

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta  
za gradbeništvo  
in geodezijo



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

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

To je izvorna različica zaključnega dela.

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

Oštrbenk, J. 2012. Potresna analiza in analiza ojačitvenih ukrepov za grad Golnik. Diplomski nalogi. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Bosiljkov, V., somentorica Kržan, M.): 103 str.

University  
of Ljubljana

Faculty of  
Civil and Geodetic  
Engineering



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

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

This is original version of final thesis.

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

Oštrbenk, J. 2012. Potresna analiza in analiza ojačitvenih ukrepov za grad Golnik. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Bosiljkov, V., co-supervisor Kržan, M.): 103 pp.

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta za  
*gradbeništvo in  
geodezijo*



Jamova 2  
1000 Ljubljana, Slovenija  
telefon (01) 47 68 500  
faks (01) 42 50 681  
fgg@fgg.uni-lj.si

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ  
GRADBENIŠTVA  
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidat:

**JURE OŠTRBENK**

**POTRESNA ANALIZA IN ANALIZA OJAČITVENIH  
UKREPOV ZA GRAD GOLNIK**

Diplomska naloga št.: 3261/KS

**SEISMIC ANALYSIS AND ANALYSIS OF  
STRENGTHENING MEASURES FOR THE GOLNIK  
CASTLE**

Graduation thesis No.: 3261/KS

**Mentor:**

izr. prof. dr. Vlatko Bosiljkov

**Predsednik komisije:**

doc. dr. Tomo Cerovšek

**Somentorica:**

asist. Meta Kržan

**Član komisije:**

izr. prof. dr. Janko Logar

Ljubljana, 16. 11. 2012

## **STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA**

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

(prazna stran)

## **IZJAVE**

Podpisani **JURE OŠTRBENK** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »**Potresna analiza in analiza ojačitvenih ukrepov za grad Golnik**«.

Izjavljam, da je elektronska različica v vsem enaka tiskani različici.

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v repozitoriju UL FGG.

Ljubljana, 29. 10. 2012

---

(podpis)

(prazna stran)

## **BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

<b>UDK:</b>	<b>624.042.7:624.07(043.2)</b>
<b>Avtor:</b>	<b>Jure Oštrbenk</b>
<b>Mentor:</b>	<b>izr. prof. dr. Vlatko Bosiljkov</b>
<b>Somentor:</b>	<b>asist. Meta Kržan</b>
<b>Naslov:</b>	<b>Potresna analiza in analiza ojačitvenih ukrepov za grad Golnik</b>
<b>Obseg in oprema:</b>	<b>103 str., 16 pregl., 4 graf., 92 sl., 52 en.</b>
<b>Ključne besede:</b>	<b>grad Golnik, sanacija in utrditev zidanih stavb, narmirano zidovje, obstoječe zidane stavbe, nelinearna statična (push-over) analiza, program 3Muri, potresna odpornost</b>

### **Izvleček**

V diplomskem delu je narejena seizmična analiza gradu Golnik in primerjalna študija ojačitvenih ukrepov, s katerimi povečujemo potresno odpornost obravnavane konstrukcije. Po začetnem kronološkem opisu stavbe sledi opis zasnove objekta in opis stanja poškodovanosti nosilnih elementov, ki temelji zgolj na vizualnem pregledu konstrukcije.

V teoretičnem delu naloge je sprva na kratko predstavljeno obnašanje zidanih stavb med delovanjem potresa in opis različnih porušnih mehanizmov zidovja. Sledi opis postopka preverjanja potresne odpornosti, kot ga navaja standard Evrokod 8-3 za obstoječe zidane stavbe. Predstavljena in razložena je množica sanacijskih in ojačitvenih ukrepov, s katerimi lahko zidanim stavbam izboljšamo obnašanje med delovanjem potresnega vpliva. Računska analiza je bila opravljena s programom za nelinearno seizmično analizo obstoječih in novih zidanih konstrukcij 3Muri. V ta namen je podan kratek opis programskega orodja in poenostavljene nelinearne N2 metode.

V praktičnem delu diplomske naloge je sprva opravljena potresna analiza osnovnega – izhodiščnega modela konstrukcije, ki služi kot osnova za kasnejšo primerjalno analizo. V nadaljevanju so analizirani modeli z različnimi ojačitvenimi ukrepi, kot so vgradnja zidnih vezi, zamenjava podajnih lesenih stropov s togimi, utrditev zidovja z armiranim ometom, injektiranjem in polimernimi FRP trakovi ter vgradnja armiranobetonskih okvirjev. Vsak ukrep je bil izbran na podlagi študije različnih rezultatov predhodnih analiz in predvidevanja o morebitnem odzivu konstrukcije.

Izkaže se, da glavno težavo predstavlja nepravilna zasnova konstrukcije, saj je odziv stavbe na potresni vpliv zaradi neenakomerne razporeditve sten po tlorisu izrazito neugoden (torzijski zasuk). Rezultati kažejo, da več ojačitvenih ukrepov pripomore k izpolnjevanju zahtev sodobnih standardov o potresni varnosti, a le z vgradnjo armiranobetonskih okvirjev na JZ delu dosežemo primeren odziv konstrukcije.

(prazna stran)



## **BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALIST INFORMATION**

**UDC:** 624.042.7:624.07(043.2)  
**Author:** Jure Oštrbenk  
**Supervisor:** Assoc. Prof. Vlatko Bosiljkov, PhD.  
**Co-supervisor:** Assist. Meta Kržan  
**Title:** Seismic analysis and analysis of strengthening measures for the Golnik castle  
**Notes:** 103 p., 16 tab., 4 graph., 92 fig., 52 eq.  
**Key words:** castle Golnik, retrofitting and strengthening of masonry buildings, unreinforced masonry, existing masonry buildings, non-linear static (push-over) analysis, 3Muri, seismic resistance

### **Abstract**

This thesis contains the seismic analysis of the Golnik castle and the comparative study of strengthening measures to increase the seismic resistance of the investigated structure. In the introduction chronological description of the development of the building is presented, followed by description of the building design and the condition of the structural elements based solely on visual inspection.

In the theoretical part, the performance of the masonry buildings during the seismic action and characteristic masonry failure modes are briefly introduced. The assessment of the seismic resistance according to the Eurocode 8-3 standard for the existing masonry buildings follows. A comprehensive set of retrofitting and strengthening measures for the improvement of the seismic performance is presented and explained. The seismic analysis was made by 3Muri programme – a software for non-linear seismic analysis of existing and new masonry buildings. The thesis also contains a brief description of the programme and brief explanation of the simplified N2 method.

In the empirical part, the seismic analysis of the structure in existing state was made and it served as a reference for the comparative study later on. Models with different strengthening measures were analysed, as for example incorporation of the tie rods, substitution of the flexible wooden floors with the rigid ones, strengthening of masonry with jacketting, grout injections and FRP stripes as well as strengthening of the building with introduction of reinforced concrete frames. Each measure was chosen on the basis of the preliminary analysis study and according to the anticipation of the possible structure response.

According to the results of the analysis, main problem is irregular layout of the structure, since the irregular wall distribution in the ground plan causes an explicitly harmful response on the seismic load (torsion twist). The results also indicate that contemporary standard demands for seismic safety can be achieved with various strengthening measures; however, the appropriate building response can only be attained by introducing the reinforced concrete frames in the SW part of the castle.

(prazna stran)

## **ZAHVALA**

Zahvaljujem se mentorju izr. prof. dr. Vlatku Bosiljkovu in somentorici asistentki Meti Kržan za vsa strokovno pomoč in nasvete pri izdelavi diplomske naloge.

Posebna zahvala gre tudi moji družini, puncu in vsem prijateljem, ki so me tekom študija spodbujali in mi vedno stali ob strani.

(prazna stran)

## KAZALO VSEBINE

<b>1</b>	<b>UVOD .....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>SPLOŠNO O OBJEKTU .....</b>	<b>3</b>
2.1	Zgodovinski oris gradu.....	3
2.1.1	Potek širjenja graščine.....	3
2.2	Zasnova obstoječega objekta.....	4
2.3	Stanje objekta .....	7
2.3.1	Zidovi in zidne vezi.....	7
2.3.2	Stropovi .....	9
2.4	Predlog adaptacije .....	10
<b>3</b>	<b>POTRESNA ODPORNOST OBSTOJEČIH ZIDANIH STAVB .....</b>	<b>12</b>
3.1	Splošno o obnašanju zidanih stavb in zidov med delovanjem potresa.....	12
3.1.1	Konstrukcijski elementi in porušni mehanizmi zidu .....	13
3.2	Mejna stanja .....	15
3.3	Ravni poznavanja konstrukcije s faktorji zaupanja .....	15
3.4	Globalna odpornost objekta .....	16
3.4.1	Globalna odpornost pri nelinearni analizi – mejni pomiki.....	17
3.5	Odpornost nearmiranih zidov .....	17
3.5.1	Strižna odpornost nearmiranega zidu zaradi striga .....	18
3.5.2	Strižna odpornost nearmiranega zidu zaradi upogiba .....	19
<b>4</b>	<b>SANACIJSKI IN UTRDITVENI UKREPI PRI ZIDANIH STAVBAH.....</b>	<b>21</b>
4.1	Ukrepi za zagotavljanje celovitosti obnašanja stavbe med potresom .....	22
4.1.1	Povezovanje zidov z zidnimi vezmi .....	23
4.1.2	Ojačevanje stropnih konstrukcij .....	24
4.1.3	Utrditev zidov na območjih sečišč .....	25
4.2	Ukrepi za utrditev zidovja .....	26
4.2.1	Povezovanje in utrditev zidov s kompozitnimi FRP trakovi.....	27
4.2.2	Popravilo razpok in prezidovanje.....	29
4.2.3	Oblaganje z armiranim cementnim ometom .....	30
4.2.4	Prednapenjanje .....	31
4.2.5	Injektiranje .....	31
4.3	Ukrepi za izboljšanje zasnove konstrukcije .....	33
<b>5</b>	<b>OPIS PROGRAMSKEGA ORODJA 3MURI IN OSNOVE N2 METODE .....</b>	<b>35</b>
5.1	Metoda N2 – osnovni koraki.....	35
5.1.1	Nelinearna statična »pushover« analiza .....	35
5.1.2	Določitev ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo (SDOF) .....	36
5.1.3	Določitev ciljnega pomika s pomočjo neelastičnega spektra .....	37
5.2	FME metoda.....	39

5.3	Podajanje vhodnih podatkov .....	41
5.4	Analiza in rezultati .....	41
5.5	Kontrola rezultatov .....	44
<b>6</b>	<b>PRIMERJALNA SEIZMIČNA ANALIZA GRADU GOLNIK .....</b>	<b>46</b>
6.1	Namen in cilji analize .....	46
6.2	Materiali .....	46
6.3	Obtežba.....	48
6.3.1	Lastna in stalna obtežba.....	48
6.3.2	Spremenljiva obtežba .....	48
6.3.3	Potresna obtežba .....	49
6.4	Kombinacija vplivov pri potresnem projektne stanju in račun mas .....	51
6.5	Analiza osnovnega – izhodiščnega modela .....	52
6.5.1	Modeliranje konstrukcije.....	52
6.5.2	Računska analiza .....	54
6.5.3	Rezultati analize .....	55
6.6	Ukrep 1: Povezava zidov z zidnimi vezmi .....	62
6.6.1	Opis in modeliranje .....	62
6.6.2	Rezultati in primerjava .....	63
6.7	Ukrep 2: Zamenjava podajnih stropov s togimi .....	65
6.7.1	Opis in modeliranje .....	65
6.7.2	Rezultati in primerjava .....	66
6.8	Ukrep 3: Injektiranje vseh zidov .....	67
6.8.1	Opis in modeliranje .....	67
6.8.2	Rezultati in primerjava .....	68
6.9	Ukrep 4.1: Delno injektiranje objekta .....	71
6.9.1	Opis in modeliranje .....	71
6.9.2	Rezultati in primerjava .....	72
6.10	Ukrep 4.2: Delna utrditev objekta z armiranim ometom.....	74
6.10.1	Upoštevanje utrditve zidovja z armiranim ometom v programu 3Muri .....	74
6.10.2	Opis in modeliranje .....	76
6.10.3	Rezultati in primerjava .....	77
6.11	Ukrep 4.3: Delna utrditev objekta s FRP kompozitnimi trakovi .....	79
6.11.1	Upoštevanje utrditve zidovja s FRP kompozitnimi trakovi v programu 3Muri .....	79
6.11.2	Opis in modeliranje .....	80
6.11.3	Rezultati in primerjava .....	81
6.12	Primerjava Ukrepov 4.1, 4.2 in 4.3.....	83
6.13	Ukrep 5: Dilatacija levega stolpa.....	86
6.13.1	Opis in modeliranje .....	86
6.13.2	Rezultati in primerjava .....	87

6.14	Ukrep 6: Vgradnja armiranobetonskih okvirjev .....	88
6.14.1	Opis in modeliranje .....	88
6.14.2	Rezultati in primerjava .....	93
6.15	Ukrep 7: Združeni ukrepi za dvig nosilnosti .....	95
6.15.1	Opis in modeliranje .....	95
6.15.2	Rezultati in primerjava .....	96
<b>7</b>	<b>ZAKLJUČEK .....</b>	<b>98</b>
<b>VIRI</b>	<b>.....</b>	<b>101</b>

(prazna stran)



## KAZALO PREGLEDNIC

<i>Preglednica 1: Materialne karakteristike zidovja iz standarda NTC (NTC, 2008) .....</i>	47
<i>Preglednica 2: Izbrane materialne karakteristike zidovja objekta .....</i>	47
<i>Preglednica 3: Kategorije koristnih obtežb, vrednosti in kombinacijski faktor .....</i>	49
<i>Preglednica 4: Rezultati nelinearnih analiz osnovnega – izhodiščnega modela .....</i>	56
<i>Preglednica 5: Rezultati kritičnih analiz in primerjava Osnovni model – Model z zidnimi vezmi .....</i>	63
<i>Preglednica 6: Rezultati kritičnih analiz in primerjava Osnovni model – Model s togimi stropovi .....</i>	66
<i>Preglednica 7: Faktor povečanja trdnostnih lastnosti materiala določenega tipa zidovja, pri uporabi injekcijske mešanice (NTC, 2008) .....</i>	68
<i>Preglednica 8: Materialni parametri injektiranih zidov .....</i>	68
<i>Preglednica 9: Rezultati kritičnih analiz in primerjava Osnovni model – Injektirane stene .....</i>	69
<i>Preglednica 10: Rezultati kritičnih analiz in primerjava Osnovni model – Delno injektirane stene ...</i>	72
<i>Preglednica 11: Rezultati kritičnih analiz in primerjava Osnovni model – Armirani omet .....</i>	77
<i>Preglednica 12: Rezultati kritičnih analiz in primerjava Osnovni model – FRP trakovi .....</i>	81
<i>Preglednica 13: Primerjalna tabela rezultatov kritičnih analiz za Ukrepe 4.1, 4.2 in 4.3 .....</i>	83
<i>Preglednica 14: Rezultati kritičnih analiz in primerjava Osnovni model – Dilatiran stolp .....</i>	87
<i>Preglednica 15: Rezultati kritičnih analiz in primerjava Osnovni model – Model z AB okvirji .....</i>	93
<i>Preglednica 16: Rezultati kritičnih analiz in primerjava Osnovni model – Združeni ukrepi .....</i>	96

(prazna stran)

## **KAZALO GRAFIKONOV**

<i>Grafikon 1: Maksimalni pospeški (ULSPG), ki jih objekt še lahko prenese .....</i>	<i>84</i>
<i>Grafikon 2: Vrednosti koeficienta SRC za različne ukrepe.....</i>	<i>84</i>
<i>Grafikon 3: Razpoložljive duktilnosti <math>\mu_{av}</math> posameznih ukrepov.....</i>	<i>84</i>
<i>Grafikon 4: Togost do meje elastičnosti <math>K_e</math> posameznih ukrepov .....</i>	<i>85</i>

(prazna stran)

## KAZALO SLIK

<i>Slika 1: Valvasorjeva topografija graščine Golnik (Stopar, 1997).....</i>	<i>3</i>
<i>Slika 2: Zgodovinski tlorisni razvoj in širjenje gradu (Stopar, 1997).....</i>	<i>4</i>
<i>Slika 3: Obstoječe stanje – Tloris pritličja.....</i>	<i>4</i>
<i>Slika 4: Obstoječe stanje – Tloris 1. nadstropja.....</i>	<i>5</i>
<i>Slika 5: Obstoječe stanje – Tloris 2. nadstropja.....</i>	<i>5</i>
<i>Slika 6: Obstoječe stanje – Prerez A-A.....</i>	<i>6</i>
<i>Slika 7: Obstoječe stanje – Prerez B-B.....</i>	<i>6</i>
<i>Slika 8: Nekonsistentnost uporabljenega gradbenega materiala na enem zidu.....</i>	<i>7</i>
<i>Slika 9: Poglobitev parapeta.....</i>	<i>8</i>
<i>Slika 10: Arkadni oboki atrija.....</i>	<i>8</i>
<i>Slika 11: Izpran in poškodovan omet.....</i>	<i>8</i>
<i>Slika 12: Zidne vezi na fasadi stolpa.....</i>	<i>8</i>
<i>Slika 13: Porušen lesen strop.....</i>	<i>9</i>
<i>Slika 14: Peščeno polnilo lesenega stropa.....</i>	<i>9</i>
<i>Slika 15: Obokan hodnik pritličja.....</i>	<i>9</i>
<i>Slika 16: Predlog adaptacije – Tloris pritličja.....</i>	<i>10</i>
<i>Slika 17: Predlog adaptacije – Tloris 1. nadstropja.....</i>	<i>10</i>
<i>Slika 18: Predlog adaptacije – Tloris 2. nadstropja.....</i>	<i>11</i>
<i>Slika 19: Nihanje enoetažne stavbe pri različnih povezavah zidov (Tomaževič, 1987).....</i>	<i>12</i>
<i>Slika 20: Tipični mehanizmi obnašanja večetažnih strižnih sten (Mistakidis in sod., 2003).....</i>	<i>14</i>
<i>Slika 21: Mehanizmi porušitve zidu (LEVO) in ovojnica strižnega obnašanja v odvisnosti od nivoja normalnih napetosti (DESNO)(Bosiljkov in sod., 2010).....</i>	<i>14</i>
<i>Slika 22: Idealiziran diagram sila-pomik in oznaka mejnih stanj (Fajfar in sod., 2009).....</i>	<i>17</i>
<i>Slika 23: Povezovanje zidov z zidnimi vezmi (Tomaževič, 2009).....</i>	<i>23</i>
<i>Slika 24: Detajl pritrjevanja in vgrajevanja zidnih vezi (Bergant, 2012).....</i>	<i>23</i>
<i>Slika 25: Sidranje in povezovanje naknadno vgrajenih monolitnih stropov (Tomaževič, 2009).....</i>	<i>24</i>
<i>Slika 26: Sidranje lesenih stropnikov (Tomaževič, 2009).....</i>	<i>24</i>
<i>Slika 27: Utrjevanje lesenega stropa z jeklenimi diagonalami (levo) in dvojnimi opažem (desno) (Tomaževič, 1987).....</i>	<i>25</i>
<i>Slika 28: Utrditev oboka z lahko monolitno ploščo (Žarnić, 1988).....</i>	<i>25</i>
<i>Slika 29: Utrditev sečišč zidov z jeklenimi sidri (Tomaževič, 2009).....</i>	<i>26</i>
<i>Slika 30: Utrditev sečišč zidov s postopkov »šivanja zidov« (Meli, 1998).....</i>	<i>26</i>
<i>Slika 31: Lamele iz CFRP kompozitnega materiala (Bergant, 2012).....</i>	<i>27</i>
<i>Slika 32: Različni sistemi utrditve zidu s FRP trakovi in primerjava idealiziranih ovojnic (Samo Gostič in sod., 2012).....</i>	<i>28</i>

<i>Slika 33: Popravilo razpok z armirano-cementno oblogo (Tomažević, 2009)</i> .....	29
<i>Slika 34: Izvedba prezidave in armiranobetonske vezi v poškodovanem zidu (Bergant in sod., 1998)</i>	30
<i>Slika 35: Utrditev z armiranim ometom (Tomažević, 2009)</i> .....	30
<i>Slika 36: Detajla injektiranja zidu (Bergant in sod., 2012)</i> .....	32
<i>Slika 37: Učinek utrjevanja zidu z različnimi injekcijskimi mešanicami (Uranjek in sod., 2012)</i> .....	33
<i>Slika 38: Vgradnja ojačitvenih AB okvirjev (Bergant, 2012)</i> .....	34
<i>Slika 39: Nelinearna statična analiza (Fajfar in sod., 2009)</i> .....	36
<i>Slika 40: Diagram idealizacije pushover krivulje (SIST EN 1998-1: 2005)</i> .....	37
<i>Slika 41: Spektri v AD-formatu za konstantne duktilnosti (Fajfar, 2002)</i> .....	38
<i>Slika 42: Določitev ciljnega pomika za sistem SDOF (Fajfar, 2002)</i> .....	39
<i>Slika 43: Model iz makroelementov in ekvivalenten okvir (S.T.A. DATA, 2009)</i> .....	40
<i>Slika 44: Matematični model makroelementa (S.T.A. DATA, 2009)</i> .....	40
<i>Slika 45: Zbir analiz z najpomembnejšimi rezultati v programu 3Muri</i> .....	42
<i>Slika 46: »Pushover« krivulja in krivulja kapacitete za posamezno analizo</i> .....	42
<i>Slika 47: Legenda stanja poškodovanosti elementa</i> .....	42
<i>Slika 48: Detajlni prikaz rezultatov posamezne analize v programu 3Muri</i> .....	43
<i>Slika 49: Razpored različnih materialnih karakteristik po tlorisu objekta</i> .....	47
<i>Slika 50: Karta potresne nevarnosti (ARSO, 2012)</i> .....	50
<i>Slika 51: Postavitev sten računskega modela, ki izhaja iz arhitekturnih podlog</i> .....	52
<i>Slika 52: Model z definiranimi zidovi, stropovi in obtežbo</i> .....	53
<i>Slika 53: 3D prikaz izhodiščnega modela</i> .....	53
<i>Slika 54: 3D model z ekvivalentnimi okvirji</i> .....	54
<i>Slika 55: Pozicija kontrolne točke in številke sten</i> .....	55
<i>Slika 56: Prva nihajna oblika izhodiščnega modela</i> .....	55
<i>Slika 57: Deformirana lega modela; LEVO – vrh objekta, DESNO – druga etaža</i> .....	59
<i>Slika 58: Poškodovanost stene 20; LEVO – analiza 12 (modalna), DESNO – analiza 14 (masna)</i> .....	59
<i>Slika 59: 3D prikaz poškodovanosti sten prve etaže – analiza 14 (kritična)</i> .....	59
<i>Slika 60: Deformirana lega modela; LEVO – vrh objekta, DESNO – druga etaža</i> .....	60
<i>Slika 61: Poškodovanost stene 1; LEVO – analiza 24 (modalna), DESNO – analiza 22 (masna)</i> .....	60
<i>Slika 62: 3D prikaz poškodovanosti sten prve etaže – analiza 22 (kritična)</i> .....	60
<i>Slika 63: Razpored zidnih vezi v drugem nadstropju (modre črte) in njihove lastnosti</i> .....	63
<i>Slika 64: Deformacije konstrukcije; druga etaža (levo), vrh modela (desno)</i> .....	64
<i>Slika 65: Poškodovanost stene 20; Model z zidnimi vezmi (levo), Osnovni model (desno)</i> .....	64
<i>Slika 66: Modeliranje togih stropov v programu 3Muri</i> .....	66
<i>Slika 67: Deformirana lega drugega nadstropja; Analiza 12 (levo), Analiza 22 (desno)</i> .....	66
<i>Slika 68: Deformirana lega vrha modela (analiza 22)</i> .....	69
<i>Slika 69: Poškodovanost stene 20; Osnovni model (levo), Injektirane stene (desno)</i> .....	69

<i>Slika 70: Pushover krivulja osnovnega modela (analiza 22)</i> .....	70
<i>Slika 71: Pushover krivulja modela z injektiranimi zidovi (analiza 22)</i> .....	70
<i>Slika 72: 3D prikaz delno utrjenega modela</i> .....	72
<i>Slika 73: Deformirana lega vrha modela; analiza 14 (levo), analiza 22 (desno)</i> .....	72
<i>Slika 74: 3D prikaz poškodovanosti sten pritličja delno injektiranega modela (analiza 22)</i> .....	73
<i>Slika 75: Modeliranje utrditve zidovja z armiranim ometom</i> .....	77
<i>Slika 76: Poškodovanost stene 20; Osnovni model (levo), Armirani omet (desno)</i> .....	77
<i>Slika 77: Deformirana oblika druge etaže (analiza 22)</i> .....	78
<i>Slika 78: Modeliranje utrditve s FRP trakovi</i> .....	81
<i>Slika 79: Poškodovanost sten pri utrditvi s FRP trakovi; analiza 14 (levo), analiza 22 (desno)</i> .....	81
<i>Slika 80: Deformacije vrha modela; Osnovni model (levo), FRP trakovi (desno)</i> .....	82
<i>Slika 81: Položaj utrjenih sten</i> .....	83
<i>Slika 82: 3D model brez levega stolpa (dilatacija stolpa)</i> .....	86
<i>Slika 83: Deformirana lega vrha modela; analiza 14 (desno), analiza 22 (levo)</i> .....	87
<i>Slika 84: Poškodovanost sten pritličja pri analizi 22 (dilatacija stolpa)</i> .....	87
<i>Slika 85: Pozicija armiranobetonskih okvirjev</i> .....	89
<i>Slika 86: Izbrana prereza elementov okvirja; STEBER (levo), GREDA (desno)</i> .....	92
<i>Slika 87: Modeliranje stebra (levo) in grede (desno) v 3Muri-ju</i> .....	93
<i>Slika 88: Deformacije objekta z AB okvirji; analiza 12 (levo), analiza 22 (desno)</i> .....	93
<i>Slika 89: 3D prikaz poškodovanosti sten pritličja pri modelu z AB okvirji (analiza 22)</i> .....	94
<i>Slika 90: Poškodovanost sten in elementov okvirja; stena 3 (levo), stena 1 (desno)</i> .....	94
<i>Slika 91: Položaj AB okvirjev pri nerealno utrjenem modelu</i> .....	96
<i>Slika 92: Pushover krivulja modela z združenimi ukrepi (analiza 22)</i> .....	96





## 1 UVOD

Tako kot vse stroke in znanosti, se je tudi gradbena skozi zgodovino spreminjala, razvijala in se dopolnjevala. Graditelji so gradili na podlagi znanj predhodnih generacij, izkušenj in se zanašali na lastno intuicijo. Uporabljali so materiale, ki so bili tedaj na voljo, in se posluževali znanih praks tedanje stroke.

Stare kamnite zidane stavbe danes predstavljajo potresno enega najbolj ranljivih delov obstoječih gradbenih objektov. Vzrok tega dejstva je, da so bile takšne stavbe zaradi tedanjega znanja zasnovane predvsem za prenašanje težnostnih sil, medtem ko se vplivov horizontalnih obtežb, kakršna je potresna, graditelji niti niso zavedali oziroma niso imeli ne znanja, ne materialov, ki bi odpornost na takšne vplive izboljšali. Na območjih s povečano potresno aktivnostjo, kjer so se večkrat srečevali s tem neugodnim vplivom, so se sicer razvili razni konstrukcijski ukrepi, s katerimi so izboljšali obnašanje objekta med delovanjem potresa, a je daljša odsotnost te nevarnosti povzročila, da so se ti ukrepi zanemarili ali pa enostavno pozabili.

Ohranitvi historičnih stavb je današnja stroka in javnost vedno bolj naklonjena, saj se poleg očitnega varnostnega vidika preprečevanja smrtnih žrtev in gmotne škode poudarja predvsem neprecenljiva ohranitev etnološke, zgodovinske in arhitekturne vrednosti tovrstnih objektov. Pri starih objektih, sestavljenih večinoma iz debelih kamnitih zidov iz neobdelanega kamna, ki je povezan s poljubno količino malte, in katerih stropne konstrukcije tvorijo večinoma leseni stropniki, je verjetnost za porušitev med potresom precej večja od tiste, ki jo predpisujejo današnji standardi za potresno odporno gradnjo. Poleg tega pa objekti kulturne stavbne dediščine navadno spadajo med stavbe, pri katerih je kategorija pomembnosti višja, kar pomeni, da so potresne obtežbe, ki naj bi jih objekt vzdržal, večje. V obzir je treba vzeti tudi zahteve spomeniškega varstva, zato morajo biti morebitni ukrepi utrditve skrbno načrtovani, saj ti ne smejo posegati v arhitekturo objekta ali kako drugače poškodovati ali prekriti zgodovinske posebnosti stavbe.

