.873	0.934
10	+X	Uniform	-46.30	0.893	0.809	22	-Y	Uniform	-64.90	0.814	0.852
11	+X	Modal distribution	46.30	0.782	0.928	23	-Y	Modal distribution	64.90	0.837	0.923
12	+X	Modal distribution	-46.30	0.785	0.830	24	-Y	Modal distribution	-64.90	0.824	0.784

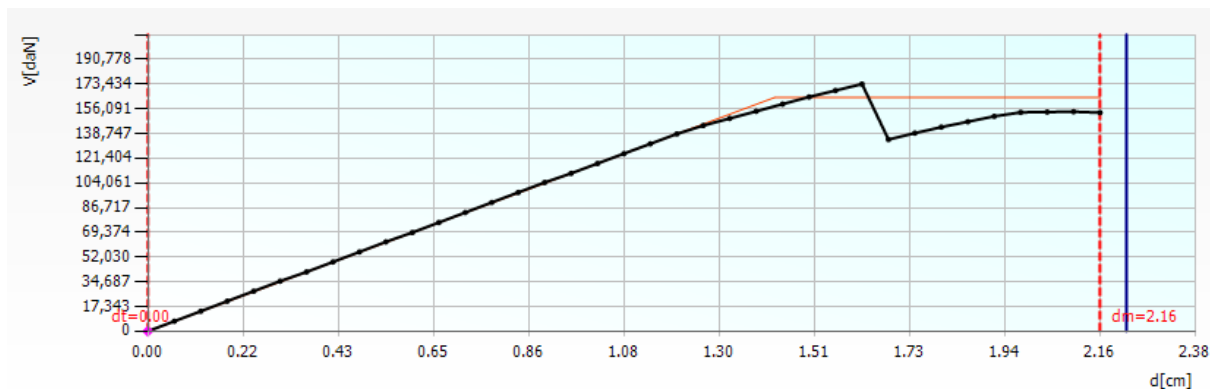
Slika 60: Rezultati nelinearne statične analize 2



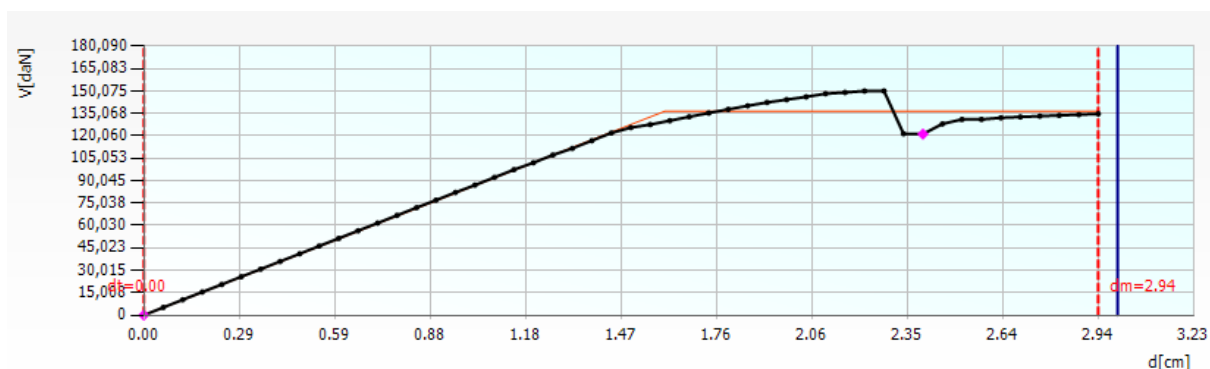
Slika 61: Prikaz stanja zidnih stopenj po končani analizi 2 za obtežni primer +X v oseh A, B in C



Slika 62: Prikaz stanja zidnih stopenj po končani analizi 2 za obtežni primer +Y v oseh 1, 2, 3 in 4



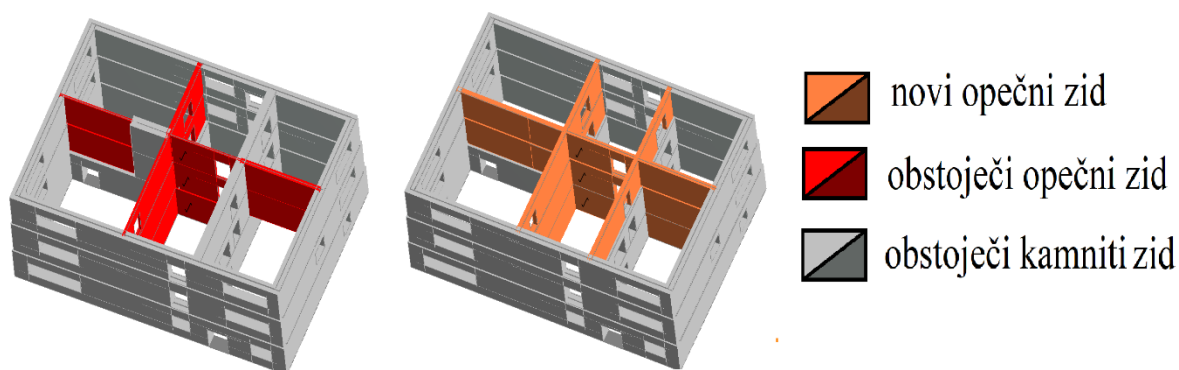
Slika 63: Krivulja kapacitete za obtežni primer +X pri analizi 2



Slika 64: Krivulja kapacitete za obtežni primer +Y pri analizi 2

6.2.3 Analiza 3

Pri tretjem ukrepu se je v modelu poleg zidnih vezi in ojačanja medetažnih konstrukcij povečala debelina vseh obstoječih opečnih zidov, in sicer na 30 cm. Tem zidom se je pripisalo lastnosti nove opečne zidovine, kakor je specificirano v poglavju 5.4. Spremembe med modeloma pri analizi 2 in 3 so prikazane na sliki 65.



Slika 65: 3D prikaz modela pri analizi 2 (levo), 3D prikaz modela pri analizi 3 (desno)

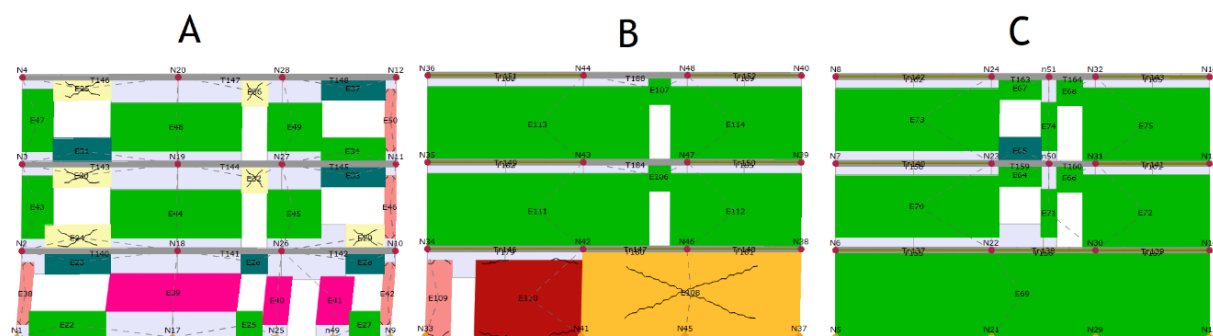
Rezultati analize 3 so prikazani na sliki 66. Konstrukcija je dosegla 64 % potresne zahteve po Evrokodu pri mejnem stanju velikih poškodb (SD), kar je manj kot pri analizi 2. Pri mejnem stanju omejitve poškodb (DL) pa je konstrukcija dosegla 71% zahtev po Evrokodu (enako kot pri analizi 2). Kakor pri analizi 2, je tudi tokrat bila kritična kletna etaža (vidno na slikah 67 in 68). Razlog za zmanjšanje

nosilnosti je znatno povečanje togosti zidov v pritličju ter prvem nadstropju zaradi zamenjave opečnih sten. Teh je v pritličju in nadstropju veliko več kakor v kleti. Posledica tega je pojav mehke etaže, ki nastopi kadar togost kritične etaže znatno odstopa od ostalih. Najbolj kritični izračun v X smeri je bil pri modalni porazdelitvi potresnih sil v smeri +X s slučajno ekscentričnostjo -0,463 m. Za najbolj kritični primer v Y smeri pa se je pokazala enakomerna porazdelitev sil v smeri +Y, s slučajno ekscentričnostjo 0,649 m. Na slikah 69 in 70 so prikazane krivulje kapacitete najbolj kritičnih obtežnih primerov.

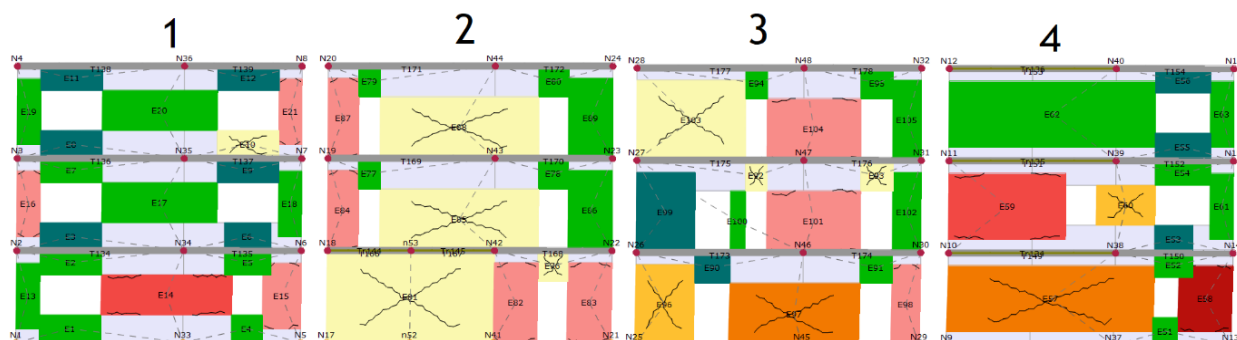
Analysis						
No.	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	α SD	α DL	
1	+X	Uniform	0.00	1.032	1.014	
2	+X	Modal distribution	0.00	0.767	0.834	
3	-X	Uniform	0.00	1.037	1.075	
4	-X	Modal distribution	0.00	0.797	0.828	
5	+Y	Uniform	0.00	0.693	0.779	
6	+Y	Modal distribution	0.00	0.849	0.757	
7	-Y	Uniform	0.00	1.020	0.940	
8	-Y	Modal distribution	0.00	0.888	0.956	
9	+X	Uniform	-46.30	1.045	1.056	
10	+X	Uniform	-46.30	1.022	0.956	
11	+X	Modal distribution	-46.30	0.794	0.883	
12	+X	Modal distribution	-46.30	0.745	0.796	

Analysis						
No.	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	α SD	α DL	
13	-X	Uniform	46.30	1.056	1.104	
14	-X	Uniform	-46.30	1.015	1.048	
15	-X	Modal distribution	46.30	0.898	0.867	
16	-X	Modal distribution	-46.30	0.820	0.830	
17	+Y	Uniform	64.90	0.638	0.810	
18	+Y	Uniform	-64.90	0.699	0.736	
19	+Y	Modal distribution	64.90	0.785	0.814	
20	+Y	Modal distribution	-64.90	0.781	0.708	
21	-Y	Uniform	64.90	1.079	0.974	
22	-Y	Uniform	-64.90	0.965	0.926	
23	-Y	Modal distribution	64.90	0.898	0.999	
24	-Y	Modal distribution	-64.90	0.897	0.891	

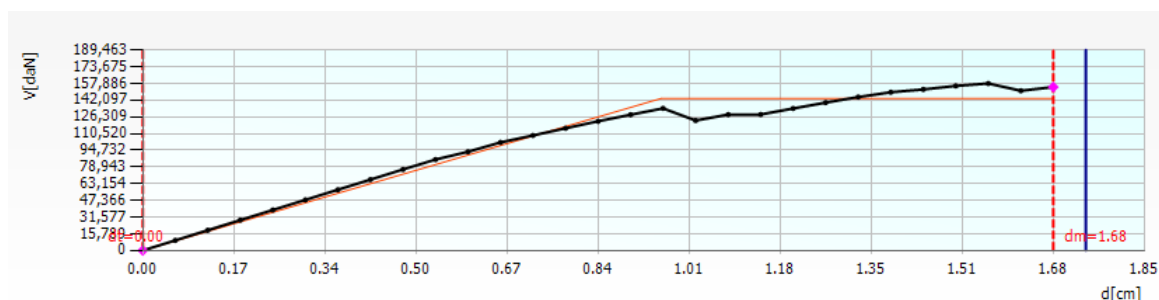
Slika 66: Rezultati nelinearne statične analize 3



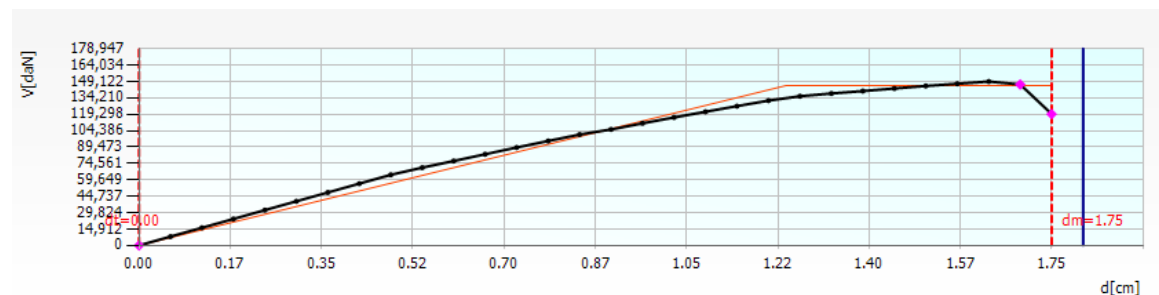
Slika 67: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 3 za obtežni primer +X v oseh A, B in C



Slika 68: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 3 za obtežni primer +Y v oseh 1, 2, 3 in 4



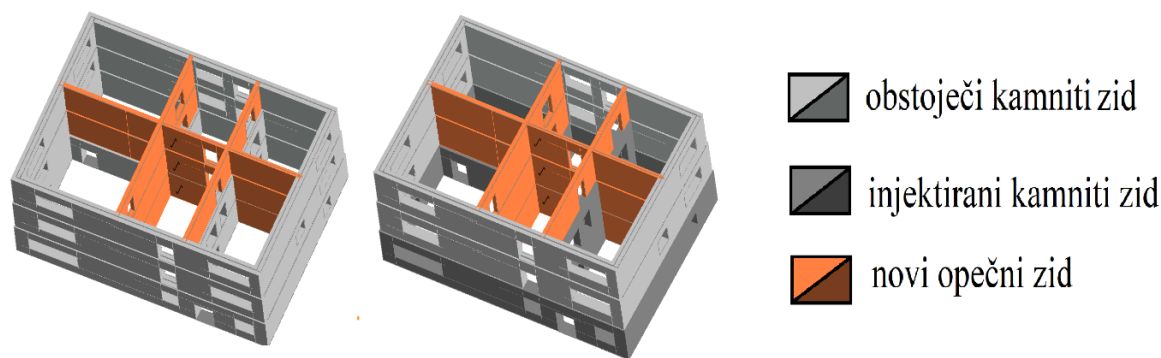
Slika 69: Krivulja kapacitete za obtežni primer +X pri analizi 3



Slika 70: Krivulja kapacitete za obtežni primer +Y pri analizi 3

6.2.4 Analiza 4

Izhajajoč iz analize 3, ki je pokazala problematiko nezadostne nosilnosti zidov v kletni etaži, se je pri četrti analizi kamnitim zidom v kleti pripisalo lastnosti injektirane zidovine. Ostali ukrepi (prednapete jeklene vezi, ojačane medetažne konstrukcije in zamenjava opečnih zidov) so ostali enaki. Ker je v prejšnji analizi bila problematična predvsem Y smer, se je v pritličju injektiralo tudi zidni slop 3. Spremembe modela med analizo 3 in analizo 4 so prikazane na sliki 71.



Slika 71: 3D prikaz modela pri analizi 3 (levo), 3D prikaz modela pri analizi 4 (desno)

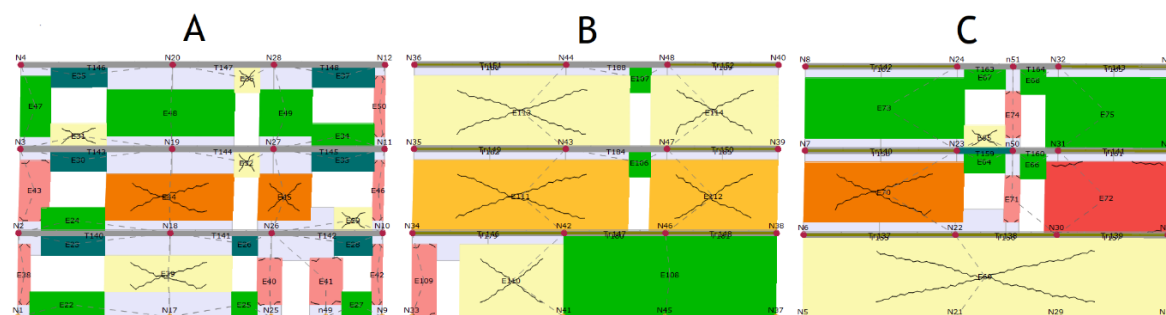
Rezultati analize 4 so prikazani na sliki 72. Konstrukcija je s tem ukrepom dosegla 101 % zahtev po Evrokodu pri mejnem stanju velikih poškodb (SD). Pri mejnem stanju omejitve poškodb (DL) pa je konstrukcija dosegla le 89 % zahtev po Evrokodu. Na sliki 73 in 74 se lahko razbere, da je pritličje postalo kritična etaža. Razlog za to je injektiranje kamnitih zidov samo v kleti in nosilnega kamnitega zidu na osi 3. Najbolj kritični izračun v X smeri je bil pri enakomerni porazdelitvi potresnih sil brez ekscentričnosti, in sicer v smeri +X. Za najbolj kritični primer v Y smeri pa se je pokazala enakomerna

porazdelitev sil, prav tako brez ekscentričnosti, in sicer v smeri +Y. Na slikah 75 in 76 so prikazane krivulje kapacitete najbolj kritičnih obtežnih primerov.