Velik izziv predstavlja tudi pristop k projektiranju obstoječih stavb, kot ga predpisuje Evrokod 8-3 (*SIST EN 1998-3: 2005*), v kateremu so podani kriteriji za oceno potresne odpornosti obstoječih objektov in morebitnega utrjevanja. Projektiranje obstoječih stavb in novogradnje se razlikuje v tem, da imamo za stare zgradbe omejeno količino znanih podatkov o nosilnem konstrukcijskem sistemu, vrsti in poziciji uporabljenih materialov ter njihovih materialnih lastnostih. Poznavanje objekta in njegovih lastnosti pa je ključnega pomena tako pri natančnem modeliranju in ocenjevanju potresne odpornosti, kot tudi pri načrtovanju ojačitvenih ukrepov. Volja investitorja je, ali je pripravljen financirati preiskave, s katerimi bi se pridobile želene vrednosti materialnih lastnosti in drugih

parametrov, ali pa se zadovolji z omejenim poznavanjem konstrukcije, kar ima za posledico nižjo stopnjo zanesljivosti računskega modela, s tem večje varnostne faktorje in posledično zahtevnejše in velikokrat mnogo dražje posege za doseganje kriterijev potresne odpornosti.

Za računsko oceno potresne odpornosti obstoječih zgradb je v praksi najbolj primerna nelinearna statična analiza. Uporaba elastične analize bi namreč pomenila veliko konservativnost rezultatov, nelinearna dinamična analiza pa je za trenutno prasko prezahtevna in predraga. Zavrlo tega so se začele vedno bolj uveljavljati poenostavljene nelinearne metode, kakršna je tudi N2 metoda, ki je del Evrokoda 8. Ta metoda, ki jo uporablja tudi program za potresno analizo zidanih konstrukcij, uporabljen v tej diplomski nalogi, 3Muri, temelji na nelinearni statični analizi modela z več prostostnimi stopnjami. Program po N2 metodi računsko oceni globalno potresno odpornost obravnavane konstrukcije.

Poleg principa določevanja zadostne potresne varnosti v smislu prenašanja projektnih pospeškov temeljnih tal z duktilnim obnašanjem konstrukcije, po katerem deluje tudi programsko orodje 3Muri, se v današnji praksi bolj uporablja kontrola potresne odpornosti, izražena s koeficientom  $SRC_u$  (angl. *ultimate seismic resistance coefficient*). Ta princip temelji predvsem na sami nosilnosti zgradbe, medtem ko je dejansko duktilno obnašanje najbolj ogroženih elementov objekta potisnjeno nekoliko na stran.

V tej diplomski nalogi je na primeru gradu Golnik narejena ocena potresne odpornosti tega objekta s programom 3Muri. Izhajali smo iz predlaganega arhitekturnega načrta adaptacije in nato skušali ugotoviti, kako različni ojačitveni ukrepi vplivajo na obnašanje ter protipotresno odpornost objekta in ali lahko s temi ukrepi zadostimo današnjim zahtevam varnosti. Primerjalno smo za vsakega izmed primerov izračunali tudi koeficient  $SRC_u$  ter ugotavljali smotrnost njegove uporabe pri dotičnem računskem orodju.

## 2 SPLOŠNO O OBJEKTU

### 2.1 Zgodovinski oris gradu

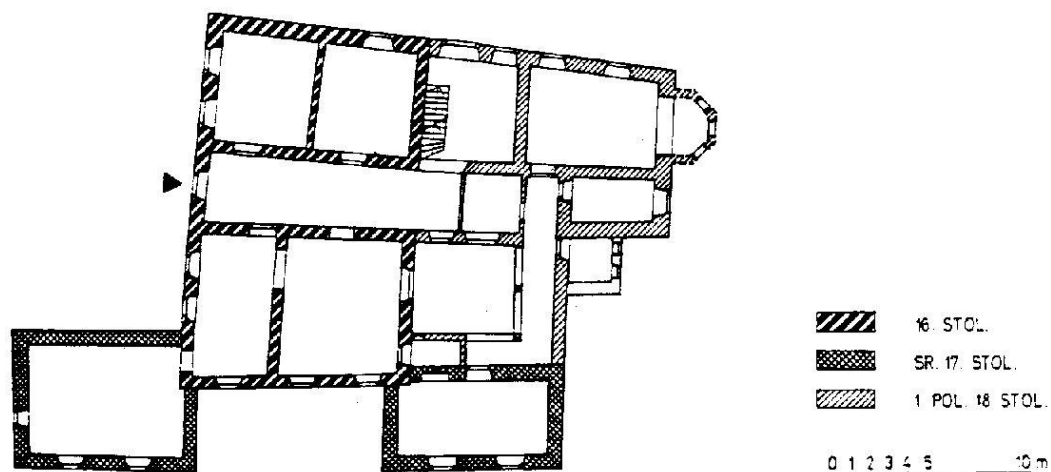
Nastanek graščine na Golniku sega v prvo polovico 16. stoletja. Zgodovino gradu je opisoval Valvasor, ki je zapisal, da je v tem času grad sezidal, ne pa ustanovil, Jurij Kreuzer, ki je najverjetneje prezidal že obstoječe poslopje in ga spremenil v graščino. Okoli leta 1640 je lastništvo prevzela rodbina Gallenfels in si grad lastila vse do leta 1798. V naslednjem stoletju se je zamenjalo mnogo lastnikov, dokler ni leta 1917 posestvo kupila Komisija za preskrbo vračajočih se vojakov z namenom, da jo preuredi v vojaško bolnišnico. Leta 1921 se je grad preuredil za stanovanjske namene in kot takšen dočakal drugo svetovno vojno. Po vojni so opustošeno stavbo statično zavarovali in prenovili njeno streho, notranjost pa je medtem že propadla. (Stopar, 1997)



Slika 1: Valvasorjeva topografija graščine Golnik (Stopar, 1997)

#### 2.1.1 Potek širjenja graščine

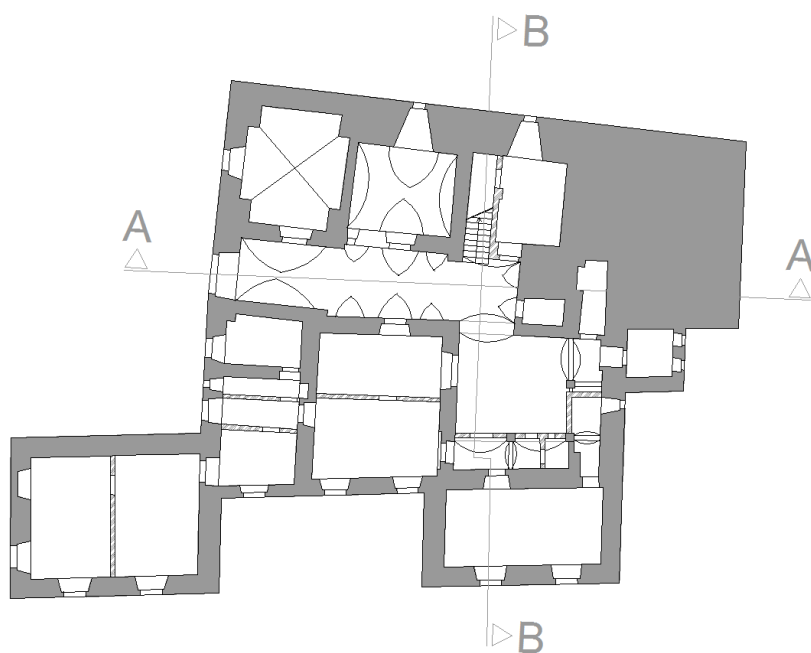
Najstarejša ohranjena podoba gradu je Valvasorjeva topografija (Stopar, 1997). Analiza stavbnega tlorisa, ki izhaja iz Valvasorjeve podobe, nam razkriva, da je bila graščina od nastanka do danes večkrat predelana in precej povečana. Razvila se je iz skromnega pravokotnega dvora, ki sta mu bila sredi 17. stoletja na obeh južnih vogalih prizidana dva stolpa. Naslednje velike spremembe so graščino doletele v prvi polovici 18. stoletja, ko so k jedru grada prizidali nov velik vzhodni del. Znotraj tega prizidka je bil puščen prostor za arkadno dvorišče, obenem pa so podstrešno poletažo nadzidali in preoblikovali v bivalno nadstropje. Zadnje omembe vredne spremembe na gradu, so bile narejeni v drugi polovici 20. stoletja, kjer so lesen podstrešen strop zamenjali z armiranobetonsko ploščo in obnovili celotno streho. (Stopar, 1997)



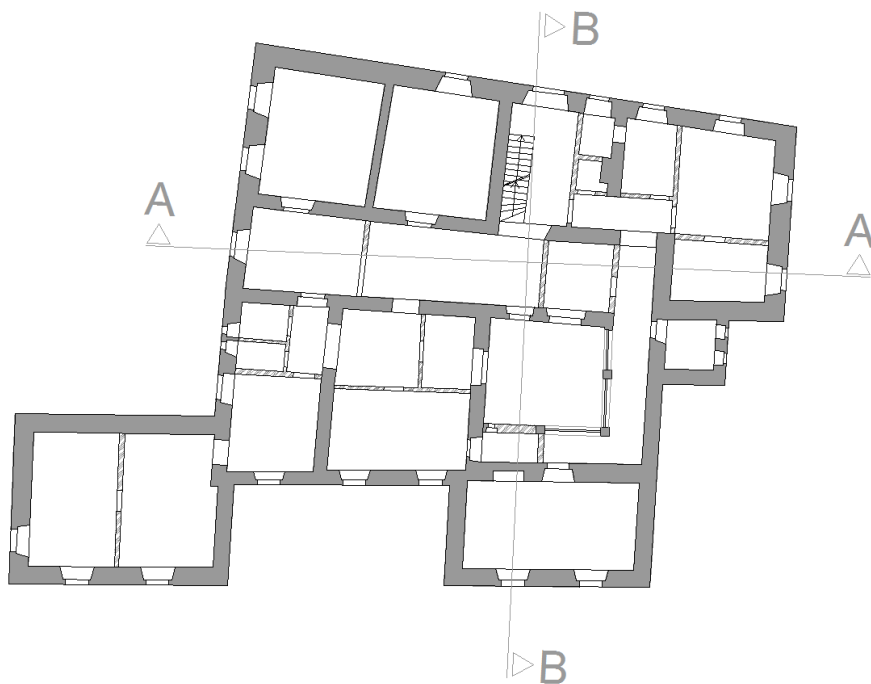
Slika 2: Zgodovinski tlorisni razvoj in širjenje gradu (Stopar, 1997)

## 2.2 Zasnova obstoječega objekta

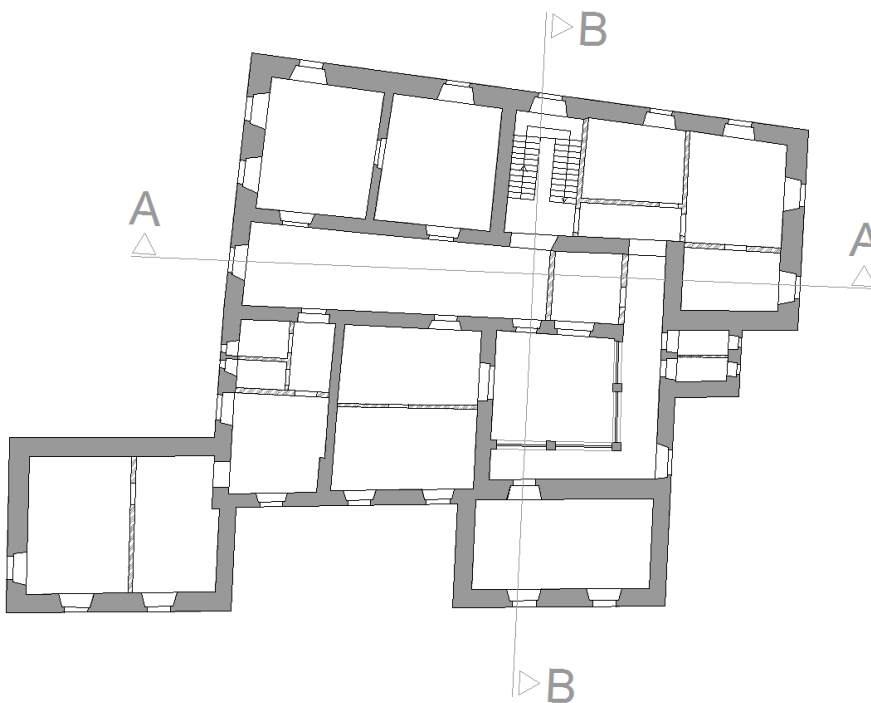
Obstoječi objekt je zasnovan kot dvonadstropna zidana stavba nepravilne tlorisne oblike z notranjim atrijem. Zunanji gabariti stavbe so približno 35x24 m, višina slemena strehe pa je 18 m. Na severni strani je graščina prislonjena k bregu, zato je pritličje na tej strani pod nivojem tal. Druge strani so odprte. Leta 1977 je bil na graščini v sklopu diplomske naloge, narejeni na Fakulteti za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo, Univerze v Ljubljani (Pelko, 1977), narejen natančen posnetek geometrije objekta, ki odgovarja trenutnemu stanju. Zaradi lažje računske analize samega gradu, sem v sklopu diplomske naloge obstoječe načrte tudi digitaliziral.



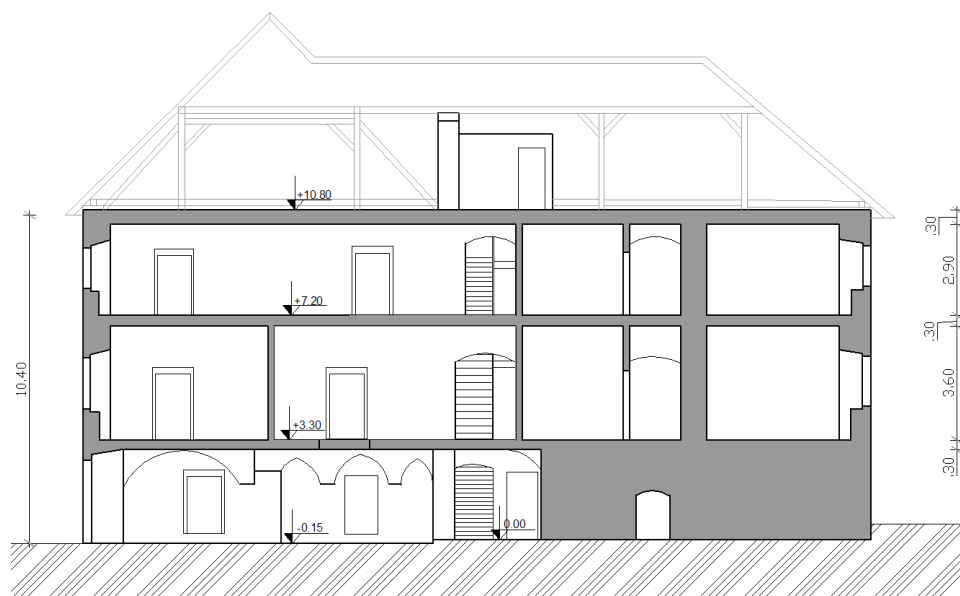
Slika 3: Obstoječe stanje – Tloris pritličja



*Slika 4: Obstoječe stanje – Tloris 1. nadstropja*



*Slika 5: Obstoječe stanje – Tloris 2. nadstropja*



Slika 6: Obstoječe stanje – Prerez A-A



Slika 7: Obstoječe stanje – Prerez B-B

Kot je iz načrtov razvidno, je strop v pritličju najstarejšega dela obokan, ostali stropovi so narejeni iz lesenih stropnikov, plošča pod streho pa je narejena v armiranobetonski izvedbi debeline 20 cm. Atrij je obdan z arkadnimi oboki. Zidovi so sezidani večinoma iz kamna, ponekod se pojavlja tudi opeka. Debeline se gibljejo od 40-230 cm, v povprečju pa so zidovi debeli 90 cm. Severno-vzhodni del objekta v pritličju je iz neznanih razlogov zasut, na južni strani stolpov graščine pa je vidna kletna etaža.

## 2.3 Stanje objekta

Opis trenutnega stanja je povzet po ogledu graščine in zgolj na podlagi vizualnega opazovanja.

### 2.3.1 Zidovi in zidne vezi

Za podroben in točen opis dejanskega stanja graščine bi bile nujno potrebne terenske raziskave z odpiranjem zidovja, katere bi razkrile točno sestavo zidu. Poleg domnev o sestavi zidovja je velika neznanka tudi pozicija in nekonsistentnost uporabljenih materialov, saj je na mnogih mestih opaziti, da se kamen in opeka izmenjujeta tam, kjer bi pričakovali zveznost določenega gradbenega materiala. Vzrok tega so številne prezidave gradu, spremembe namembnosti ipd.

Po splošnem vtisu je večina zidov sestavljena iz večslojnega kamnitega zidovja z večjim deležem votlin, predelne stene in parapeti oken pa so opečnati. Zidovi so najdebelejši na severnem delu pritličja (230 cm), ki je pod nivojem tal, po višini pa se debelina vseh zidov manjša. Vsi zidovi so kar dobro ohranjeni, le nekateri, ki so bili izpostavljeni vlagi, imajo sprane in navlažene omete.

Zidne vezi je opaziti predvsem v novejših delih graščine, kot sta oba stolpa in arkadno dvorišče. V pritličju, kjer so obokani stropovi, pa povezovalnih vezi ni moč opaziti.



*Slika 8: Nekonsistentnost uporabljenega gradbenega materiala na enem zidu*





*Slika 9: Poglobitev parapeta*



*Slika 10: Arkadni oboki atrija*



*Slika 11: Izpran in poškodovan omet*



*Slika 12: Zidne vezi na fasadi stolpa*



### 2.3.2 Stropovi

Strop najstarejšega dela nad pritličjem je obokan in zelo dobro ohranjen, medtem ko so leseni stropovi na nekaterih mestih porušeni in podprti. Leseni stropovi v obeh stolpih so brez notranjega polnila, ostali pa so večinoma napolnjeni s peščenim polnilom.



*Slika 13: Porušen lesen strop*



*Slika 14: Peščeno polnilo lesenega stropa*



*Slika 15: Obokan hodnik pritličja*

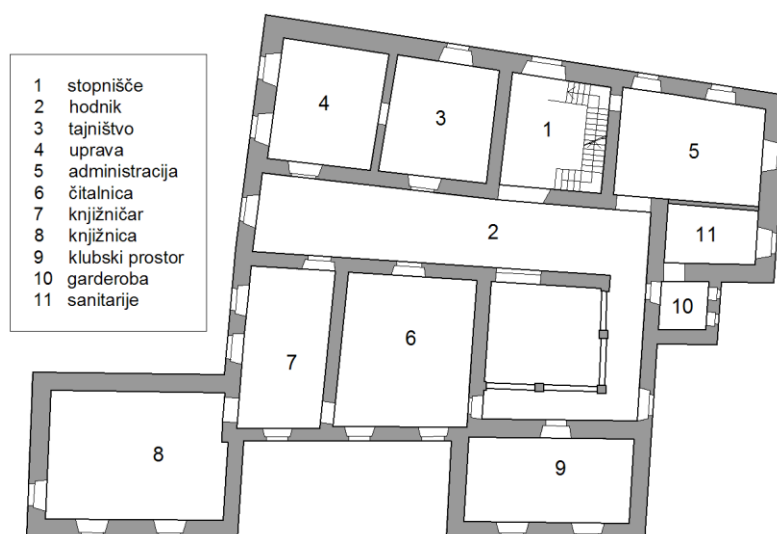
## 2.4 Predlog adaptacije

V sklopu diplomske naloge (*Pelko, 1977*) je bil poleg geometrijskega posnetka graščine narejen tudi predlog adaptacije, ki prostorom objekta določa razne namembnosti in jih tudi nekoliko preuredi.

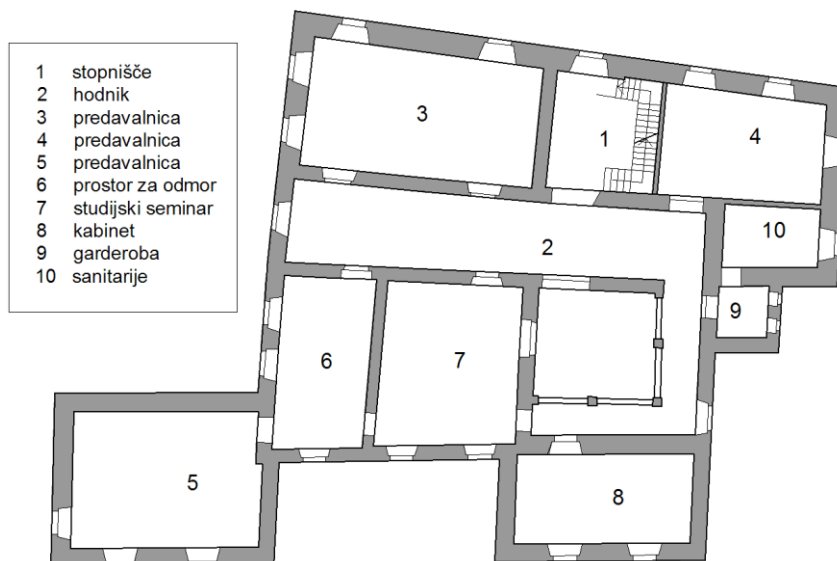
Predlog določa, da se obokano pritličje adaptira v prvotno stanje in preuredi v razstavne prostore, ostali prostori pritličja pa služijo arhivskim in drugim skladiščnim namenom. Obstoječe stopnišče se odstrani in se v istem prostoru zgradi novo, ki je povsem ločeno od konstrukcije gradu. Prvo nadstropje, ki je iz severne strani direktno dostopno iz glavne ceste, se preuredi v upravne prostore in knjižnico, drugo nadstropje pa je povsem namenjeno študentskim potrebam in obsega predavalnice ter kabinete.



Slika 16: Predlog adaptacije – Tloris pritličja



Slika 17: Predlog adaptacije – Tloris 1. nadstropja



*Slika 18: Predlog adaptacije – Tloris 2. nadstropja*

Na podlagi zgornjih načrtov adaptacije temelji tudi celotna v okviru diplomske naloge izvedena računsko analiza graščine, ki je podrobno opisana v poglavju 6.

Za uporabo načrtov predlagane adaptacije pri računski analizi sem se odločil ker:

- pozicija in dimenzije nosilnih zidov ter odprtih glede na obstoječe stanje ostajata isti, spremeni se le položaj predelnih sten, ki pa so računsko nepomembne;
- je znana namembnost prostorov, iz katere lahko določimo koristne obtežbe stropov;
- je adaptacija edina rešitev za ponovno revitalizacijo graščine.

### 3 POTRESNA ODPORNOST OBSTOJEČIH ZIDANIH STAVB

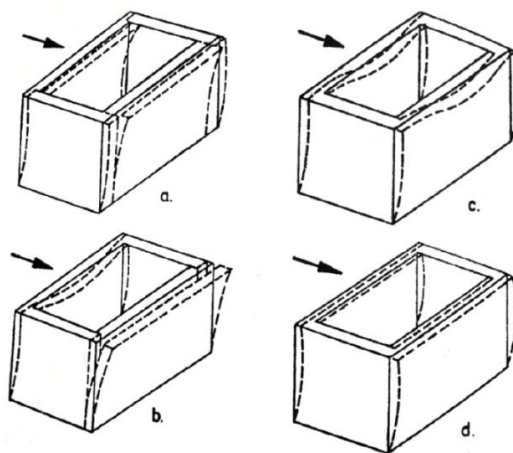
#### 3.1 Splošno o obnašanju zidanih stavb in zidov med delovanjem potresa

Kot je bilo omenjeno že v uvodu, zidane stavbe danes predstavljajo najbolj ranljivi del obstoječega gradbenega fonda, saj bi bile ob pojavu potresa močno izpostavljene. Vzrok za to je, da zidovje za razliko od drugih gradbenih materialov ni sposobno prenašati velikih nateznih obremenitev, kakršne povzročajo potresi. Natezne napetosti, ki jih zidovje prenese kot homogen material, se namreč ponavadi gibljejo le med 4-8 % tlačne trdnosti zidovja (Tomaževič, 2009).

Na zgradbe, katere so izpostavljene potresnemu gibanju tal, ki je prostorskega značaja, delujejo navpične in vodoravne vztrajnostne sile, ki so sorazmerne masi konstrukcije in pospeškom tal. Te sile povzročajo upogibne in strižne, včasih pa tudi osne obremenitve na konstrukcijske elemente, ki se zato med potresnim delovanjem poškodujejo. Značilne poškodbe so:

- vodoravne razpoke na stiku zidu in stropa,
- navpične razpoke v vogalih in stikih zidov,
- porušitev zidov izven njihove ravnine,
- poševne razpoke v zidnih slopih in stenah.

Analiza obnašanja zidanih zgradb med potresi nam je pokazala, da je predvsem od načina povezanosti zidovja v višini stropov odvisno obnašanje celotne zgradbe. Če so zidovi v višini etaže povezani s togimi stropovi in zidnimi vezmi, je odziv zidane zgradbe škatlastega tipa.



Slika 19: Nihanje enoetažne stavbe pri različnih povezavah zidov (Tomaževič, 1987)

V zidanih stavbah, katere nimajo zidnih vezi in leseni stropovi niso sidrani v zidove, postanejo nihanja posameznih zidov neuskklajena, saj se zidovi poizkušajo med seboj ločiti (*Slika 19a in 19b*). Zidovi nihajo bolj usklajeno, če so povezani z zidnimi vezmi (*Slika 19c*), vendar se zaradi podajnih stropov še vedno pojavlja upogib izven ravnine zidu. Zgradba se bo obnašala kot škatla le v primeru, če bodo zidovi povezani s »togimi« stropovi, ki bodo nihanje zgradbe uskladili, in tako povečali njeno potresno odpornost (*Slika 19d*).

Poleg zgoraj opisanega vpliva povezanosti zidov v višini stropov, pa na potresno odpornost zidane stavbe bistveno vplivata tudi:

- zasnova konstrukcije,
- kvaliteta vgrajenih materialov in gradnje.

Nesimetrična razporeditev sten povzroči odmik težišča togosti, kar ima za negativne posledice torzijske pojave, ki še bolj obremenijo šibke dele objekta. Slabo obnašanje stavbe med vplivom potresa povzroča tudi hipna sprememba togosti po višini, saj se na prehodu koncentrira veliko energije. Zgradbe z enostavno zasnovo, ki se po višini ne spreminja, in so grajene v skladu s prakso stroke iz kvalitetnih materialov, navadno prenašajo potresne obremenitve brez večjih poškodb, kljub temu, da niti niso bile načrtno protipotresno projektirane.

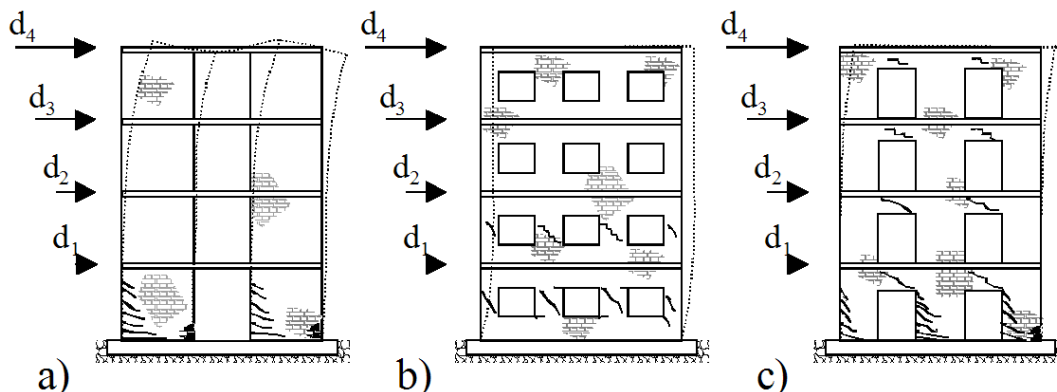
### **3.1.1 Konstrukcijski elementi in porušni mehanizmi zidu**

Obnašanje zidu med potresnim vplivom je odvisno od njegovega položaja v zgradbi, geometrije, kvalitete materiala, razmerja med navpično in vodoravno obremenitvijo ter vpetja v višini stropov. Glede na konstrukcijsko zasnovo so pri zidovih lahko prisotne tudi odprtine. Glede na pozicijo in velikost odprtin, način gradnje in končno potresno obnašanje ter porušitev, lahko kritične strižne zidove razdelimo v tri glavne skupine (*Slika20*):

- konzolne zidove,
- slopove,
- preklade oz. parapete.

Slopovi in preklade se smatrajo kot zidovi, ki so na obeh straneh vpeti. Zidane stene brez odprtin, povezane na nivoju etaže s podajnimi stropovi (*Slika 20 a*)), predstavljajo konzolno vpete zidove. Pri slednjih so prevladujoče upogibne poškodbe s krušenjem materiala na tlačnem robu v spodnjih kritičnih prerezih zidov. Kadar imajo stene odprtine, sile prenašajo prekladni deli in slopovi ob odprtinah. V odvisnosti od velikosti odprtin so ponavadi relativno bolj kritični ali slopovi ali preklade. Če ima zgradba etažne odprtine, ki so relativno majhne, prekladni elementi navadno niso problematični in se poškodbe pojavijo v slopovih (*Slika 20 b*)). V odvisnosti od njihove geometrije, materialnih karakteristik in vertikalnih obremenitev so te poškodbe ali upogibne ali strižne. V kolikor

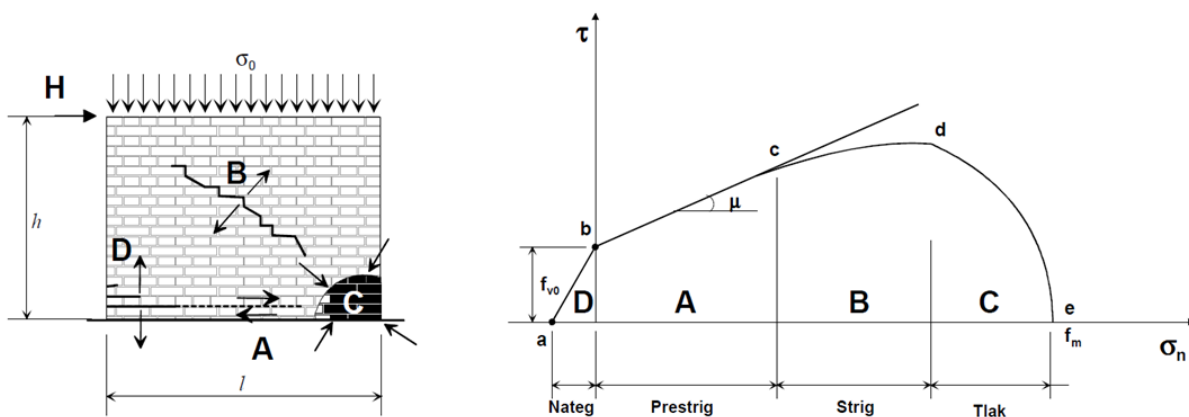
pa so odprtine večje in so prekladni deli stene relativno majhni, se poškodbe pojavijo na prekladnih oz. parapetnih delih stene (Slika 20 c)).



Slika 20: Tipični mehanizmi obnašanja večetažnih strižnih sten (Mistakidis in sod., 2003)

Posamezni mehanizmi porušitve prostostoječega zidu, ki se obnaša kot strižna stena, so predstavljeni na spodnji sliki (Slika 21) in se pojavijo:

- zaradi prestriga (Slika 21- tip A) nastane vodoravna razpoka v vodoravnih fugah. Ta mehanizem se pojavlja predvsem takrat, ko je nivo vertikalne obremenitve majhen;
- zaradi nategov in strižnih obremenitev v diagonalni smeri (Slika 21- tip B) nastanejo poševne razpoke, ki so pri zidanih stavbah najpogostejše. Vzrok je prekoračitev natezne trdnosti v smeri glavnih napetosti.
- zaradi upogiba v ravnini zidu (Slika 21- tip C) se zdrobijo zidaki na tlačnem robu, saj je presežena njihova tlačna trdnost.



Slika 21: Mehaniizmi porušitve zidu (LEVO) in ovojnica strižnega obnašanja v odvisnosti od nivoja normalnih napetosti (DESNO)(Bosiljkov in sod., 2010)

Potrebno je opomniti, da Evrokod 8-3 ne obravnava porušnega mehanizma zaradi upogiba izven ravnine zidu, a ga je vseeno potrebno omeniti, saj se ta mehanizem pojavlja predvsem pri zidovih, ki niso ustrezno sidrani in so slabo povezani z ostalimi nosilnimi zidovi.

### 3.2 Mejna stanja

Ocenjevanje in utrjevanje obstoječih stavb obravnava Evrokod 8-3 (*SIST EN 1998-3: 2005*), katerega določila so uporabljena tudi pri tej diplomski nalogi. Ta standard predpisuje kriterije za preverjanje potresne odpornosti obstoječih stavb na podlagi omejitve poškodb z naslednjimi mejni stanji:

- MEJNO STANJE NA MEJI PRED PORUŠITVIJO (angl. *Near Collapse limit state*) - NC

V tem mejnem stanju je objekt močno poškodovan, nosilni elementi lahko prenašajo le še vertikalno obtežbo, stavba ima horizontalno trdnost in togost zelo majhno in verjetno ne bi preživela naslednjega popotresnega sunka. Opaziti je velike stalne premike nosilnih elementov, nenosilni elementi pa so porušeni.

Po nacionalnem dodatku k Evrokodu 8-3 (*SIST EN 1998-3: 2005/A101*) se to mejno stanje ne upošteva v računu odpornosti.

- MEJNO STANJE VELIKIH POŠKODB (angl. *Significant Damage limit state*) – SD

V tem mejnem stanju je objekt opazno poškodovan s še nekaj rezidualne horizontalne odpornosti, stavba lahko prenaša vertikalne obremenitve in prestane morebitne popotresne sunke. Nenosilni elementi so poškodovani, sanacija stavbe v tem mejnem stanju pa ni ekonomična.

Za račun se privzame priporočena vrednost potresa s povratno dobo 475 let, kar ustreza 10 % verjetnosti prekoračitve v 50 letih. To mejno stanje ustreza MSN (mejno stanje nosilnosti) oziroma ULS (angl. *Ultimate Limit State*), ki ga podaja Evrokod 8-1 (*SIST EN 1998-1: 2005*).

- MEJNO STANJE OMEJITVE POŠKODB (angl. *Damage Limitation limit state*) – DL

V tem mejnem stanju je objekt le lažje poškodovan, nosilni elementi še vedno imajo horizontalno odpornost. Nenosilni elementi so morda kje razpokani, vendar so poškodbe majhne in lahko popravljive.

Za račun se privzame priporočena vrednost potresa s povratno dobo 95 let, kar ustreza 10 % verjetnosti prekoračitve v 10 letih. To mejno stanje ustreza MSU (mejno stanje uporabnosti), ki ga podaja Evrokod 8-1.

### 3.3 Ravni poznavanja konstrukcije s faktorji zaupanja

V Evrokodu 8-3 je zapisano, da je potrebno pri oceni potresne odpornosti obstoječih stavb poiskati kar največ informacij o obravnavanem objektu. Informacije lahko dobimo iz različnih virov podatkov:

- morebitne dostopne dokumentacije o objektu,
- predpisov, ki so bili v veljavi pri prvotni gradnji objekta,

- pregleda lokacije,
- in-situ in laboratorijskih preiskav.

Zanimajo nas predvsem podatki o geometriji objekta, detajlih, kako so zidovi medsebojno povezani, kakšni so stropovi in njihovo naleganje, materialnih karakteristikah zidovja ipd.

Glede na obseg in vrsto zbranih podatkov Evrokod 8-3 navaja tri ravni poznavanja konstrukcije (angl. *knowledge levels*):

- KL1: OMEJENO POZNAVANJE → CF=1,35  
Pri pridobivanju podatkov ni bilo opravljenih nobenih preiskav. Pri takšnem poznavanju so lastnosti zidovja privzete po vrednostih za podobno zidovje, ki jih pridobimo iz različnih standardov ali strokovne literature.
- KL2: OBIČAJNO POZNAVANJE → CF=1,20  
Lastnosti so povzete iz baze podatkov, izbiro pa potrdimo s pregledom konstrukcije.
- KL3: POPOLNO POZNAVANJE → CF=1,00  
Lastnosti so določene na podlagi in-situ ali laboratorijskih preiskav.

Od izbrane ravni poznavanja konstrukcije je odvisen faktor zaupanja (angl. *confidence factor*) CF. Ta se uporabi pri določanju materialnih projektnih vrednosti tako, da se povprečne vrednosti privzetih materialnih karakteristik deli s faktorjem CF.

### 3.4 Globalna odpornost objekta

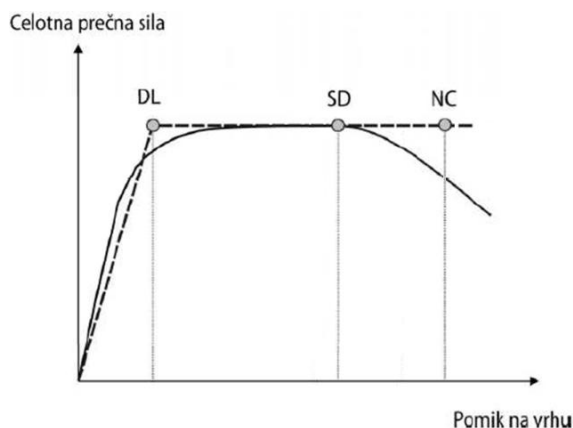
Pri računu globalne potresne odpornosti konstrukcije upoštevamo tako upogibno, kot tudi strižno togost, pri tem pa uporabimo polovične vrednosti, s čimer upoštevamo razpokanost prereza. Uporabljamo lahko razne metode, s katerimi ocenimo globalno potresno odpornost objekta, vendar je potrebno biti pri izbiri previden, saj so za določene tipe stavb nekatere analize primernejše. Vrste analiz:

- metoda z vodoravnimi silami,
- modalna analiza,
- nelinearna statična »pushover« analiza,
- nelinearna dinamična analiza,
- pristop s faktorjem obnašanja.



### 3.4.1 Globalna odpornost pri nelinearni analizi – mejni pomiki

V diplomski nalogi je uporabljena nelinearna statična analiza, ki vključuje N2 metodo, katera je opisana v poglavju 5.1. V tem poglavju so navedeni le kriteriji globalne odpornosti stavbe za različna mejna stanja pri nelinearni analizi, ki jih navaja dodatek C k Evrokodu 8-3. Ocena globalne odpornosti, ki jo računa 3Muri, se povsem sklada s spodaj navedenimi določili, dodatno pa omejuje še vrednost faktorja obnašanja ( $q=1,5$  za nearmirano zidovje).



Slika 22: Idealiziran diagram sila-pomik in oznaka mejnih stanj (Fajfar in sod., 2009)

Rezultat nelinearne statične analize je krivulja sila-pomik, ki se nato po določilih Evrokoda 8-1 idealizira v bilinearno krivuljo, kakor je prikazano na sliki (Slika 22).

Za globalno oceno odpornosti zgradbe pri mejnem stanju omejitve poškodb (*DL*) je kapaciteta stavbe določena z mejo elastičnosti na idealiziranemu elasto-plastičnemu diagramu pomik-sila pri ekvivalentnem sistemu z eno prostostno stopnjo. Mejo elastičnosti določimo po postopku, ki je podan v dodatku B k Evrokodu 8-1.

Globalna odpornost objekta je povezana s horizontalnim pomikom izbrane točke (navadno na vrhu stavbe). Mejni pomik (*NC*) je določen s točko, kjer globalna horizontalna nosilnost (base shear) stavbe pade pod 80 % maksimalne nosilnosti.

Globalna odpornost pri mejnem stanju velikih poškodb (*SD*) pa je definirana s pomikom, ki ustreza vrednosti enaki  $\frac{3}{4}$  mejnega pomika *NC*.

### 3.5 Odpornost nearmiranih zidov

Dodatek C k Evrokodu 8-3 navaja vrednosti mejnih deformacij nearmiranih zidov. Deformacije so pri upogibu mišljene v smislu zasuka, pri strigu pa v smislu pomika. To velja za mejno stanje *SD*, pri

mejnem stanje  $DL$  pa so mejne deformacije tako za upogib, kot tudi za strig mišljene v smislu zasuka. Vrednosti mejnih deformacij sta:

$$\delta_u = \begin{cases} 0,008 \frac{H_0}{D}; & \text{za upogib} \\ 0,004 \frac{H_0}{D}; & \text{za strig} \end{cases} \quad (3.1)$$

kjer je:

$H_0$  razdalja od točke, kjer se računa upogibna nosilnost, do ničelne točke momentov,  
 $D$  dolžina zidu.

### 3.5.1 Strižna odpornost narmiranega zidu zaradi striga

#### (a) Račun po *SIST EN 1998-3: 2005, Dodatek C*

Strižna odpornost zaradi striga za mejno stanje velikih poškodb ( $SD$ ) se po Evrokodu 8-3 določa po enačbi:

$$V_f = f_{vd} t D', \quad (3.2)$$

kjer je:

$D'$  dolžina tlačnega dela kontroliranega prereza zidu,  
 $t$  debelina zidu,  
 $f_{vd}$  strižna trdnost zidu ob prisotnosti vertikalne obtežbe, ki se izračuna po naslednji enačbi:

$$f_{vd} = f_{vm0} + 0,4 \frac{N}{D' t} \leq 0,065 f_m, \quad (3.3)$$

$f_{vm0}$  povprečna strižna trdnost zidu pri ničelni tlačni napetosti oziroma začetna strižna trdnost zidu,  
 $f_m$  povprečna tlačna trdnost zidu,  
 $N$  vertikalna obtežba zidu.

Pri obstoječih stavbah se v skladu z Evrokodom 8-3 povprečno vrednost trdnostnih parametrov  $f_{vm0}$  in  $f_m$  deli s faktorjem zaupanja  $CF$  (glej poglavje 3.3).

Opomniti je treba, da program 3Muri za račun strižne odpornosti zidu uporablja enačbo (3.2), ki predstavlja enačbo za izračun mejne nosilnosti pri strižni porušitvi, le v primeru novogradnje. Za preverjanje odpornosti obstoječih stavb pa računa z enačbo (3.4), podano v nadaljevanju. Ta enačba temelji na natezni trdnosti narmiranega zidu. Program namreč upošteva, da natezna trdnost zidu določa razvoj diagonalnih razpok.

### (b) Račun strižne odpornosti zidu z referenčno natezno trdnostjo

To enačbo podaja star pravilnik (*Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih, 1981*), ki je pri nas veljal pred uveljavitvijo Evrokodov.

$$V_{f,s} = C_R A \frac{f_t}{b} \sqrt{\frac{\sigma_0}{f_t} + 1} . \quad (3.4)$$

Kjer je:

$C_R$  faktor redukcije nosilnosti, ki predstavlja razmerje med maksimalno eksperimentalno doseženo in računsko nosilnostjo idealizirane histerezne ovojnice zidu,

$A$  površina vodoravnega prereza zidu,

$b$  faktor razporeditve strižnih napetosti,

$\sigma_0$  povprečna tlačna napetost v vodoravnem prerezu zidu zaradi navpične obtežbe  $N$ ,

$f_t$  referenčna natezna trdnosti zidu;

$$f_t = \sqrt{\left(\frac{\sigma_0}{2}\right)^2 + (b \tau_{max})^2} - \frac{\sigma_0}{2} , \quad (3.5)$$

kjer je:

$\tau_{max}$  povprečna strižna napetost v vodoravnem prerezu zidu pri maksimalni vodoravni sili  $V_f$ .

$$\sigma_0 = \frac{N}{tD} . \quad (3.6)$$

Podobno kot v starih jugoslovanskih predpisih je izračun strižne odpornosti z uporabo nateznih trdnosti veljaven tudi v veljavnih italijanskih predpisih (*NTC, 2008*) in se uporablja za oceno strižne odpornosti konstrukcijskih elementov obstoječih objektov, zato je ta kriterij vključen v program 3Muri. Tudi po italijanskih predpisih se projektna vrednost nateznih trdnosti v primeru nelinearne analize izračuna tako, da se povprečne natezne trdnosti  $f_m$  reducira s koeficientom zaupanja  $CF$ .

### 3.5.2 Strižna odpornost nearmiranega zidu zaradi upogiba

Strižna odpornost zaradi upogiba za mejno stanje velikih poškodb (*SD*) se po Evrokodu 8-3 določa po enačbi:

$$V_f = \frac{M_{f,f}}{H_0} = \frac{DN}{2H_0} (1 - 1,15v_d) , \quad (3.7)$$

kjer je:

$M_{f,f}$  upogibni moment nearmiranega zidovja,

$v_d$  normirana tlačna sila,

$$v_d = \frac{N}{t D f_d}, \quad (3.8)$$

$$f_d = \frac{f_m}{CF}. \quad (3.9)$$

Naj spomnim, da se v skladu z Evrokodom 8-3 pri obstoječih stavbah projektne materialne trdnostne parametre določa tako, da povprečne vrednosti trdnostnih parametrov delimo s koeficientom zaupanja  $CF$ .

#### 4 SANACIJSKI IN UTRDITVENI UKREPI PRI ZIDANIH STAVBAH

Kot je že v uvodu omenjeno, stare zidane stavbe niso bile zasnovane za prenašanje potresnih obremenitev, saj so grajene iz materialov, kateri ne prenašajo dobro strižnih in nateznih napetosti, kar potrdi vsak močnejši potres. Zavrlo tega dejstva je stare stavbe potrebno utrjevati, da bi se zagotovila varnost uporabnikov in lastnine zgradbe. Utrjevanje in sanacija starih stavb pa je del multidisciplinarnega postopka, na katerega vpliva veliko dejavnikov. Na eni strani moramo upoštevati zahteve konservatorjev in restavratorjev o ohranitvi kulturnih spomenikov, na drugi strani pa smo omejeni s trgom, ki zahteva finančno ugodne in hitre rešitve.

Razlika med pojmom sanacije in utrditve je ta, da sanacija zajema tiste posege v poškodovano konstrukcijo, s katerimi konstrukcijo popravimo in s katerimi se v objektu vzpostavi stanje, kakršno je bilo pred potresom. Utrjevanje konstrukcije pa pomeni, da ji s tehničnimi ukrepi povečamo tako nosilnost kot tudi duktilnost in izboljšamo njeno obnašanje med delovanjem potresa. Od same potresne odpornosti konstrukcije je odvisno, ali jo bomo le popravili ali pa jo bomo utrdili. Če so nastale poškodbe posledica pričakovanega procesa disipacije energije, ki je bil tudi načrtovan, bomo konstrukcijo sanirali in jo vrnili v stanje pred potresom, v nasprotnem primeru pa so na konstrukciji potrebni ukrepi utrditve.

Pri sanaciji ali utrditvi konstrukcije je pomembno, da se ne zadovoljimo le z utrditvijo posameznega poškodovanega konstrukcijskega elementa ali sklopa. Za razliko od statične odpornosti je potrebno pri zagotavljanju protipotresne varnosti zagotoviti ustrezno obnašanje celotne konstrukcije. Utrjevanje posameznih elementov namreč lahko povzroči spremembo v porazdelitvi togosti, kar privede do nepričakovanega odziva konstrukcije. Poleg utrjevanja obstoječih konstrukcijskih elementov lahko po posebni presoji vgradimo tudi nove konstrukcijske elemente, ki konstrukciji povečajo odpornost. Odvisno od objekta, ki ga utrjujemo, je torej na razpolago več tehničnih rešitev, s katerimi pa v osnovi želimo doseči:

- večjo nosilnost konstrukcije  
in/ali
- večjo duktilnost konstrukcije.

Narejene so bile mnoge analize, s katerimi se je ugotavljalo, kateri parametri najbolj vplivajo na obnašanje zidanih stavb med potresom. Ugotovljeno je bilo, da so glavni parametri:

- kvaliteta zidovja,
- način medsebojne povezave zidov in sidranja stropov v zidove,
- geometrija in način razporeditve konstrukcijskih elementov v tlorisu in po višini stavbe.

Glede na zgoraj navedena dejstva, ki so večinoma glavni razlogi za nastanek velikih poškodb na konstrukciji, so se izoblikovala pravila, ki jih je dobro upoštevati, da bi potresno odpornost zidanih stavb izboljšali, zato moramo:

- izboljšati zasnovo konstrukcije. Nosilni zidovi morajo biti razporejeni čim bolj simetrično v obeh pravokotnih smereh zgradbe, togost pa se po višini ne sme skokovito spreminjati. Zidov mora biti dovolj, da lahko prenesejo pričakovano potresno obtežbo;
- zagotoviti celovitost delovanja konstrukcije in ustrezno povezati nosilno zidovje. Predvsem je pomembno, da zagotovimo togo delovanje stropov v svoji ravnini, kakor tudi ustrezno povezavo stropov in zidov. S tem dosežemo enakomerno porazdelitev potresnih sil na nosilne zidove;
- izboljšati odpornost konstrukcije tako, da utrdimo nosilne zidove in s tem povečamo zmožnost prevzemanja potresne obtežbe;
- preveriti, ali temelji omogočajo prenos obremenitev celotne konstrukcije v temeljna tal, in po potrebi izboljšati njihovo nosilnost.

Tehnični ukrepi protipotresne sanacije in utrditve zidanih zgradb se tako v duhu izpolnjevanja zgoraj navedenih pravil delijo na:

- ukrepe, s katerimi utrjujemo nosilno zidovje;
- ukrepe, s katerimi zagotovimo celovitost delovanja zgradbe (povezovanje zidov, sidranje stropov ipd.);
- ukrepe, s katerimi izboljšamo tlorisno zasnovo zgradbe.

Tehnični predpisi za področje obnove stavb, ki smo jih dolžni upoštevati, opisujejo in podajajo iste principe in načine utrditve, kot so navedeni v tem poglavju. Aktualni predpis, ki zajema protipotresno sanacijo in utrditev zidanih stavb, je Evrokod 8-3 (*SIST EN 1998-3: 2005*) z dodatkom C.

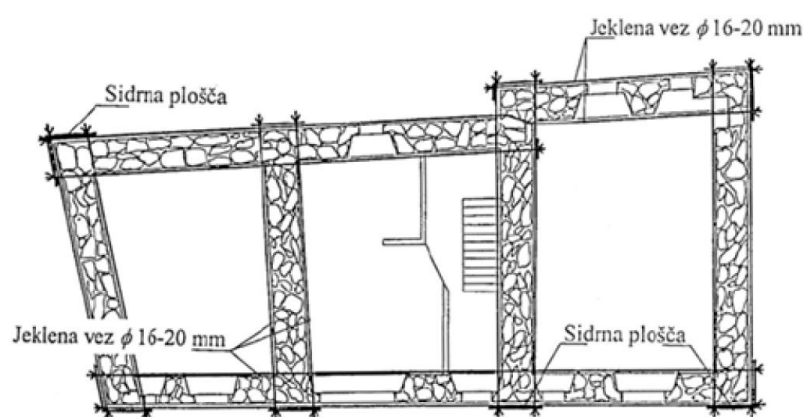
#### **4.1 Ukrepi za zagotavljanje celovitosti obnašanja stavbe med potresom**

Zidane konstrukcije lahko razpoložljivo potresno odpornost v celoti izkoristijo le v primeru, da zgradba deluje kot celota. Znano je, da je nihanje zidane stavbe med delovanjem potresa odvisno od medsebojne povezanosti zidov in učinkovitosti sidranja stropov v nosilne zidove. Če zgradba ne deluje kot škatlasti sistem, postane nihanje zidov neusklajeno, zidovi, ki so pravokotni na smer delovanja potresa, pa se lahko porušijo izven svoje ravnine. Da bi takšne pojave preprečili, se poslužujemo raznih tehničnih ukrepov, s katerimi celovitost konstrukcije izboljšamo.

#### 4.1.1 Povezovanje zidov z zidnimi vezmi

Povezava zidov z zidnimi vezmi močno izboljša obnašanje zidanih stavb med potresi, saj vezi preprečujejo ločevanje sosednjih zidov in nastanek vzdolžnih razpok, s tem pa zagotovijo prostorsko obnašanje konstrukcije med potresom.

V vezeh ne nastopajo pretirano močne sile, saj so te praviloma enake vztrajnostnim silam, ki nastanejo v zidovih, ki so na smer delovanja potresa pravokotni. Običajno zidne vezi položimo simetrično na obeh straneh stene, in sicer v omet izklesane utore v višini stropov. Vezi so iz navadnega gladkega betonskega jekla, na koncih pa imajo vrezane navoje, da jih lahko z maticami privijamo na jeklene sidrne plošče.



Slika 23: Povezovanje zidov z zidnimi vezmi (Tomažević, 2009)

Raziskave so pokazale, da je v primeru navadnih starih zidanih zgradb dovolj, če zidovje povežemo z obojestransko položenimi palicami premera 16 mm. Za še boljše rezultate pa uporabimo palice premera vsaj 20 mm, ki jih nekoliko prednapnemo.



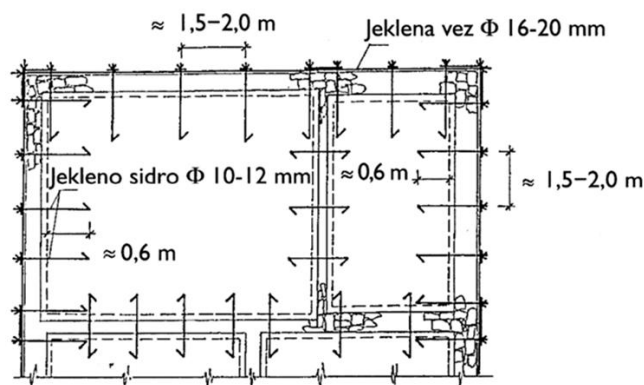
Slika 24: Detajl pritrdjevanja in vgrajevanja zidnih vezi (Bergant, 2012)

#### 4.1.2 Ojačevanje stropnih konstrukcij

Pri obnovi starih stavb smo večkrat primorani k zamenjavi lesenih preperelih stropov, saj to zahteva že osnovna funkcija stropov, tj. prenašanje navpičnih obtežb. Poleg osnovne funkcije pa je potrebno stropne utrditi tudi tako, da bodo opravljali funkcije, ki jih od njih zahtevamo med delovanjem potresa. Stare zidane stavbe navadno nimajo togih stropov, ki bi zagotavljali usklajena nihanja zidov med potresom in ki bi sorazmerno prenašali vztrajnostne sile na nosilne zidove.

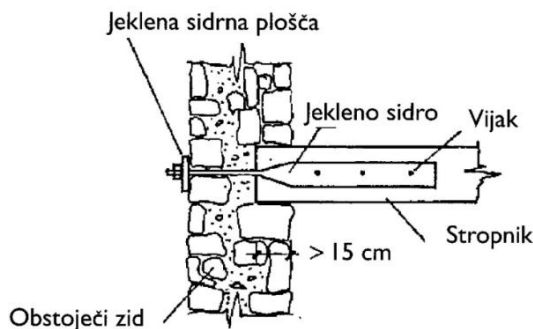
Rešitev je lahko zamenjava obstoječih lesenih stropov z masivnimi armiranobetonskimi ploščami. Pri tem moramo biti pozorni na dovolj široko naleganje in učinkovito sidranje plošče. Vzpostaviti namreč moramo povezavo plošče tudi z zunanjim slojem zidovja, da ne pride do razslojevanja in odrivanja zunanjega sloja zidu.

Najnovejše raziskave in opažanja sicer nakazujejo, da zamenjava podajnih stropov s togimi ni vedno najboljša rešitev, a je trenutna praksa tej rešitvi še vedno naklonjena.



Slika 25: Sidranje in povezovanje naknadno vgrajenih monolitnih stropov (Tomažević, 2009)

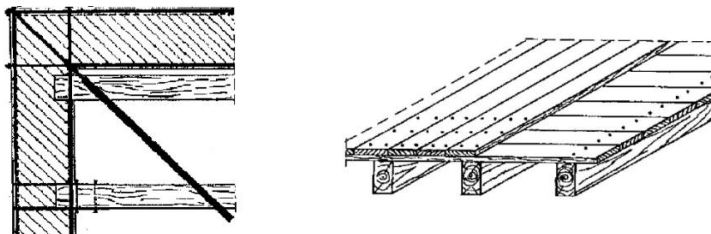
Če zaradi zahtev konservatorjev in restavradorjev lesenih stropov ni moč zamenjati z monolitnimi, se lahko poslužujemo drugih ukrepov. Pomembno je, da lesene stropnike sidramo v zidove z jeklenimi vijaki in sidrnimi ploščami, saj le tako dosežemo primerno povezanost stropov z zidovi.



Slika 26: Sidranje lesenih stropnikov (Tomažević, 2009)

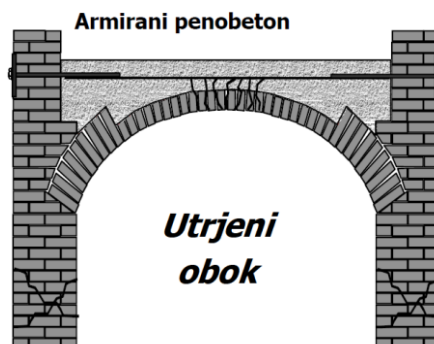


Da bi zagotovili ustrezno togost, lahko strop utrdimo tako, da stropnike povežemo z deskami, ki so nanje pribiti v dveh pravokotnih smereh. Možen ukrep je tudi ta, da zidove dodatno povežemo z jeklenimi diagonalami, ki jih položimo v ravnini stropa in jih v vogalih sidramo na sidrne plošče.



Slika 27: Utrjevanje lesenega stropa z jeklenimi diagonalami (levo) in dvojnim opažem (desno)  
(Tomažević, 1987)

Stare zgradbe imajo na mnogih mestih zidane oboke, ki jih zaradi njihovega zgodovinskega pomena navadno moramo ohraniti. Postopek utrditve je sledeč. Prvo odstranimo težko nasutje nad obokom in ga nadomestimo z lažjim, kot je glinopor. Preko nasutja izvedemo armirano ploščo, zabetonirano iz lahkega penobetona. Ploščo moramo z vezmi ali plastičnimi armiranimi trakovi dobro sidrati skozi nosilne zidove, da zagotovimo celovitost delovanja.



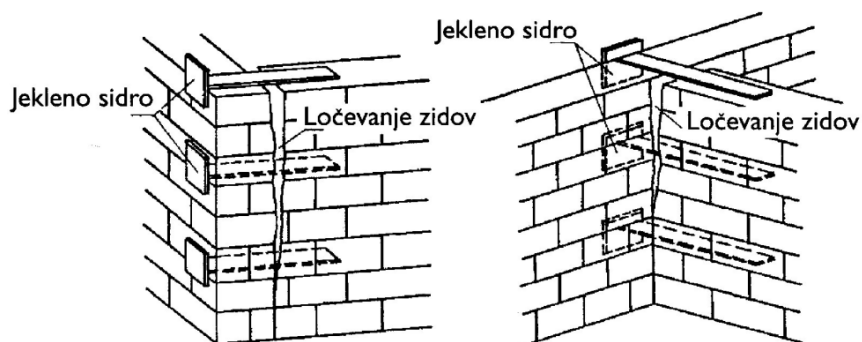
Slika 28: Utrditev oboka z lahko monolitno ploščo (Žarnić, 1990)

#### 4.1.3 Utrditev zidov na območjih sečišč

Med potresom se pri starih zidanih stavbah poškodbe najprej pojavijo na vogalih in sečiščih zidov, saj so ta območja izpostavljena kopičenju dodatnih nateznih obremenitev. Graditelji starih objektov so na teh občutljivih mestih uporabljali zložen obdelan kamen, ali pa so zid povezovali s povprek položenimi veznimi kamni.