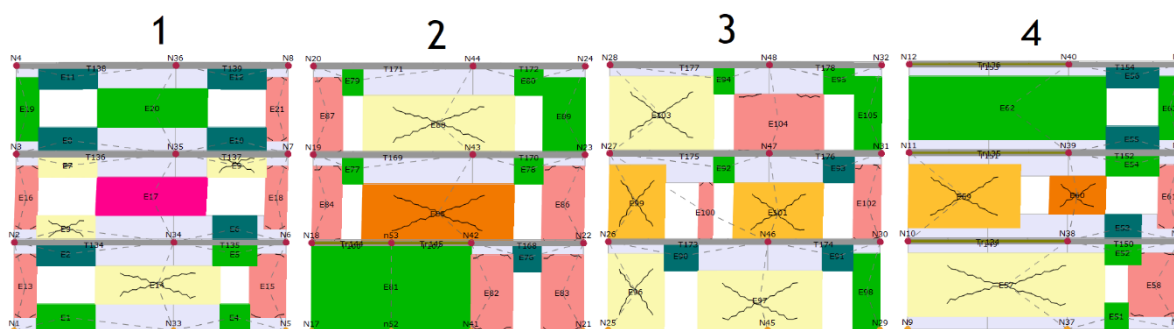
Analysis					
No.	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	α SD	α DL
1	+X	Uniform	0.00	1.448	1.691
2	+X	Modal distribution	0.00	2.103	2.030
3	-X	Uniform	0.00	1.566	1.625
4	-X	Modal distribution	0.00	1.983	1.824
5	+Y	Uniform	0.00	1.007	0.903
6	+Y	Modal distribution	0.00	1.507	1.217
7	-Y	Uniform	0.00	1.221	1.368
8	-Y	Modal distribution	0.00	1.672	1.692
9	+X	Uniform	-46.30	1.461	1.697
10	+X	Uniform	-46.30	1.541	1.633
11	+X	Modal distribution	-46.30	2.127	2.037
12	+X	Modal distribution	-46.30	2.068	1.984

Analysis					
No.	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	α SD	α DL
13	-X	Uniform	-46.30	1.568	1.642
14	-X	Uniform	-46.30	1.545	1.585
15	-X	Modal distribution	-46.30	2.004	1.840
16	-X	Modal distribution	-46.30	1.952	1.784
17	+Y	Uniform	64.90	1.016	0.995
18	+Y	Uniform	-64.90	1.024	0.894
19	+Y	Modal distribution	64.90	1.521	1.216
20	+Y	Modal distribution	-64.90	1.496	1.212
21	-Y	Uniform	64.90	1.248	1.376
22	-Y	Uniform	-64.90	1.164	1.337
23	-Y	Modal distribution	64.90	1.578	1.693
24	-Y	Modal distribution	-64.90	1.637	1.680

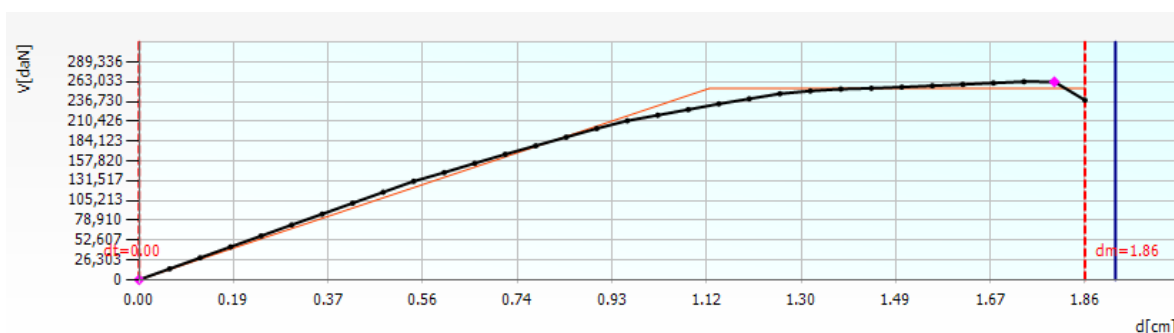
Slika 72: Rezultati nelinearne statične analize 4



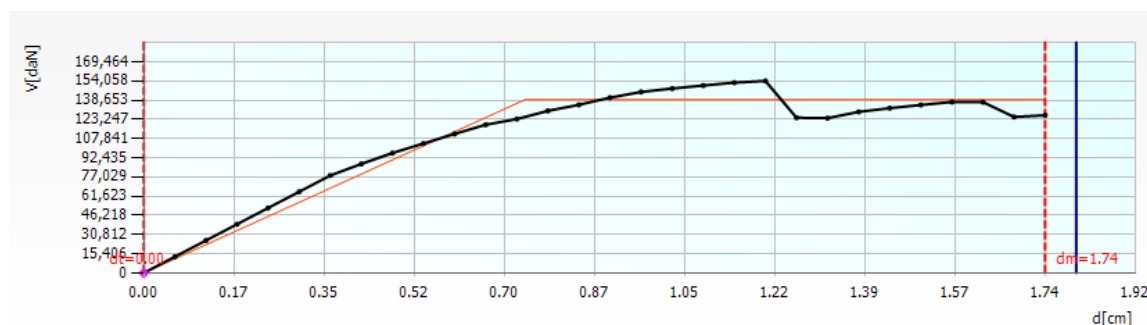
Slika 73: Prikaz stanja zidnih stopenj po končani analizi 4 za obtežni primer +X v oseh A, B in C



Slika 74: Prikaz stanja zidnih stopenj po končani analizi 4 za obtežni primer +Y v oseh 1, 2, 3 in 4



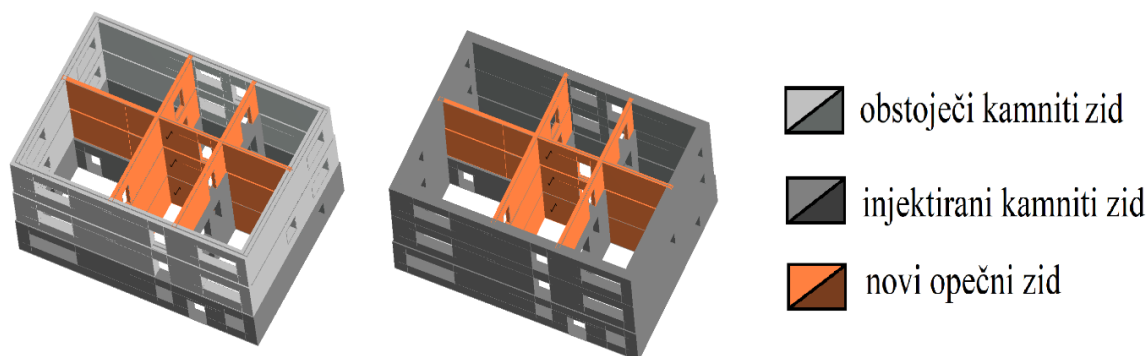
Slika 75: Krivulja kapacitete za obtežni primer +X pri analizi 4



Slika 76: Krivulja kapacitete za obtežni primer +X pri analizi 1

6.2.5 Analiza 5

Analiza 4 je pokazala na nezadostno togost pritlične etaže. Izhajajoč iz tega se pri analizi 5 vsem kamnitim zidom po vseh etažah pripisalo mehanske lastnosti injektirane zidovine. Ostali ukrepi (prednapete jeklene vezi, ojačane medetažne konstrukcije in zamenjava opečnih zidov) so ostali enaki. Spremembe modela med analizo 4 in analizo 5 so prikazane na sliki 77.



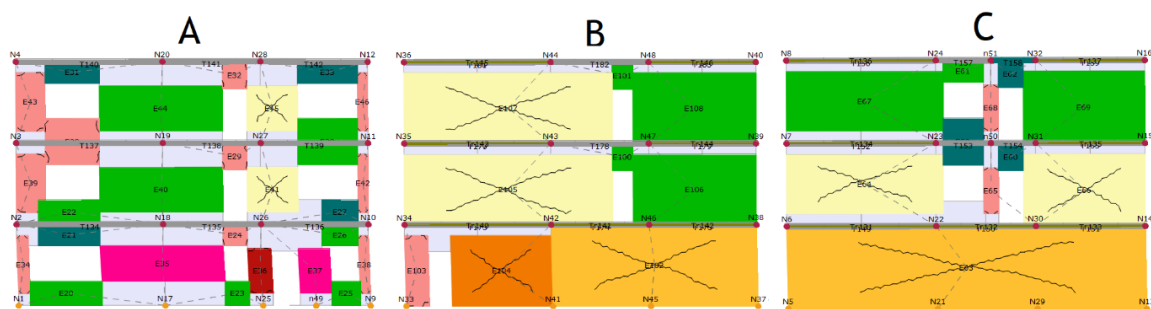
Slika 77: 3D prikaz modela pri analizi 4 (levo), 3D prikaz modela pri analizi 5 (desno)

Rezultati analize so prikazani na sliki 78. Konstrukcija je s tem ukrepom dosegla 125 % zahtev po Evrokodu pri mejnem stanju velikih poškodb (SD). Pri mejnem stanju omejitve poškodb (DL) pa je konstrukcija doseže le 94 % zahtev po Evrokodu. Najbolj kritični izračun v X smeri je bil pri modalni porazdelitvi potresnih sil v smeri -X, s slučajno ekscentričnostjo -46,3 cm. Za najbolj kritični primer v Y smeri pa se je pokazala modalna porazdelitev sil v smeri -Y, s slučajno ekscentričnostjo 64,9 cm.

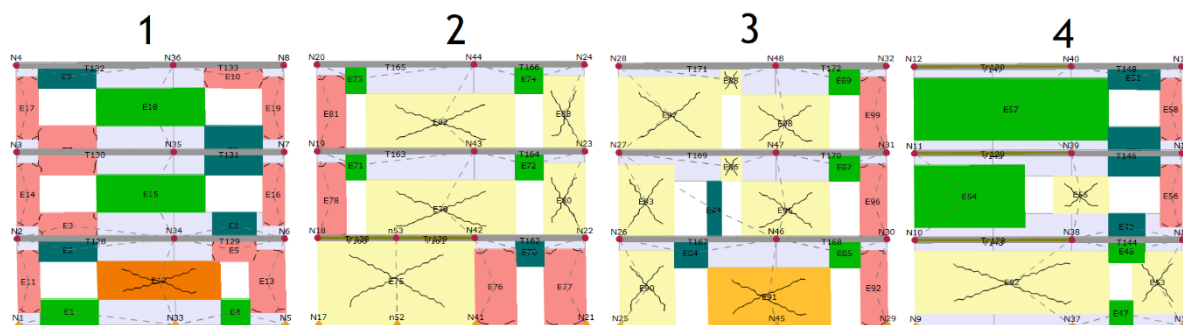
Analysis					
No.	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	α SD	α DL
1	+X	Uniform	0.00	1.714	1.438
2	+X	Modal distribution	0.00	1.753	1.514
3	-X	Uniform	0.00	1.724	1.394
4	-X	Modal distribution	0.00	1.664	1.396
5	+Y	Uniform	0.00	1.281	0.946
6	+Y	Modal distribution	0.00	1.272	0.966
7	-Y	Uniform	0.00	1.533	1.297
8	-Y	Modal distribution	0.00	1.352	1.329
9	+X	Uniform	46.30	1.765	1.470
10	+X	Uniform	-46.30	1.691	1.396
11	+X	Modal distribution	46.30	1.806	1.539
12	+X	Modal distribution	-46.30	1.728	1.480

Analysis					
No.	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	α SD	α DL
13	-X	Uniform	46.30	1.783	1.410
14	-X	Uniform	-46.30	1.699	1.381
15	-X	Modal distribution	46.30	1.695	1.420
16	-X	Modal distribution	-46.30	1.633	1.365
17	+Y	Uniform	64.90	1.279	0.953
18	+Y	Uniform	-64.90	1.302	0.938
19	+Y	Modal distribution	64.90	1.291	0.964
20	+Y	Modal distribution	-64.90	1.292	0.951
21	-Y	Uniform	64.90	1.263	1.283
22	-Y	Uniform	-64.90	1.479	1.296
23	-Y	Modal distribution	64.90	1.251	1.325
24	-Y	Modal distribution	-64.90	1.453	1.315

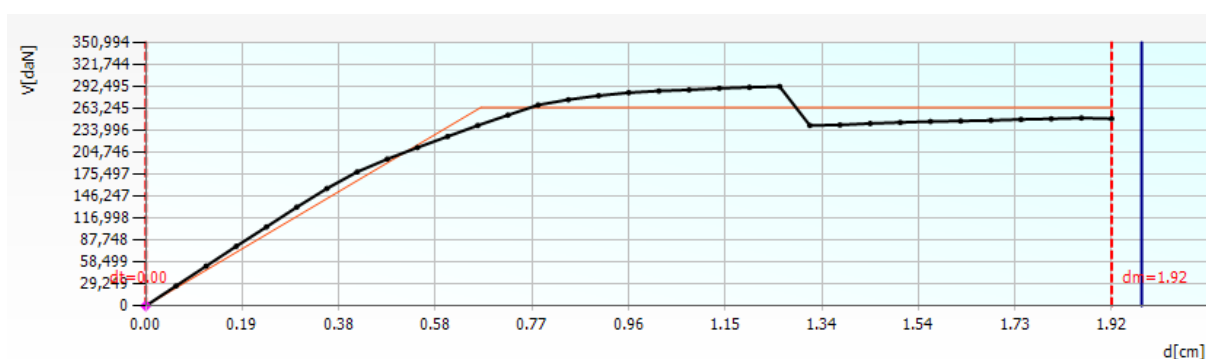
Slika 78: Rezultati nelinearne statične analize 5



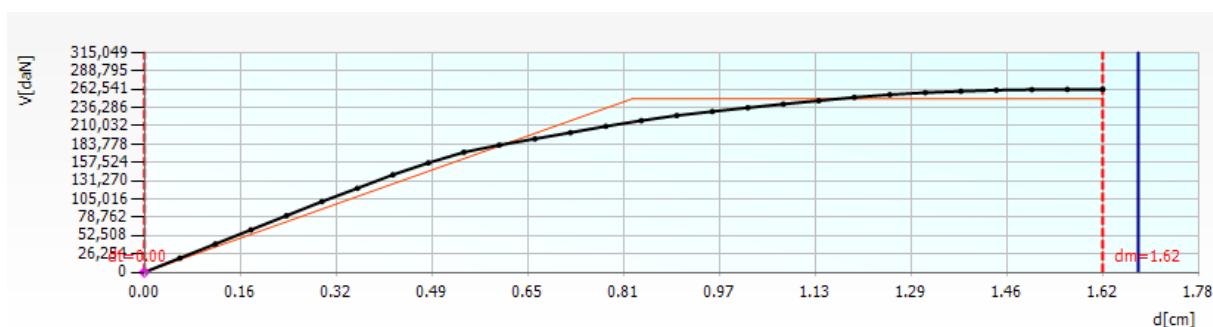
Slika 79: Prikaz stanja zidnih stopenj po končani analizi 5 za obtežni primer -X v oseh A, B in C



Slika 80: Prikaz stanja zidnih stopenj po končani analizi 5 za obtežni primer -Y v oseh 1, 2, 3 in 4



Slika 81: Krivulja kapacitete za obtežni primer -X pri analizi 5

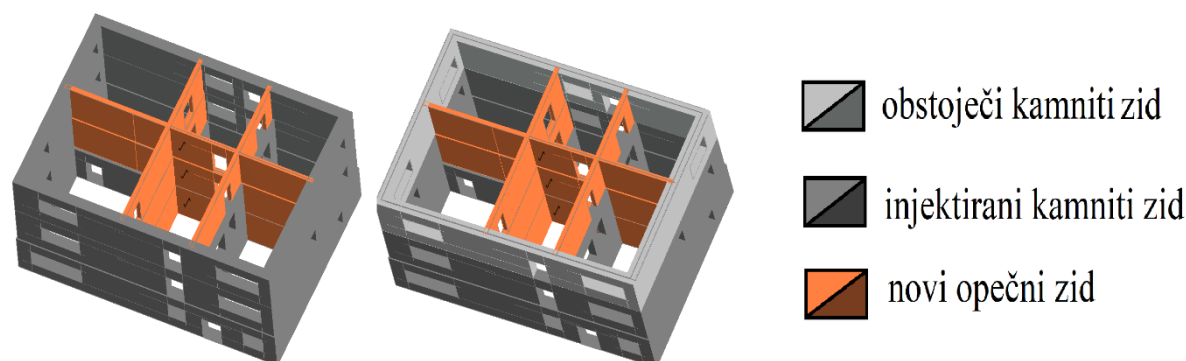


Slika 82: Krivulja kapacitete za obtežni primer -Y pri analizi 5

6.2.6 Analiza 6

Pri analizi 6 se je preverilo obnašanje konstrukcije v primeru injektiranja samo kleti in pritličja. Ostali ukrepi (prednapete jeklene vezi, ojačane medetažne konstrukcije in zamenjava opečnih zidov) so ostali

enaki. Spremembe modela med analizo 5 in analizo 6 so prikazane na sliki 83. Poudariti je treba, da se pri analizah ni upoštevalo obnašanja zatrepnih zidov. Iz tega vidika bi injektiranje celotnih zidnih slopov, ki sovpadajo z zatrepnimi zidovi, (os 1 in os 4) mogoče bilo smiselno, saj bi s tem ukrepom povečalo odpornost zatrepnih zidov izven ravnine. Vseeno pa ta še vedno ne bi bila zadostna za zagotovitev ustrezne varnosti. Kakor je že omenjeno v teoretičnem delu magistrske naloge, se pri preverjanju potresne odpornosti stavb ne upošteva izven ravninske nosilnosti zidov, in je to potrebno zagotoviti z pravokotno ležečimi zidovi, oziroma s primerno strešno konstrukcijo v primeru zatrepnih zidov.



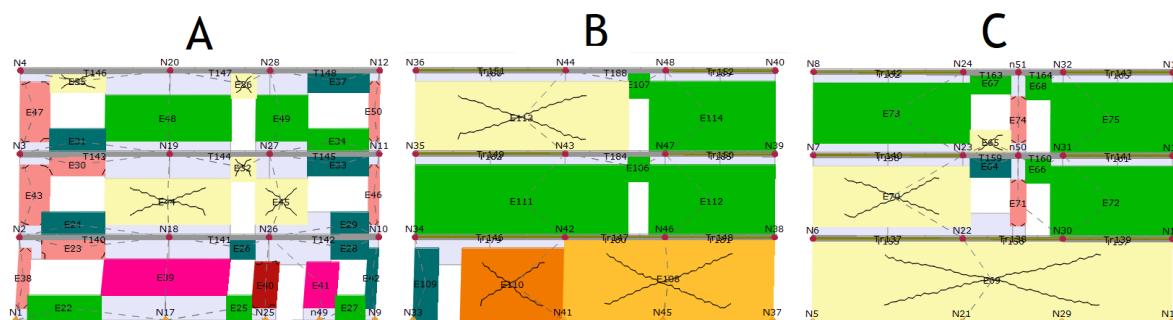
Slika 83: 3D prikaz modela pri analizi 5 (levo), 3D prikaz modela pri analizi 6 (desno)

Rezultati analize 6 so prikazani na sliki 84. Konstrukcija je s tem ukrepom dosegla 123 % zahtev po Evrokodu pri mejnem stanju velikih poškodb (SD), hkrati pa za razliko od prejšnjih analiz zadostuje tudi zahtevam Evrokoda pri mejnem stanju omejitve poškodb (DL), in sicer 101 %. Iz tega se lahko razbere, da je injektiranje v prvem nadstropju nepotrebno, oziroma celo negativno vpliva na celoten odziv konstrukcije pri potresni obtežbi. Najbolj kritični izračun v X smeri je bil pri modalni porazdelitvi potresnih sil v smeri +X, s slučajno ekscentričnostjo -46,3 cm. Za najbolj kritični primer v Y smeri pa se je pokazala modalna porazdelitev sil v smeri +Y, s slučajno ekscentričnostjo -64,9 cm.