Poškodovana območja je poleg sanacije v smislu injektiranja razpok potrebno tudi utrditi. Uporabimo lahko jeklene trakove (dimenzij 40x4 mm, katerih dolžina je enaka 3-kratni debelini zidu), ki so z ene strani privarjeni na sidrne plošče. Ta sidra vstavimo na vsakih 50-75 cm višine zidu tako, da kamne

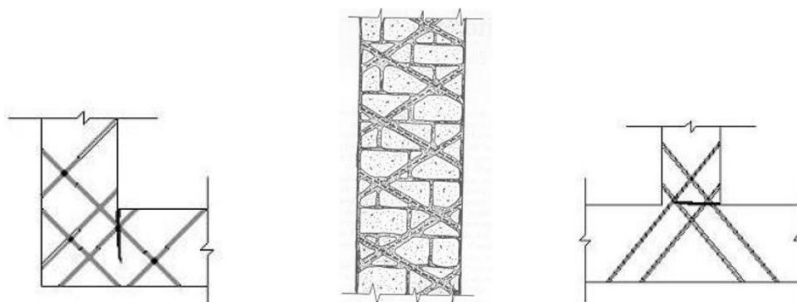
najprej odstranimo, vstavimo sidra in nato celotno območje vogala zainjektiramo s primerno injekcijsko mešanico.



Slika 29: Utrditev sečišč zidov z jeklenimi sidri (Tomažević, 2009)

Enostavnejše se lahko namesto utrditve z jeklenimi sidri uporabljajo tudi skalna sidra, katerih namen je isti. Postopek vgradnje je podoben, le da se pri skalnih sidrih na vsakih 50-75 cm izvrtajo luknje, v katere nato vstavimo sidra. Na koncu zainjektiramo le luknje in sidra prednapnemo. Ta postopek ni najprimernejši za kamnite zidove, saj je sestava srednjega sloja zidu močno vprašljiva.

Novejši način povezovanja sečišč je t.i. »šivanje zidov«. Pri tem postopku se kot povezovalni elementi uporabljajo jeklene palice, ki se jih križem vstavi v predhodno izvrtane luknje v zidu. Vrtine se nato zapolni s polimerno ali cementno injekcijsko mešanico, ki se vgrajuje pod nizkim pritiskom. Mešanica tako zagotovi dober stik sider in gradnikov zidu ter povezavo stičnih zidov.



Slika 30: Utrditev sečišč zidov s postopkom »šivanja zidov« (Meli, 1998)

## 4.2 Ukrepi za utrditev zidovja

Izbira metode utrditve zidovja je odvisna predvsem od vrste in kakovosti zidovja. Tehnične rešitve so nastale na podlagi opazovanj poškodb po potresih, nekatere so bile z eksperimentalnimi raziskavami potrjene, druge pa niso bile nikoli preverjene in so bolj plod inženirske presoje.

#### 4.2.1 Povezovanje in utrditev zidov s kompozitnimi FRP trakovi

Poleg tradicionalnih ukrepov utrditve zidanih stavb so se v zadnjem obdobju začeli za utrjevanje uporabljati tudi sodobnejši sintetični materiali. Raziskave na tem področju so v polnem razmahu in so pokazale, da je ta tehnologija uporabna tako pri utrjevanju zidovja, kot tudi pri zagotavljanju celovitosti obnašanja starih zidanih stavb.

Velika prednost tehnologije sanacije s kompozitnimi materiali so nižji stroški. Pri tovrstni sanaciji ne potrebujemo zahtevne mehanizacije, dela je manj, nezanemarljivo pa je tudi dejstvo, da je v času sanacije mogoča uporaba stavbe, s tem pa so zmanjšani indirektni stroški zaradi izpada dejavnosti, ki se v obravnavani stavbi izvaja.

Kompozitni material dobimo s sestavljanjem armaturnih vlaken in matrice, pri čemer se za matrico navadno uporablja epoksidna smola, armaturni del pa tvorijo bodisi ogljikova, aramidna ali steklena vlakna. V gradbeništvu se praviloma uporabljajo ogljikova vlakna v epoksidni matrici CFRP (angl. *Carbon Fiber Reinforced Polymer*). Iz takšnih FRP materialov se nato izdelajo lamele/trakovi, plošče in drugi elementi, ki jih uporabimo pri ukrepih utrditve in sanacije.



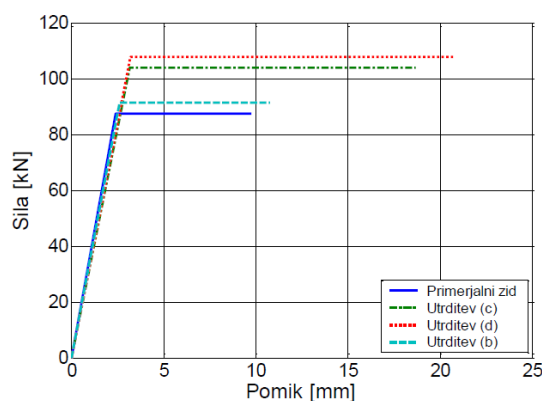
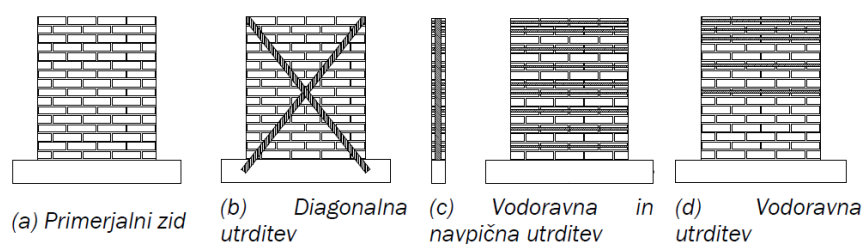
Slika 31: Lamela iz CFRP kompozitnega materiala (Bergant, 2012)

Če zidove utrjujemo s FRP trakovi, se odločamo med enosmernimi ali dvosmernimi lamelami, ki jih na več načinov lepimo na zid. Širina trakov je odvisna od usmerjenosti, saj se za diagonalno utrditev uporabljajo širši trakovi, za vodoravno in navpično pa ožji. Uveljavljene metode, s katero bi lahko določili optimalen raspored in dimenzije kompozitnih lamel, še ni, saj se pri računu pojavlja velika količina neznank, ki pa se jih z mnogimi raziskavami po svetu prizadevajo rešiti.

Za sam postopek izvedbe je prvo pomembna primerna priprava površine. Površino, na katero se lepijo lamele, je potrebno zgladiti in zaobliti. Za to se navadno uporablja metoda peskanja ali brušenja. Nato

je potrebno odstraniti prah, za tem pa se na površino nanese epoksidno lepilo, ki zagotavlja dober stik kompozitnega traku in zidovja. Za učinkovito delovanje je ključnega pomena dobro sidranje trakov na koncih.

Nekatere strokovne raziskave (*Samo Gostič in sod., 2012*) so pokazale, da uporaba FRP trakov kot načina utrditve bistveno poveča predvsem duktilnost zidu. Sama nosilnost se bistveno ne poveča, togost zidu pa ostaja praktično enaka. Rezultati te raziskave so prikazani na naslednji sliki (*Slika 32*) in se razlikujejo za različne načine lepljenja trakov.



*Slika 32: Različni sistemi utrditve zidu s FRP trakovi in primerjava idealiziranih ovojnic (Samo Gostič in sod., 2012)*

Izkaže se, da diagonalna utrditev s FRP trakovi ni najboljša. Na spodnjih robovih stene namreč hitro pride do tlačne porušitve v obliki krušenja, zaradi prekoračene tlačne trdnosti stene. Za najučinkovitejšo obliko utrditve se v omenjenih raziskavah izkažejo horizontalno prilepljeni trakovi, s katerimi se močno poveča mejni pomik in posledično duktilnost stene.

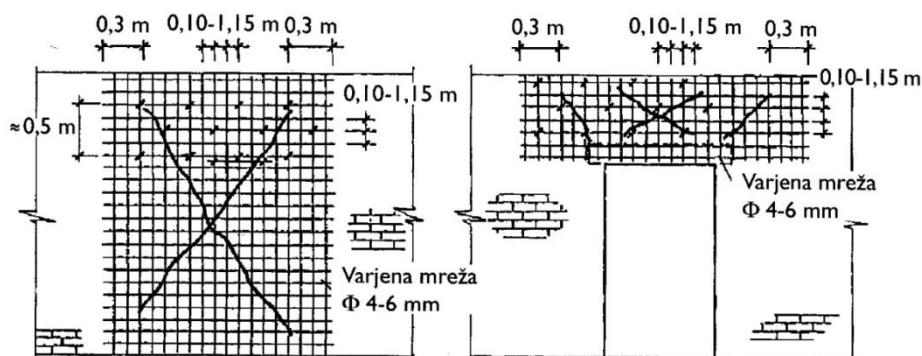
Iz obnašanja posameznih utrjenih zidov s kompozitnimi lamelami je moč sklepati tudi o obnašanju celotne zidane stavbe. Uporaba FRP trakov torej povečuje potresno odpornost zidanih stavb, poleg tega pa njihova uporaba ne spreminja dinamičnih lastnosti konstrukcije, saj ne prinese veliko k masi konstrukcije in spremembi togosti.

#### 4.2.2 Popravilo razpok in prezidovanje

Razpoke, ki se pojavijo v opečnatem zidovju, se lahko zlepijo z epoksidnimi injekcijami, če je širina razpoke manjša od 1,0 mm. Uporaba cementnih injekcij je primerna pri razpokah med 0,3-3,0 mm. Evrokod 8-3 navaja, da je meja med tankimi in širokimi razpokami 10 mm. Za popravilo večjih razpok priporoča oblaganje zidu z armirano-cementno oblogo ali lokalnim povezovanjem.

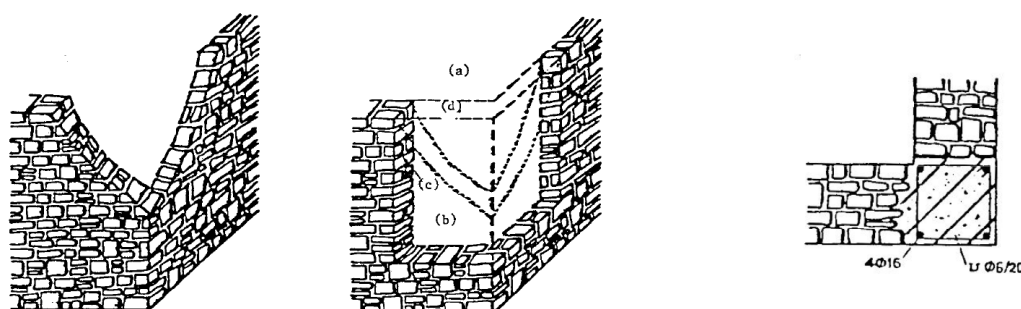
Pri popravilu razpok z injektiranjem z zidu najprej odstranimo poškodovane dele ometa, razpoke izperemo z vodo, nato pa na razdalji 0,3-0,6 m uvrstimo luknje, v katere vstavimo injekcijske cevke. Cevke učvrstimo s hitrovezočo malto in razpoko postopoma zapolnimo z injekcijsko mešanico. Po injektiranju razpok se v zidu vzpostavi prvotno stanje, nekoliko se lahko poveča celo nosilnost, togost zidu pa ostaja nespremenjena.

V primeru širokih razpok sanacija poteka tako, da se razpoke zapolni s cementno malto, poškodovano območju pa se obloži z armirano-cementno oblogo, ki zagotavlja dobro povezavo z razpokami ločenih delov zidu in celovitost delovanja.



Slika 33: Popravilo razpok z armirano-cementno oblogo (Tomažević, 2009)

Injektiranje razpok kot metoda popravila zaradi strukture zidovja in votlikavosti ne pride v poštev pri kamnitih stavbah. Pri poškodovanem kamnitem zidovju je potrebno dele zidu, kjer so prisotne velike razpoke, prezidati ali ponovno pozidati. Večje poškodbe se navadno pojavijo na območjih sečišč in vogalov zidov. Pri izvedbi prezidovanja ali ponovne pozidave je potrebno najprej statično zavarovati in podpreti stropne konstrukcije. Priporočljivo je tudi bočno pridržanje zidov, da se ti tekom sanacije nebi zvrnili izven svoje ravnine. Prezidavo izvajamo v skladu z dobro prakso in upoštevanjem znanih zidarskih zvez. V vogalih je možna tudi utrditev z vgradnjo armiranobetonske vezi, a se ta ukrep zaradi specifičnosti gradnje kamnitih zidov ne uporablja pogosto.

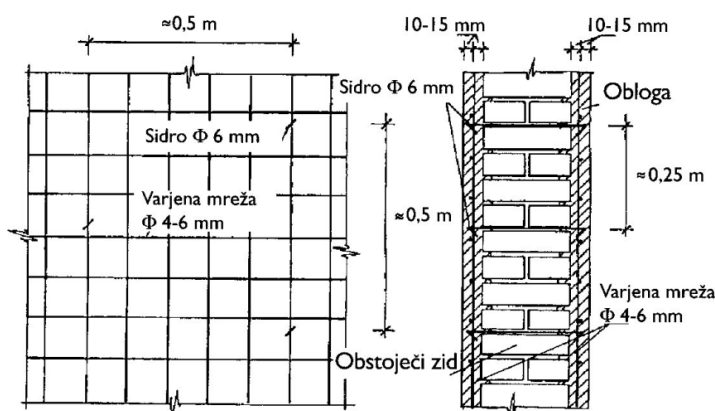


Slika 34: Izvedba prezidave in armiranobetonske vezi v poškodovanem zidu (Bergant in sod., 1998)

### 4.2.3 Oblaganje z armiranim cementnim ometom

Postopek oblaganja z armiranim ometom izboljša tako odpornost kot tudi duktilnost zidu. Metoda je v praksi zelo razširjena za utrjevanje zidovja, saj je razmeroma enostavna in zelo učinkovita.

Iz zidu se najprej odstrani obstoječi omet, morebitne razpoke zainjektiramo, nakar zid dobro očistimo, omočimo in obrizgamo s cementnim obrizgom. Nato se na zid nanese prvi sloj cementnega ometa debeline 10-15 mm. Preko ometa se navadno na obeh straneh zidu položi jekleno armaturno mrežo ( $\Phi 6$ , medsebojna razdalja 100-150 mm), ki jo med seboj povežemo z jeklenimi stremeni, postavljenimi skozi luknje v zidu, ki smo jih predhodno izvrtali. Na koncu nanese še drugi sloj cementnega ometa, tako da je debelina celotne obloge približno 25-30 mm.



Slika 35: Utrditev z armiranim ometom (Tomažević, 2009)

Učinek oblaganja je odvisen predvsem od povezanosti mrežne armature, saj obojestranska nepovezanost povzroči, da armirana obloga odstopi in se izboči. Izkušnje so pokazale, da povezanost dosežemo s stremeni, ki jih ne sme biti manj kot 6 na  $m^2$  zidu in morajo povezovati obe strani stene. Pri izvajanju del je potrebno biti pozoren še na ustrezno povezovanje in debelino armiranega ometa na stikih pravokotnih sten, ustrezno prekrivanje mrež, zaščitni sloj armature in tlorisno simetričnost utrjevanja, saj lahko neenakomerna razporeditev togosti povzroči torzijske poškodbe.

Stopnja povečanja odpornosti je odvisna od kakovosti osnovnega zidu. Raziskave so pokazale, da je učinek oblaganja z armiranim ometom večji, če je osnovni zid šibkejši, in obratno. Poleg tega pa z oblaganjem zidu z armiranim cementnim ometom povečamo njegovo strižno nosilnost v tolikšni meri, da se spremeni mehanizem porušitve. Tipično strižno porušitev, za katero so značilne poševne razpoke, zamenja upogibni mehanizem.

#### **4.2.4 Prednapenjanje**

Pri zidu glavne natezne napetosti določajo strižno odpornost. Glavne napetosti so odvisne od samega napetostnega stanja v zidu. Če zid prednapnemo in s tem ustvarimo dodatne tlačne napetosti, povečamo strižno odpornost, saj se natezne napetosti po zidu zmanjšajo.

Postopek utrjevanja s prednapenjanjem je takšen, da se v zidu na enakomernih razdaljah izvrstajo luknje, skozi katere se položijo jekleni kabli, katere moramo pred montažo korozijsko zaščititi. Po izbranem sistemu prednapenjanja kable prednapnemo in jih s sidrnimi ploščami sidramo na koncih zidu ter zalijemo. Tako se v zidu ustvarijo enakomerne tlačne napetosti v navpični in/ali vodoravni smeri, ki povečajo odpornost zidu. Pozorni moramo biti, da zidovju ne vsilimo prevelikih tlačnih napetosti, saj lahko s tem njeno odpornost tudi zmanjšamo (prekoračitev tlačne trdnosti).

#### **4.2.5 Injektiranje**

Stare zidane stavbe so pogosto sezidane iz zidovja, ki je sestavljeno iz dveh zunanjih slojev iz delno obdelanega kamna in vmesnega sloja, zapolnjenega z manjšimi kosi. Povezovalna malta je slabe kakovosti, zidovi so debeli, nehomogeni in votlikavi. Zaradi takšne strukture se pri kamnitih zidovih za utrjevanje uporablja predvsem metoda injektiranja.

Za postopek injektiranja se lahko uporablja cementne, apnene ali polimerne injekcijske mešanice, mnogokrat pa tudi kombinirano apneno cementno mešanico. Vsaka izmed mešanic ima svoje prednosti in slabosti, vendar je za utrjevanje starih kamnitih stavb, ki so pogosto tudi kulturni spomeniki najprimernejša suspenzija na osnovi apna. Apno je namreč najbolj kompatibilno s kamnitim gradbenim materialom, saj ne povzroča škodljivih kemijskih reakcij.

Utrjevanje s cementnimi suspenzijami je sicer zelo pogosto, saj s takšno mešanico hitreje dosežemo višje trdnosti utrjenega zidovja. Slabosti pa so, da lahko cement sproži razvoj neugodnih kemijskih reakcij v obstoječem zidu, izločanje vode in segregacijo težkih delcev mešanice.

Uporaba polimernih injekcijskih mešanic (epoksidna smola) se za utrjevanje starejših stavb in stavb kulturne dediščine ne uporablja, saj lahko mešanica povzroči velike spremembe v gradbeni fiziki obstoječega zidu. (*Uranjek, 2008*)

Postopek injektiranja poteka tako, da zidovje pred injektiranjem očistimo, omočimo in pripravimo za vrtanje poševnih vrtin. Vrtine se vrtajo v rastru približno 50 cm, do dobre polovice širine zidu. Nato se v izvrtane luknje vstavi cevke, ki so pritrjene s hitrovezočo malto. Injektiranje vršimo z razmeroma majhnimi pritiski (do 2 bar), saj je v kamnitem zidovju veliko votlin. Maso vbrizgujemo vedno od spodaj navzgor, toliko časa, dokler pri sosednji cevi masa ne priteče iz zidu. Nato cev zamašimo in nadaljujemo z injektiranjem pri sosednji cevi. Po izkušnjah sodeč se količina porabljene suhe mešanice giblje med  $60\text{-}100\text{ kg/m}^3$  za manj porozne zidove in  $120\text{-}150\text{ kg/m}^3$  za zelo porozne zidove.

Kadar imamo opravka z vlažnim zidom, lahko mešanici dodamo higrofobne dodatke, s čimer preprečimo širjenje vlage po zidu. Za zagotavljanje čistosti površine pa lahko zid prekrijemo z glinenim ometom, ki ga po koncu izperemo.



*Slika 36: Detajla injektiranja zidu (Bergant in sod., 2012)*

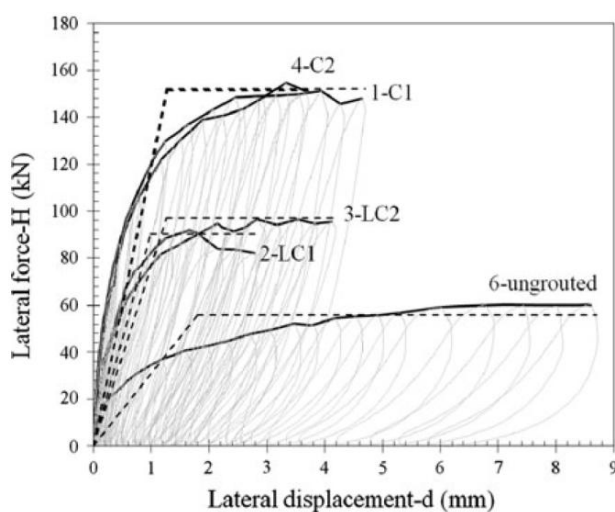
Obnašanje zidov po postopku injektiranja je močno odvisno od kvalitete zveze med injekcijsko mešanico in osnovnim gradbenim materialom. Bistveno je, da mešanica zapolni vse votle prostore in tako poveže celotno strukturo zidu. S tem se preprečuje razpadanje in razslojevanje ter zagotovi monolitna sestava. Tako se doseže celovito obnašanje zidu med potresom, kar močno izboljša potresno odpornost celotne stavbe.

Številne raziskave so pokazale, da z injektiranjem povečujemo tako nosilnost kot tudi togost zidu. O stopnji povečanja sicer ne moremo govoriti z zanesljivimi številkami, saj se mehanske lastnosti zidovja močno razlikujejo in so odvisne predvsem od sestave samega zidu in uporabljene injekcijske



mešanice. Lahko pa trdimo, da je stopnja povečanja mehanskih lastnosti zaradi injektiranja pri šibkem in nehomogenem zidu večja kot pa pri zidu dobre kakovosti.

Spodnja slika (Slika 37) prikazuje ovojnice cikličnega obremenjevanja neutrjenega zidu (angl. *ungrouted*), utrjenega zidu z apneno-cementno mešanico (oznaka LC – angl. *lime-cement*) in utrjenega zidu zgolj s cementno injekcijsko mešanico (oznaka C – angl. *cement*). Z uporabo cementnih injekcijskih suspenzij pričakovano dosežemo večje povečanje nosilnosti in togosti zidu, a tudi utrditev s kombinirano apneno-cementno mešanico daje zadovoljive rezultate.



Slika 37: Učinek utrjevanja zidu z različnimi injekcijskimi mešanici (Uranjek in sod., 2012)

Pozorni moramo biti, da posege injektiranja izvajamo po celotni tlorisni površini stavbe, saj lahko zaradi povečane togosti posameznega zidu pride do spremenjene razporeditve potresnih sil in do neugodnih vplivov torzije.

#### 4.3 Ukrepi za izboljšanje zasnove konstrukcije

Delna ali celotna porušitev konstrukcije je mnogokrat posledica nepravilne, nesimetrične razporeditve nosilnih elementov, hipne spremembe togosti po višini in nasploh nepremišljene in komplicirane zasnove stavbe. Pri starih stavbah se to pogosto dogaja, saj se takratni graditelji teh dejstev niso zavedali, poleg tega pa so takšni objekti skozi čas bili večkrat prizidani, dograjeni in nasploh močno spremenjeni.

Pri odpravi napak v zasnovi konstrukcije si lahko pomagamo z vgradnjo dodatnih nosilnih sten ali armiranobetonskih okvirjev, ki jih lociramo tako, da stavbi zagotovimo čim bolj enakomerno nosilnost v obeh smereh in po celotnem tlorisu ter višini, saj s tem preprečujemo razvoj neugodnih vplivov

torzije, ki še dodatno obremenjujejo šibke dele konstrukcije. Močne armiranobetonske stene in okvirji so namreč precej bolj togi, zato na njih tudi odpade več potresne obremenitve, s čimer se razbremenijo šibkejši konstrukcijski elementi, kot so kamnite ali opečnate zidane stene.



*Slika 38: Vgradnja ojačitvenih AB okvirjev (Bergant, 2012)*

V primeru vgradnje armiranobetonskih okvirjev moramo biti pozorni na dobro temeljenje okvirja in na ustrezno povezovanje z ostalo konstrukcijo, saj le tako dosežemo načrtovano togost in nosilnost. Okvirji morajo biti ustrezno povezani predvsem s stropnimi konstrukcijami, saj se s tem zagotovi prenos dela mase in zidov na armiranobetonske okvirje.

Če se odločimo za utrditev z dodatnimi nosilnimi stenami, jih običajno umestimo na novo ali pa z njimi nadomestimo obstoječe predelne stene. Da to storimo, moramo zagotoviti ustrezno podlago zidu v obliki novega temelja ali obstoječega nosilnega zidu, če gre za umestitev v višjih nadstropjih. Stik novega in obstoječega zidu pa mora biti ojačan z armiranobetonsko vezjo, ki se dobro sidra v zidove.

## 5 OPIS PROGRAMSKEGA ORODJA 3MURI IN OSNOVE N2 METODE

Računalniški program 3Muri je bil narejen v podjetju S.T.A. DATA, ki je pri razvoju programa sodelovala z univerzo v Genovi. Program je namenjen analizi novih in obstoječih zidanih stavb. Poleg statične in modalne analize 3Muri preverja poškodovanost in potresno odpornost konstrukcije v skladu s poenostavljeno N2 metodo. Za razliko od drugih sorodnih programov, 3Muri odpornost konstrukcije določa na podlagi globalnega obnašanja stavbe, stropne elemente pa lahko modeliramo kot podajne. Matematični model konstrukcije tega programskega orodja temelji na metodi FME (angl. *Frame by Macro Elements*).

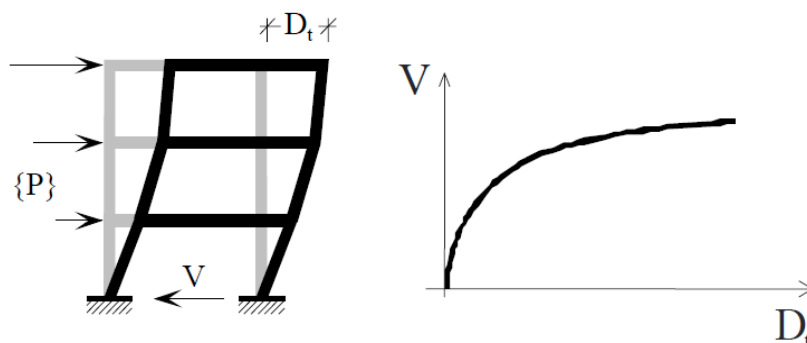
### 5.1 Metoda N2 – osnovni koraki

Konservativnost računa potresne odpornosti zidanih stavb z linearno analizo (redukcija s q-faktorjem) je stroko prisilila k uporabi drugih nelinearnih metod, katere bolje opisujejo obnašanje zidanih stavb med delovanjem potresa. Ena izmed teh metod je tudi poenostavljena nelinearna N2 metoda, s katero računa tudi v diplomski nalogi uporabljen program 3Muri. N2 metodo opisuje Evrokod 8-1 (Dodatek B).

Za razliko od drugih nelinearnih metod, N2 metoda temelji na nelinearni statični »pushover« analizi modela konstrukcije z več prostostnimi stopnjami (angl. *MDOF – multi degree of freedom*), kjer vodoravna obtežba narašča monotono. Da bi lahko določili potresno obremenitev, pa je potrebno sistem MDOF pretvoriti v ekvivalenten sistem konstrukcije z eno prostostno stopnjo (angl. *SDOF – single degree of freedom*).

#### 5.1.1 Nelinearna statična »pushover« analiza

Analiza potresa za vsako izmed glavnih smeri ločeno tako, da model konstrukcije z več prostostnimi stopnjami (MDOF) postopno obremenjujemo z vodoravno statično obtežbo, pri tem pa spremljamo njene deformacije. Monotono naraščajoča vodoravna obtežba predstavlja vpliv vztrajnostnih sil, ki se med potresom pojavijo. Vodoravne sile morajo biti po Evrokodu 8-3 razporejene po dveh vzorcih in sicer po modalni razporeditvi in po masni, kjer so sile proporcionalne velikosti mase. V elementih konstrukcije pride pri določeni vrednosti obtežbe do poškodb in s tem zmanjševanja togosti samega objekta. Ta pojav se pri povečevanju obtežbe pojavlja tudi v drugih elementih, vse dokler ni dosežena mejna deformacija, ki računsko pomeni porušitev konstrukcije. Vrednost mejne deformacije je navedena v poglavju 3.4.1. Rezultat analize je krivulja kapacitete objekta – pushover krivulja, na kateri je celotna prečna sila v spodnji etaži (base shear) izražena v odvisnosti od pomika na vrhu konstrukcije.