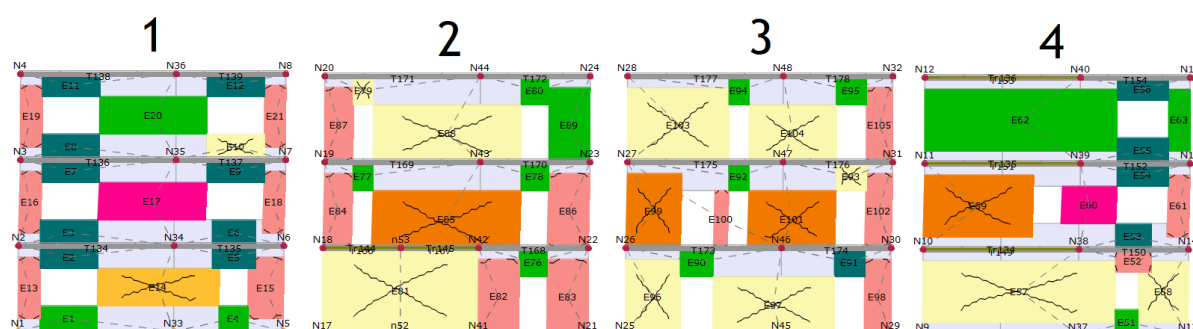
Analysis						
No.	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	α SD	α DL	
1	+X	Uniform	0.00	1.800	1.602	
2	+X	Modal distribution	0.00	1.758	1.557	
3	-X	Uniform	0.00	1.827	1.552	
4	-X	Modal distribution	0.00	1.636	1.440	
5	+Y	Uniform	0.00	1.517	1.046	
6	+Y	Modal distribution	0.00	1.265	1.055	
7	-Y	Uniform	0.00	1.259	1.428	
8	-Y	Modal distribution	0.00	1.569	1.407	
9	+X	Uniform	46.30	1.854	1.650	
10	+X	Uniform	-46.30	1.742	1.549	
11	+X	Modal distribution	46.30	1.790	1.623	
12	+X	Modal distribution	-46.30	1.548	1.506	

Analysis						
No.	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	α SD	α DL	
13	-X	Uniform	46.30	1.886	1.578	
14	-X	Uniform	-46.30	1.770	1.529	
15	-X	Modal distribution	46.30	1.730	1.476	
16	-X	Modal distribution	-46.30	1.572	1.394	
17	+Y	Uniform	64.90	1.408	1.056	
18	+Y	Uniform	-64.90	1.348	1.061	
19	+Y	Modal distribution	64.90	1.293	1.050	
20	+Y	Modal distribution	-64.90	1.227	1.049	
21	-Y	Uniform	64.90	1.329	1.417	
22	-Y	Uniform	-64.90	1.344	1.434	
23	-Y	Modal distribution	64.90	1.596	1.395	
24	-Y	Modal distribution	-64.90	1.344	1.411	

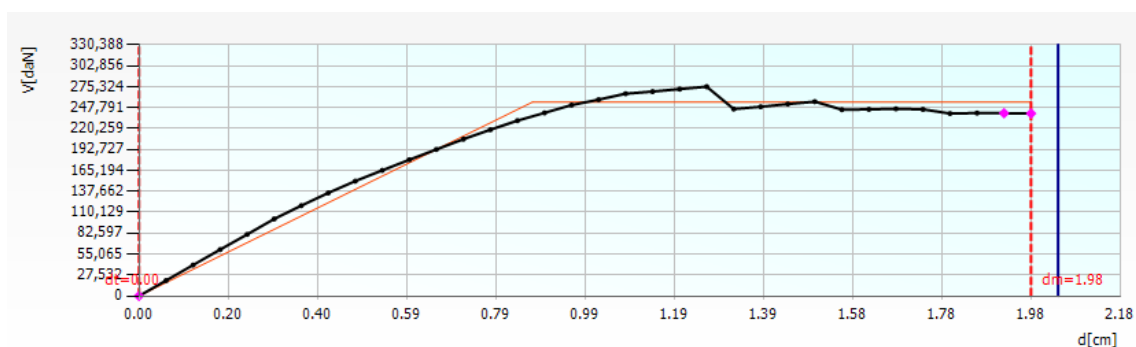
Slika 84: Rezultati nelinearne statične analize 6



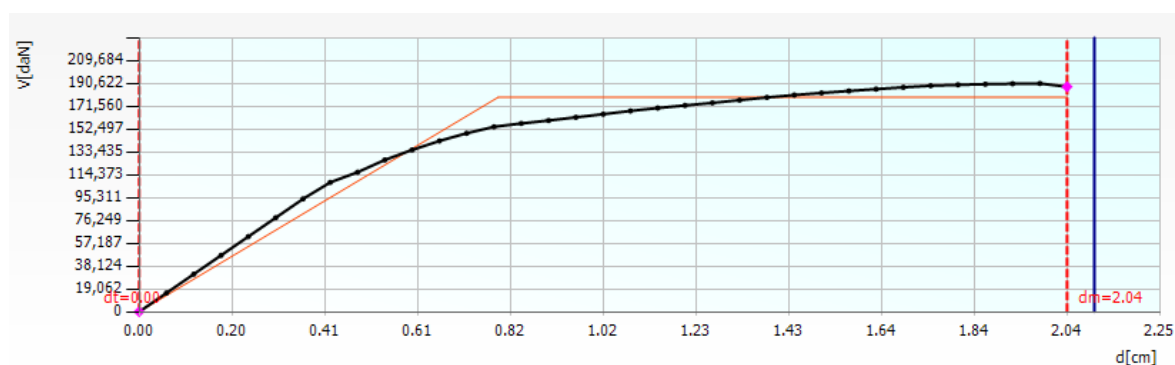
Slika 85: Prikaz stanja zidnih stopenj po končani analizi 6 za obtežni primer +X v oseh A, B in C



Slika 86: Prikaz stanja zidnih stopenj po končani analizi 6 za obtežni primer +Y v oseh 1, 2, 3 in 4



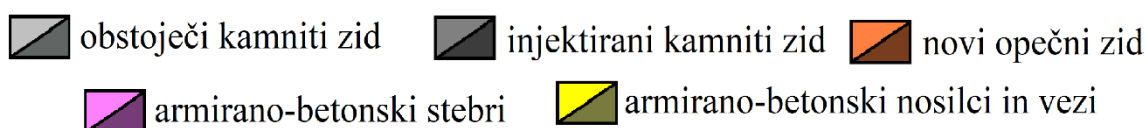
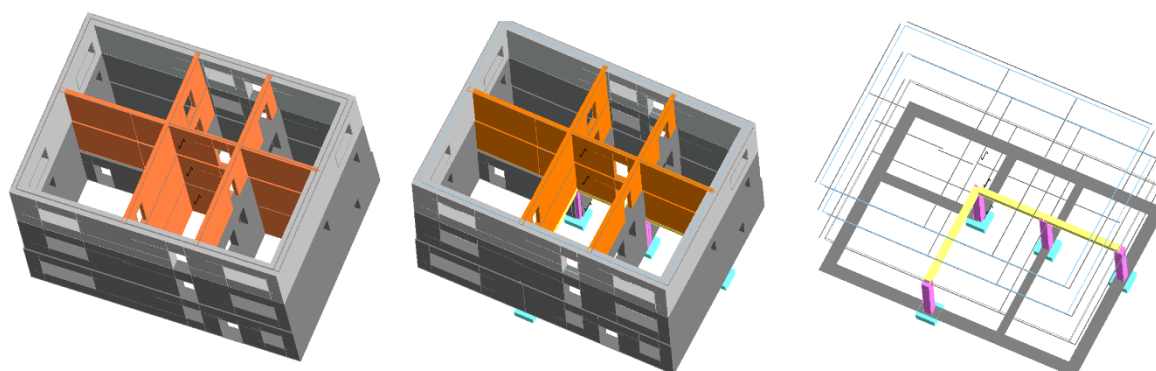
Slika 87: Krivulja kapacitete za obtežni primer +X pri analizi 6



Slika 88: Krivulja kapacitete za obtežni primer +Y pri analizi 6

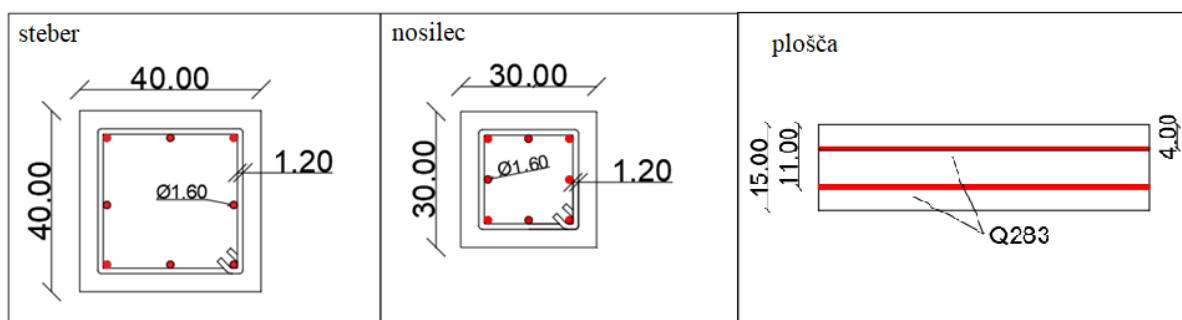
6.2.7 Analiza 7

Pri analizah 1 do 6 se je zaradi poenostavitve modela preverjalo potresno odpornost z upoštevanjem polnih sten v kletni etaži, kakor je vidno na sliki 93, levo. Zaradi želje po večji odprtosti prostorov, se je od analize 7 naprej preverjalo nosilnost v primeru nadomestitve sten z armirano betonskimi okvirji (slika 89 sredina in desno). Poleg spremembe nosilnih zidov v armirano betonske okvirje, se je od analize 7 naprej upoštevala toga armirano betonska plošča nad kletno etažo. Ostali ukrepi (prednapete jeklene vezi, ojačane medetažne konstrukcije nad pritličjem in nadstropjem ter zamenjava opečnih zidov) so ostali enaki.



Slika 89: Model konstrukcije s prikazanimi zidovi pri analizi 6 (levo), model konstrukcije z prikazanimi zidovi in okvirji pri analizi 7 (sredina), prikaz brez zidov pri analizi 7 (desno)

Upoštevani betonski stebri so prereza 40 x 40 cm, z vzdolžno armaturo $\phi 16$ ter stremeni $\phi 12$ na razdalji 20 cm. Armiranobetonski nosilci so prereza 30 x 30 cm, z enako armaturo kakor stebri. Armirano betonska plošča nad kletjo je debeline 15 cm z armaturno mrežo Q283. Detajli armirano betonskih elementov so prikazani na sliki 90.



Slika 90: Detajl armirano betonskih elementov

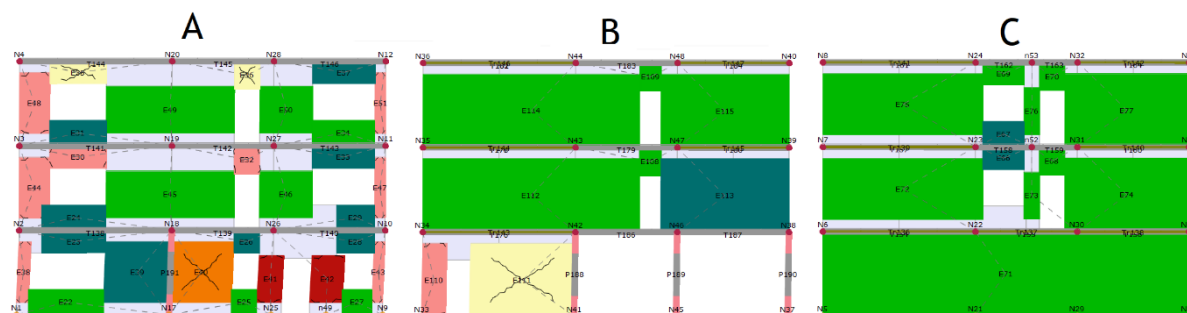
Rezultati analize so prikazani na sliki 91. Konstrukcija je s tem ukrepom dosegla 91 % zahtev po Evrokodu pri mejnem stanju velikih poškodb (SD). Pri mejnem stanju omejitve poškodb (DL) pa konstrukcija doseže 96 % zahtev po Evrokodu. V primeru ohranitve lažje medetažne konstrukcije

(lesenih tramov z betonskim estrihom), bi pri enakem modelu konstrukcija dosegla 101 % nosilnosti pri mejnem stanju velikih poškodb. Kapaciteta pri mejnem stanju omejitve poškodb pa se ne bi spremenila, in bi ostala na 96 %. Najbolj kritični izračun v X smeri je bil pri modalni porazdelitvi potresnih sil v smeri +X, s slučajno ekscentričnostjo -46,3 cm. Za najbolj kritični primer v Y smeri pa se je pokazala enakomerna porazdelitev sil v smeri -Y, s slučajno ekscentričnostjo -64.9 cm. Na slikah 92 in 93 so prikazane poškodbe zidnih slopov pri najbolj kritičnih obtežnih primerih. Na slikah 94 in 95 so prikazane krivulje kapacitete najbolj kritičnih obtežnih primerov.

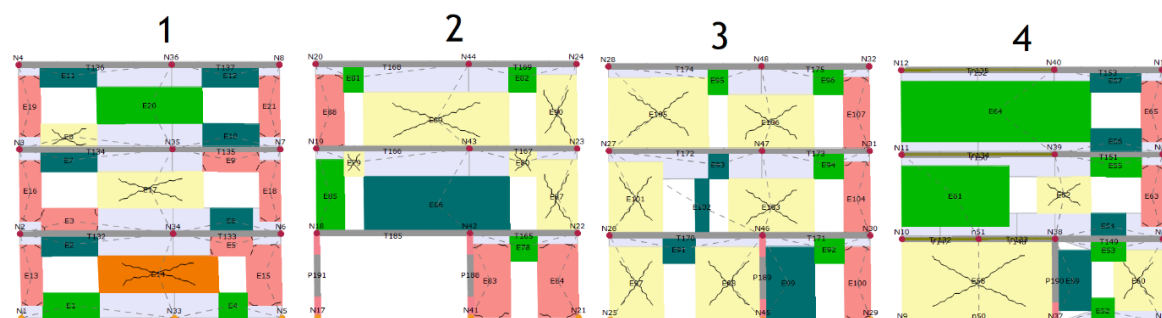
Analysis					
No.	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	α SD	α DL
1	+X	Uniform	0.00	2.205	1.607
2	+X	Modal distribution	0.00	0.956	1.197
3	-X	Uniform	0.00	2.011	1.638
4	-X	Modal distribution	0.00	1.413	1.424
5	+Y	Uniform	0.00	1.050	0.978
6	+Y	Modal distribution	0.00	1.234	0.959
7	-Y	Uniform	0.00	1.443	1.355
8	-Y	Modal distribution	0.00	1.875	1.377
9	+X	Uniform	46.30	2.126	1.629
10	+X	Uniform	-46.30	1.767	1.572
11	+X	Modal distribution	46.30	0.973	1.241
12	+X	Modal distribution	-46.30	0.910	1.155

Analysis					
No.	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	α SD	α DL
13	-X	Uniform	46.30	1.913	1.645
14	-X	Uniform	-46.30	1.956	1.617
15	-X	Modal distribution	46.30	1.598	1.438
16	-X	Modal distribution	-46.30	1.222	1.379
17	+Y	Uniform	64.90	1.057	0.992
18	+Y	Uniform	-64.90	1.036	0.964
19	+Y	Modal distribution	64.90	1.165	0.971
20	+Y	Modal distribution	-64.90	1.256	0.957
21	-Y	Uniform	64.90	1.660	1.278
22	-Y	Uniform	-64.90	1.008	1.302
23	-Y	Modal distribution	64.90	1.585	1.404
24	-Y	Modal distribution	-64.90	1.505	1.342

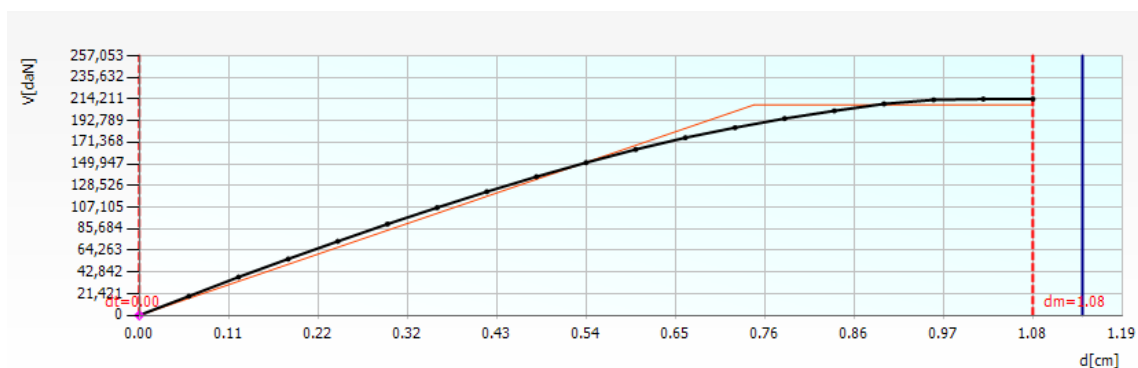
Slika 91: Rezultati nelinearne statične analize 7



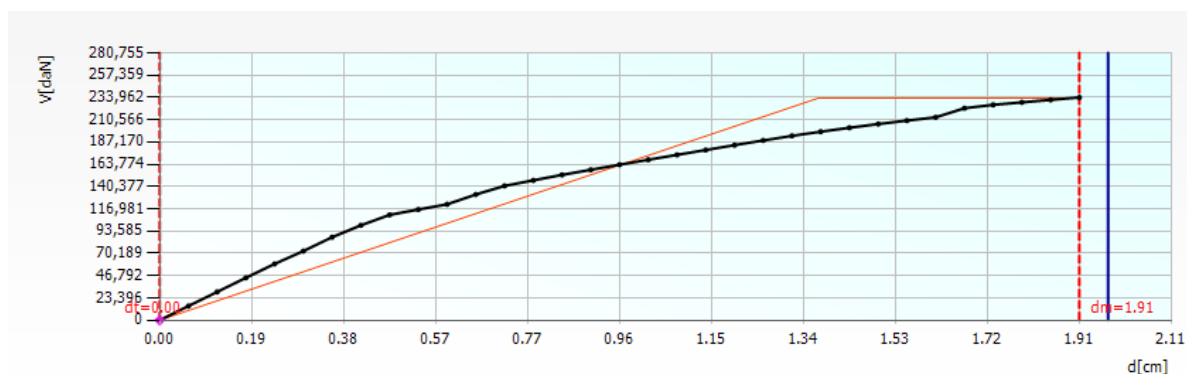
Slika 92: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 7 za obtežni primer +X v oseh A, B in C



Slika 93: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 7 za obtežni primer -Y v oseh 1, 2, 3 in 4



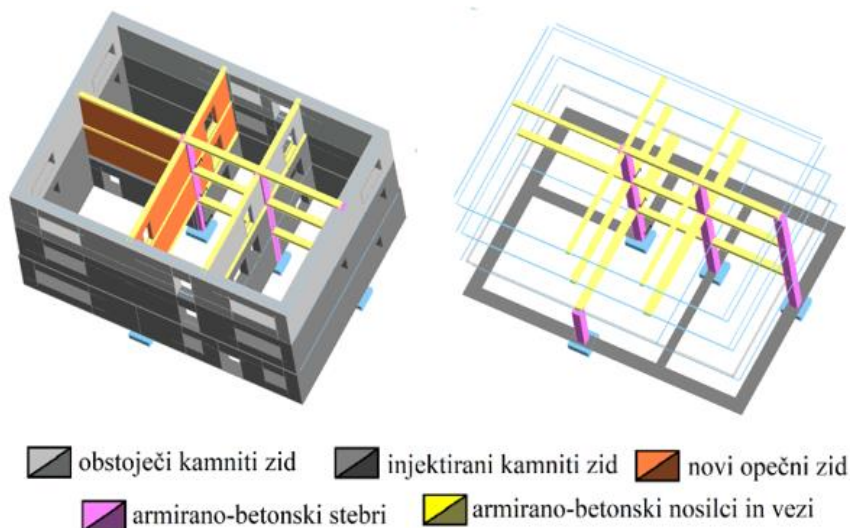
Slika 94: Krivulja kapacitete za obtežni primer +X pri analizi 7



Slika 95: Krivulja kapacitete za obtežni primer -Y pri analizi 7

6.2.8 Analiza 8

Pri analizi 8 se je preverilo, kako se odziva konstrukcije, če se poleg kleti doda armirano betonske okvirje v pritličje in prvo nadstropje.



Slika 96: Prikaz okvirjev in zidov pri analizi 8 (levo), prikaz okvirjev in horizontalnih vezi brez zidov pri analizi 8 (desno)

Poleg armirano betonskih okvirjev se je tudi vsem novim opečnim stenam pripisalo horizontalne armirano betonske vezi. Na sliki 96 (desno) je prikazan sistem okvirjev, kjer so roza obarvano betonski

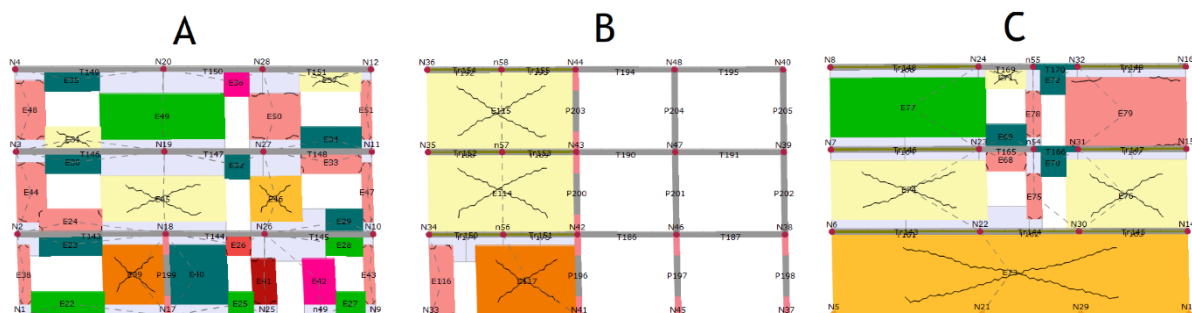
stebri. Rumeno obarvani nosilci, ki so na obeh koncih vpeti v roza obarvane stebre, predstavljajo horizontalne dele okvirjev. Drugi rumeno obarvani elementi pa so zgolj horizontalne armirano betonske vezi nad novimi opečnimi stenami. Ostali parametri ostajajo enaki kot pri analizi 7.

Rezultati analize 8 so prikazani na sliki 97. Konstrukcija je s tem ukrepom dosegla 98 % zahtev po Evrokodu pri mejnem stanju velikih poškodb (SD). Pri mejnem stanju omejitve poškodb (DL) pa konstrukcija prav tako doseže 98 % zahtev po Evrokodu. Iz analize se lahko razbere, da je kapaciteta konstrukcije v smeri Y skoraj 50 % manjša kakor v smeri X. Najbolj kritični izračun v X smeri je bil pri modalni porazdelitvi potresnih sil v smeri -X, s slučajno ekscentričnostjo -46,3 cm. Za najbolj kritični primer v Y smeri pa se je pokazala enakomerna porazdelitev sil v smeri -Y, s slučajno ekscentričnostjo -64.9 cm. Na slikah 98 in 99 so prikazane poškodbe zidnih slopov pri najbolj kritičnih obtežnih primerih. Na slikah 100 in 101 so prikazane krivulje kapacitete najbolj kritičnih obtežnih primerov.

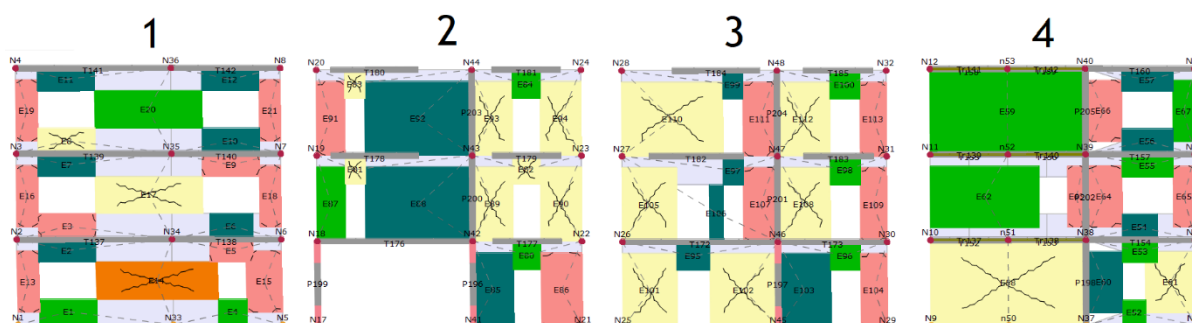
Analysis					
No.	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	α SD	α DL
1	+X	Uniform	0.00	2.088	1.583
2	+X	Modal distribution	0.00	1.985	1.624
3	-X	Uniform	0.00	2.113	1.597
4	-X	Modal distribution	0.00	1.916	1.517
5	+Y	Uniform	0.00	1.115	1.003
6	+Y	Modal distribution	0.00	1.131	0.993
7	-Y	Uniform	0.00	1.405	1.322
8	-Y	Modal distribution	0.00	1.741	1.342
9	+X	Uniform	46.30	2.070	1.607
10	+X	Uniform	-46.30	2.162	1.556
11	+X	Modal distribution	46.30	1.966	1.643
12	+X	Modal distribution	-46.30	2.000	1.592

Analysis					
No.	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	α SD	α DL
13	-X	Uniform	46.30	2.133	1.610
14	-X	Uniform	-46.30	2.062	1.592
15	-X	Modal distribution	46.30	2.013	1.532
16	-X	Modal distribution	-46.30	1.872	1.513
17	+Y	Uniform	64.90	1.115	1.016
18	+Y	Uniform	-64.90	1.121	0.997
19	+Y	Modal distribution	64.90	1.246	1.001
20	+Y	Modal distribution	-64.90	1.107	0.984
21	-Y	Uniform	64.90	1.490	1.360
22	-Y	Uniform	-64.90	0.979	1.262
23	-Y	Modal distribution	64.90	1.430	1.277
24	-Y	Modal distribution	-64.90	1.438	1.326

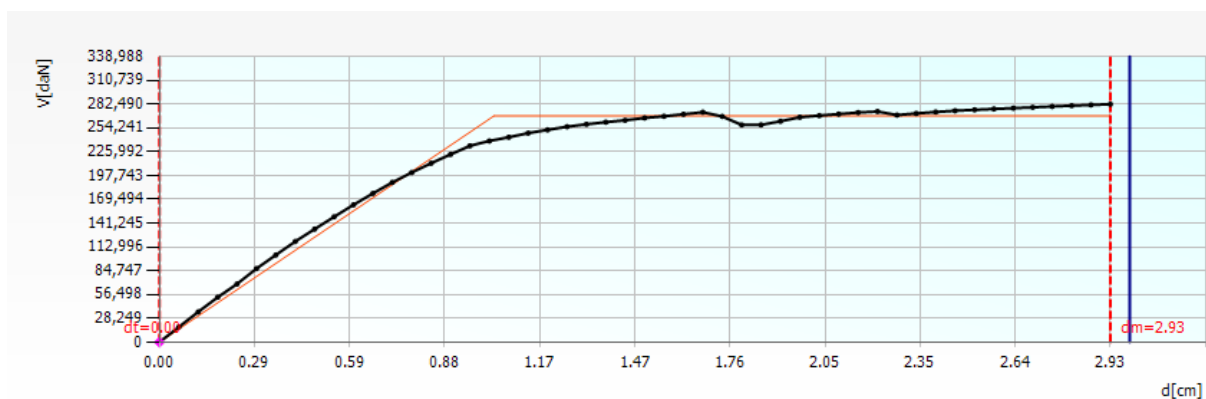
Slika 97: Rezultati nelinearne statične analize 8



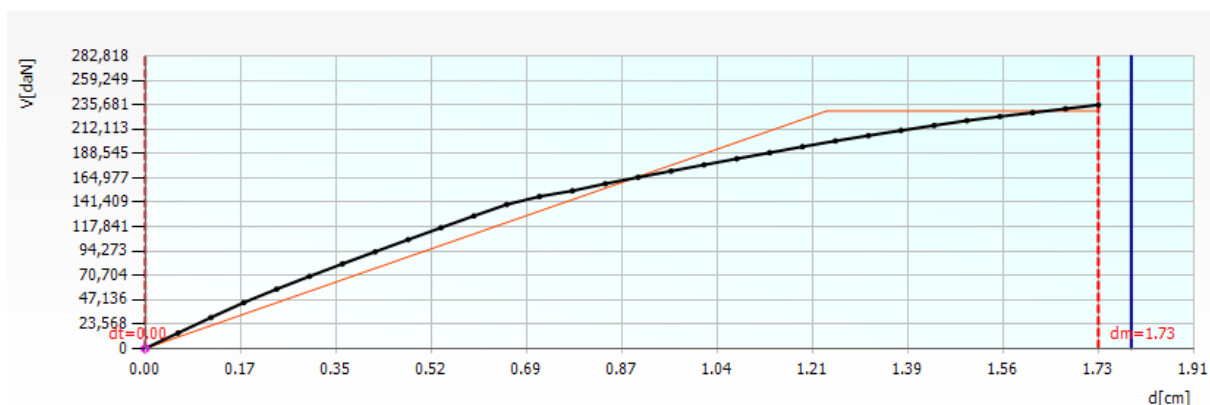
Slika 98: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 8 za obtežni primer -X v oseh A, B in C



Slika 99: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 8 za obtežni primer -Y v oseh 1, 2, 3 in 4



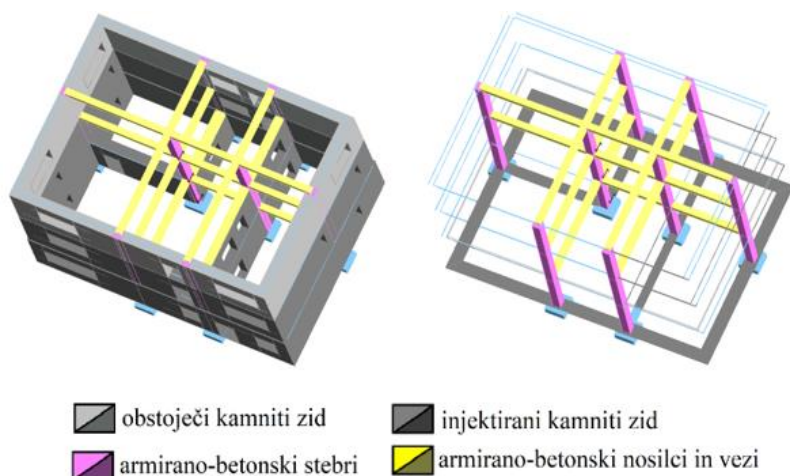
Slika 100: Krivulja kapacitete za obtežni primer -X pri analizi 8



Slika 101: Krivulja kapacitete za obtežni primer -Y pri analizi 8

6.2.9 Analiza 9

Pri analizi 9 se se je preverilo odziv konstrukcije, kjer bi se vse opečne stene zamenjalo z armirano betonskimi okvirji, kakor je prikazano na sliki 102. Ohranilo bi se vse kamnite zidove. Ostali ukrepi (injektiranje kleti in pritličja, prednapete jeklene vezi v kamnitih zidovih, betonska plošča ter ojačane medetažne konstrukcije) so ostali enaki.



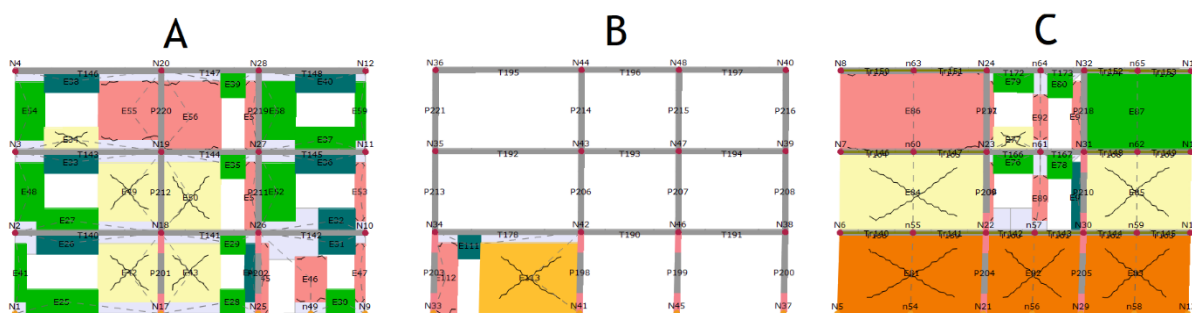
Slika 102: Prikaz okvirjev in zidov pri analizi 9 (levo), prikaz okvirjev in horizontalnih vezi brez zidov pri analizi 9 (desno)

Rezultati analize so prikazani na sliki 103. Konstrukcija bi s takim ukrepom dosegla 112 % nosilnosti pri mejnem stanju velikih poškodb (SD) ter 106 % nosilnosti pri mejnem stanju omejitve poškodb (DL). Najbolj kritični izračun v X smeri je bil pri modalni porazdelitvi potresnih sil v smeri +X, s slučajno ekscentričnostjo +46,3 cm. Za najbolj kritični primer v Y smeri pa se je pokazala modalna porazdelitev sil v smeri -Y, s slučajno ekscentričnostjo -64,9 cm. Na slikah 104 in 105 so prikazane poškodbe zidnih slopov pri najbolj kritičnih obtežnih primerih. Na slikah 106 in 107 so prikazane krivulje kapacitete najbolj kritičnih obtežnih primerov.

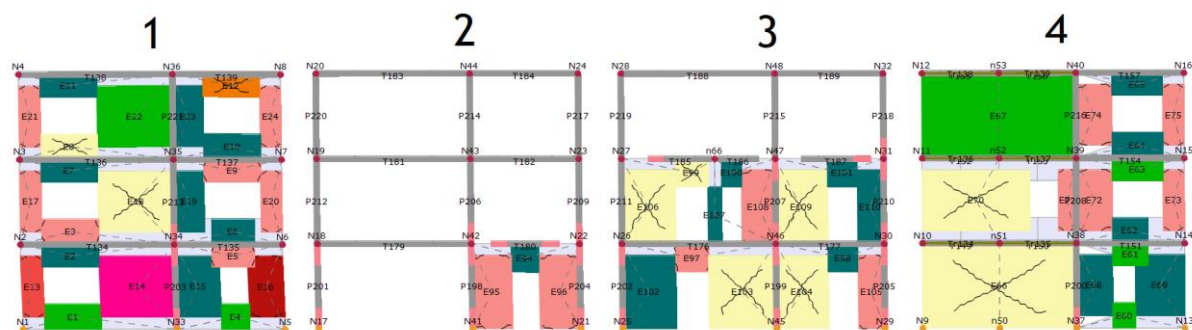
Analysis					
No.	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	α SD	α DL
1	+X	Uniform	0.00	1.401	1.450
2	+X	Modal distribution	0.00	1.134	1.094
3	-X	Uniform	0.00	1.920	1.946
4	-X	Modal distribution	0.00	1.390	1.326
5	+Y	Uniform	0.00	1.484	1.269
6	+Y	Modal distribution	0.00	1.454	1.258
7	-Y	Uniform	0.00	1.580	1.912
8	-Y	Modal distribution	0.00	1.438	1.808
9	+X	Uniform	46.30	1.377	1.429
10	+X	Uniform	-46.30	1.301	1.437
11	+X	Modal distribution	46.30	1.125	1.063
12	+X	Modal distribution	-46.30	1.152	1.128

Analysis					
No.	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	α SD	α DL
13	-X	Uniform	46.30	1.865	1.962
14	-X	Uniform	-46.30	1.868	1.903
15	-X	Modal distribution	46.30	1.398	1.337
16	-X	Modal distribution	-46.30	1.358	1.311
17	+Y	Uniform	64.90	1.471	1.295
18	+Y	Uniform	-64.90	1.462	1.238
19	+Y	Modal distribution	64.90	1.429	1.263
20	+Y	Modal distribution	-64.90	1.470	1.232
21	-Y	Uniform	64.90	1.710	1.962
22	-Y	Uniform	-64.90	1.468	1.860
23	-Y	Modal distribution	64.90	1.618	1.863
24	-Y	Modal distribution	-64.90	1.309	1.730

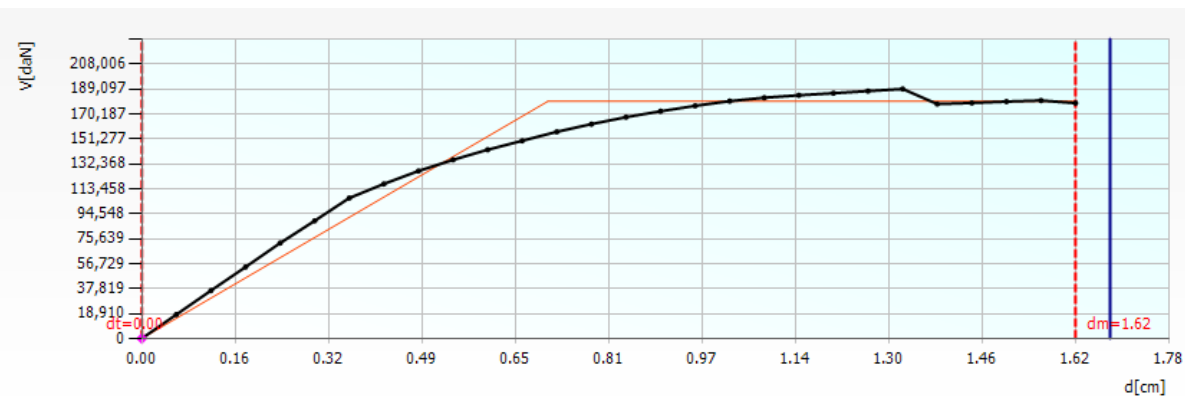
Slika 103: Rezultati nelinearne statične analize 9