Slika 39: Nelinearna statična analiza (Fajfar in sod., 2009)

### 5.1.2 Določitev ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo (SDOF)

#### (a) Pretvorba količin primernim sistemu SDOF

Ker so spektri odziva namenjeni sistemu SDOF je potrebno količine MDOF primerno transformirati v skladu z Evrokodom 8-1 (*SIST EN 1998-1: 2005*):

$$V^* = \frac{V_B}{\Gamma}, \quad (5.1)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma}, \quad (5.2)$$

$$m^* = \sum m_i \Phi_i, \quad (5.3)$$

kjer je:

$V^*$  ekvivalentna prečna sila ob vpetju sistema SDOF,

$V_B$  celotna prečna sila od vpetju sistema MDOF,

$d^*$  ekvivalenten pomik kontrolne točke sistema SDOF,

$d_n$  pomik v kontrolni točki sistema MDOF,

$m^*$  ekvivalentna masa sistema SDOF,

$m_i$  masa i-te etaže,

$\Phi_i$  normirana nihajna oblika,

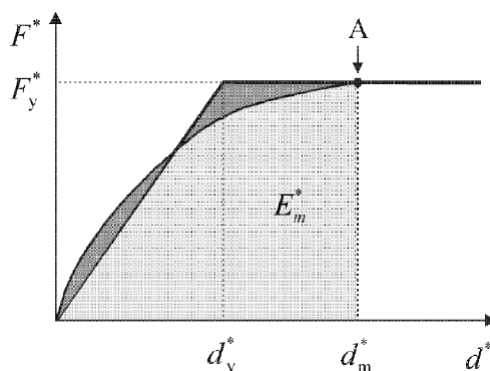
$\Gamma$  transformacijski faktor, ki je definiran kot:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2}. \quad (5.4)$$

#### (b) Idealizacija pushover krivulje

Odnos med silo  $V^*$  in pomikom  $d^*$  idealiziramo tako, da krivuljo pretvorimo v bilinearno elasto-plastično obliko brez utrditve. Začetno ekvivalentno elastično togost določimo tako, da izenačimo

površini pod dejanskim in idealiziranim diagramom, za pomik  $d_y^*$  pa vzamemo pomik, pri katerem se tvori plastični mehanizem.



Slika 40: Diagram idealizacije pushover krivulje (SIST EN 1998-1: 2005)

Nihajni čas  $T^*$  za sistem SDOF se določi z enačbo:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}, \quad (5.5)$$

kjer  $k^*$  predstavlja nadomestno togost sistema SDOF.

### (c) Določitev krivulje kapacitete

Silo  $V^*$  je potrebo korigirati, saj le tako lahko primerjamo idealizirano pushover krivuljo s spektrom potresnega vpliva, ki je pri N2 metodi podan v AD-formatu. Tako dobimo diagram imenovan krivulja kapacitete.

$$S_a = \frac{V^*}{m^*}. \quad (5.6)$$

### 5.1.3 Določitev ciljnega pomika s pomočjo neelastičnega spektra

Potresno obtežbo navadno podajamo v obliki spektrov. Speker v AD-formatu pomeni, da je na istem diagramu prikazan tako spekter pospeškov, kot tudi spekter pomikov. Elastičen spekter pomikov  $S_{de}$  je povezan s spektrom pospeškov  $S_{ae}$  z izrazom:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}. \quad (5.7)$$

#### (a) Neelastični spekter pri konstantni duktilnosti

Ugoden vpliv sipanja energije pri duktilnem obnašanju konstrukcije zajamemo s faktorjem obnašanja, s katerim zmanjšamo vrednosti pospeškov elastičnega spektra. Pri neelastični analizi upoštevamo le redukcijo zaradi duktilnosti  $R_\mu$  oziroma  $q_\mu$ , redukcijo zaradi dodatne nosilnosti pa zamemarimo.

Pri neelastičnem sistemu, kjer je odnos med obtežbo in pomikom bilinearen, lahko določimo neelastični spekter pomikov  $S_d$  in spekter pospeškov  $S_a$  v AD-formatu na podlagi elastičnih spektrov po enačbi (5.8).

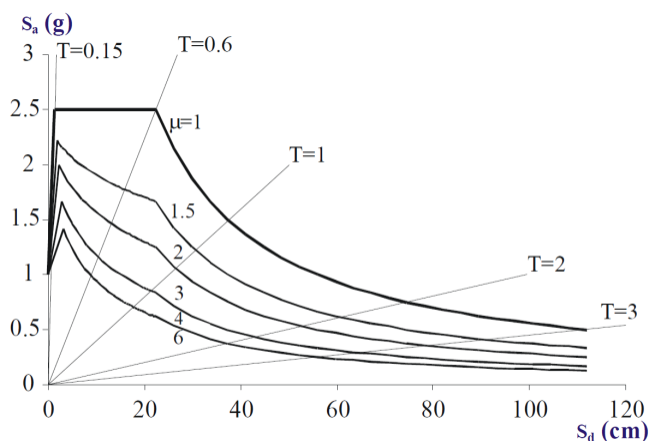
$$S_d = \frac{\mu}{q_u} S_{de}, \quad S_a = \frac{S_{ae}}{q_u}. \quad (5.8)$$

Reducijski faktor  $q_u$  je določen z enačbami:

$$q_u = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad \text{pri } T < T_c, \quad (5.9)$$

$$q_u = \mu \quad \text{pri } T \geq T_c. \quad (5.10)$$

V zgornjih enačbah  $\mu$  predstavlja zahtevano duktilnost,  $T_c$  pa zgornjo mejo nihajnega časa na konstantnem delu spektra pospeškov.



Slika 41: Spektri v AD-formatu za konstantne duktilnosti (Fajfar, 2002)

### (b) Določitev ciljnega pomika za sistem SDOF

Izračun ciljnega pomika  $d_t^*$  neelastičnega sistema SDOF navaja Evrokod 8-1 posebej za območje kratkih nihajnih časov in za območje srednjih ter dolgih nihajnih časov.

- Območje kratkih nihajnih časov ( $T^* < T_c$ ).

Če je  $\frac{V_y^*}{m^*} \geq S_{ae}(T^*)$ , je obnašanje elastično, zato velja:

$$d_t^* = d_{et}^*. \quad (5.11)$$

Če je  $\frac{V_y^*}{m^*} < S_{ae}(T^*)$ , je obnašanje neelastično, zato velja:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left( (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} + 1 \right). \quad (5.12)$$

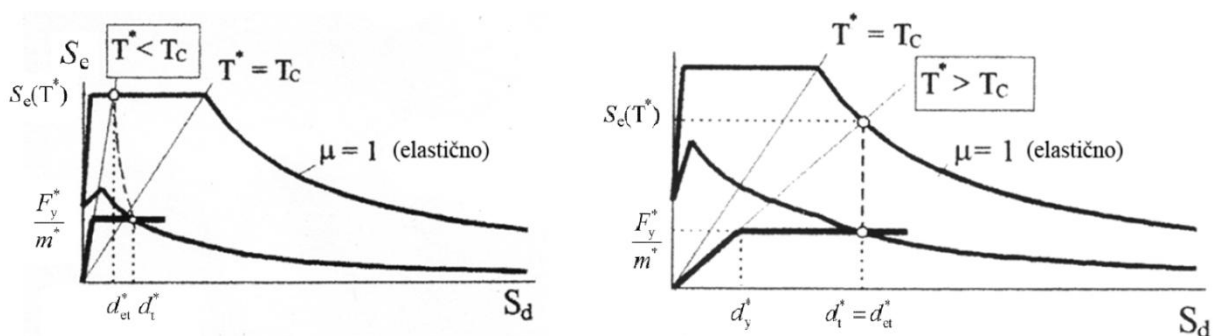
Pri čemer je redukcijski faktor  $q_u$  enak razmerju med pospeškom konstrukcije z neomejenim elastičnim obnašanjem  $S_{ae}(T^*)$  in konstrukcije z omejeno nosilnostjo  $V_y^* / m^*$ :

$$q_u = \frac{m^* S_{ae}(T^*)}{V_y^*}. \quad (5.13)$$

- Območje srednjih in dolgih nihajnih časov ( $T^* \geq T_C$ ).

$$d_t^* = d_{et}^*. \quad (5.14)$$

Potresno obremenitev določimo tako, da grafično na isti sliki prikažemo elastični in neelastični spekter ter tudi krivuljo kapacitete.



Slika 42: Določitev ciljnega pomika za sistem SDOF (Fajfar, 2002)

### (c) Določitev ciljnega pomika za sistem MDOF

Za določitev ciljnega pomika modela z več prostostnimi stopnjami  $d_t$ , uporabimo enačbo (5.15), ki je podana v Evrokodu 8-1. S to enačbo pretvorimo pomik sistema SDOF v pomik za sistem MDOF z uporabo transformacijskega faktorja;

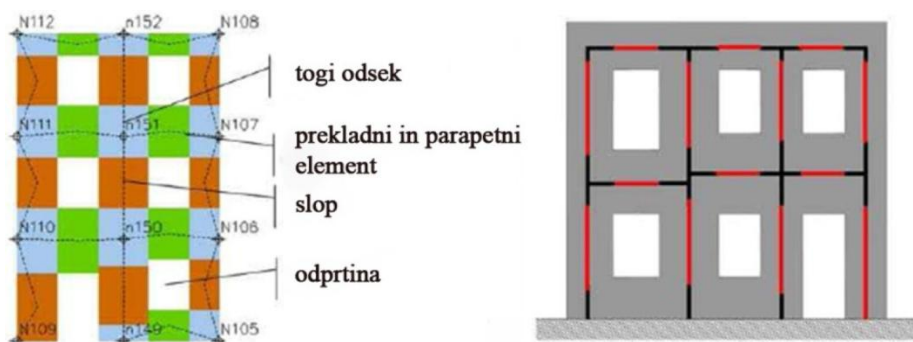
$$d_t = \Gamma d_t^*. \quad (5.15)$$

Tako lahko z N2 metodo dokaj preprosto ocenimo največji pospešek temeljnih tal, ki ga konstrukcija lahko med delovanjem potresa pri izbranem mejnem stanju še prenese.

## 5.2 FME metoda

Metoda FME določa, da se stene zidanih stavb modelira z ekvivalentnim okvirjem, ki je sestavljen iz t.i. nelinearnih makroelementov. Med makroelemente sodijo slopi, parapetni in prekladni vodoravni

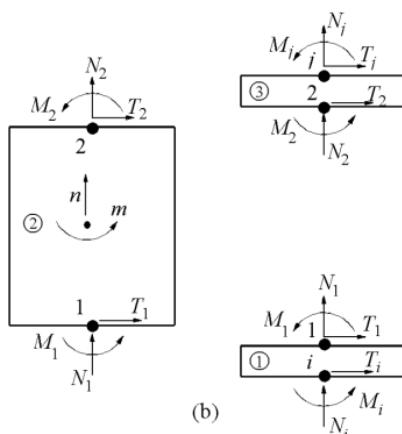
elementi ter togi elementi, ki ostale med seboj povezujejo. Obnašanje slopov in vodoravnih elementov lahko modeliramo z linijskimi elementi z dvema vozliščema, kjer ima vsako vozlišče tri prostostne stopnje. Vozlišča stikujemo s togimi elementi, preko katerih se prenašajo statične in kinematične količine. Takšen povezan sistem tvori ekvivalentni okvir.



Slika 43: Model iz makroelementov in ekvivalenten okvir (S.T.A. DATA, 2009)

Model ekvivalentnega okvirja natančno opisuje obnašanje stene. Zaradi uporabe togih elementov, ki so nedeformabilni, omejimo možna mesta porušitve, s to metodo pa tudi zmanjšamo število prostostnih stopenj in s tem tudi čas računanja.

Vsak makroelement je določen z osmimi prostostnimi stopnjami, v vsakem od vozlišč s po tremi in dvema prostostnima stopnjama v sredini. Dokončno pa element definira mehanizem porušitve, za katerega Evrokod 8-3 predpisuje največjo mejno deformacijo (enačba (3.1)). Na robovih makroelementa, ki so na strig togi, se formira upogibni mehanizem z osno in upogibno deformabilnostjo. Strižni mehanizem pa se formira na srednjem delu elementa, kjer je osna in upogibna togost neskončna.



Slika 44: Matematični model makroelementa (S.T.A. DATA, 2009)

Ko je vrednost mejnega pomika presežena, makroelement računsko ne nudi več strižne in upogibne odpornosti, zato ga program nadomesti s palico, ki prenaša le težnostne sile.



### 5.3 Podajanje vhodnih podatkov

#### (a) Globalni parametri modela

Ob zagonu programa 3Muri je potrebno izbrati, ali gre za novogradnjo ali za obstoječi objekt, saj se račun za obe različici nekoliko razlikuje. Podati je treba tudi vrednosti mejnih deformacij po enačbi (3.1) in parametre za zaključek pushover analize. Poleg že naštetega preverimo, ali privzete vrednosti koeficientov zaupanja in parametrov tal ustrezajo želenim vrednostim.

#### (b) Podajanje geometrijskih lastnosti

V program lahko uvozimo arhitekturne podloge v DXF formatu, ki služijo kot osnove pri podajanju konstrukcijskih elementov. Vsakemu konstrukcijskemu elementu nato definiramo vrsto, geometrijo, pozicijo odprtín, materialne lastnosti ipd.

#### (c) Podajanje materialnih karakteristik

V primeru, da gre za novogradnjo, materialne lastnosti zidovja določimo sami ali pa jih program določi iz mehanskih lastnosti uporabljene malte in zidakov. Če pa obravnavamo obstoječo konstrukcijo, v program vnesemo naslednje karakteristike: elastični modul  $E$ , strižni modul  $G$ , specifično težo  $w$ , tlačno trdnost zidovja  $f_m$  in strižno trdnost  $\tau$ . Vse karakteristike podamo ob upoštevanju faktorjev zaupanja, ki so odvisni od ravni poznavanja konstrukcije. Poleg ročnega vnosa, program omogoča tudi avtomatsko določitev materialnih lastnosti, ki jih določi iz izbranega opisa zidovja.

### 5.4 Analiza in rezultati

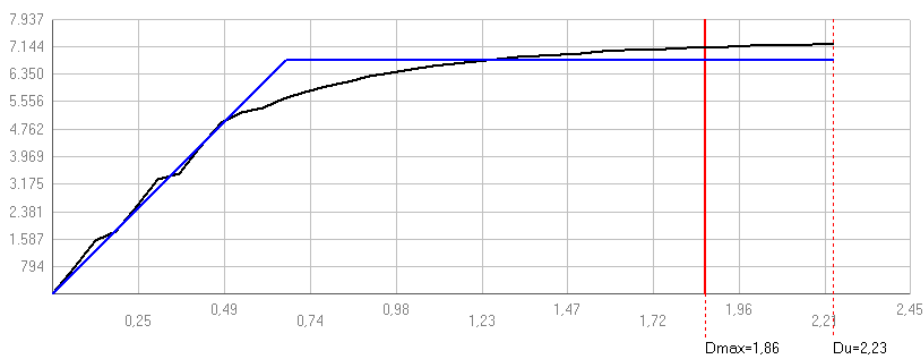
Po končanem vnosu vhodnih podatkov program ustvari matematični model makroelementov, t.j. ekvivalentni okvir, ki je narejen na podlagi geometrije konstrukcijskih elementov. Preden se izvrši račun, moramo v skladu z Evrokodom 8-1 podati obtežbo v obliki projektnega pospeška temeljnih tal, izbrati tip tal in faktor pomembnosti. Določiti moramo še kontrolno točko, v kateri se spremlja vodoravni pomik, ekscentričnost in razpored ter smer delovanja potresne obtežbe. Nato se za izbrane obtežne primere izvrši nelinearna statična analiza. Obtežni primeri obsegajo kombinacije smeri delovanja potresa, upoštevanja ali neupoštevanja 5 % slučajne ekscentričnosti in masne ali modalne razporeditve potresnih sil. V primeru variacije vseh omenjenih parametrov, lahko dobimo 24 različnih kombinacij.

Program sprva prikaže rezultate vseh izbranih analiz v pregledni tabeli, kjer analize, senčene z rdečo barvo, pomenijo nezadostno potresno odpornost, zelena barva pa pomeni, da konstrukcija pri takšni analizi izpolnjuje pogoje potresne odpornosti v smislu prenašanja projektnega pospeška temeljnih tal.

	No.	Insert in report	Earthquake	Uniform pattern of lateral load	Ecc. [cm]	Dmax ULS [cm]	Du ULS [cm]	q <sup>u</sup> ULS	Dmax DLS [cm]	Dd DLS [cm]	Alpha u	Alpha e
▶	9	<input type="checkbox"/>	+X	Masses	118	1,94	3,09	2,014	1,01	2,55	1,489	2,160
	10	<input type="checkbox"/>	+X	Masses	-118	2,09	2,59	2,256	1,12	2,16	1,209	1,749
	11	<input type="checkbox"/>	+X	First mode	118	2,41	2,89	2,648	1,34	2,18	1,133	1,550
	12	<input type="checkbox"/>	+X	First mode	-118	2,61	3,19	2,722	1,48	2,39	1,102	1,569
	13	<input type="checkbox"/>	-X	Masses	118	1,86	2,23	2,230	0,97	2,23	1,168	1,989
	14	<input type="checkbox"/>	-X	Masses	-118	2,13	2,06	2,273	1,14	2,06	0,968	1,649
	15	<input type="checkbox"/>	-X	First mode	118	2,29	3,03	2,623	1,26	1,93	1,144	1,454
	16	<input type="checkbox"/>	-X	First mode	-118	2,47	3,05	2,655	1,38	1,99	1,130	1,392
	21	<input type="checkbox"/>	-Y	Masses	170	2,10	2,36	2,236	1,14	1,69	1,115	1,402
	22	<input type="checkbox"/>	-Y	Masses	-170	2,17	1,72	2,900	1,20	0,92	0,809	0,793
	23	<input type="checkbox"/>	-Y	First mode	170	2,57	2,77	2,595	1,47	2,34	1,075	1,557
	24	<input type="checkbox"/>	-Y	First mode	-170	2,61	3,04	3,139	1,50	2,07	0,956	1,365

Slika 45: Zbir analiz z najpomembnejšimi rezultati v programu 3Muri

Nadalje lahko program prikaže podrobnejše rezultate za vsako analizo posebej. Rezultat posamezne nelinearne analize je pushover krivulja, na kateri je prikazana prečna sila ob vpetju v odvisnosti od pomika kontrolne točke. Program poda bilinearno krivuljo kapacitete, ki izraža potresno odpornost konstrukcije, izračuna mejni pomik (kapaciteta konstrukcije) kontrolne točke  $d_u$  za mejno stanje velikih poškodb ( $SD$ ), in  $d_d$  za mejno stanje omejitve poškodb ( $DL$ ). Program po določenih N2 metode določi še pomik  $d_{MAX}$  (zahteve potresa) za obe mejni stanji.



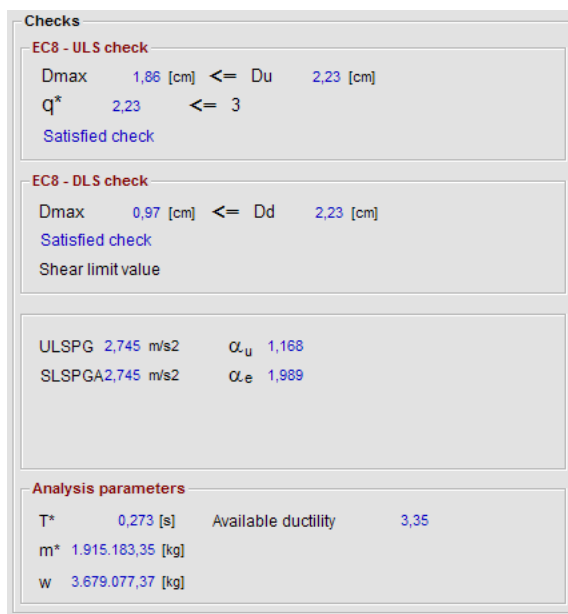
Slika 46: »Pushover« krivulja in krivulja kapacitete za posamezno analizo

Poleg zgornjega grafa program pri vsakem koraku analize prikaže tudi deformacijo objekta v tlorisu izbrane etaže in stopnjo poškodovanosti za vsak element posebej. Pregled stanja poškodovanosti je zelo enostaven in razumljiv, saj je vsak tip poškodb obarvan drugače.

Zidovje	
<span style="color: green;">■</span>	Nepoškodovano
<span style="color: yellow;">■</span>	Poškodbe zaradi striga
<span style="color: orange;">■</span>	Porušitev zaradi striga
<span style="color: pink;">■</span>	Poškodbe zaradi upogiba
<span style="color: red;">■</span>	Porušitev zaradi upogiba
<span style="color: purple;">■</span>	Tlačna porušitev
<span style="color: blue;">■</span>	Natezna porušitev
<span style="color: teal;">■</span>	Porušitev v elastičnem območju

Slika 47: Legenda stanja poškodovanosti elementa

Na naslednji sliki (*Slika 48*) so prikazani še podrobni rezultati za posamezno analizo in razlaga oznak, saj se te pojavljajo tudi kasneje pri dejanski analizi objekta.



*Slika 48: Detajlni prikaz rezultatov posamezne analize v programu 3Muri*

Opis oznak s slike 48:

$D_{max,ULS}$	ciljni pomik sistema MDOF oz. zahteva potresa pri mejnem stanju SD ( <i>MSN</i> ),
$D_u$	mejni pomik oz. kapaciteta konstrukcije pri mejnem stanju SD ( <i>MSN</i> ),
$q^*$	faktor obnašanja,
$D_{max,DLS}$	ciljni pomik sistema MDOF oz. zahteva potresa pri mejnem stanju DL ( <i>MSU</i> ),
$D_u$	mejni pomik oz. kapaciteta konstrukcije pri mejnem stanju DL ( <i>MSU</i> ),
<i>ULSPG</i>	pospešek temeljnih tal, ki povzroči porušitev pri mejnem stanju SD ( <i>MSN</i> ),
<i>SLSPGA</i>	pospešek temeljnih tal, ki povzroči porušitev pri mejnem stanju DL ( <i>MSU</i> ),
$\alpha_u$	stopnja poškodovanosti, ki izraža razmerje mejnega in zahtevanega projektnega pospeška za mejno stanje SD ( <i>MSN</i> ),
$\alpha_e$	stopnja poškodovanosti, ki izraža razmerje mejnega in zahtevanega projektnega pospeška za mejno stanje DL ( <i>MSU</i> ),
$T^*$	nihajni čas ekvivalentnega sistema SDOF,
$m^*$	masa ekvivalentnega sistema SDOF,
$w$	masa sistema MDOF,
$\mu_a = \frac{D_u}{D_e}$	razpoložljiva duktilnost, kjer je $D_e$ elastični pomik na prelomu idealiziranega bilinearnega diagrama sila-pomik.

## 5.5 Kontrola rezultatov

V diplomskem delu me je zanimala globalna potresna odpornost konstrukcije, zato v nadaljevanju navajam kontrole, ki to odpornost preverjajo.

### (a) Kontrola v programu 3Muri

Za ugotavljanje zadostne potresne odpornosti konstrukcije, program primerja mejni pomik kapacitete konstrukcije in maksimalni pomik, ki ga narekuje potresni vpliv. Če ima konstrukcija zadostno potresno odpornost mora veljati:

$$D_{max,ULS} \leq D_u \quad \text{za mejno stanje SD (MSN),} \quad (5.16)$$

$$D_{max,DLS} \leq D_d \quad \text{za mejno stanje DL (MSU).} \quad (5.17)$$

Določitev mejnih pomikov  $D_u$  in  $D_d$  je opisana v poglavju 3.4.1. Pri računu se preverja še vrednost faktorja obnašanja  $q$ , ki je pri različnih konstrukcijskih sistemih omejen v skladu z nacionalnim dodatkom k Evrokodu 8-1 (*SIST EN 1998-1: 2005/A101*), preglednica 9.1.

Če sta pogoja (5.16) in (5.17) izpolnjena, pomeni, da je konstrukcija sposobna prenesti podani projektni pospešek temeljnih tal pri izbranem mejnem stanju. Tako lahko zadostno potresno odpornost konstrukcije zapišemo tudi s pogojema:

$$a_{g,MSN} \leq ULSPG \quad \text{za mejno stanje SD (MSN),} \quad (5.18)$$

$$a_{g,MSU} \leq SLSPGA \quad \text{za mejno stanje DL (MSU),} \quad (5.19)$$

kjer je:

$a_{g,MSN}$  projektni pospešek temeljnih tal pri mejnem stanju SD (MSN),

$a_{g,MSU}$  projektni pospešek temeljnih tal pri mejnem stanju DL (MSU).

### (b) Kontrola s koeficientom potresne odpornosti $SRC_u$

Programsko orodje 3Muri za kontrolo potresne odpornosti konstrukcije sicer ne uporablja koeficienta potresne odpornosti  $SRC_u$  (angl. *ultimate seismic resistance coefficient*), a ker je trenutna praksa preverjanja odpornosti zidanih stavb v Sloveniji prilagojena predvsem računu s tem koeficientom, v nadaljevanju podajam tudi ta način kontrole. Za kontrolo potresne odpornosti konstrukcije se koeficient  $SRC_u$  primerja z mejnim strižnim koeficientom  $BSC_d$  (angl. *design base shear coefficient*).

$BSC_d$  izraža razmerje med projektno potresno silo in težo stavbe,  $SRC_u$  pa določimo iz razmerja med potresno odpornostjo in težo stavbe. Koeficient  $BSC_d$  se izračuna z enačbo:

$$BSC_d = \frac{F_b}{W} = \frac{2,5 a_g S \eta}{q}, \quad (5.20)$$

kjer je:

- $F_b$  projektna potresna sila,
- $W$  teža stavbe,
- $a_g$  projektni pospešek temeljnih tal,
- $S$  parameter odvisen od tipa tal,
- $\eta$  korekcija zaradi viskoznega dušenja,
- $q$  faktor obnašanja.

Koeficient  $SRC_u$  pa je določen z izrazom:

$$SRC_u = \frac{V_u}{W}, \quad (5.21)$$

kjer je:

- $V_u$  potresna odpornost stavbe.

Konstrukcija ustreza zahtevam glede potresne odpornosti, če je izpolnjen pogoj:

$$SRC_u \geq BSC_d. \quad (5.22)$$

Poleg pogoja (5.22) mora biti izpolnjena tudi kontrola globalne duktilnosti konstrukcije, ki zahteva, da je duktilnost idealizirane ovojnice večja od ovojnice, ki je bila upoštevana pri računu s faktorjem obnašanja  $q$ :

$$\frac{d_u}{d_e} = \mu_{du} \geq \frac{q^2 + 1}{2}. \quad (5.23)$$

## 6 PRIMERJALNA SEIZMIČNA ANALIZA GRADU GOLNIK

To poglavje obsega računalniško analizo potresne odpornosti gradu Golnik s programskim orodjem 3Muri. Sprva so opisani namen in cilji primerjalne analize, nato uporabljeni materiali in njihove lastnosti, obtežbe, modeliranje konstrukcije ter na koncu analiza posameznih primerov in prikaz ter primerjava rezultatov.

Geometrija in zasnova konstrukcije je natančno opisana v poglavju 2, kljub temu pa so v nadaljevanju prikazane in opisane še nekatere podrobnejše informacije.

### 6.1 Namen in cilji analize

Izhodišče potresne analize predstavlja začetni osnovni model gradu, kateri je modeliran na podlagi arhitekturnih načrtov adaptacije in dejanskega ogleda objekta. Modeliranih je še več primerov, pri katerih smo pri vsakem od njih uporabili različne ukrepe utrditve in ukrepe, ki bi izboljšali obnašanje konstrukcije.

Namen analize je obravnavanemu objektu z rezultati različnih modelov, njihovo analizo in s sistematično vodenim utrjevanjem zagotoviti zadostno računsko potresno odpornost in ugodno obnašanje med delovanjem potresa. Poleg tega je cilj primerjati doprinos različnih ojačitvenih ukrepov k obnašanju konstrukcije in primerjava ter smotrnost računa protipotresne odpornosti s koeficientom  $SRC_{ii}$ .

### 6.2 Materiali

Pri obstoječih zidanih stavbah se vedno pojavi težava pri določevanju dejanskih mehanskih lastnosti vgrajenih materialov. Za določanje točnih vrednosti bi bilo potrebno zidovje odpirati in preizkusiti z raznimi in-situ ali laboratorijskimi preiskavami. V našem primeru ni bila uporabljena nobena preiskava, ampak samo fizični pregled objekta, na podlagi katerega smo določili, kakšne materialne lastnosti zidovja bomo uporabili pri modeliranju konstrukcije.

Uporabljene materialne lastnosti zidovja smo privzeli iz italijanskega standarda NTC (*NTC, 2008*). Te vrednosti so bile dobljene s številnimi preiskavami za različne tipe zidovja. V spodnji preglednici so prikazane le vrednosti za tip zidovja, ki ustreza zidovini na objektu.

*Preglednica 1: Materialne karakteristike zidovja iz standarda NTC (NTC, 2008)*

<i>Tip zidovja</i>	$f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$f_{tm}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_0$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$E$ [MPa]	$G$ [MPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]
Neklesano kamnito zidovje iz večih slojev omejenih debelin in s polnjenim jedrom	200-300	5,3-7,7	3,5-5,1	1020-1440	340-480	20

V sami analizi objekta so uporabljene tri različne materialne karakteristike za isti tip zidovja, saj smo s tem poizkušali še bolj natančno modelirati samo konstrukcijo. Kvaliteta zidovja ni enotna, saj je graščina doživela dve veliki dozidavi, kakor je opisano v poglavju 2. Zaradi tega smo se tudi odločili uporabiti različne materialne karakteristike istega tipa zidovja na različnih delih objekta.