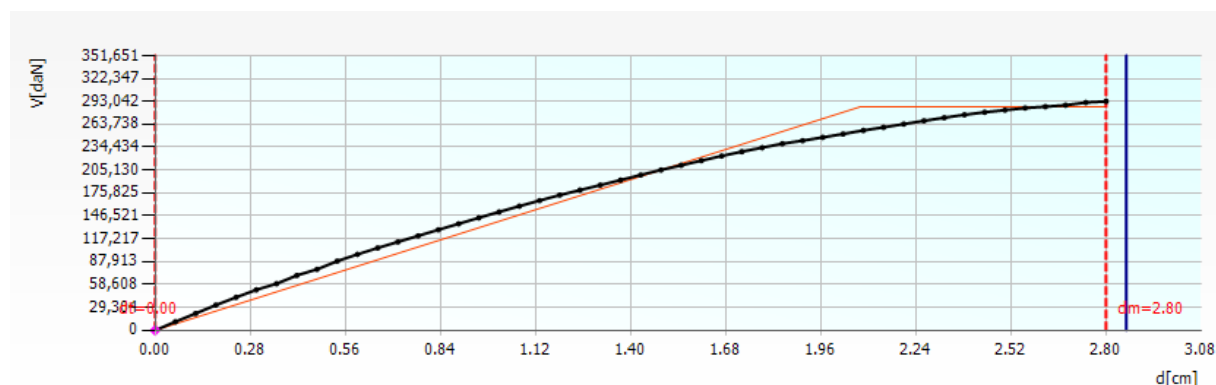
Slika 104: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 9 za obtežni primer +X v oseh A, B in C



Slika 105: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 9 za obtežni primer -Y v oseh 1, 2, 3 in 4



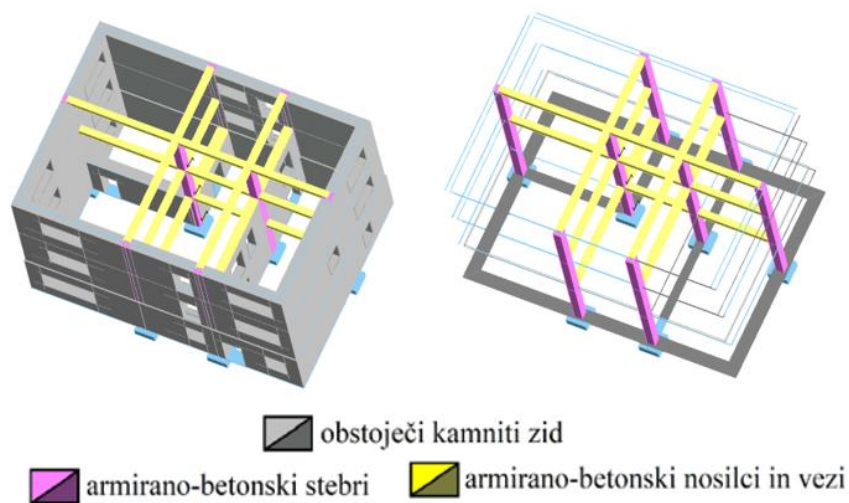
Slika 106: Krivulja kapacitete za obtežni primer +X pri analizi 9



Slika 107: Krivulja kapacitete za obtežni primer -Y pri analizi 9

6.2.10 Analiza 10

Ukrepi pri analizi 10 so popolnoma enaki kakor pri analizi 9, le da se je kamnitim zidovom pripisalo lastnosti neinjektirane zidovine. S tem se je želelo poizvedeti, če bi bila utrditev konstrukcije z notranjim armirano betonskim skeletom dovoljšna za doseganje potresne odpornosti po Evrokodu. Ostali parametri so enaki kakor pri analizi 9. 3D prikaz modela je viden na sliki 108.



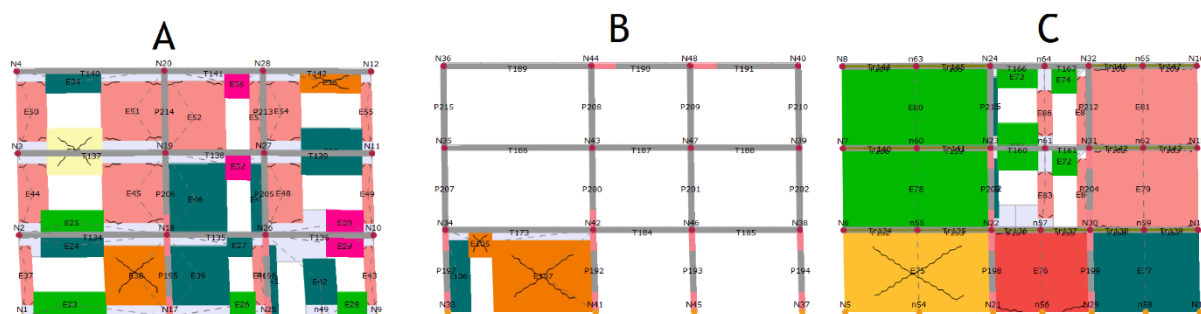
Slika 108: Prikaz okvirjev in zidov pri analizi 10 (levo), prikaz okvirjev in horizontalnih vezi brez zidov pri analizi 10 (desno)

Rezultati analize, vidni na sliki 109, so pokazali, da konstrukcija dosega 106 % kriterijev po Evrokodu pri mejnem stanju velikih poškodb, ter le 89 % kriterijev pri mejnem stanju omejitve poškodb (DL). Vgrajen armirano betonski okvir sicer zadostno poveča nosilnost in duktilnost konstrukcije, ne zagotavlja pa zadostne togosti za izpolnjevanje zahtev Evrokoda pri mejnem stanju omejitve poškodb (DL). Najbolj kritični izračun v X smeri je bil pri modalni porazdelitvi potresnih sil v smeri +X, s slučajno ekscentričnostjo -46,3 cm. Za najbolj kritični primer v Y smeri pa se je pokazala enakomerna porazdelitev sil v smeri +Y, s slučajno ekscentričnostjo -64.9 cm. Na slikah 110 in 111 so prikazane poškodbe zidnih slopov pri najbolj kritičnih obtežnih primerih. Na slikah 112 in 113 so prikazane krivulje kapacitete najbolj kritičnih obtežnih primerov.

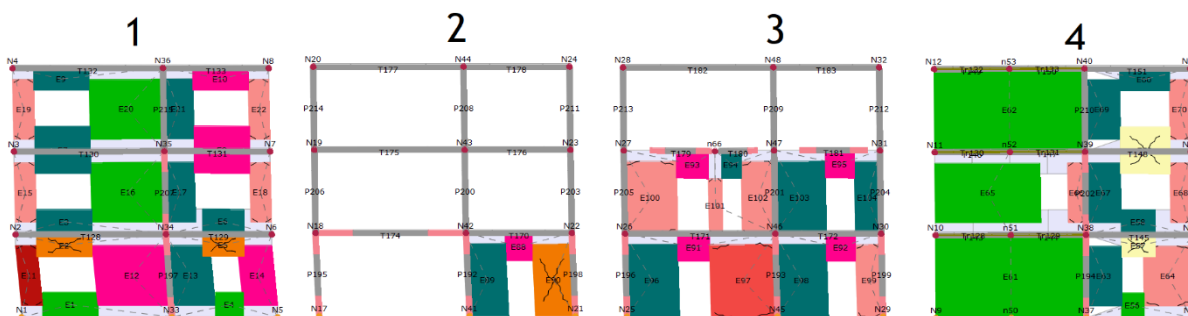
Analysis					
No.	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	α SD	α DL
1	+X	Uniform	0.00	1.248	0.964
2	+X	Modal distribution	0.00	1.214	0.966
3	-X	Uniform	0.00	1.172	1.189
4	-X	Modal distribution	0.00	1.079	1.118
5	+Y	Uniform	0.00	1.816	0.928
6	+Y	Modal distribution	0.00	1.616	0.901
7	-Y	Uniform	0.00	1.364	1.120
8	-Y	Modal distribution	0.00	1.152	1.018
9	+X	Uniform	-46.30	1.274	0.974
10	+X	Uniform	-46.30	1.248	0.970
11	+X	Modal distribution	-46.30	1.194	0.990
12	+X	Modal distribution	-46.30	1.204	0.942

Analysis					
No.	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	α SD	α DL
13	-X	Uniform	-46.30	1.162	1.212
14	-X	Uniform	-46.30	1.127	1.157
15	-X	Modal distribution	-46.30	1.124	1.144
16	-X	Modal distribution	-46.30	1.055	1.084
17	+Y	Uniform	64.90	1.926	0.925
18	+Y	Uniform	-64.90	1.750	0.902
19	+Y	Modal distribution	64.90	1.734	0.903
20	+Y	Modal distribution	-64.90	1.669	0.887
21	-Y	Uniform	64.90	1.428	1.296
22	-Y	Uniform	-64.90	1.076	1.059
23	-Y	Modal distribution	64.90	1.211	1.099
24	-Y	Modal distribution	-64.90	1.090	0.961

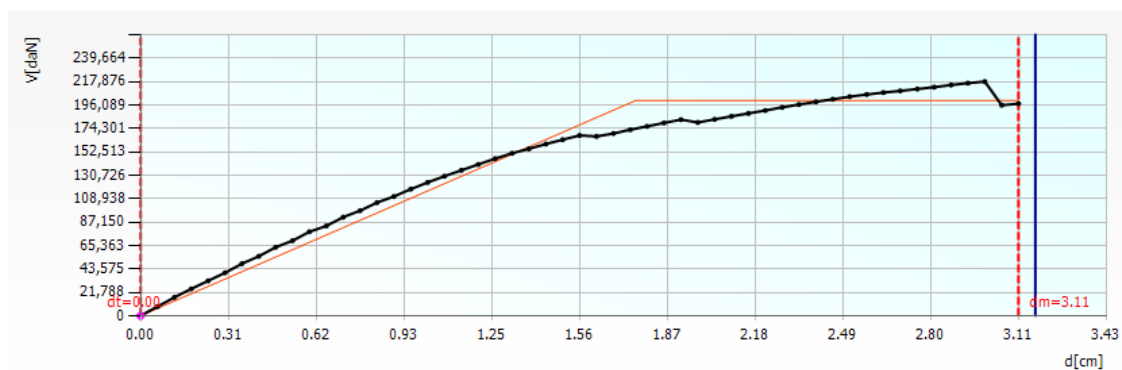
Slika 109: Rezultati nelinearne statične analize 10



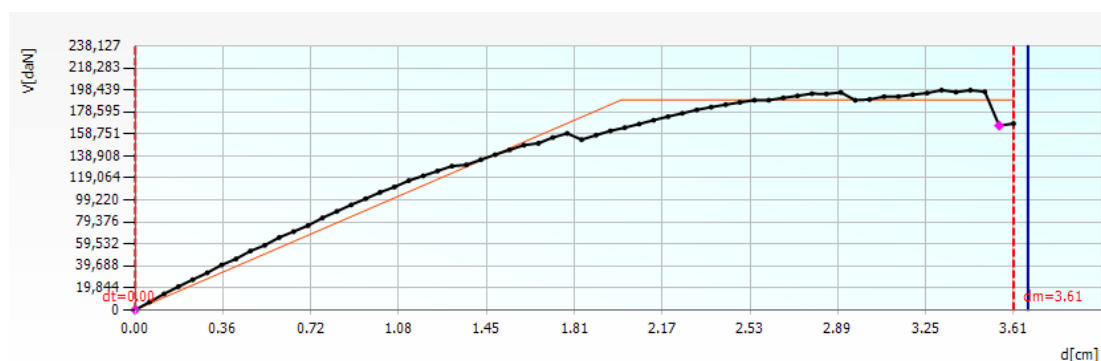
Slika 110: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 10 za obtežni primer -X v oseh A, B in C



Slika 111: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 10 za obtežni primer -Y v oseh 1, 2, 3 in 4



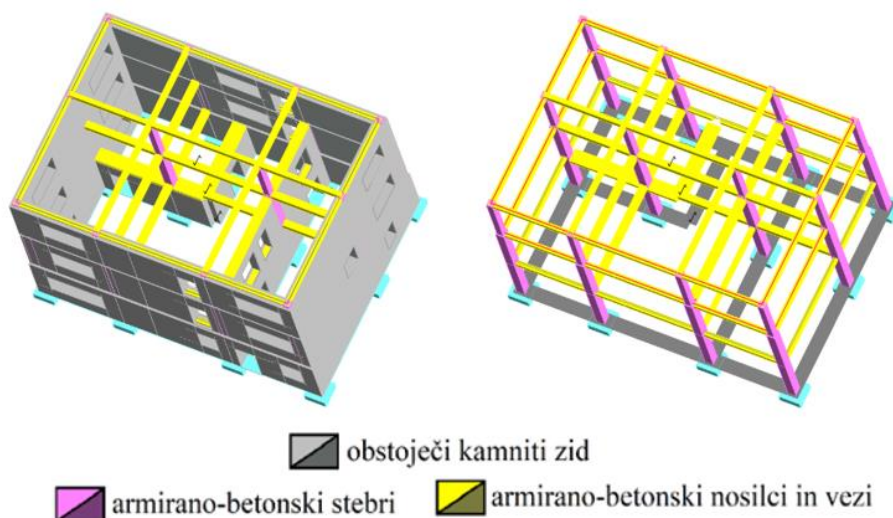
Slika 112: Krivulja kapacitete za obtežni primer -X pri analizi 10



Slika 113: Krivulja kapacitete za obtežni primer -Y pri analizi 10

6.2.11 Analiza 11

Pri analizi 11 se je preverilo, če pomanjkanje togosti konstrukcije pri analizi 10, oziroma kapacitete pri mejnem stanju omejitve poškodb (DL), lahko odpravimo z dodanimi stebri v vogalih stavbe (slika 114).

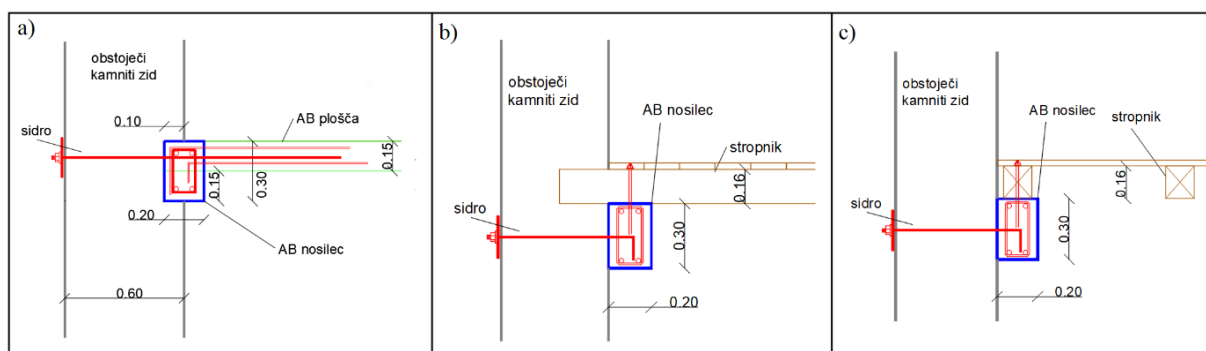


Slika 114: Prikaz celotne konstrukcije pri analizi 11 (levo), prikaz armiranobetonskega skeleta pri analizi 11 (desno)

Poleg tega se je os 2 v Y smeri pomaknila proti osi 1, zaradi arhitekturnih razlogov. Prvotna os 2 v Y smeri je sovpadala z nosilnim zidom v kleti, vendar je v pritličju in nadstropju sekala okno (vidno na sliki 20 in 21). S pomikom osi se je dosegla tudi večja simetričnost konstrukcije. Armirano betonski

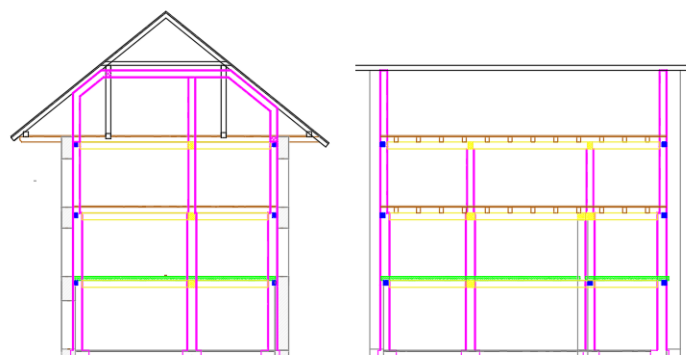
stebri v vogalih stavbe so enaki kakor pri analizi 7 (vidno na sliki 90). Nosilci, ki potekajo ob notranjem robu obstoječih obodnih kamnitih zidovih so dimenzij 30 x 20 cm, in so sidrani v zunanje kamnite zidove. Nad kletjo, kjer je predvidena armiranobetonska plošča, je detajl izvedbe prikazan na sliki 115 a). Nad pritličjem in nadstropjem, kjer stropniki lesene medetažne konstrukcije potekajo v smeri Y, je detajl izvedbe armiranobetonskih nosilcev, ki potekajo ob stenah v X smeri, prikazan na sliki 115 b). Detajl nosilcev ki potekajo v smeri Y pa je prikazan na sliki 115 c).

Z vgrajenimi armiranobetonskimi nosilci po celotnem notranjem obodu stavbe ni več potrebe po namestitvi prednapetih jeklenih sider. Poleg tega betonski nosilci ob obstoječih zidovih nudijo dodatno podporo leseni stropni konstrukciji. V primeru potrebe po zamenjavi stropnikov ni potrebno izdelovati novih utorov v zidu, saj jih je mogoče enostavno postaviti in pritrditi na armiranobetonske nosilce. S tem se odpravi tudi potreba po vgradnji sovprežnega estriha na obstoječe lesene medetažne konstrukcije nad pritličjem in nadstropjem, saj armiranobetonski okvirji, na katere so primerno pritrjeni stropniki, zagotavljajo zadostno togost v ravnini stropov.



Slika 115: Detajl izvedbe armiranobetonskih nosilcev na notranji strani obodnih zidov. a) detajl nad kletjo, b) detajl nad pritličjem in nadstropjem ob zidovih v smeri X, c) detajl nad pritličjem in nadstropjem ob zidovih v smeri Y

Z vzpostavitev betonskih stebrov v vogale stavbe bi se lahko rešila tudi problematika nezadostne stabilnosti zatrepnih zidov. Betonski stebri v vogalih stavbe bi lahko neprekinjeno potekali do vrha zatrepnih zidov, s čimer bi se zagotovilo njihovo povezanost in izven ravninsko stabilnost. Shematsko je ta rešitev prikazana na sliki 116.



Slika 116: Shematski prikaz AB okvirja in utrditev zatrepnih zidov, prečni prerez (levo), vzdolžni prerez (desno)

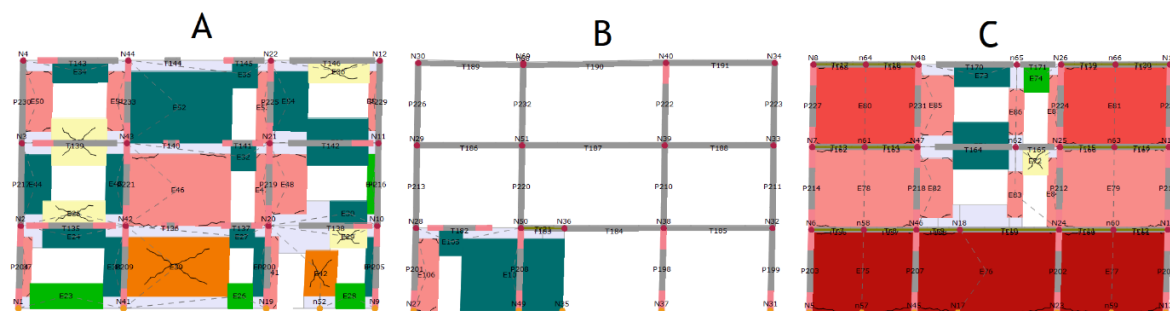
Kljub mnogim opisanim prednostim je vgradnja armiranobetonskega okvirja znotraj stavbe lahko zelo moteča z arhitekturnega vidika, saj izrazito vpliva na prostor. Pod nivojem medetažnih konstrukcij bi bili vidni armiranobetonski nosilci na notranji strani vseh obodnih sten, prav tako pa bi bili vidni armiranobetonski stebri dimenzij 40 x 40 cm v vseh vogalih stavbe.