*Slika 49: Razpored različnih materialnih karakteristik po tlorisu objekta*

*Preglednica 2: Izbrane materialne karakteristike zidovja objekta*

<i>Zidovje</i>	$f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$f_{tm}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_0$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$E$ [MPa]	$G$ [MPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]
Kamnito zidovje - osnovno (rdeča)	200	6,0	4,0	1200	360	20
Kamnito zidovje - stolpa (modra)	280	7,7	5,1	1400	450	20
Kamnito zidovje - ostalo (zelena)	240	7,1	4,7	1300	400	20

Pri čemer je  $f_m$  povprečna tlačna trdost,  $f_{tm}$  povprečna natezna trdost,  $\tau_0$  povprečna strižna trdost,  $E$  povprečni modul elastičnosti,  $G$  povprečni strižni modul in  $\gamma$  povprečna specifična teža zidu.

Opomnimo naj, da je pri analizi potrebno vrednosti iz *Preglednice 2* deliti s faktorjem zaupanja, ki je v našem primeru enak  $CF=1,35$ . Tako dobimo projektne vrednosti parametrov, ki so v skladu z Evrokodom 8-3.

## 6.3 Obtežba

### 6.3.1 Lastna in stalna obtežba

Pri računu stalnega vpliva elementov konstrukcije so upoštevane specifične teže materialov v skladu s standardom Evrokod 1-1 (*SIST EN 1991-1-1: 2004*).

#### (a) Nosilne in predelne stene

- Kamnite nosilne stene:  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- Opečnate predelne stene:  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

#### (b) Stropne konstrukcije

Sestava stropov po objektu je zelo različna. Točen račun obtežbe za posamezne stropove brez odpiranja le teh ni bil mogoč, zato so spodaj podane le končne izračunane vrednosti stalne obtežbe ob predpostavljani in po pregledu ocenjeni sestavi stropov.

- Leseni stropovi brez polnila:  $g = 1,5 \text{ kN/m}^2$
- Leseni stropovi s peščenim polnilom:  $g = 3,5 \text{ kN/m}^2$
- Armiranobetonska plošča:  $g = 4,5 \text{ kN/m}^2$
- Obokani stropovi:  $g = 10,7 \text{ kN/m}^2$

Leseni stropovi brez nasutja so prisotni predvsem v obeh kasneje dograjenih stolpih, medtem ko so ostali leseni stropovi polnjeni z lahkim peščenim polnilom. Strop nad pritličjem najstarejšega dela je obokan, armiranobetonska plošča debeline 16 cm pa sestavlja strop nad drugim nadstropjem.

#### (c) Obtežba strehe

Obtežbo strehe sem v model podal kot linijsko obtežbo po vrhu vseh naležnih sten. Pod to obtežbo spada vpliv kolenčnega zidu in sam vpliv ostrešja. Opečnati kolenčni zid je višine 0,8 m in debeline 0,5 m. Vpliv ostrešja sem zajel tako, da sem lastno projicirano obtežbo strehe, ki znaša  $g_p = 1,5 \text{ kN/m}^2$ , množil s tlorisno površino strehe in nato delil z dolžino naležnih sten.

- $g = g_s + g_k = 6 \text{ kN/m} + 6 \text{ kN/m} = 12 \text{ kN/m}$

Kjer je  $g_s$  linijska obtežba ostrešja in  $g_k$  linijska obtežba kolenčnega zidu.

### 6.3.2 Spremenljiva obtežba

#### (a) Obtežba snega

Vpliv snega se pri potresnem projektne stanju ne upošteva.



### (b) Obtežba vetra

Vpliv vetra v našem primeru ni merodajen, saj gre za masiven objekt relativno nizke višine, pri katerem je merodajna potresna obtežba, pri potresnem projektnejem stanju pa se vpliv vetra ne upošteva.

### (c) Koristna obtežba

Koristne obtežbe so določene v skladu z Evrokodom 1-1 (*SIST EN 1991-1-1: 2004*) in so odvisne od namembnosti prostorov. Namembnost prostorov gradu Golnik smo določili iz predloženih načrtov adaptacije, kjer je podan opis vsakega prostora (*Slike 16-18*).

V *Preglednici 3* je poleg vrednosti koristnih obtežb podan tudi kombinacijski faktor  $\psi_2$  za vsako kategorijo posebej.

*Preglednica 3: Kategorije koristnih obtežb, vrednosti in kombinacijski faktor*

<i>Kategorija</i>	<i>Opis</i>	<i>Obtežba [kN/m<sup>2</sup>]</i>	<i><math>\psi_2</math></i>
A	Bivalni prostori	2,0	0,3
B	Pisarne	3,0	0,3
C	Površine, kjer se zbirajo ljudje	4,0	0,6
E	Skladišča	7,5	0,8

### 6.3.3 Potresna obtežba

Za izbrano stavbo so bili na podlagi lokacije objekta upoštevani sledeči parametri, ki opisujejo vpliv potresa v skladu z Evrokodom 8-1 (*SIST EN 1998-1: 2004*).

#### (a) Tip tal

Ker se stavba nahaja na samem vznožju gorske pregrade, smo predpostavili *tip tal A* – skala ali druga skali podobna formulacija, na kateri je največ 5 m slabšega površinskega materiala. Vrednosti parametrov za elastičen spekter odziva tipa 1 pri izbranem tipu tal po nacionalnem dodatku (*SIST EN 1998-1:2005/A101*) so:

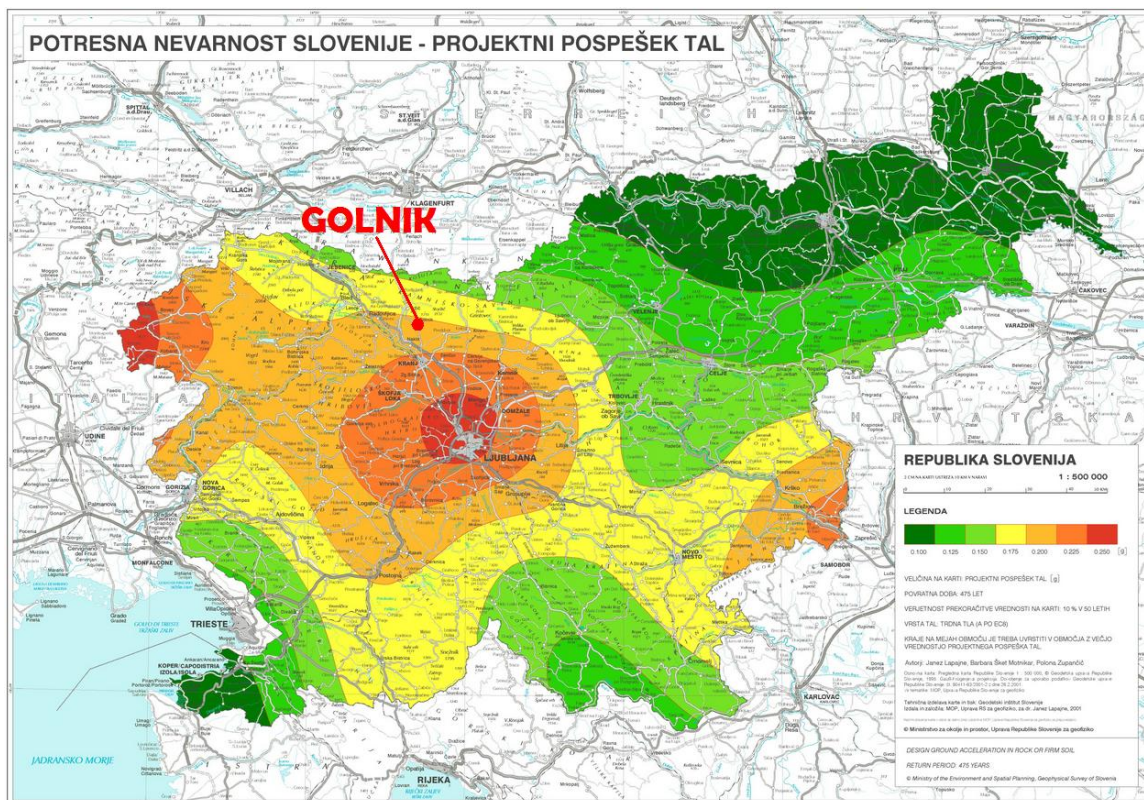
$$S = 1,0 \quad T_B = 0,1 \text{ s} \quad T_C = 0,4 \text{ s} \quad T_D = 2,0 \text{ s}$$

#### (b) Kategorija pomembnosti

Obravnavana stavba spada med objekte, katerih potresna odpornost je pomembna glede na posledice porušitve, saj se v njej lahko zbirajo ljudje, izvajajo šolske dejavnosti ipd. Glede na zgornji opis objekt spada v III. kategorijo pomembnosti s faktorjem pomembnosti  $\gamma = 1,2$ .

**(c) Referenčna vrednost pospeška tal**

Objekt leži na severnem delu Slovenije v kraju Golnik. Iz karte potresne nevarnosti odčitamo referenčno vrednost pospeška tal za 475-letno povratno dobo, ki znaša  $a_{gR} = 0,20 g$ .



Slika 50: Karta potresne nevarnosti (ARSO, 2012)

**(d) Projektni pospešek tal za MSN (mejno stanje nosilnosti)**

Projektni pospešek tal za stanje MSN se po Evrokodu 8-1 izračuna z izrazom:

$$a_g = a_{gR} \gamma_I \quad (6.1)$$

$$a_g = 0,20 g * 1,2 = 0,24 g$$

**(e) Projektni pospešek tal za MSU (mejno stanje uporabnosti)**

Projektni pospešek tal za stanje MSU se po Evrokodu 8-1 izračuna po enačbi:

$$a_{Dg} = a_{gR} \gamma_I \gamma_D, \quad (6.2)$$

kjer  $\gamma_D$  predstavlja korekcijski faktor za stanje MSU in se izračuna po enačbi:

$$\gamma_D = \left( \frac{T_{LR}}{T_L} \right)^{-1/k}, \quad (6.3)$$

kjer je:

$T_{LR} = 50$  let                      obdobje verjetnosti prekoračitve referenčnega potresa s povratno dobo  $T_{NCR}$ ,  
 $T_L = 10$  let                        časovno obdobje v odvisnosti od faktorja pomembnosti,  
 $k = 3$ .

Tako dobimo vrednost  $\gamma_D$ , ki je:

$$\gamma_D = \left(\frac{50}{10}\right)^{-1/3} = 0,585$$

Projektni pospešek tal za mejno staje uporabnosti tako znaša:

$$a_{Dg} = 0,20 \text{ g} * 1,2 * 0,585 = 0,14 \text{ g}.$$

#### (f) Elastičen spekter odziva

Potresno obtežbo v programsko orodje podamo v obliki elastičnega spektra odziva, ki je po Evrokodu 8-1 definiran z naslednjimi enačbami:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g S \left[ 1 + \frac{T}{T_B} (2,5\eta - 1) \right], \quad (6.4)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = 2,5 a_g S \eta, \quad (6.5)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = 2,5 a_g S \eta \left( \frac{T_C}{T} \right), \quad (6.6)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = 2,5 a_g S \eta \left( \frac{T_C T_D}{T} \right), \quad (6.7)$$

kjer je:

$T$             nihajni čas sistema z eno prostostno stopnjo,  
 $a_g$         projektni pospešek tal, za mejno stanje MSN ali MSU,  
 $\eta$         faktor vpliva dušenja ( $\eta = 1$  pri 5 % viskozem dušenju).

#### 6.4 Kombinacija vplivov pri potresnem projektne stanju in račun mas

Pri sami analizi so bili projektne vplivi določeni v skladu s členom 6.4.3.4 iz Evrokoda 0 (*SIST EN 1990: 2004*):

$$\sum G_{k,j} + E + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}. \quad (6.8)$$

Mase, s katerimi se računa potresna odpornost objekta, pa se določijo po Evrokodu 8-1, člen 3.2.4:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} Q_{k,i}, \quad (6.9)$$

$$\psi_{E,i} = \varphi \psi_{2,i}, \quad (6.10)$$

kjer je:

$\psi_{E,i}$  kombinacijski koeficient za spremenljivi vpliv  $i$ .

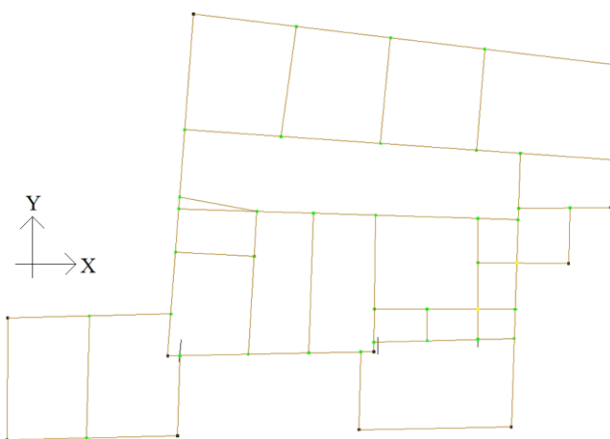
Koeficient  $\phi$  ima vrednost 0,5 za vse etaže razen za vrhajo, kjer je vrednost enaka 1.

## 6.5 Analiza osnovnega – izhodiščnega modela

V tem poglavju je opisana sama zasnova osnovnega računskega modela, ki služi kot izhodišče za kasnejšo primerjalno analizo. Opisano je samo modeliranje konstrukcije v programu 3Muri, potek analize ter prikaz in razlaga rezultatov.

### 6.5.1 Modeliranje konstrukcije

Prvi korak postavitve računskega modela predstavlja uvoz arhitekturnih podlog v .dxf formatu za vsako etažo posebej, na podlagi katerih se definira postavitve sten. Določimo še število etaž in njihovo višino.

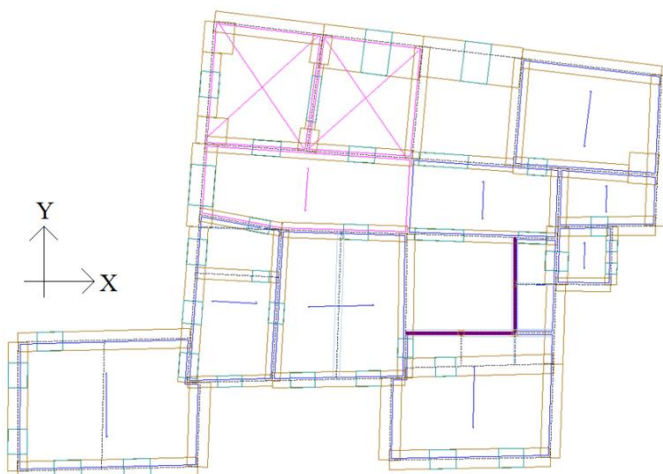


Slika 51: Postavitve sten računskega modela, ki izhaja iz arhitekturnih podlog

Nato se vsaki steni definira materialne lastnosti (glej poglavje 6.2), debelino ter položaj in velikost odprtin. Prav tako kot stenam, določimo lastnosti tudi nosilec, stebrom in drugim nosilnim elementom. Naj omenim, da smo pri potresni računski analizi povsod upoštevali razpokanost prereza, kakor je tudi zahtevano v točki C.3.1(1) dodatka C k Evrokodu 8-3.

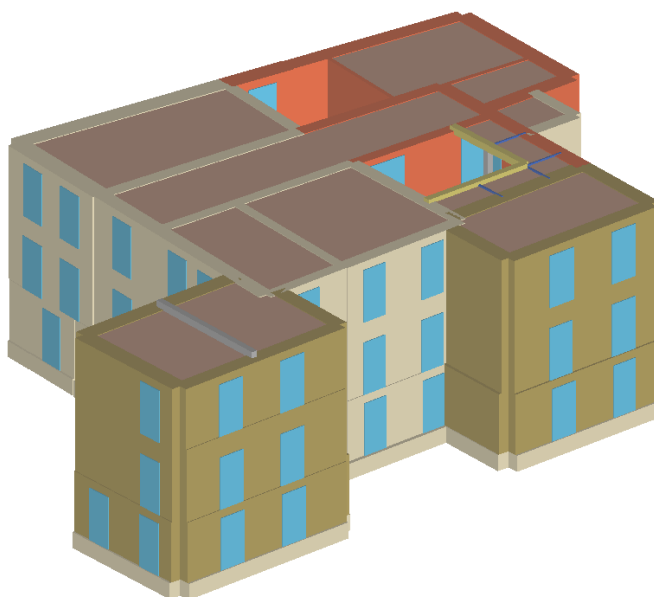
Stropne konstrukcije so modelirane v skladu z arhitekturnimi podlogami in stanjem, ki smo si ga ogledali na samem objektu. AB plošča nad drugim nadstropjem je modelirana kot toga križem armirana plošča, kar ustreza predpostavki, da se plošča obnaša kot toga diafragma. Obokano pritličje smo modelirali tako, da smo izbrani vrsti oboka, ki ga ponuja sam program, definirali geometrijske lastnosti (višina, debelina nosilnega dela, specifična teža polnila in razpon) ter določili smer, v kateri

se obok nosi. Lesene stropne smo modelirali kot podajne, saj ti ne povezujejo nalezni zidov tega, poleg tega pa je raznos obtežbe navadno le enosmeren. Program 3Muri sam ponudi vrsto podajnega stropa. Izbrali smo strop, sestavljen iz lesenih stropnikov dimenzij  $b/h=26/22$  cm na medsebojni razdalji 80 cm, z medsebojno pravokotno nabitimi deskami v dveh slojih. Program na podlagi teh vnesenih podatkov izračuna nadomestno togost elastične membrane za vsako smer posebej. Na koncu se še izbere smer, v kateri strop nosi.



Slika 52: Model z definiranimi zidovi, stropovi in obtežbo

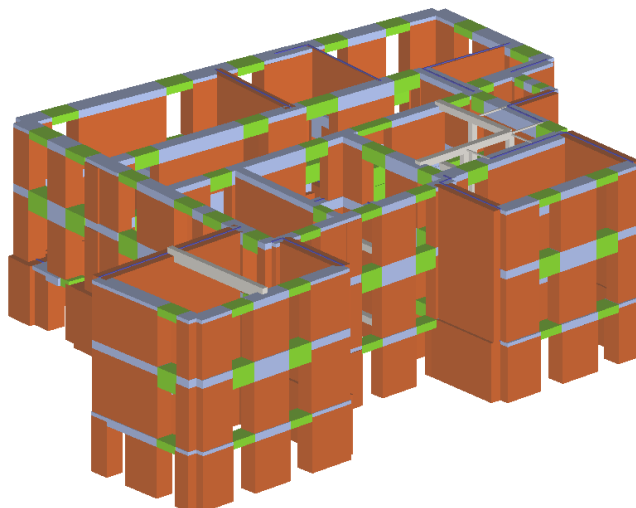
Obtežbe stropov, tako lastno, kot tudi koristno, se poda pri sami definiciji stropne konstrukcije. Lastno težo zidov program sam preračuna, obtežbo strehe pa smo podali z linijskimi obtežbami. Vse obtežbe odgovarjajo vrednostim, ki so podane v poglavju 6.3.



Slika 53: 3D prikaz izhodiščnega modela

### 6.5.2 Računska analiza

Ko končamo z vnosom vhodnih podatkov, program pred samim izračunom ustvari matematični računski model konstrukcije po metodi FME (glej poglavje 5.2). V ta namen 3Muri generira ekvivalentne okvirje, ki so prikazani na spodnji sliki.



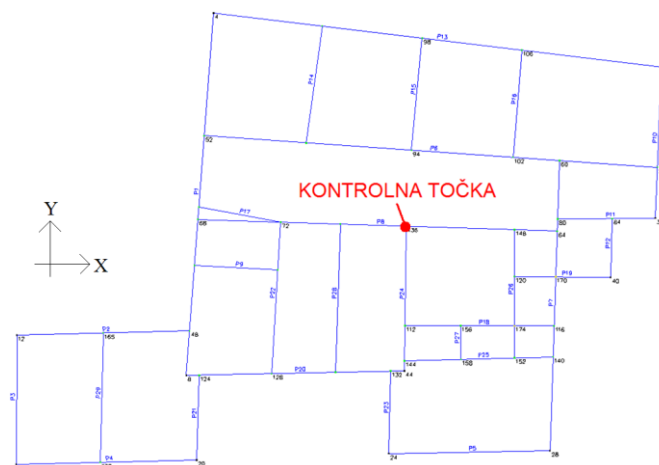
Slika 54: 3D model z ekvivalentnimi okvirji

Program, kot že rečeno omogoča izračun 24 različnih nelinearnih analiz, vendar smo v našem primeru iz vrednotili samo nekatere. V vseh primerih smo upoštevali vpliv 5 % slučajne ekscentričnosti mase za obe smeri, tako kot to zahteva tudi člen 4.3.2(1)P Evrokoda 8-1. Druga zahteva, ki jo navaja Evrokod 8-3 je, da mora biti nelinearna statična analiza opravljena za dva različna tipa razporeditve horizontalnih sil. Zato smo upoštevali tako masno, kot tudi modalno razporeditev. Pri masni razporeditvi se v konstrukciji navadno pojavi šibka etaža, ki je vzrok porušitve, medtem ko je pri razporeditvi sil v skladu s prvo nihajno obliko objekta običajno merodajen globalni mehanizem porušitve.

Upoštevane so bile vse štiri smeri delovanja potresnega vpliva ( $\pm X$  in  $\pm Y$ ), vendar je potrebno opomniti, da je bil model za smer analize  $+Y$  nekoliko korigiran. Ker je severna stran pritličja vkopana, smo to modelirali tako, da smo vsem vozliščem na vrhu pritličja severne stene preprečili pomik v smeri  $+Y$ , ki odgovarja premiku vozlišč proti bregu. Predpostavka togega vpetja sicer ne drži, vendar račun z nadomestnimi togostmi, ki bi natančneje zajele vpliv tal, v 3Muriju ni možen. Takšen model je bil analiziran za smer  $+Y$ , model s sproščenimi vozlišči pa za ostale tri smeri potresa ( $\pm X$  in smer  $-Y$ ).

Za kontrolno točko, v kateri program izrisuje pushover krivuljo, smo izbrali vozlišče 136, ki se nahaja na vrhu konstrukcije in približno v geometrijskem središču modela, ki je dober približek središču mase. Tudi če izberemo drugo kontrolno točko, do velikih odstopanj ne pride, saj zgornjo etažo modela tvori toga diafragma, ki pomike etaže poenoti.





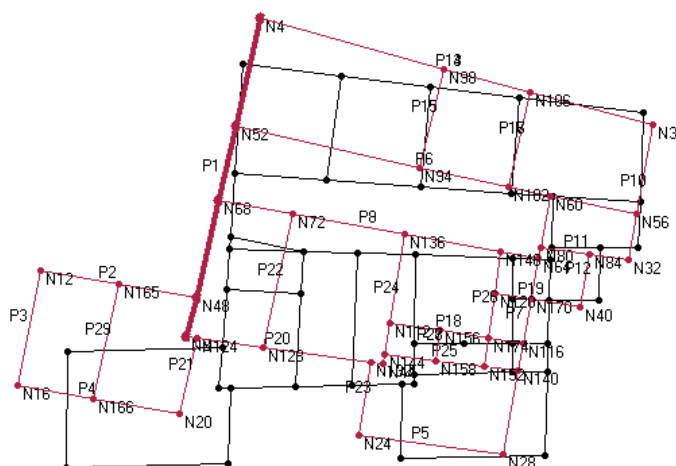
Slika 55: Pozicija kontrolne točke in številke sten

Po definiranju vseh vhodnih podatkov in izbiri parametrov analize program za vsak izbrani primer izvede nelinearno statično analizo v skladu z N2 metodo (glej poglavje 5.1).

### 6.5.3 Rezultati analize

#### 6.5.3.1 Rezultati modalne analize

Sprva je bila narejena modalna analiza, pri kateri program izračuna nihajne čase konstrukcije in prikaže nihajne oblike objekta. Na naslednji sliki (Slika 56) je prikazana prva nihajna oblika osnovnega – izhodiščnega modela.



Slika 56: Prva nihajna oblika izhodiščnega modela

#### Komentar

Slika 56 razkriva, da je prva, prevladujoča nihajna oblika torzijska. Torzijska podajnost konstrukcije izredno neugodno vpliva na razpored potresnih sil po objektu, saj mnogo bolj obremenjuje levi, zahodni del konstrukcije, kateremu so vsiljeni večji premiki. Vzrok torzijske podajnosti konstrukcije tiči v slabi geometrijski zasnovi objekta, saj je bil ta skozi zgodovino precej predelan. Stene niso

enakomerno razporejene v obeh smereh, nekatere pa tudi po višini objekta niso zvezne. Poleg tega pa se center togosti konstrukcije ne prekriva s centrom mas, saj so mase dokaj neenakomerno razporejene zaradi težkih obokov, ki so locirani samo v SZ delu objekta. Na podlagi rezultatov modalne analize je moč sklepati, da bodo pri potresni analizi najprej odpovedale stene, ki se nahajajo na zahodnem delu konstrukcije.

### 6.5.3.2 Tabelarični rezultati nelinearne analize

Na spodnji preglednici (*Preglednica 4*) so prikazani rezultati šestnajstih nelinearnih statičnih analiz za osnovni izhodiščni model konstrukcije. Upoštevani so bili vsi primeri, ki jih zahtevata Evrokod 8-1 in Evrokod 8-3. Vsi ti primeri so tudi podrobneje opisani v prejšnjem poglavju (poglavje 6.5.2). V preglednici zaradi same preglednosti in prenasičenosti niso prikazani vsi rezultati analize, ampak samo pomembnejše vrednosti, ki so tudi primerne za kasnejšo primerjavo.

*Preglednica 4: Rezultati nelinearnih analiz osnovnega – izhodiščnega modela*

No.	Smer	Ecc. [cm]	Razp. sil	$D_{max}$ [cm]	$D_u$ [cm]	ULSPG [g]	$\alpha_u$ -	$q$ -	$\mu_{av}$ -	$H_{id}$ [kN]	$K_e$ [kN/cm]	SRC -
9	+X	118	masna	1,94	3,09	0,357	1,49	2,01	3,85	7470	9310	0,203
10	+X	-118	masna	2,09	2,59	0,290	1,21	2,26	3,33	6670	8570	0,181
11	+X	118	modalna	2,41	2,89	0,271	1,13	2,65	3,63	5660	7110	0,154
12	+X	-118	modalna	2,61	3,19	0,264	1,10	2,72	3,66	5540	6350	0,150
13	-X	118	masna	1,86	2,23	0,280	1,17	2,23	3,35	6750	10150	0,184
14	-X	-118	masna	2,13	2,06	0,232	0,97	2,27	2,60	6610	8370	0,180
15	-X	118	modalna	2,29	3,03	0,274	1,14	2,62	4,05	5740	7670	0,156
16	-X	-118	modalna	2,47	3,05	0,271	1,13	2,66	3,70	5650	6860	0,154
17	+Y	170	masna	1,63	1,99	0,284	1,18	2,00	3,00	6180	9310	0,168
18	+Y	-170	masna	1,66	2,01	0,283	1,18	2,25	3,40	5500	9310	0,150
19	+Y	170	modalna	2,01	2,34	0,255	1,06	2,82	3,89	4380	7290	0,119
20	+Y	-170	modalna	2,02	2,3	0,245	1,02	2,93	3,95	4220	7240	0,115
21	-Y	170	masna	2,1	2,36	0,267	1,11	2,24	2,90	6580	8080	0,179
22	-Y	-170	masna	2,17	1,72	0,194	0,81	2,90	2,70	5080	7980	0,138
23	-Y	170	modalna	2,57	2,77	0,258	1,07	2,60	2,98	5650	6080	0,154
24	-Y	-170	modalna	2,61	3,04	0,229	0,95	3,14	3,91	4700	6050	0,128

Z zeleno barvo sta senčeni najbolj kritični analizi pri modalni razporeditvi potresnih sil za vsako od obeh smeri, z oranžno pa kritični analizi pri masni razporeditvi potresnih sil za smer X in smer Y. Najbolj kritične analize mislimo v smislu maksimalnega pospeška temeljnih tal, ki ga konstrukcija še lahko prenese – *ULSPG*.

Pomen novih oznak uporabljenih v *Preglednici 4*:

*No.* zaporedna številka analize iz programa 3Muri,

*Smer* smer delovanja potresnega vpliva,

*Ecc.* ekscentričnost mase pravokotno na smer delovanja potresa,



$\mu_a = \frac{D_u}{D_e}$  razpoložljiva duktilnost, kjer je  $D_e$  pomik na meji elastičnosti idealiziranega diagrama,  
 $H_{id}$  maksimalna nosilnost idealiziranega bilinearnega grafa sila-pomik,  
 $K_e = \frac{H_{id}}{D_e}$  efektivna togost konstrukcije, elastičnega dela idealiziranega bilinearnega diagrama  
sila-pomik.

Pri direktni kontroli mejnih stanj se vrednost pospeška temeljnih tal, ki povzroči porušitev pri mejnem stanju nosilnosti – *ULSPG*, primerja s projektnim pospeškom temeljnih tal za mejno stanje nosilnosti, ki znaša  $a_{g,MSN}=0,24$  g. Koeficient stopnje poškodovanosti  $\alpha_u = ULSPG/a_{g,MSN}$ , ki obe vrednosti povezuje, pa nam direktno pove, ali je konstrukcija sposobna prenesti projektni potresni vpliv. Če je  $\alpha_u$  manjša od 1, je potresna varnost nezadostna.

Kot je že zapisano v poglavju 5.5 (enačba (5.22)), pa se pri kontroli odpornosti konstrukcije s koeficientom potresne odpornosti  $SRC_u$  to vrednost primerja z mejnim strižnim koeficientom  $BSC_d$ , zato spodaj navajam še izračunano vrednost tega parametra, ki je za vse primere enak:

$$BSC_d = \frac{2,5 a_g S \eta}{q} = \frac{2,5 * 0,24 * 1 * 1}{1,5} = 0,40. \quad (6.11)$$

### Komentar

Sam osnovni – izhodiščni model konstrukcije se pri prenašanju potresnega vpliva v smislu pospeškov tal (*ULSPG*) presenetljivo dobro obnaša, saj so neustrezne le tri analize (Analiza 14, 22, 24), pa še te so na meji zagotavljanja nezadostne varnosti. Takšno presenetljivo varnost verjetno zagotavlja množičnost in debelina masivnih sten, zaradi katerih ima objekt veliko nosilnost.

Preračunane vrednosti koeficienta  $SRC_u$ , s katerim primerjalno določamo odpornost, so odločno nižje od zahtevane vrednosti  $BSC_d=0,4$  pri vseh analizah. Razlogi za nizko oceno koeficienta  $SRC_u$  s programom 3Muri so bili razloženi v diplomskem delu Patricije Cotič (*Cotič, 2012*) in so predvsem v tem, da program pri preverjanju mejnih stanj upošteva vpliv globalnega mehanizma porušitve in zanemara vpliv upogibne nosilnosti zidu izven svoje ravnine. Zaradi tega so vrednosti same togosti in nosilnosti konstrukcije manjše, posledično pa je tudi vrednost *SRC-ja* nižja.

Bolj smiselna uporaba tega načina preverjanja varnosti bi bila tedaj, če bi vrednost mejnega strižnega koeficienta *BSC* lahko določili z vrednostjo redukcijskega faktorja  $q_u$ , izračunanega iz dejanskega odziva konstrukcije (enačba (5.9) ali (5.10)), ne pa da se koeficient *BSC* določi kar z referenčno vrednostjo  $q=1,5$ , ki jo Evrokod 8-1 navaja za nearmirano zidovje.

Primerjalno je podan še izračun mejnega strižnega koeficienta  $BSC^*$  v skladu z idejo, predstavljeno v prejšnjem odstavku. Za primerjavo je  $BSC^*$  izračunan kar s povprečnim faktorjem obnašanja iz *Preglednice 4*, ki znaša  $q^*=2,5$ , seveda pa bi bilo potrebno  $BSC^*$  določiti posebej za vsako posamezno analizo z dejanskim dobljenim  $q^*$ .

$$BSC^* = \frac{a_g S \eta \beta_0}{q^*} = \frac{0,24 * 1 * 1 * 2,5}{2,5} = 0,24 \quad (6.12)$$

Opazimo, da se je kontrolna vrednost potresne odpornosti skoraj prepolovila. Kontrolni varnosti kljub vsemu pri nobeni od analiz ni zadoščeno, a so vrednosti  $SRC$  dosti bližje koeficientu  $BSC^*$  kot pa  $BSC$  in bi ga z dodatnim utrjevanjem konstrukcije in drugimi ukrepi morda lahko presegle.

Če iz *Preglednice 4* primerjamo vrednosti  $SRC$  in  $H_{id}$ , ki sta sorodni količini in izražata nosilnost konstrukcije, opazimo, da je nosilnost objekta v X smeri za skoraj 20 % večja kot nosilnost v Y smeri. To lahko pripišemo dejstvu, da je skupna dolžina sten v X smeri večja in da je samo obnašanje konstrukcije v tej smeri torzijsko manj občutljivo. Da je nosilnost objekta večja v X smeri se odraža tudi pri primerjavi maksimalnega pospeška temeljnih tal, ki ga konstrukcija še lahko prenese – *ULSPG*, saj lahko objekt v povprečju prenese za 12 % manjše pospeške tal v smeri Y.

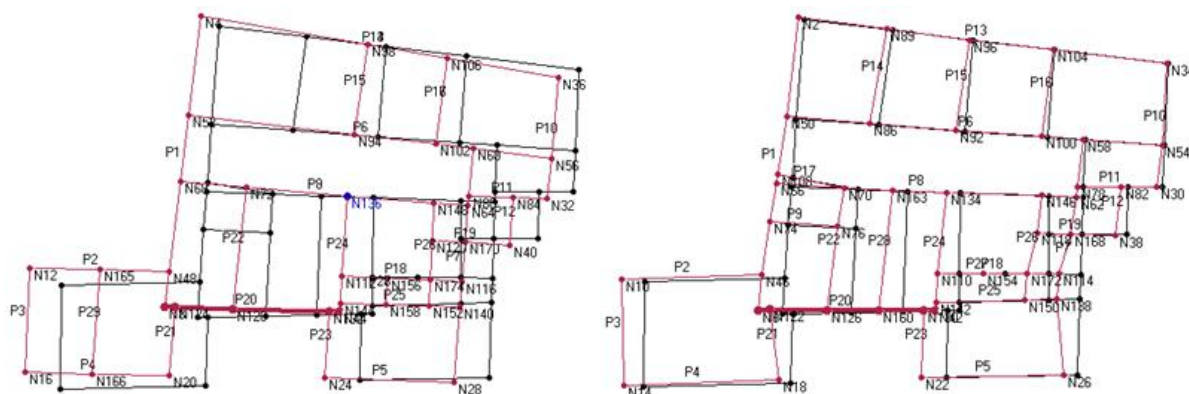
Zanimiva opazka, ki izhaja iz primerjave togosti  $K_e$  posameznih analiz iz *Preglednice 4*, je, da je pri analizah z masno razporeditvijo potresne obtežbe efektivna togost konstrukcije v povprečju kar za 30 % večja kot togost pri analizah z modalno razporeditvijo. Pri masni razporeditvi potresne obtežbe je namreč upoštevan etažni mehanizem porušitve, pri kateremu se konstrukcija obnaša dosti bolj togo. Ravno zaradi tega se z modalno razporeditvijo sil dobijo tudi nižje vrednosti protipotresne odpornosti  $SRC$ , ki so v povprečju za 20 % manjše kot pri masni razporeditvi. Bolj togo obnašanje etažnega porušnega mehanizma pa se odraža tudi pri primerjavi razpoložljive duktilnosti konstrukcije  $\mu_{av}$  in mejnega pomika  $D_u$ . Pri analizah z modalno razporeditvijo sil je razpoložljiva duktilnost v povprečju za 18 % višja, mejni pomik  $D_u$  pa za 25 % večji. Globalni porušni mehanizem, ki je za takšno razporeditev značilen, namreč omogoča, da večji del stene sodeluje pri prenašanju horizontalnih vplivov tudi v neelastičnem področju in se tako lahko bolj deformira.

### 6.5.3.3 Grafični rezultati nelinearne analize

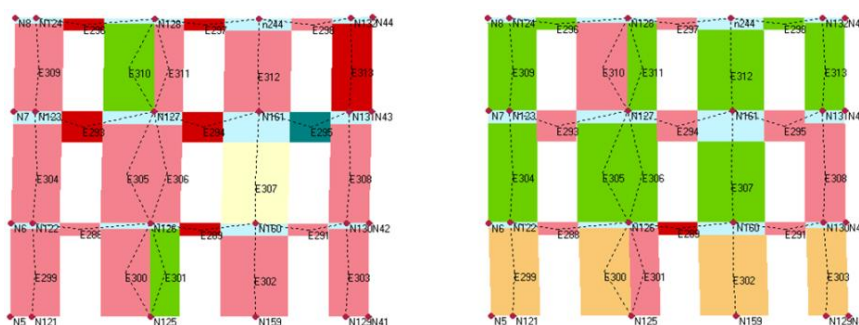
Iz *Preglednice 4* smo podrobneje obravnavali le štiri najbolj kritične analize v smislu maksimalnega pospeška temeljnih tal, ki ga konstrukcija še lahko prenese – *ULSPG*. Tako smo se odločili, ker je to edina verodostojna kontrola, s katero program 3Muri dejansko preverja globalno potresno odpornost konstrukcije. Izračun koeficienta  $SRC$  je le informativnega značaja in služi kot dodatna primerjava. Zaradi lažje in učinkovitejše primerjave analiz in samega odziva konstrukcije so spodaj prikazane

slike deformiranih leg konstrukcije v tlorisu in poškodovanosti sten le za štiri najbolj kritične analize in ločeno za smer X in smer Y.

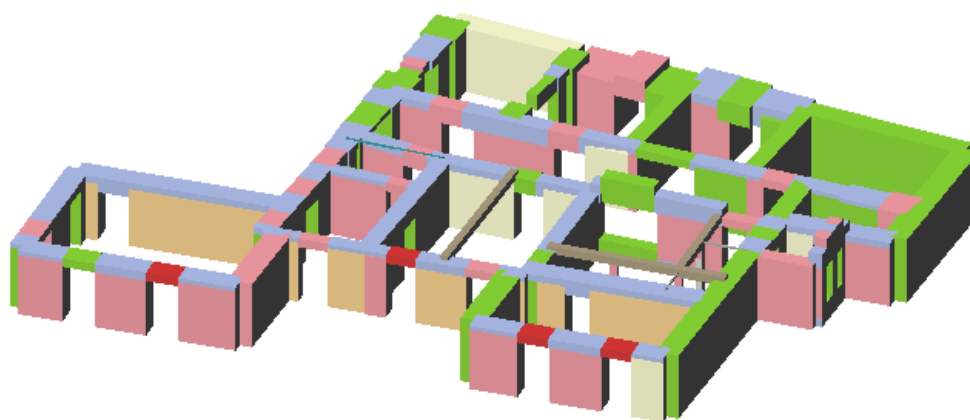
(a) Smer X (Analiza 12 (modalna razporeditev) in Analiza 14 (masna razporeditev))



Slika 57: Deformirana lega modela; LEVO – vrh objekta, DESNO – druga etaža

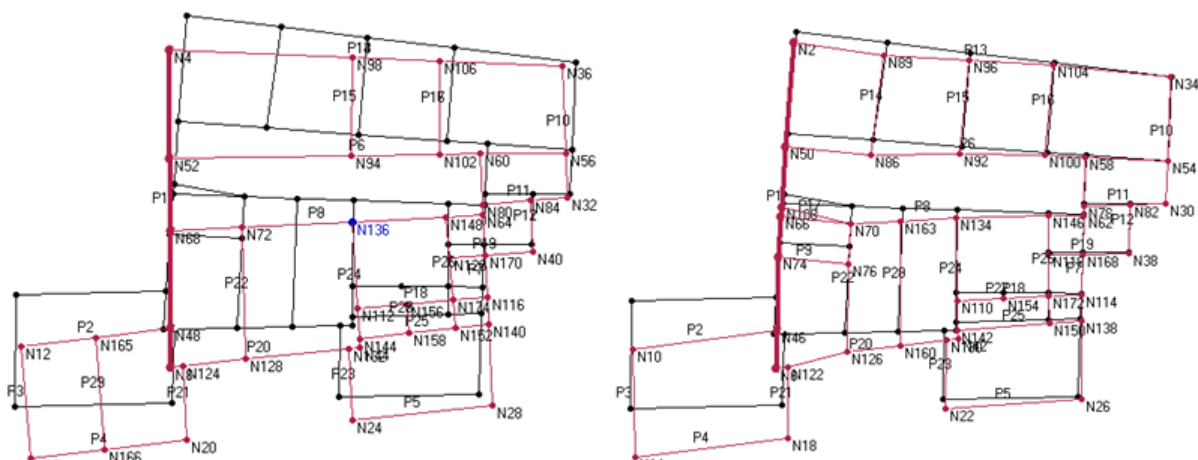


Slika 58: Poškodovanost stene 20; LEVO – analiza 12 (modalna), DESNO – analiza 14 (masna)

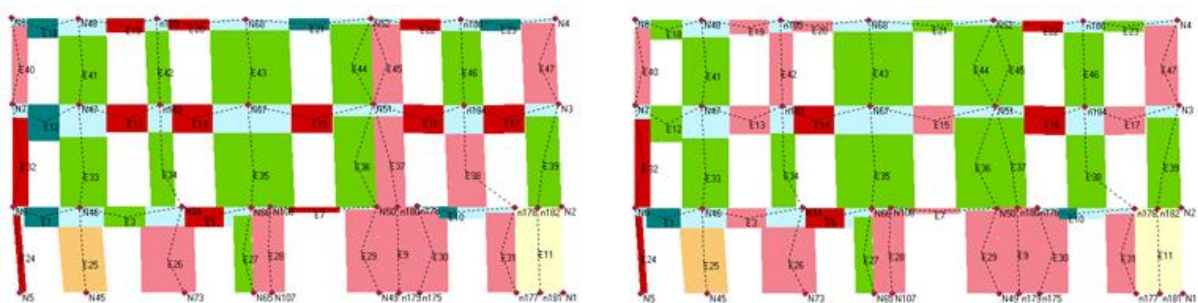


Slika 59: 3D prikaz poškodovanosti sten prve etaže – analiza 14 (kritična)

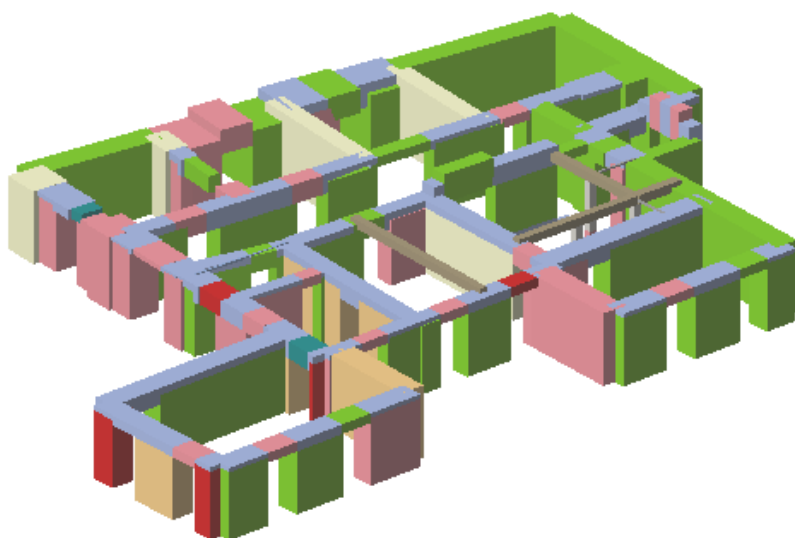
## (b) Smer Y (Analiza 22 (masna razporeditev) in Analiza 24 (modalna razporeditev))



Slika 60: Deformirana lega modela; LEVO – vrh objekta, DESNO – druga etaža



Slika 61: Poškodovanost stene 1; LEVO – analiza 24 (modalna), DESNO – analiza 22 (masna)



Slika 62: 3D prikaz poškodovanosti sten prve etaže – analiza 22 (kritična)

### **Komentar**

Deformacijska oblika tlorisa vrha objekta pri analizi 12 v X smeri (*Slika 57 – levo*) je dokaj translatorna, saj imajo premiki vseh točk tlorisa podobno smer in velikost. Čeprav je pri analizah v smeri X opaziti majhen vpliv torzijske podajnosti konstrukcije, je ta pojav očiten predvsem pri analizah v Y smeri. Na sliki (*Slika 60 – levo*) se lepo vidi, kako se levi del konstrukcije mnogo bolj deformira kakor desni, na kateremu se pozicija določenih točk niti ne spremeni. Vzroki za takšno deformacijsko obliko izhajajo iz torzijske podajnosti objekta in so bili opisani že v komentarju prve nihajne oblike konstrukcije. Za obe smeri vzbujanja je iz *Slike 57* in *Slike 60* razvidna velika neenotnost premikov druge etaže. Vzrok te neenotnosti so leseni stropovi nad etažo, ki jih 3Muri modelira kot podajne. Podajni stropovi niso togo vpeti v nosilne zidove, njihova togost v ravnini stropa pa ni zadostna, da bi pomiki etaže bili enotni in istosmiselni.

Same deformacije objekta se odražajo tudi na poškodovanosti sten konstrukcije. Barvna legenda poškodovanosti sten je prikazana na *Sliki 47*. Na *Sliki 59* in *Sliki 62* je namenoma prikazana poškodovanost sten le za prvo etažo, saj je prikaz tako bolj pregleden in nazoren. Poškodbe pri analizi v X smeri (*Slika 59*) so dokaj enakomerno porazdeljene, večje poškodbe utrpijo le stene na južni strani objekta, ki so tudi bolj izpostavljene neugodnim vplivom torzije. Tako kot na sami deformacijski obliki konstrukcije pri analizi v Y smeri, se izrazita torzijska podajnost izraža tudi na poškodovanosti sten (*Slika 62*). Velika glavnina poškodb se namreč pojavi predvsem na zahodnem in južnem delu objekta, medtem ko SV del ostane skoraj nepoškodovan. S tem lahko potrdimo predpostavko, ki smo jo podali že ob ogledu prve nihajne oblike, da bodo pri sami potresni analizi najbolj obremenjene JZ stene obravnavanega objekta.

Primerjalno so na *Sliki 58* in *Sliki 61* prikazane poškodbe posamezne stene pri masni in modalni razporeditvi potresnih sil. Predvsem iz *Slike 58* je lepo razvidno, kako so poškodbe stene pri modalni razporeditvi sil (levi del slike) mnogo bolj porazdeljene po celotni steni. Vzrok tega je, da potresna sila pri razporeditvi obtežbe v skladu s prvo nihajno obliko konstrukcije poruši kot celoto. Pri masni razporeditvi obtežbe pa je merodajen porušni mehanizem kritične etaže, kar prikazuje tudi desni del *Slike 58*, pri kateri se zidovi pritličja rušijo zaradi striga (oranžna barva). Iz vseh slik, ki prikazujejo poškodovanost sten, je razvidno, da so zelo kritična mesta predvsem prekladni deli, ki se rušijo zaradi upogiba (rdeča barva). Vsi prekladni deli konstrukcije so na potresni vpliv dokaj neodporni zaradi njihove majhne dimenzije, saj so odprtine objekta velikih dimenzij in navadno segajo od tal pa vse do stropa etaže (parapetni deli oken so z opeko pozidani naknadno in jih računsko ne upoštevamo).

### **Opomba:**

V nadaljevanju diplomske naloge želimo z različnimi ojačitvenimi in drugimi ukrepi konstrukciji postopoma zagotoviti zadostno potresno odpornost in ugodno obnašanje med potresom ter primerjati,

kako ti ukrepi vplivajo na obnašanje konstrukcije in na same rezultate analiz. V ta namen sta zaradi obsežnosti rezultatov obravnavani le najbolj kritični analizi v smislu prenašanja pospeškov temeljnih tal (*ULSPG*) za vsako od smeri X in Y (izkaže se, da sta brez izjeme vedno kritični Analiza 12 ali Analiza 14 smer X in Analiza 22 ali Analiza 24 za smer Y). Tako bo primerjava ukrepov učinkovitejša in preglednejša. Za takšno postopanje pa smo odločili tudi zato, ker so bili vplivi različnih razporeditev potresnih sil, ekscentričnosti, izbire kontrolne točke, razpokanosti prereзов ipd. že raziskani in opisani v drugih diplomskih nalogah (*Cotič, 2010*).

## 6.6 Ukrep 1: Povezava zidov z zidnimi vezmi

### 6.6.1 Opis in modeliranje

Zidne vezi se navadno v zidove vgradi iz obeh strani zidu pod same strope objekta. Več o utrjevanju z zidnimi vezmi in njihovih lastnostih pa je napisanega v poglavju 4.1.1.

V računskem modelu smo zidne vezi s programom 3Muri modelirali tako, da smo pri podajanju karakteristik sten izbrali vnaprej pripravljeno sestavo stene, pri kateri program zahteva le vnos vhodnih geometrijskih in materialnih lastnosti zidne vezi.

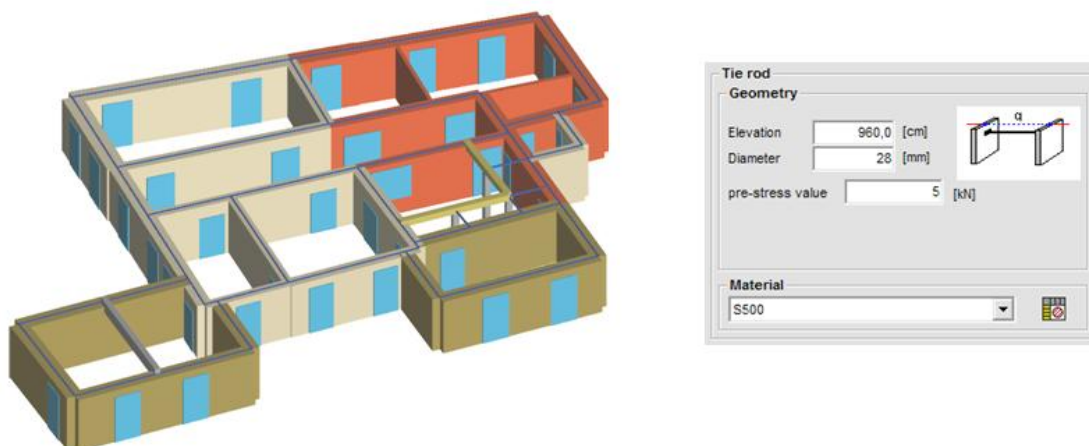
Ker se za zidne vezi v praksi večinoma uporablja kar obdelane armaturne palice, se jih je računsko tako tudi modeliralo. Uporabljen material je jeklo kvalitete S500 z naslednjimi karakteristikami:

$E=210\,000\text{ MPa}$	elastični modul jekla,
$G=80\,000\text{ MPa}$	strižni modul jekla,
$f_{yk}=500\text{ MPa}$	karakteristična natezna trdnost jekla.

Priporočilo iz literature je, da se pod strop, na vsako stran zidu vstavi palico premera  $\Phi 20$ , kar približno ustreza premeru ene palice s premerom  $\Phi 28$ , ki se ga poda v program. To potrjuje tudi spodnji račun.

$$A(\Phi 20) = 2 * \pi * (1,0\text{ cm})^2 = 6,28\text{ cm}^2 = \pi \left( \frac{d_p}{2} \right)^2 \rightarrow d_p = \sqrt{\frac{6,28\text{ cm}^2}{4\pi}} = 2,83\text{ cm}$$

Program zahteva še vrednost prednapetja zidne vezi, a ker se v praksi vezi navadno le konstruktivno prednapne, je izbrana vrednost 5 kN.



Slika 63: Razpored zidnih vezi v drugem nadstropju (modre črte) in njihove lastnosti

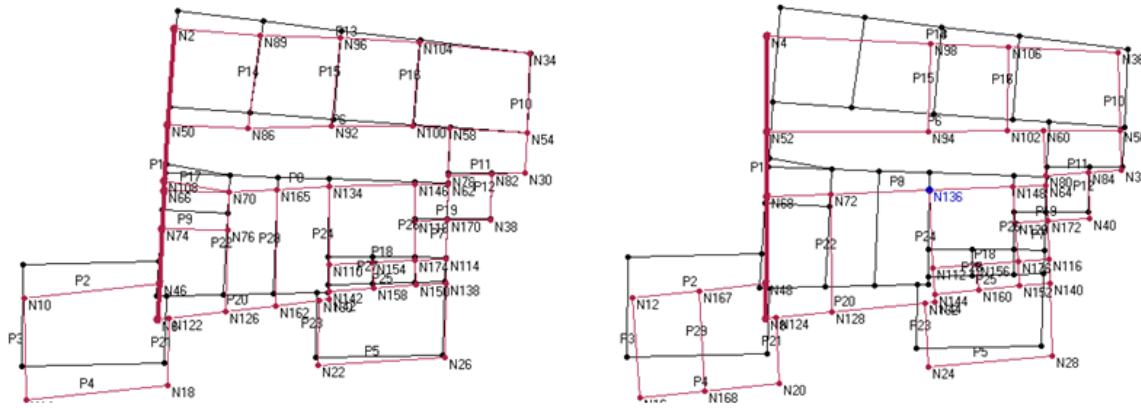
Vezi z zgoraj opisnimi lastnostmi so bile modelirane pod stropom vsake etaže in po vseh nosilnih zidovih, kakor je tudi prikazano na Sliki 63.

### 6.6.2 Rezultati in primerjava

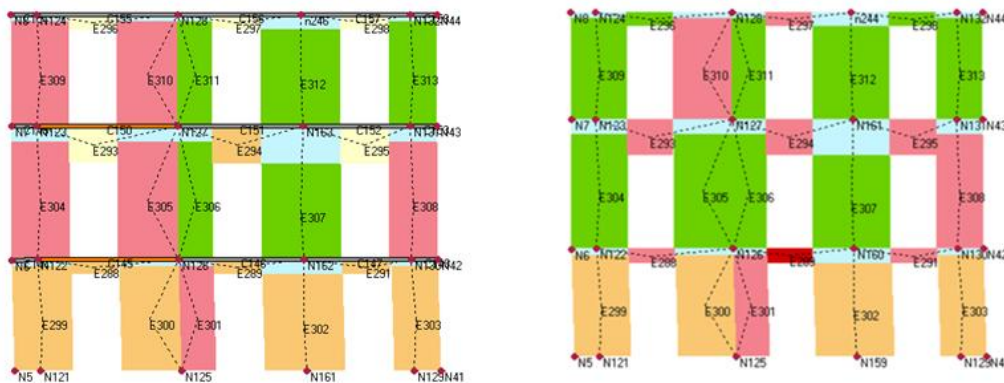
Na spodnji preglednici so zbrani glavni tabelarni rezultati najbolj kritičnih analiz za vsako od smeri in primerjalne vrednosti osnovnega – izhodiščnega modela. Slika 64 prikazuje deformacije objekta pri analizi v Y smeri, Slika 65 pa primerja poškodovanost sten modela z zidnimi vezmi in brez njih.

Preglednica 5: Rezultati kritičnih analiz in primerjava Osnovni model – Model z zidnimi vezmi

	$D_{max}$ [cm]	$D_u$ [cm]	ULSPG [g]	$\alpha_u$ -	$q$ -	$\mu_{av}$ -	$H_{id}$ [kN]	$K_e$ [kN/cm]	SRC -
<b>X smer - analiza 14</b>									
Osnovni	2,13	2,06	0,232	0,97	2,27	2,60	6610	8350	0,180
Z vezmi	1,74	2,03	0,272	1,13	2,08	3,08	7210	10930	0,196
<b>Y smer - analiza 22</b>									
Osnovni	2,17	1,72	0,194	0,81	2,90	2,70	5080	7980	0,138
Z vezmi	1,97	1,59	0,198	0,82	2,78	2,75	5290	9150	0,144



Slika 64: Deformacije konstrukcije; druga etaža (levo), vrh modela (desno)



Slika 65: Poškodovanost stene 20; Model z zidnimi vezmi (levo), Osnovni model (desno)

**Komentar**

Kot je bilo za pričakovati z vgradnjo zidnih vezi praktično ne spremenimo poteka deformacij, saj je objekt še vedno močno izpostavljen neugodnemu vplivu torzije, kot prikazuje tudi desni del *Slike 64*. Tudi neenotnost pomikov prve etaže se ni izboljšala, saj z vezmi dosežemo predvsem bolj homogeno delovanje zidov, medtem ko se sama ravninska togost stropov bistveno ne poveča. Zanimivo je, da zidne vezi povzročijo nekakšno prerazporeditev notranjih sil v stenah. Obremenitev se razporedi po večji površini stene, prekladni deli pa se rušijo predvsem zaradi striga in ne več zaradi upogibnih obremenitev, kot pri osnovnem modelu, kar prikazuje tudi *Slika 65*.

Kar se tiče same globalne potresne odpornosti, se ta bistveno poveča predvsem v X smeri, kjer lahko konstrukcija z zidnimi vezmi prenese 17 % večje pospeške temeljnih tal (*ULSPG*) kot osnovni model. To lahko pripišemo predvsem povečanju razpoložljive duktilnosti  $\mu_{av}$ , ki se v X smeri poveča za 18 %. Razlog, da se duktilnost in posledično odpornost objekta v Y smeri ne poveča, morda lahko tiči v tem, da se zidne vezi zaradi samih torzijskih deformacij konstrukcije ne morejo povsem aktivirati in dodati svoj delež k odpornosti objekta.



Zanimivo je, da se z vgradnjo zidnih vezi poveča togost objekta  $K_e$ , saj je ta vrednost v primerjavi z osnovnim modelom za smer Y večja za 15 %, za smer X pa kar za 30 %. Ravno večja togost objekta pa pripomore k povečanju duktilnosti. Večja togost pri podobnih mejnih pomikih  $D_u$  in nosilnosti  $H_{id}$  namreč pomeni manjšo vrednost pomika na meji elastičnosti  $D_e$ , s čimer se podaljša plato plastičnega tečenja.