Rezultati analize, vidni na sliki 117 so pokazali, da konstrukcija dosega 125 % kriterijev po Evrokodu pri mejnem stanju velikih poškodb (SD), ter le 99 % kriterijev pri mejnem stanju omejitve poškodb (DL). Z dodanimi okvirji v vogalih se lahko zaključi, da vgrajen armiranobetonski skelet zadostno prispeva k nosilnosti in togosti konstrukcije za doseganje zahtev po Evrokodu, kljub ohranitvi neinjektiranih zidov. Najbolj kritični izračun v X smeri je bil pri enakomerni porazdelitvi potresnih sil v smeri +X, s slučajno ekscentričnostjo -46,3 cm. Za najbolj kritični primer v Y smeri pa se je pokazala modalna porazdelitev sil v smeri -Y, s slučajno ekscentričnostjo -64,9 cm. Preverilo se je tudi obnašanje konstrukcije brez sovprežnega estriha nad pritličjem in nadstropjem, in ta dosega 170 % zahtev po Evrokodu pri mejnem stanju velikih poškodb (SD), ter 104 % zahtev pri mejnem stanju omejitve poškodb (DL). Na slikah 118 in 119 so prikazane poškodbe zidnih slopov pri najbolj kritičnih obtežnih primerih. Na slikah 120 in 121 so prikazane krivulje kapacitete najbolj kritičnih obtežnih primerov.

Analysis					
No.	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	α SD	α DL
1	+X	Uniform	0.00	1.378	1.343
2	+X	Modal distribution	0.00	1.633	1.249
3	-X	Uniform	0.00	1.806	1.161
4	-X	Modal distribution	0.00	1.540	1.117
5	+Y	Uniform	0.00	1.898	1.056
6	+Y	Modal distribution	0.00	3.370	0.998
7	-Y	Uniform	0.00	3.310	1.110
8	-Y	Modal distribution	0.00	2.319	1.067
9	+X	Uniform	46.30	2.183	1.327
10	+X	Uniform	-46.30	1.246	1.343
11	+X	Modal distribution	46.30	1.742	1.265
12	+X	Modal distribution	-46.30	3.264	1.246

Analysis					
No.	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	α SD	α DL
13	-X	Uniform	-46.30	2.119	1.180
14	-X	Uniform	-46.30	2.938	1.098
15	-X	Modal distribution	-46.30	1.751	1.110
16	-X	Modal distribution	-46.30	2.418	1.066
17	+Y	Uniform	64.90	3.229	1.057
18	+Y	Uniform	-64.90	4.074	1.005
19	+Y	Modal distribution	64.90	3.782	0.994
20	+Y	Modal distribution	-64.90	2.222	0.998
21	-Y	Uniform	64.90	2.965	1.123
22	-Y	Uniform	-64.90	2.249	1.095
23	-Y	Modal distribution	64.90	1.941	1.100
24	-Y	Modal distribution	-64.90	1.423	1.045

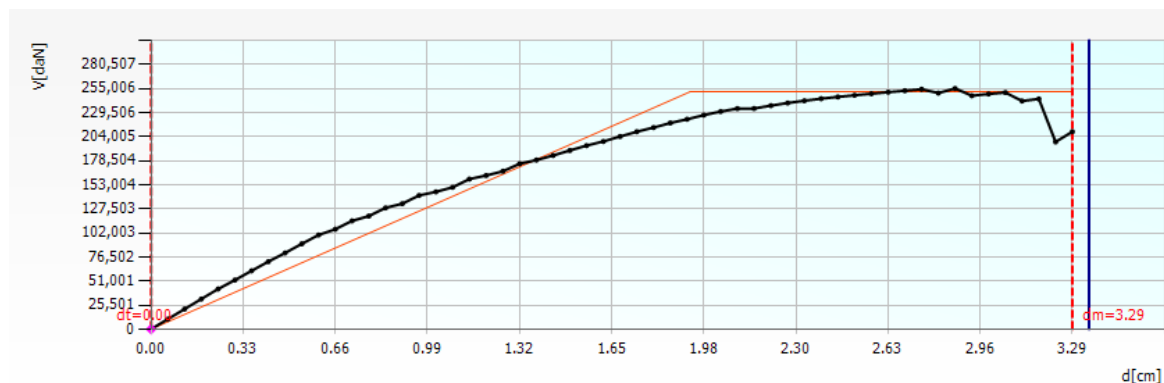
Slika 117: Rezultati nelinearne statične analize 11



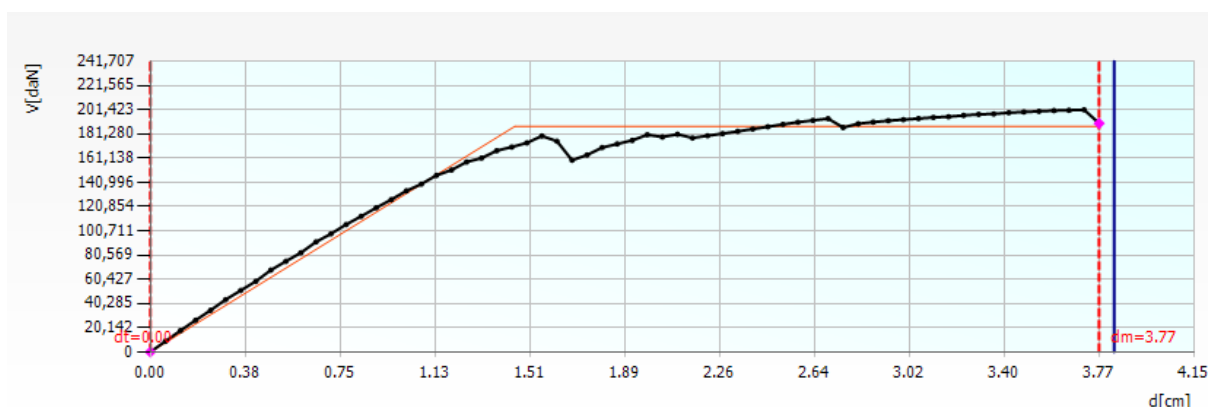
Slika 118: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 11 za obtežni primer +X v oseh A, B in C



Slika 119: Prikaz stanja zidnih slopov po končani analizi 11 za obtežni primer -Y v oseh 1, 2, 3 in 4



Slika 120: Krivulja kapacitete za obtežni primer +X pri analizi 11



Slika 121: Krivulja kapacitete za obtežni primer -Y pri analizi 11

6.3 Povzetek analiz

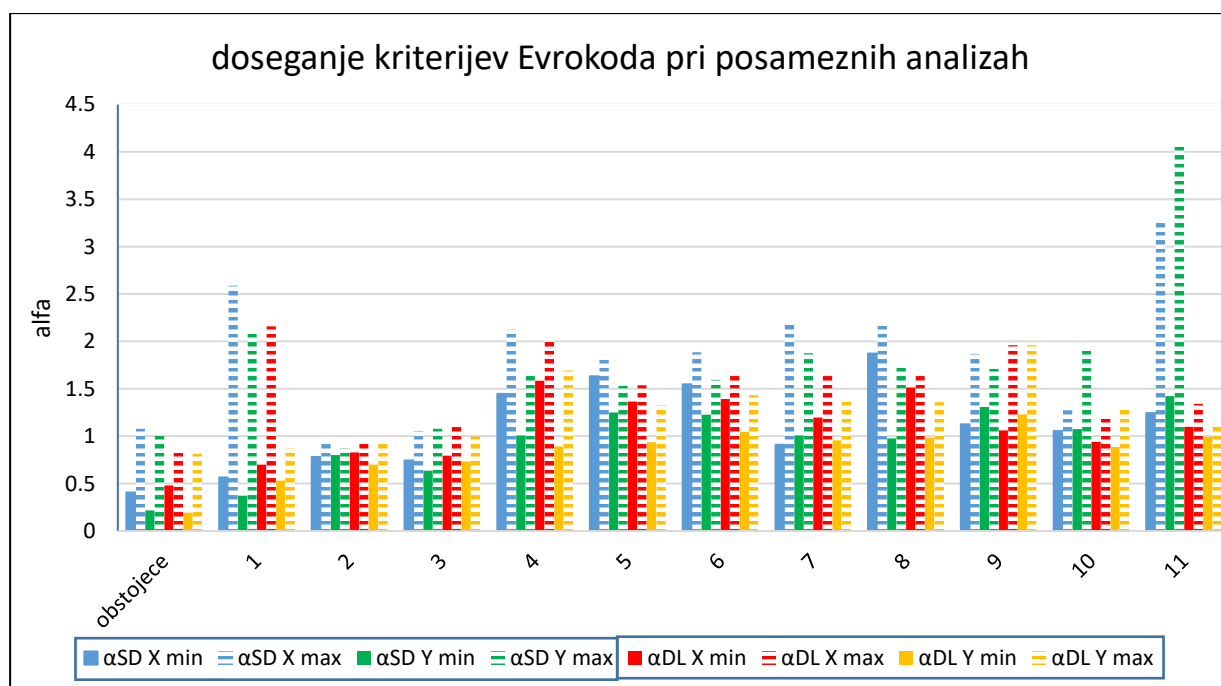
Na sliki 122 je prikazan povzetek rezultatov analize obstoječega stanja ter 11 ukrepov, opisanih v poglavju 6.2. Na ordinatni osi so za vsako od analiz prikazane minimalne in maksimalne vrednosti α (opisanem v poglavju 4.4), in sicer za X in Y smer pri obeh obravnavanih mejnih stanjih (mejno stanje velikih poškodb (SD) in mejno stanje omejitve poškodb (DL)). V primeru, ko je alfa večji od 1, je izpolnjena zahteva Evrokoda. Kot merodajen rezultat se lahko upošteva samo minimalne vrednosti alfa, vendar lahko s primerjanjem minimalnih in maksimalnih vrednosti alfa razberemo določene nepravilnosti stavbe, oziroma njeno občutljivost na učinke torzije. Načeloma razen pri obstoječem stanju

in analizi 1, ter analizi 11 ne prihaja do velikih odstopanj med minimalnimi in maksimalnimi vrednostmi α .

Iz grafa na sliki 122 je razvidno, da obstoječa konstrukcija ne izpolnjuje zahtev Evrokoda. V obstoječem stanju je merodajni rezultat ($\alpha_{SD Y min}$) pokazal le 20 % izpolnjevanje zahtev Evrokoda. Vendar pa se je pri analizi 1, kjer so bile konstrukciji dodane prednapete jeklene vezi, merodajni rezultat ($\alpha_{SD Y min}$) povečal na 37 %, kar je 85 % več. Takšen rezultat se ujema z izkušnjami strokovnjakov, ki so jih pridobili z opazovanjem učinkov potresov. V nekaterih primerih so se stavbe, ki so bile opremljene samo s prednapetimi jeklenimi vezmi, relativno dobro obnesle v primerjavi s podobnimi stavbami, na katerih ni bilo storjenega nobenega ukrepa.

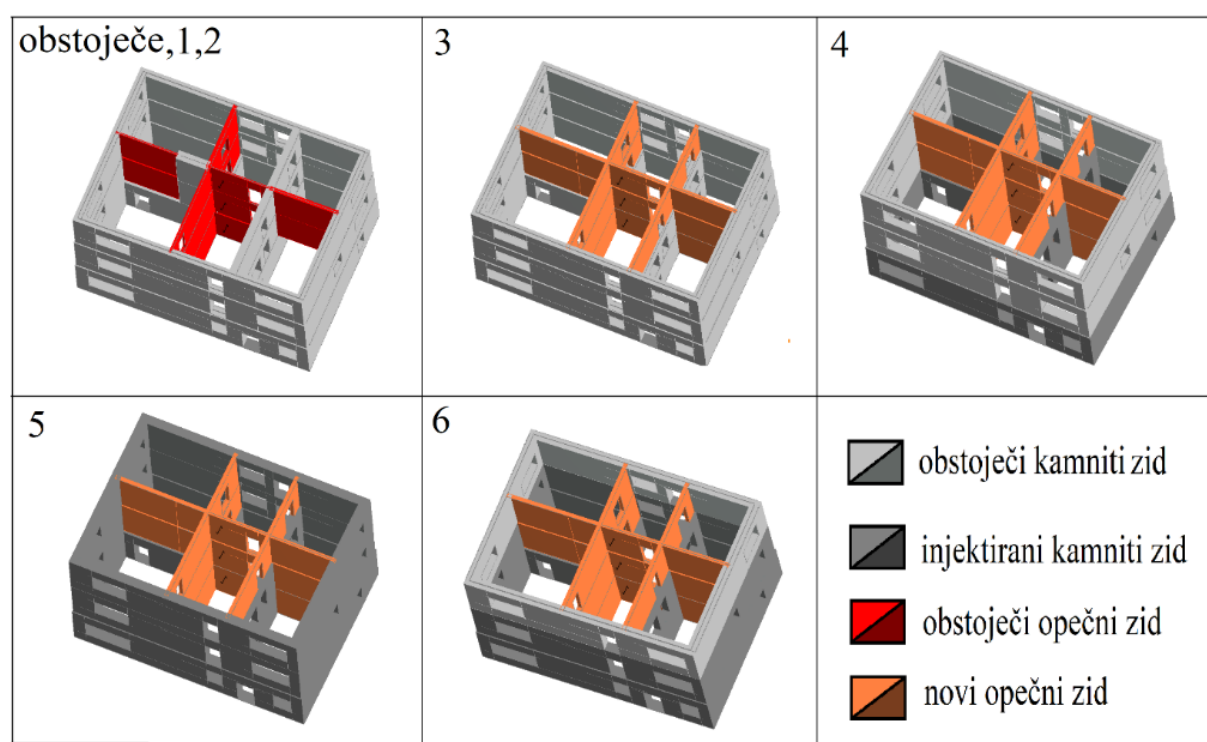
Pri analizi 2, kjer se je poleg prednapetih jeklenih vezi medetažne konstrukcije ojačalo s sovprežnim estrihom, je konstrukcija dosegla 71 % zahtev po Evrokodu. S sovprežnim estrihom se je na nivoju medetažnih konstrukcij vzpostavil mehanizem toge diafragme, ki je omogočal prenos potresnih vztrajnostnih sil na vse zidove. V primerjavi s prvo analizo, kjer lahko na slikah 54 in 55 vidimo porušitev samo enega zidnega slopa, so se pri analizi 2 aktivirali vsi zidovi v kritični etaži. Zaradi velike dodane mase estriha pa je posledično postala kletna etaža preobremenjena.

Pri analizi 3 se je poleg že omenjenih ukrepov povečala debelina vseh obstoječih opečnih zidov, in sicer na 30 cm. Pripisalo se jim je lastnosti nove opečne zidovine. Izkazalo se je, da je bil ta ukrep popolnoma nesmiseln. Opečni zidovi so v večini bili prisotni samo v pritličju in nadstropju. Tako se je s povečanjem njihove debeline in togosti posledično znatno povečala togost pritličja in nadstropja, kar pa je imelo negativne posledice na celoten odziv stavbe. Razlika v togosti med kletno etažo in preostalima dvema se je še dodatno povečala, kar je vplivalo na pojav mehke etaže v kleti.



Slika 122: Povzetek merodajnih rezultatov vseh opravljenih analiz

Pri izvedenih analizah 4, 5 in 6 se je preučevalo smiselnost injektiranja obstoječih kamnitih zidov. Pri analizi 4, kjer se je injektiralo samo kamnite zidove v kleti, se je izkazalo, da je pritličje postalo kritična etaža. Celotna konstrukcija je dosegla 89 % zahtev po Evrokodu. Pri analizi 5 se je preverilo obnašanje konstrukcije pri injektiranju vseh kamnitih zidov, medtem ko se je pri analizi 6 injektiralo samo zidove v kleti in v pritličju. S primerjanjem rezultatov analize 5 in 6 se lahko razbere, da je injektiranje zidov v nadstropju nepotrebno, in da tak ukrep povzroči efekt mehke etaže v kleti, podobno kot pri analizi 5. Za najbolj učinkovit ukrep se je izkazalo injektiranje kamnitih zidov v kleti in pritličju. S tem je konstrukcija dosegla 123 % zahtev po Evrokodu pri mejnem stanju velikih poškodb (SD) in 105 % zahtev pri mejnem stanju omejitve poškodb (DL). Za boljšo vizualizacijo izvedenih ukrepov na modelu objekta, so na sliki 123 predstavljeni 3D modeli obstoječega stanja zidovja in analiz od 1 do 6.



Slika 123: Prikaz 3D modela pri analizah 1,2,3,4,5,6 ter analizi obstoječega stanja

Od analize 1 do 6 se je preverjalo ukrepe, ki so bili osredotočeni na povečanje nosilnosti in togosti zidov ter ukrepe za zagotovitev povezave med zidovi. Od analize 7 naprej se je preverilo, kako bi se konstrukcija obnesla z vgraditvijo armirano betonskih okvirjev. Postopek dodajanja okvirjev v model konstrukcije je strnjen na sliki 124.

Sprva se je pri analizi 7 preverilo vgraditev treh armirano betonskih okvirjev v kleti namesto treh opečnih zidov. Poleg tega se je leseno medetažno konstrukcijo s sovprežnim estrihom med kletjo in pritličjem zamenjalo s togo betonsko ploščo. Zaradi velike dodane mase betonske plošče, se je v primerjavi z analizo 6 dosežena zahteva po Evrokodu zmanjšala za 32 % pri mejnem stanju velikih poškodb (SD), in sicer 91 %. Pri mejnem stanju omejitve poškodb pa se je kapaciteta napram analizi 6 zmanjšala le za 9 %, in je znašala 96 % zahtev po Evrokodu. Preverilo se je tudi obnašanje v primeru

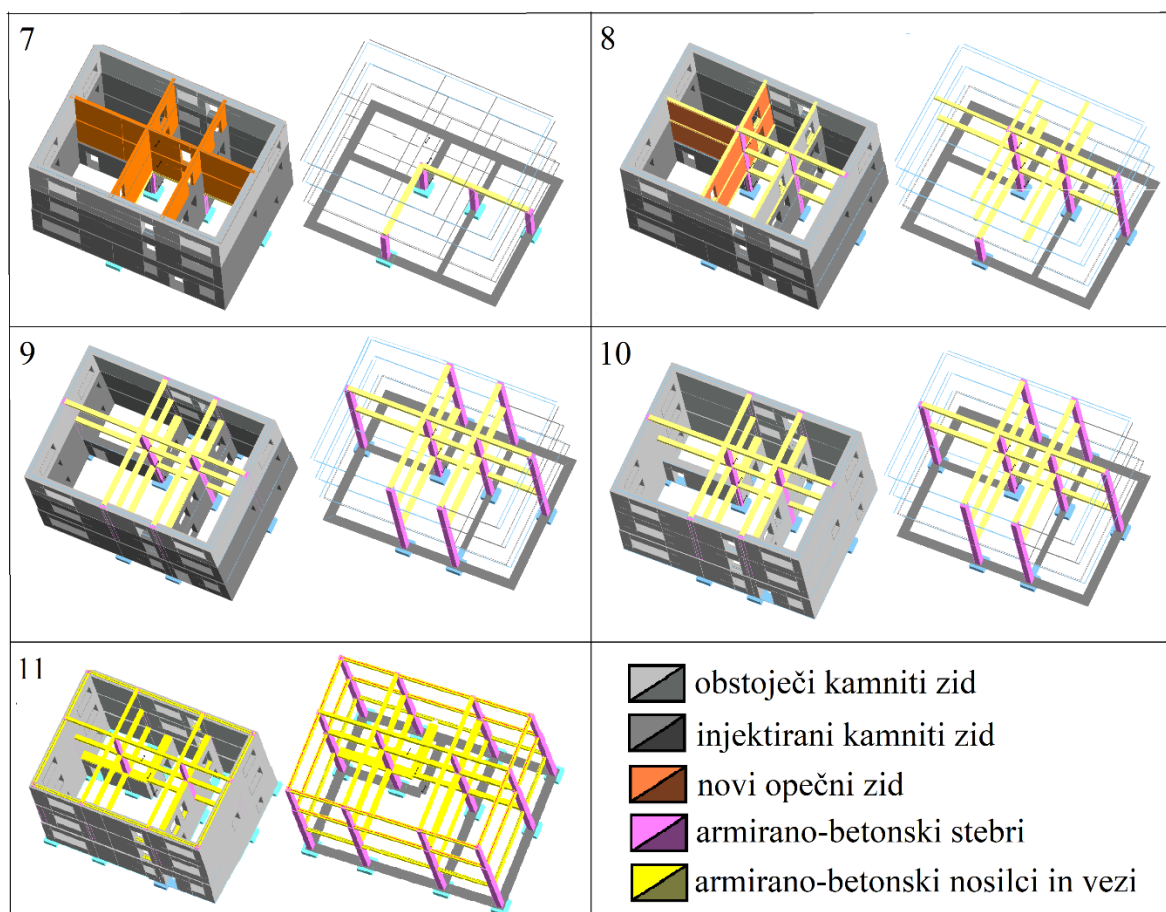
ohranitve lažje medetažne konstrukcije (lesenih tramov z betonskim estrihom). V tem primeru bi konstrukcija dosegla 101 % nosilnosti pri mejnem stanju velikih poškodb. Kapaciteta pri mejnem stanju omejitve poškodb pa se ne bi spremenila, in bi ostala na 96 %.

Pri analizi 8 se je poleg armirano betonskih okvirjev v kleti vgradilo še okvirje v pritličju in nadstropju na osi B v X smer, kakor je vidno na sliki 124. V primerjavi z analizo 7 se je kapaciteta v X smeri bistveno povečala, v Y smeri pa ostala skoraj enaka. Ostalim opečnim stenam se je dodalo horizontalne armirano betonske vezi, vendar se je izkazalo, da nimajo večjega učinka kakor jeklene prednapete vezi. Merodajen rezultat analize ($\alpha_{SD} Y_{min}$) je pokazal na doseganje 98 % zahtev po Evrokodu.

Pri analizi 9 se je vse opečne zidove zamenjalo z armirano betonskimi okvirji. Konstrukcija je v vseh pogledih dosegla zahteve Evrokoda, sicer pa se merodajni rezultat ni bistveno povečal v primerjavi z analizo 8.

Pri zadnjih dveh analizah (10 in 11) se je preverilo, kako se odzove konstrukcija, če kamnitim zidom pripišemo lastnosti neinjektirane zidovine. Zanimalo nas je, v kolikšni meri lahko armirano betonski skelet prevzame potresno obtežbo. Sprva se je preizkusilo enak model kakor pri analizi 9, z razliko v lastnostih kamnite zidovine. Zanimivo je, da pri mejnem stanju velikih poškodb konstrukcija izpolnjuje zahteve Evrokoda, in sicer 106 %. Pri mejnem stanju omejitve (DL) poškodb pa ne nudi zadostne togosti, in dosega le 89 % zahtev po Evrokodu.

Pri analizi 11 se je konstrukciji dodalo armirano betonske okvirje s stebri v vogalih stavbe. S tem se je vzpostavila samostoječa konstrukcija znotraj obstoječih kamnitih zidov. Konstrukcija v celoti dosega zahteve Evrokoda, z izjemo nekaj računskim primerov v Y smeri pri mejnem stanju omejitve poškodb (DL), kjer je dosežena zahteva po Evrokodu 99 %. S takim rezultatom se lahko zaključi, da so zahteve Evrokoda izpolnjene, lahko pa bi se nekoliko povečale dimenzije okvirja, kar bi še izboljšalo rezultat. Za boljšo vizualizacijo izvedenih ukrepov na modelu objekta, so na sliki 124 predstavljeni 3D modeli zidov in vgrajenih betonskih okvirjev pri analizah od 7 do 11.



Slika 124: Prikaz 3D modela pri analizah 7, 8, 9, 10, 11

7 STROŠKOVNA ANALIZA

Pri načrtovanju izboljšav obstoječih konstrukcij se pogosto soočamo s težavami pri natančni oceni morebitnih stroškov, ki se lahko pojavijo med izvajanjem teh ukrepov. Nepredvidena dodatna dela se včasih pojavijo šele med samim gradbenim procesom, kar lahko predstavlja velik finančni izziv. Obrtno-podjetniška zbornica Slovenije sicer letno objavlja informativne cene za različna gradbena dela [18], vendar so dejanske cene v praksi zelo raznolike in se lahko med seboj razlikujejo tudi za več kot 100 %. Poleg tega ni vedno na voljo cenikov za bolj specializirana gradbena dela, kot na primer vgradnja jeklenih vezi ali injektiranje oziroma vgradnja sovprežnega estriha na obstoječe lesene podlage. Zato smo se odločili vzpostaviti stik z nekaterimi specializiranimi izvajalci, da bi neposredno pridobili približne cene njihovih storitev. Prav tako smo se obrnili na tri gradbena podjetja iz okoliškega območja, da bi pridobili informacije o povprečnih stroških gradnje objektov podobnih dimenzij. Ta pristop nam je omogočil boljšo primerjavo cen ukrepov z aktualnimi cenami novogradenj do tretje gradbene faze, kar je pripomoglo k boljšemu razumevanju cenovnih primerjav. V tem poglavju bomo ovrednotili stroške posameznih ukrepov, ki smo jih analizirali med izvajanjem raziskave, ter jih primerjali s trenutnimi cenami novogradenj do tretje gradbene faze.

7.1 Cena posameznih ukrepov in novogradnje

V tem podpoglavju so predstavljene popisi del in cene, ki se nanašajo na posamezne utrditvene ukrepe.

7.1.1 Vgradnja jeklenih prednapetih vezi na podlagi opravljene analize 1

Vgradnja prednapetih jeklenih vezi je predvidena na vseh oseh nosilnih zidov. Skupno dolžina vezi na celotnem objektu bi znašala 475.2 m v primeru analiz 1 in 2. Pri analizah od 7 naprej, se skupna dolžina vezi zmanjša, saj se jih nadomesti bodisi z horizontalnimi armirano betonskimi vezmi ali pa z armirano betonskimi nosilci. Upoštevana je namestitev vezi na obe strani zidu. Uspelo se je pridobiti ponudbo izvajalca, specializiranega za sanacije gradbenih objektov. Postavka za vgrajen meter jeklenih vezi je bila 125 €/m. V to je vključeno izdelovanje utorov v zidu ter nameščanje vezi in sidrskih plošč. Poleg omenjene ponudbe je lokalno podjetje podalo svojo postavko, ki je znašala 50 €/m. V nadaljevanju je bila upoštevana cena lokalnega izvajalca.

Preglednica 11: Cena vgradnje jeklenih prednapetih vezi, pridobljena iz ponudbe lokalnega gradbenega podjetja

	Količina za posamezno analizo		Cena na enoto [€]	Cena [€]	
	analiza 1,2	analiza 7,9,10		analiza 1,2	analiza 7,9,10
Vgradnja jeklenih protipotresnih vezi s pripadajočimi deli (izdelava utorov in nameščanje sidrskih plošč) [m]	475.2	282	50	23760	14100

7.1.2 Utrjevanje lesenih medetažnih konstrukcij z betonskim estrihom

Obstoječe medetažne konstrukcije bi se izboljšale z vgraditvijo sovprežnega cementnega estriha. Tako kot pri jeklenih vezeh, se je uspelo pridobiti ponudbo specializiranega izvajalca za sanacije gradbenih objektov. Ta je znašala 100 €/m². V to ceno je vključeno polagane PE folie na obstoječe deske, vgradnja moznikov in sidranje v obstoječe zidove. Poleg tega se je približna cena konstruirala iz cen Obrtno-podjetniške zbornice Slovenije [18], ki je tudi predstavljena v preglednici 12.

Preglednica 12: Prikaz okvirnih cen izdelave sovprežne konstrukcije na podlagi publikacije Obrtno-podjetniške zbornice Slovenije [18]

	Količina	Cena na enoto [€]	Cena [€]
Dobava in vijačenje moznikov v lesene stropnike (9 kos na m ²) [m ²]	327	10	3270
Vgrajevanje sider za povezovanje sovprežnega estriha obstoječih kamnitih zidov [kom]	70	30	2100
Dobava in vezanje armature mreže Q196 na vgrajene moznike in sidra [kg]	1013	2	2026
Dobava in vgrajevanje cementnega estriha debeline 6 cm [m ²]	327	11	3597
Cena na etažo			3664,3
Skupna cena			10993

7.1.3 Injektiranje kamnitih zidov

Na podlagi analize 6 se je ugotovilo, da je smiselno injektirati samo kamnite zidove v kleti in pritličju. Skupni volumen kamnitih zidov, predvidenih za injektiranje je 136 m³. Po več poslanih povpraševanj specializiranim izvajalskim podjetjem, sta se odzvala dva. Povprečna cena injektiranja je znašala 121,3 €/m³ (121,3 € na m³ zidu). Skupna cena injektiranja kleti in pritličja je prikazana na preglednici 13.

Preglednica 13: Prikaz povprečne cene injektiranja, pridobljene iz ponudb dveh specializiranih izvajalcev

	Količina [m ³]	Cena na enoto [€/m ³]	Cena [€]
Izvedba injektiranja kamnitih nosilnih zidov	136	121.3	16497

7.1.4 Zamenjava lesene medetažne konstrukcije z novo armirano betonsko ploščo

Od analize 7 naprej se je nad kletjo v modelu upoštevala nova armirano betonska plošča. Ceno rušitev obstoječe medetažne konstrukcije se je pridobilo prek telefonskega pogovora z enim izmed lokalnih gradbenih podjetji. Cene izvedbe armirano betonske plošče so bile pridobljene iz normativnih cen Obrtno-podjetniške zbornice Slovenije [18]. Okvirne cene nove betonske plošče so prikazane v preglednici 14.

Preglednica 14: Prikaz okvirnih cen izdelave nove armirano betonske plošče nad kletjo

	Količina	cena na enoto [€]	Cena [€]
Rušenje obstoječe lesene medetažne konstrukcije [m²]	109	20	2180
Dobava in vgrajevanje betona v ploščo [m³]	16.35	167	2730.4
Dobava, vezanje in vgrajevanje armaturnih mrež [kg]	981	2	1962
Izdelava opažev za betonsko ploščo [m²]	109	24	2616
Skupna cena			9488,45

7.1.5 Zamenjava obstoječih opečnih zidov z novimi

Pri analizi 7 se je vse obstoječe opečne stene zamenjalo z novimi, debeline 30 cm, vključno z vertikalnimi in horizontalnimi protipotresnimi vezmi. Vzdlž novih opečnih zidov je zaradi vgradnje horizontalnih vezi nepotrebno namestiti jeklene prednapete vezi. Ceno za odstranjevanje obstoječih sten se je prav tako pridobilo prek telefonskega pogovora z lokalnim izvajalcem. Cene izvedbe novih opečnih zidov so bile pridobljene iz normativnih cen Obrtno-podjetniške zbornice Slovenije. Okvirne cene vgradnje novih opečnih zidov so prikazane v preglednici 15.

Preglednica 15: Prikaz okvirnih cen zamenjave opečnih zidov

	Količina	cena na enoto [€]	Cena [€]
Rušitev in odvoz obstoječih opečnih sten, debeline do 15 cm [m²]	168	25	4200
Zidanje opečnih sten, debelina 30 cm, skupaj z materialom [m²]	153	70	10710
Izdelava armiranobetonskih vertikalnih in horizontalnih protipotresnih vezi, sidranih v kamnite zidove [m³]	4.5	400	1800
Skupna cena			16710

7.1.6 Armirano betonski okvirji

Obravnavane so tri izvedbe armirano betonskih okvirjev. Prvi (manjši) sovпада z ukrepom, analiziranim v analizi 7. Drugi (delna skeletna konstrukcija) sovпада z ukrepom, analiziranim v analizi 9. Tretji (popolna skeletna konstrukcija) sovпада z ukrepom, analiziranim v analizi 11. Cene izvedbe armirano betonskih okvirjev so bile pridobljene iz normativnih cen Obrtno-podjetniške zbornice Slovenije. V preglednici 16 so prikazane okvirne cene za izdelavo armirano betonskih okvirjev.

Preglednica 16: Prikaz okvirnih cen izdelave armirano betonskega okvirja pri analizah 7,9,10 in 11

	Količina za posamezno analizo			Cena na enoto [€]	Cena [€]		
	Analiza 7	Analiza 9, 10	Analiza 11		Analiza 7	Analiza 9, 10	Analiza 11
Ročni izkop za točkovne temelje [m³]	1.02	2.05	3.07	42	42.8	86.1	128.9
Dobava in vgradnja betona C25/30 [m³]	3.95	16.21	25.23	185	730.7	2998.9	4667.6
Dobava, vezanje in vgrajevanje armature [kg]	440	1656.9	2592.4	2	880	3314	5185
Vgrajevanje sider za povezovanje AB okvirja in obstoječih kamnitih zidov [kom]	10	50	110	30	300	1500	3300
Izdelava opažev [m²]	34.5	156.8	240.4	30	1035	4704	7212
Skupna cena izdelave AB okvirja					2989	12603	20493

7.1.7 Novogradnja

Cene novogradenj stavb se je pridobilo od treh različnih lokalnih gradbenih podjetji. Podali so le približno ceno na m² uporabne tlorisne površine, v primeru izvedbe do tretje gradbene faze. Ta je v povprečju znašala 500 € /m². Skupna cena je prikazana v preglednici 17.

Preglednica 17: Okvirna cena novogradnje na m² uporabne tlorisne površine do tretje gradbene faze

	Količina	Cena na enoto	Cena
Rušitev in deponiranje obstoječega objekta [kom]	1	5000	5000
Novogradnja do tretje gradbene faze [m²]	436	500	218000
Skupna cena			223000

7.2 Primerjava cen ukrepov

V preglednici 18 so predstavljene predvidene končne cene vseh ukrepov, ki sovpadajo z obravnavanimi analizami 1,2,7,9,10 in 11.

Preglednica 18: Skupne cene ukrepov, obravnavanih pri posameznih analizah

	Jeklene vezi	Sovprežni estrih	Zamenjava/ ruštev opečnih sten	Injektiranje	AB plošča	AB okvir	Skupna cena
Analiza							
1	23760	0	0	0	0	0	23760
2	23760	10993	0	0	0	0	34753
7	14100	7329	16710	16497	9488	2989	67113
9	14100	7329	4200	16497	9488	12603	64217
10	14100	7329	4200	0	9488	12603	47720
11	0	7329	4200	0	9488	20493	41510

V preglednici 19 so poleg skupne cene ukrepov posamezne analize predstavljene merodajne vrednosti rezultatov posameznih analiz $\alpha_{\min}$ (v preglednici označen kot α). V stolpcu, označenim z α_n/α_0 je predstavljen faktor povečanja nosilnosti v primerjavi z obstoječim stanjem. Oznaka α_n predstavlja merodajni rezultat posamezne analize in α_0 predstavlja merodajni rezultat analize obstoječega stanja. S Z faktorjem α/cena je ovrednotena smiselnost posameznih ukrepov v odnosu do vložene finančne investicije, in je v nadaljevanju poimenovana kot faktor smiselnosti. Zaradi boljše predstave se je razmerje pomnožilo s faktorjem 10000, in sicer po naslednji formuli: $\alpha/\text{cena} = \alpha_n/\text{cena}_n * 10000$, kjer je cena_n skupna cena ukrepov, obravnavanih v n-ti analizi. V primeru novogradnje se je predpostavilo, da bi stavba enakih gabaritov v klasični izvedbi dosegala vrednost $\alpha = 1,5$.

Preglednica 19: Primerjava skupne cene ukrepov, obravnavanih pri posamezni analizi in novogradnje ter izpolnjevanjem zahtev Evrokoda

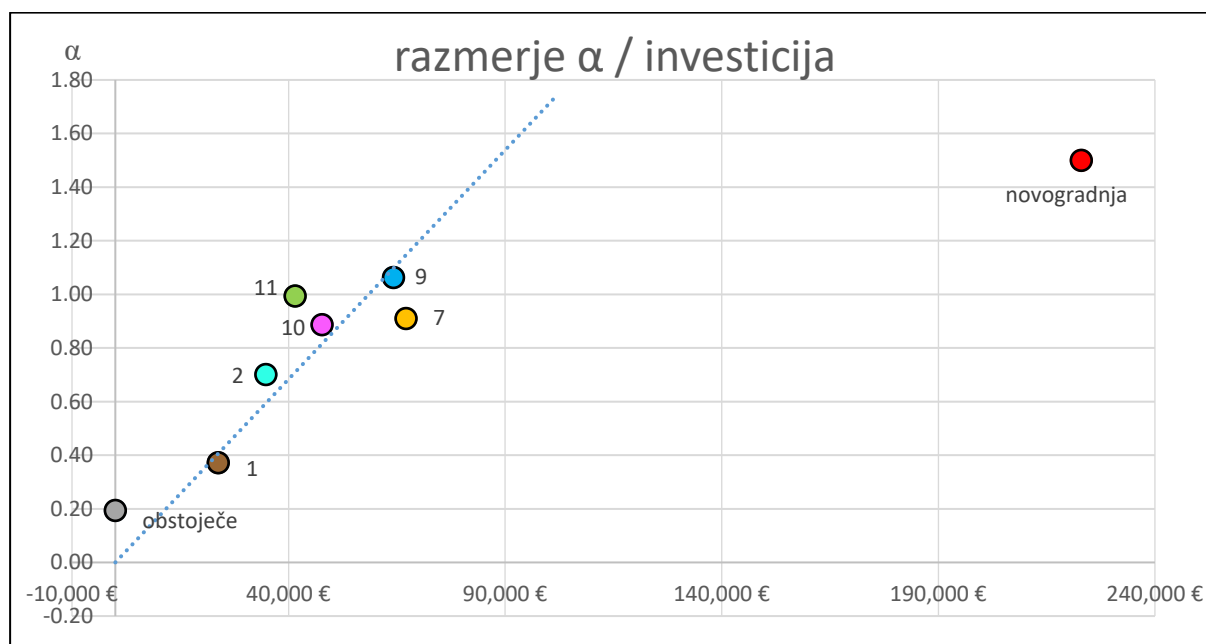
	Cena [€]	α	α_n/α_0	α/cena
Obstoječe	0	0.194	1	0
1	23760	0.372	1.92	0.16
2	34753	0.701	3.61	0.20
7	67113	0.910	4.69	0.14
9	64217	1.063	5.48	0.17
10	47720	0.887	4.57	0.19
11	41510	0.994	5.12	0.24
Novogradnja	223000	1.500	7.73	0.07

Iz razmerji α/cena se lahko razbere, da je finančno najbolj smiselni poseg izdelava popolnega armirano betonskega okvirja znotraj obstoječe stavbe. Ob tem je potrebno poudariti, da se je cena pridobila iz normativov Obrtno-podjetniške zbornice Slovenija, in bi v praksi morda cene bile nekoliko višje. Poleg analize 11 je zanimiv tudi ukrep, obravnavan pri analizi 10. Ta ukrep sicer izpolnjuje le 89 % zahtev po Evrokodu, vendar je iz arhitekturnega smisla bolj privlačen, saj ne vsebuje betonskih stebrov v vseh vogalih stavbe. Med obravnavanimi ukrepi je visok faktor smiselnosti dosežen tudi pri ukrepu, ki je bil

analiziran v analizi 2. Vendar je pomembno poudariti, da je v tem primeru vrednost α le 0,70, kar pomeni 70 % izpolnjevanje zahtev Evrokoda pri mejnem stanju omejitve poškodb (DL). Kljub temu je ta ukrep še vedno smiseln, zlasti ker dosega $\alpha = 0,78$ pri mejnem stanju velikih poškodb (SD) pri isti analizi. To nakazuje, da se v primeru pomanjkanja zadostnih finančnih sredstev lahko zagotovi solidna varnost, hkrati pa se lahko kasneje izvedejo dodatni ukrepi za izboljšanje odpornosti.

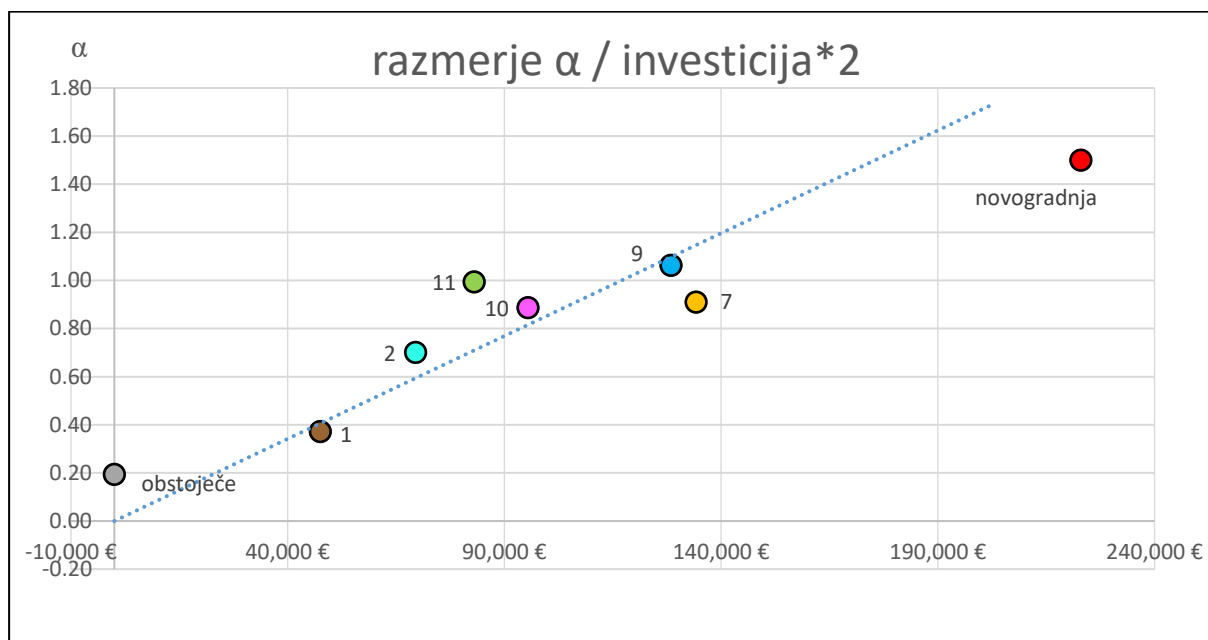
Na sliki 125 je predstavljen graf, ki ponazarja pozicijo posameznih ukrepov v odvisnosti od vložene investicije (skupne cene) ter doseženih zahtev po Evrokodu (α). Ustvarilo se je trend linijo, ki upošteva povprečen naraščaj α v odvisnosti od vložene investicije. Označena je z modro črtkano črto. Pri izračunu trend linije se ni upoštevalo vrednosti cene in dosežene α pri novogradnji. Točke, ki ležijo nad trend črto bi lahko označili kot ukrepe ki so smiselni glede na vloženo investicijo. Bolj kot je posamezna točka oddaljena ob trend črte, večji je dosežen faktor smiselnosti (ob upoštevanju da točka leži nad črto).

Pri tem se je pa potrebno odločiti kateri je še sprejemljiv minimalni α . V vsakem primeru se lahko razbere, da novogradnja v primerjavi z utrditvami dosega mnogo manjši faktor smiselnosti.



Slika 125: Dosežene referenčne vrednosti α ter pripadajoča vrednost investicije

Kakor že napisano, se je veliko postavk, zlasti tistih ki so ovrednotile skupno ceno vgradnje armirano betonskih okvirjev pridobilo iz normativov Obrtniško podjetniške zbornice Slovenije. V Praksi bi lahko take cene bile bistveno višje. Ob predpostavki da so vse cene ukrepov, opisane v poglavju 7.1 zgrešene za 100 %, se je izdelal naslednji graf, viden na sliki 126. Vse cene ukrepov, ki sovpadajo z obravnavanimi analizami se je pomnožilo s faktorjem 2. Ceno novogradnje pa se je ohranilo enako. Iz ustvarjene trendne črte se lahko vidi, da v takem primeru novogradnja dosti manj odstopa od trenda kot v primeru grafa na sliki 126, vseeno pa ta še vedno dosega najnižni faktor smiselnosti.



Slika 126: Dosežene referenčne vrednosti α ter pripadajoča vrednost investicije, pomnožene s faktorjem 2

8 ZAKLJUČEK

V sklopu magistrske naloge se je obravnavalo potresno odpornost kamnite zidane stavbe v Posočju. Poleg analize obstoječega stanja stavbe se je ovrednotilo doprinos odpornosti na potresne vplive številnih ureditvenih ukrepov. Pri analizi obstoječih objektov, še posebej starejših, kjer so se originalni načrti izgubili, ali jih nikoli ni bilo, je pomembno vsak objekt pred analizo čim bolj preučiti. S tem namenom so se na objektu tudi izvedle določene neporušne preiskave. Poleg vizualnega pregleda, meritev geometrije in preučitve sistema strešne ter medetažne konstrukcije se je izvedlo georadarske meritve obstoječih kamnitih zidov. Upoštevalo se je določila Evrokoda EN 1998-3, ki predpisuje minimalne zahteve poznavanja objekta za dopustno izbiro faktorja zaupanja ter dopustno metodo analize. Cilj je bil preiskati dovolj elementov za doseganje ravni poznavanja KL2, kar je omogočilo uporabo nelinearnih metod analize. S pripadajočim faktorjem zaupanja CF2 se je tudi zmanjšala redukcija nosilnosti elementov, kakor je opisano v poglavju 4.2.1. Pri določanju sestave zidovja se je uporabilo neporušno preiskavo z georadarjem. Rezultate se je primerjalo z rezultati meritev v sklopu doktorske naloge Uranjeka [4]. Na podlagi ugotovljene podobnosti tipologije kamnitih zidov se je zaključilo, da se lahko za analizo uporabijo mehanske lastnosti kamnite zidovine, pridobljene iz porušnih strižnih preiskav, pridobljenih v sklopu doktorske naloge Uranjeka.

Za analizo se je uporabila nelinearna statična analiza (N2), in sicer s programskim orodjem 3Muri. Kakor pričakovano, konstrukcija ni dosegla zahtev, specificiranih v Evrokodu EN 1998-1. Ugotovilo se je, da je zasnova stavbe relativno pravilna, ter ne prihaja do velikih učinkov torzije. Problematicni aspekt konstrukcije pa je predstavljala nezadostna togost in nosilnost zidov ter preveč podajne medetažne konstrukcije. Na podlagi teh ugotovitev se je v s programom 3Muri v modelu preizkušalo različne utrditve stavbe, katerih učinek je prikazan v poglavju 6.2 in 6.3. Preskusilo se je odziv stavbe v primeru utrjevanja z jeklenimi prednapetimi vezmi, vgradnjo sovprežnega estriha, zamenjavo lesene medetažne konstrukcije z armirano betonsko ploščo, zamenjavo tankih opečnih sten z debelejšimi modularnimi opekami, injektiranje kamnitih zidov ter vgradnja armirano betonske skeletne konstrukcije znotraj obstoječe stavbe.

V obstoječem stanju je konstrukcija dosegla le 20 % zahtev po Evrokodu. Z dodajanjem ojačitev se je postopoma konstrukcijo utrdilo do te mere, da je zadostila kriterijem mejnega stanja velikih poškodb (SD) in mejnega stanja omejitve poškodb (DL). Ugotovilo se je, da že z najbolj preprostim ukrepom vgradnje prednapetih jeklenih vezi na osi zidov konstrukciji poveča kapaciteta za večkratnik 1,85 napram obstoječemu stanju, in sicer skupno doseže 37 % zahtev Evrokoda. Poleg jeklenih prednapetih vezi v oseh zidov in dodatnim povečanjem togosti medetažnih konstrukcij s sovprežnim betonskim estrihom pa konstrukcija doseže že 70 % zahtev Evrokoda, kar predstavlja 3,7 kratno povečanje nosilnosti v primerjavi z obstoječim stanjem. Pri analizi 3 se je preizkusilo vpliv zamenjave tankih opečnih sten s togimi, 30 cm debelimi opečnimi stenami. Ker je večina obstoječih opečnih sten bila v pritličju in nadstropju, se je posledično tudi togost omenjenih etaž bistveno povečala v primerjavi z

kletjo, kar je slabo vplivalo na globalni odziv stavbe. Iz tega se lahko sklene, da je potrebno pri načrtovanju utrditvenih ukrepov biti previden, saj se lahko z določenimi posegi, ki so na prvi pogled smiselni, celo poslabšamo nosilnost objekta. V nadaljevanju se je na modelu preizkusilo učinek injektiranja kamnitih zidov. Ugotovilo se je, da je najbolj smiselno injektirati samo pritličje in nadstropje stavbe. Injektiranje zidov po vseh etažah sicer še nekoliko poveča kapaciteto pri mejnem stanju velikih poškodb (SD), vendar se kapaciteta pri mejnem stanju omejitve poškodb (DL) zmanjša.

V drugem sklopu analiz, in sicer od analize 7 do analize 11 se je preizkušalo vpliv vgradnje armirano betonskih okvirjev v obstoječo stavbo. Pozitivna lastnost vgrajenih okvirjev je, da ponuja več svobode pri razporedu prostorov, saj se z lahkimi predelnimi stenami lahko poljubno določi prostor, brez da se s tem posega v nosilno konstrukcijo stavbe. Iz estetskega vidika pa bi bil tak poseg vprašljiv, saj bi bili armirano betonski elementi vidni v vseh prostorih. Pri analizi 7 se je najprej poizkusilo vgraditi armirano betonski okvir samo v klet. Z vsako naslednjo analizo se je preizkusilo več opečnih sten zamenjati z betonskimi okvirji. Ugotovilo se je, da se z betonskim okvirjem lahko uspešno prevzame sile, ki bi lih sicer prenašale strižne stene. Na sliki 122 se lahko vidi, da se s spreminjanjem obsega zamenjave opečnih sten globalni odziv stavbe ne spremeni bistveno. V vseh primerih je kritični izračun pokazal na vrednost faktorja varnosti $\alpha_{\min} = 1,0 \pm 0,1$.

Velikokrat se je pri načrtovanju utrditev starih objektov potrebno sprijazniti, da popolno izpolnjevanje zahtev Evrokoda ni možno, oziroma ga je težko doseči. Še posebej v primeru obnove objektov kulturne dediščine, kjer zaradi restavratorskega vidika ni dovoljeno preveč posegati v nosilne elemente konstrukcije, saj bi s tem okrnili videz le teh. V primeru načrtovanja utrditve nepomembnih objektov iz vidika kulturne dediščine, zlasti v privatni lasti, je finančni vidik pomemben parameter pri odločanju o vrsti utrditvenega posega. Iz tega razloga se je v poglavju 7 opravila poenostavljena stroškovna analiza smiselnosti obravnavanih ukrepov.

Ukrepi za zagotavljanje potresne varnosti starejših kamnitih stavb so po svoji naravi veliko bolj kompleksni kot gradnja novih objektov. Poleg tega je na trgu večinoma prisotna nova gradnja, medtem ko se podjetja, ki se ukvarjajo z adaptacijo obstoječih stavb, pojavljajo bistveno manj pogosto. Iz tega razloga je tudi težko pridobiti realno ceno za posamezne ukrepe, oziroma je ta cena zelo visoka. V poglavju 7.2 je prikazan povzetek stroškov posameznih ukrepov. Na podlagi razmerja med doprinosom nosilnosti in ceno se je ugotovilo, da bi bili armirano betonski okvirji najbolj učinkovit poseg glede na vloženo investicijo. Pri tem je pomembno poudariti, da so se cene izdelave betonskega okvirja pridobile na podlagi Obrtno-podjetniške zbornice Slovenije, in so najverjetneje mišljene v primerih novogradnje. V primeru adaptacije bi verjetno take cene bile bistveno višje, zaradi narave samega posega. Veliko več dela zahteva vgrajevanje take konstrukcije na obstoječe kamnite zidove, saj zahteva več priprav, odstranjevanja ometa, prilagajanja opaža itd.

Če predpostavimo, da bi vsi utrditveni ukrepi bili dražji za 100 %, je razmerje faktorja varnosti α in vložene investicije še vedno bolj ugodno v primeru adaptacije, kakor je tudi predstavljeno na sliki 126.

Poleg tega bi se lahko v duhu današnjega časa reklo, da je ohranjanje obstoječih kamnitih objektov bolj trajnostno, saj se znatno zmanjša skupna poraba surovin.

Vseeno se navadnim posameznikom, ki niso strokovnjaki na tem področju, pogosto zdi, da so stroški adaptacije starih stavb previsoki, saj pogosto niso seznanjeni z vsemi podrobnostmi in stroški tega postopka. Podjetja, specializirana za adaptacijo starejših stavb, pogosto izvajajo storitve po zelo visokih cenah, npr. namestitev jeklenih vezi po ceni 125 € za meter ali vgradnja sovprežnega estriha po ceni 100 € na kvadratni meter. Takšni stroški pogosto spodbudijo posameznike, da se odločijo za gradnjo novih stavb, saj se jim zdi, da bi bilo to finančno bolj smiselno. Za tiste, ki imajo znanje in izkušnje na tem področju, pa je mogoče te ukrepe izvesti z bistveno nižjimi stroški.

VIRI

- [1] SIST EN 1998-3:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij –3. del: Ocena in prenova stavb. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [2] SIST EN 1996-1-1: 2006. Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila za armirano in nearmirano zidovje. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [3] SIST EN 1998-1:2006. Evrokod 8: Projektiranje potresno odpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [4] Uranjek, M, 2011. Propadanje in trajnostna obnova ovoja stavbne dediščine. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Uranjek): 243 f.
- [5] Binda L, Cardani G, 2007. Proposta di una metodologia per la valutazione della qualità muraria. In: Reluis, progetto esecutivo 2005–2008, Linee guida per la compilazione della scheda di valutazione della qualità muraria, December (v Italijščini)
- [6] Tomaževič M, 2009. Potresno odporne zidane stavbe. Ljubljana, Tehnis: 301 str.
- [7] Lapajne J in sod, 2001. Karta potresne nevarnosti Slovenije - projektni pospešek tal. https://potresi.arso.gov.si/doc/dokumenti/potresna_nevarnost/projektni_pospesek_tal.jpg (Pridobljeno 12. 3. 2023.)
- [8] Šket Motnikar B in sod, 2021. Potresna nevarnost Slovenije - projektni pospešek tal. https://potresi.arso.gov.si/doc/dokumenti/potresna_nevarnost/Karta_potresne_nevarnosti_2021.jpg (Pridobljeno 12. 3. 2023.)
- [9] Fajfar P, Fischinger M, Beg D. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih (8. del). Ljubljana : Inženirska zbornica Slovenije, 2009.
- [10] Bisch P, Carvalho E, Degee H, Fajfar P, Fardis M, Franchin P, Kreslin M, Pecker A, Pinto P, Plumier A, Somja H, Tsionis G (2012) EC8 Seismic Design of Buildings-Worked_examples. JRC Publications Repository <https://publications.jrc.ec.europa.eu/repository/bitstream/JRC68411/lbna25204enn.pdf> (Pridobljeno 7. 2. 2023.)
- [11] Sklop predavanj v okviru predmeta Prenova in preskušanje konstrukcij, V. Bosiljkov. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. Ljubljana, 2020.
- [12] Turnšek V, Čačovič F, 1971. Some experimental results on the strength of brick masonry walls. In: West HWH, Speed KH (eds) Proceedings of the 2nd international brick masonry conference, stoke-on-trent, British Ceramic Res Assoc, London, pp 149–156
- [13] Tomaževič M, 1999. Kriteriji in parametri za preprojektiranje starih kamnitih zidanih stavb na potresnih območjih. Gradb. vest. 48, 8-9-10: 186-197
- [14] SIST EN 1991-1-1. 2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1 – 1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [15] Popović, M, 2009. Trajnostni pristop k utrditvi zidanih zgradb. Magistrska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Popović): 144 f.
- [16] Jarc Simonič, M, 2018. Učinki utrditve opečnih zidov s plastikami, armiranimi z vlakni Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba Jarc Simonič, M.): 280 f.
- [17] Gantar, U, 2022. Načini statične sanacije in utrditve stavbne kulturne dediščine. Pisna naloga za konservatorsko strokovno področje. Zavod za varstvo kulturne dediščine Slovenije, Služba za kulturno dediščino, Območna enota Kranj. 167 f.

- [18] Informativne cene za gradbena dela. Obrtno-podjetniška zbornica Slovenije, Ljubljana 2023
https://www.ozs.si/datoteke/ozs/sekcije/Janko%20Rozman/Sekcija%20gradbincev/CENIK%20za%20gradbena%20dela%2003_2023.pdf (Pridobljeno 25. 8. 2023.)