Če povzamemo, z zidnimi vezmi ne spremenimo deformacij objekta, nekoliko spremenimo le razpored sil in mehanizem porušitve. Sama nosilnost konstrukcije se bistveno ne poveča. Glavna prednost vezi je, da z njimi povečamo duktilnost objekta, kar posledično pomeni večjo potresno odpornost. Tak ukrep bi se morda lahko uporabil v kombinaciji z drugimi, saj ima kar nekaj dobrih lastnosti, kot samostojni ukrep pa je premalo učinkovit in neprimeren za tovrsten objekt.

### **Opomba:**

Vse ukrepe utrditve je pri starih kamnitih stavbah priporočljivo kombinirati z vgradnjo zidnih vezi, ki preprečujejo zvrčanje zidov izven svoje ravnine. Preprečevanje tega mehanizma porušitve je namreč pogoj, da se ostali ukrepi ojačitve sploh aktivirajo in dosežejo svoj namen. V diplomskem delu namenoma nismo kombinirali več ukrepov, saj nas je zanimal doprinos le vsakega ukrepa posebej. Programsko orodje 3Muri mehanizma prevračanja zidov izven svoje ravnine niti ne upošteva. Vsi računski modeli so torej narejeni ob predpostavki, da zvrnitev izven ravnine ni problematična.

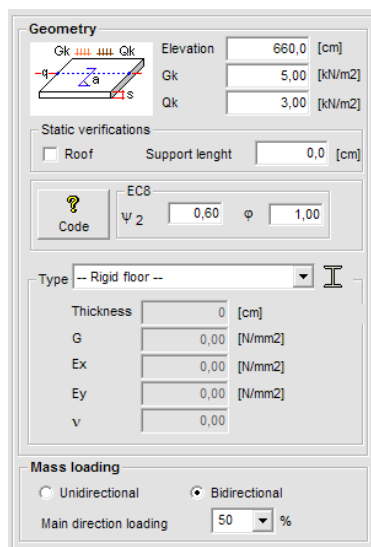
## **6.7 Ukrep 2: Zamenjava podajnih stropov s togimi**

### **6.7.1 Opis in modeliranje**

Ena izmed možnih rešitev bi bila tudi zamenjava podajnih lesenih stropov z novimi armiranobetonskimi ploščami ali kakšno drugo vrsto monolitnega stropa. Pri stavbah, ki so podobne obravnavanemu objektu, zahteve konservatorjev večkrat preprečujejo zamenjavo starih stropov, saj so ti mnogokrat del stavbne zgodovine. Za takšne primere imamo na voljo vrsto drugih ukrepov, s katerimi ojačamo stropne konstrukcije in so opisani tudi v poglavju 4.1.2.

Za potrebe diplomske naloge smo v tem poglavju strope vseeno modelirali kot toge, kar dobro opisuje obnašanje armiranobetonskih plošč. Zanimalo nas je, kako bi takšen ukrep vplival na samo potresno odpornost stavbe in druge parametre, ki razkrivajo obnašanje konstrukcije pod potresnim vplivom.

Toge strope se v 3Muri-ju modelira zelo preprosto, saj ima program vnaprej pripravljeno opcijo, pri kateri je potrebno izbranemu stropu določiti le zunanjo konturo, vrednosti obtežb in raznos obtežbe. Vse ostalo opravi program sam. Obtežbe stropa sem podal v skladu s poglavjem 6.3, raznos obtežbe pa je enakomerno dvosmeren, kar ustreza križem armiranim ploščam.



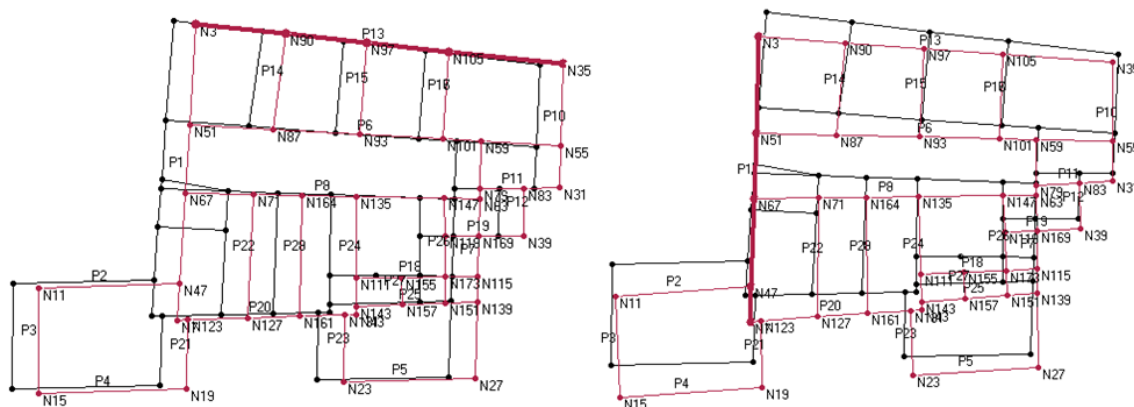
Slika 66: Modeliranje togih stropov v programu 3Muri

## 6.7.2 Rezultati in primerjava

V preglednici so zbrani rezultati kritičnih analiz, slika pa prikazuje deformirano lego druge etaže za obe analize.

Preglednica 6: Rezultati kritičnih analiz in primerjava Osnovni model – Model s togimi stropovi

	$D_{max}$ [cm]	$D_u$ [cm]	ULSPG [g]	$\alpha_u$ -	$q$ -	$\mu_{av}$ -	$H_{id}$ [kN]	$K_e$ [kN/cm]	SRC -
<b>X smer - analiza 12</b>									
Osnovni	2,61	3,19	0,264	1,10	2,72	3,66	5537	6350	0,150
Togi stropovi	2,52	3,10	0,265	1,10	2,71	3,76	5810	7050	0,152
<b>Y smer - analiza 22</b>									
Osnovni	2,17	1,72	0,194	0,81	2,90	2,70	5080	7980	0,138
Togi stropovi	2,22	1,88	0,206	0,86	2,35	2,27	6540	7900	0,171



Slika 67: Deformirana lega drugega nadstropja; Analiza 12 (levo), Analiza 22 (desno)

## **Komentar**

Če analiziramo rezultate iz *Preglednice 6*, opazimo, da je pri analizi v X smeri v tem primeru kritična analiza z modalno razporeditvijo potresnih sil. Kritična analiza mislimo samo v kontekstu najbolj neugodne in ne nezadostne, saj je opaziti, da objekt v tej smeri lahko prenese še za 10 % večje pospeške temeljnih tal od projektnih vrednosti. Presenetljiva ugotovitev je, da se sama odpornost, nosilnost in duktilnost konstrukcije s togimi stropovi v X smeri praktično ne razlikuje od osnovnega modela. Za 10 % pridobimo le na togosti konstrukcije. Tudi rezultati v Y smeri se ne razlikujejo bistveno, saj objekt v tej smeri še vedno ne dosega zadostne protipotresne varnosti ( $\alpha_u < 1$ ). Omenimo lahko le porast nosilnosti, saj je vrednost koeficienta *SRC* pri modelu s togimi stropovi za 25 % večja od vrednosti osnovnega modela, vseeno pa je ta vrednost še daleč od zahtevanih *BSC*=0,4. Tako relativno majhno povečanje nosilnosti gre verjetno pripisati povečanju same teže konstrukcije, predvsem pa se z modeliranjem togih stropov spremenijo robni pogoji v samih stenah. Pri togih stropovih so stene namreč togo vpete na obeh straneh, kar povzroči višje maksimalne strižne sile, to pa se odraža v povečanju same referenčne natezne odpornosti zidu (glej enačbo 3.5).

S togimi stropovi se še vedno ne znebimo neugodnih vplivov torzije, kot prikazuje tudi desni del *Slike 67*. Razlog je v tem, da z njihovo uporabo nismo premaknili niti središča togosti, niti razporeda mase objekta. Smo pa odpravili neenotnosti premikov posameznih etaž, kot to prikazuje *Slika 67*. Če ta del slike primerjamo z desnim delom *Slike 57*, enostavno opazimo, da se pomiki etaže zaradi velike togosti stropa v svoji ravnini obnašajo v skladu s predpostavko o togih diafragmah, saj ne prihaja več do diferenčnih zasukov posameznih delov objekta.

Sam ukrep utrditve objekta z zamenjavo lesenih stropov s togimi, ocenjujem kot premalo učinkovit, saj z njim ne pridobimo veliko na nosilnosti in odpornosti objekta. Nekoliko lahko izboljšamo sam lokalni potek deformacij, glavnega problema – torzije pa se ne moremo znebiti. Poleg vsega pa je takšen ukrep izredno drag in neprimeren za stavbe kulturne dediščine, kakršna je tudi obravnavana.

## **6.8 Ukrep 3: Injektiranje vseh zidov**

### **6.8.1 Opis in modeliranje**

Injektiranje zidov s cementno ali apneno-cementno injeckijsko mešanico je eden od najpogostejših načinov utrditve kamnitih zidanih stavb. Sam način in postopek injektiranja je podrobno opisan v poglavju 4.2.5.

K samemu modeliranju ukrepa injektiranja pristopimo tako, da materialnim karakteristikam osnovnega zidu povečamo vrednosti za določen faktor, ki ga predpisujejo različni standardi in literatura (NTC, 2008). Ti faktorji povečanja trdnostnih materialnih karakteristik so bili dobljeni na podlagi mnogih raziskav in se razlikujejo na različne tipe zidovja. V našem primeru se za določitev vrednosti faktorja sklicujemo na italijanski standard NTC, po kateremu smo tudi določili osnovne materialne karakteristike zidov.

*Preglednica 7: Faktor povečanja trdnostnih lastnosti materiala določenega tipa zidovja, pri uporabi injekcijske mešanice (NTC, 2008)*

<i>Tip zidovja</i>	<i>Injekcijska mešanica</i>
Neklesano kamnito zidovje iz dveh sten omejenih debelin in s polnjenim jedrom	1,7

Standard NTC torej predpisuje povečanje trdnostnih parametrov izbranega tipa zidovja za faktor 1,7. Na *Preglednici 8* so prikazane vrednosti materialnih parametrov, ki smo jih upoštevali pri modeliranju zidov utrjenih z injekcijsko mešanico.

*Preglednica 8: Materialni parametri injektiranih zidov*

<i>Injektirano zidovje</i>	$f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$f_{tm}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_0$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$E$ [Mpa]	$G$ [Mpa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]
Kamnito injektirano zidovje - osnovno	340	10,2	6,8	2040	610	21
Kamnito injektirano zidovje - stolpa	480	13,1	8,7	2380	770	21
Kamnito injektirano zidovje - ostalo	410	12,3	8,2	2180	680	21

Navedene tri vrste karakteristik smo uporabili po objektu, skladno s *Sliko 48*, kjer smo za različne dele konstrukcije modelirali zidovje različnih kvalit. Sam vnos podatkov v program 3Muri poteka isto kot pri osnovnem modelu, le da pri definiranju sten izberemo na novo ustvarjen material, z lastnostmi iz *Preglednice 8*.

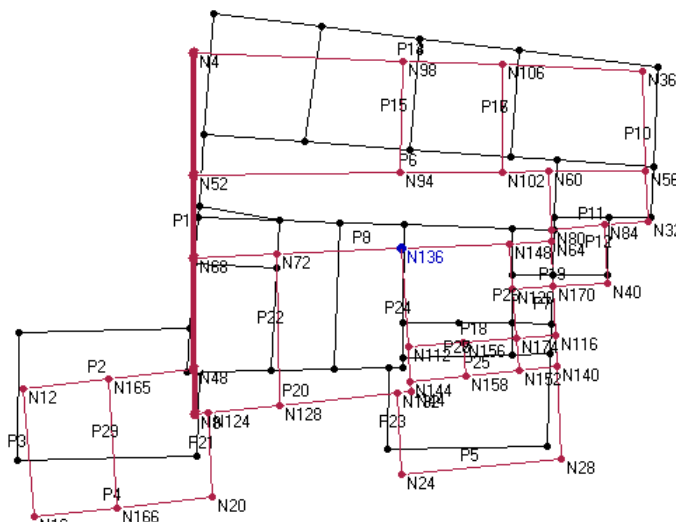
### 6.8.2 Rezultati in primerjava

Zopet bomo rezultate analize primerjali z rezultati, ki smo jih dobili pri osnovnem izhodiščnem model. Tokrat najmanjše odpornosti zopet dobimo pri analizi 14 (smer X) in analizi 22 (smer Y), tako kot pri osnovnem modelu.

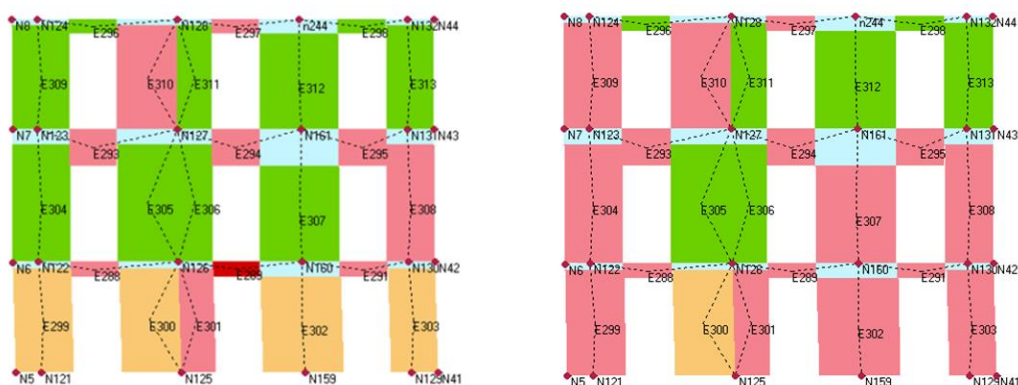
Preglednica 9: Rezultati kritičnih analiz in primerjava Osnovni model – Injektirane stene

	$D_{max}$ [cm]	$D_u$ [cm]	ULSPG [g]	$\alpha_u$ -	$q$ -	$\mu_{av}$ -	$H_{id}$ [kN]	$K_e$ [kN/cm]	SRC -
<b>X smer - analiza 14</b>									
Osnovni	2,13	2,06	0,232	0,97	2,27	2,60	6610	8345	0,180
Vse injekt.	1,38	1,80	0,295	1,23	1,83	3,20	8200	14570	0,223
<b>Y smer - analiza 22</b>									
Osnovni	2,17	1,72	0,194	0,81	2,90	2,70	5080	7980	0,138
Vse injekt.	1,53	2,02	0,304	1,27	2,29	4,08	6450	13020	0,175

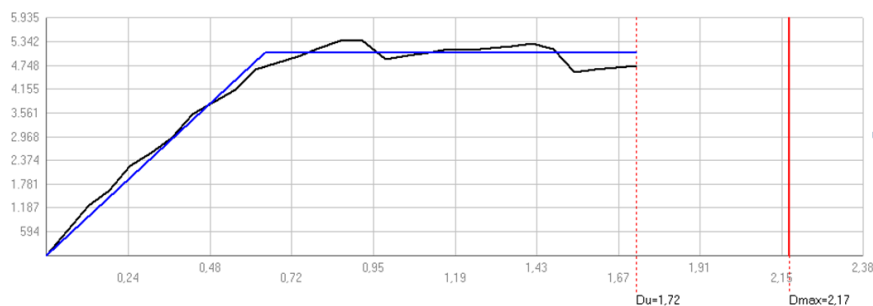
Spodnje slike prikazujejo potek deformacij objekta pri analizi 22, prikaz poškodovanosti sten za analizo 14 pri osnovnem modelu in modelu, kjer so stene injektirane, ter primerjavo teh dveh »pushover« krivulj.



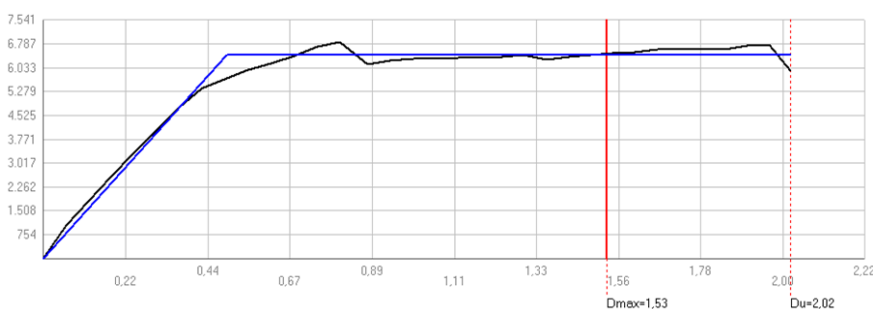
Slika 68: Deformirana lega vrha modela (analiza 22)



Slika 69: Poškodovanost stene 20; Osnovni model (levo), Injektirane stene (desno)



Slika 70: Pushover krivulja osnovnega modela (analiza 22)



Slika 71: Pushover krivulja modela z injektiranimi zidovi (analiza 22)

## Komentar

V skladu s pričakovanji, z injektiranjem celotnega zidovja objekta ne moremo spremeniti deformacijske oblike tlorisa, saj smo povečali le nosilnost posameznih zidov, globalna razporeditev togosti pa ostaja enaka. Vpliv torzije tako še vedno povzroča neprimerno obnašanje konstrukcije (Slika 68).

Če primerjamo rezultate (Preglednica 9), je kontroli potresne odpornosti zadoščeno pri obeh smereh analize. Konstrukcija z injektiranimi zidovi lahko namreč prenese 25 % večji pospešek temeljnih tal v smeri X in kar za 55 % večjega v smeri Y, kot objekt z neutrjenimi zidovi. Takšna ugotovitev je sicer pričakovana, saj smo pri modeliranju uporabili boljše materialne lastnosti, ki avtomatično pomenijo tudi večjo odpornost. Doseganje večjih potresnih odpornosti je seveda povezano s povečanjem razpoložljive duktilnosti, saj se tudi ta vrednost v X smeri poveča za 25 %, v Y smeri pa za 50 %. Večja razpoložljiva duktilnost  $\mu_{av}$  je dobro razvidna tudi iz primerjav pushover krivulj, saj je območje platoja krivulje, tj. plastično območje odziva (Slika 70) mnogo daljše kot pri osnovnem modelu (Slika 71). Prav tako tudi povečanje nosilnosti konstrukcije pripomore k večji odpornosti. Nosilnost se v obeh smereh poveča za 25 %. Parameter  $SRC$ , ki je indirektna mera nosilnosti objekta, ne dosega računsko zahtevane vrednosti 0,40, a se ta koeficient v smeri X močno približa vrednosti  $BSC^*=0,24$ , ki smo jo podali kot bolj razumno in smiselno zahtevo.

Vpliv injektiranja pa se najbolj opazi pri primerjavi togosti  $K_e$ , saj je konstrukcija z injektiranimi zidovi v smeri X za 75 %, v smeri Y pa za 65 % bolj toga od osnovne. To je razvidno tudi iz pushover krivulj, saj je začetek krivulje, ki simulira elastično področje, pri modelu z injektiranimi zidovi (*Slika 71*) bolj strm, kot elastični del krivulje osnovnega modela (*Slika 70*).

Iz poškodovanosti stene 20 (*Slika 69*) je opazen prevladujoč mehanizem porušitve pred injektiranjem (*levo*) in po njem (*desno*). Pred injektiranjem se zidovi rušijo predvsem zaradi striga, po utrditvi pa so poškodbe bolj porazdeljene in so predvsem upogibnega tipa. Injektiranje po samemu tipu in mehanizmu poškodovanosti lahko primerjamo z utrditvijo z zidnimi vezmi, saj oba ukrepa povzročita podobno prerazporeditev notranjih sil.

Injektiranje se je izkazalo kot dober ukrep, saj s tem postopkom materialne karakteristike izboljšamo do te mere, da je konstrukcija brez dodatnih ukrepov sposobna prenesti projektni potresni vpliv. S tem ukrepom močno povečamo samo nosilnost, duktilnost in tudi togost konstrukcije. Pomankljivosti tega ukrepa so, da se ne znebimo neugodnih vplivov torzije, injektiranje celotne stavbe pa bi bil tudi izredno drag ukrep, saj je objekt kar velikih dimenzij.

## **6.9 Ukrep 4.1: Delno injektiranje objekta**

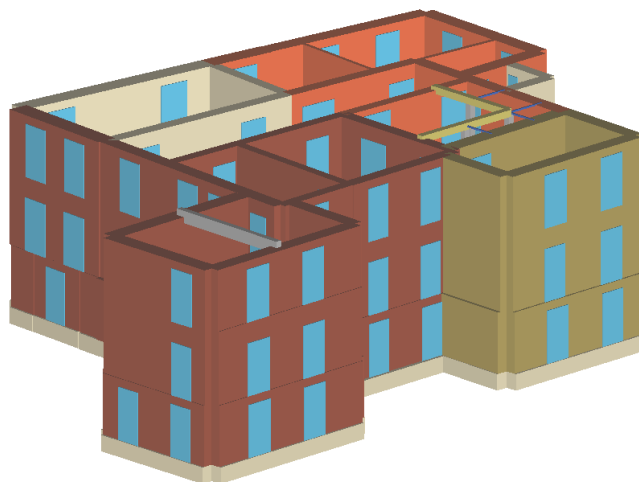
### **6.9.1 Opis in modeliranje**

Največja težava vseh dosedanjih analiz je bila predvsem torzija, ki je povzročala neenakomerne obremenitve konstrukcije. Z naslednjimi ukrepi smo ta neugoden vpliv torzije poizkušali omiliti, če že ne v celoti odpraviti.

Do ukrepa delnega injektiranja gradu in drugih v nadaljevanju obdelanih ukrepov, smo prišli z iskanjem vzroka torzije. Kot so pokazale že prejšnje analize, torzija najbolj prizadene zahodni in južni del gradu, saj se center togosti in center mase nekoliko razhajata. Prva nihajna oblika objekta (*Slika 56*) in oblika deformacijskih leg tlorisov nakazujejo, da je masno središče nekoliko pomaknjeno proti zahodnemu delu, center togosti pa ostaja nekje na sredi objekta. Ideja je, da se center togosti z različnimi ukrepi poizkuša približati centru mas in tako odpraviti vpliv torzije.

V luči zgoraj opisanega je bil ustvarjen model, pri kateremu so bile injektirane le nekatere stene jugozahodnega dela objekta. S tem želimo premakniti center togosti, zmanjšati poškodovanost sten in ne nazadnje tudi privarčevati, saj smo pri prejšnjem primeru ugotovili, da je injektiranje celotnega objekta neekonomično. Modeliranje injektiranih sten je potekalo isto kot pri Ukrepu 3, saj smo uporabili materialne lastnosti iz *Preglednice 8*, ki so bile določene po italijanskem standardu NTC.

Naslednja slika (Slika 72), prikazuje položaj injektiranih sten, ki so obarvane temno rdeče.



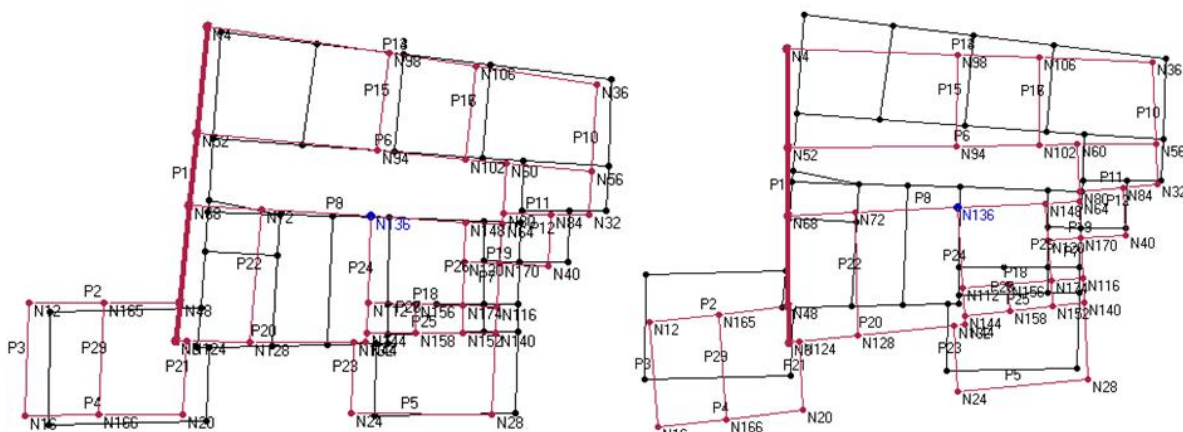
Slika 72: 3D prikaz delno utrjenega modela

### 6.9.2 Rezultati in primerjava

Poleg tabelarične primerjave rezultatov nas zanima predvsem, ali se potek deformacij in poškodovanost sten objekta kaj spremenita.

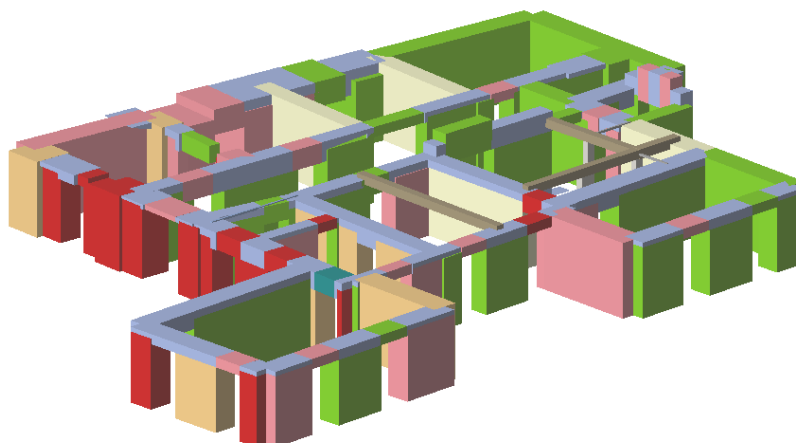
Preglednica 10: Rezultati kritičnih analiz in primerjava Osnovni model – Delno injektirane stene

	$D_{max}$ [cm]	$D_u$ [cm]	ULSPG [g]	$\alpha_u$ -	$q$ -	$\mu_{av}$ -	$H_{id}$ [kN]	$K_e$ [kN/cm]	SRC -
<i>X smer - analiza 14</i>									
Osnovni	2,13	2,06	0,232	0,97	2,27	2,60	6610	8350	0,180
Delno inj.	1,70	1,84	0,255	1,06	2,15	3,01	7240	11850	0,192
<i>Y smer - analiza 22</i>									
Osnovni	2,17	1,72	0,194	0,81	2,90	2,70	5080	7980	0,138
Delno inj.	1,92	2,14	0,264	1,10	2,56	3,60	6070	10210	0,161



Slika 73: Deformirana lega vrha modela; analiza 14 (levo), analiza 22 (desno)





Slika 74: 3D prikaz poškodovanosti sten pritličja delno injektiranega modela (analiza 22)

### Komentar

S presenečenjem ugotavljamo, da z ukrepom delnega injektiranja nismo uspeli doseči ugodnejšega obnašanja objekta med delovanjem potresa, saj je pojav torzijskega zasuka še vedno zelo izrazit (Slika 73 – desno). Kot prikazuje slika poškodovanosti sten (Slika 74), se večina poškodb še vedno pojavlja na južnem in zahodnem delu konstrukcije, podobno kot pri osnovnem modelu (Slika 62). Poleg iste pozicije poškodb je tudi vrsta in stopnja poškodovanosti zelo podobna izhodiščnemu modelu, kar nakazuje na neučinkovitost tega ukrepa. Vzrok morda tiči v tem, da smo z injektiranjem samo zahodnega dela, sicer ta del naredili bolj tog, a smo hkrati tudi povečali maso tega dela in tako ohranili razmak med masnim in togostnim središčem konstrukcije.

Delno injektiranje je vendarle učinkovito v smislu zagotavljanja dovolj velike potresne varnosti, saj je vsem kontrolam prenašanja pospeškov tal (*ULSPG*) zadoščeno. V smeri X se *ULSPG* poveča za 10 % glede na osnovni model, v Y smeri pa za 35 % glede na osnovni model. Na splošno se s tem ukrepom bistveno izboljša predvsem obnašanje v Y smeri, saj je tudi razpoložljiva duktilnost 35 % večja. Druge ugotovitve so podobne kot pri Ukrepu 3 (Celoten objekt injektiran), saj se tudi tukaj bistveno poveča predvsem togost  $K_e$  v obeh smereh in sicer za 40 % v X smeri in za 30 % v Y smeri.

Kljub neuspešnemu zastavljenemu cilju, tj. odpravi torzijskih zasukov, se delno injektiranje objekta izkaže kot primeren ukrep za zagotavljanje računske protipotresne odpornosti. Utrditev samo dela objekta pa je tudi ekonomična rešitev.

V nadaljevanju so prikazani ukrepi, ki so temu ukrepu podobni v smislu utrjevanja istega dela stavbe, saj smo tudi z njimi objekt le delno utrdili. Narejena pa je tudi kasnejša primerjava rezultatov teh ukrepov (Poglavje 6.12).

## 6.10 Ukrep 4.2: Delna utrditev objekta z armiranim ometom

### 6.10.1 Upoštevanje utrditve zidovja z armiranim ometom v programu 3Muri

Program 3Muri ojačitve zidovja upošteva tako, da zidni panel modelira podobno kot navaden, neutrjen zid, le da prilagodi vrednosti mejnih deformacij in odpornosti za utrjen zid.

V programu sta možna dva tipa utrjevanja in sicer:

- vertikalno utrjevanje, ki je lahko porazdeljeno po celotni dolžini zidnega panela ali točkovno, ki se definira le na obeh koncih panela;
- horizontalno utrjevanje, se lahko definira zgolj kot porazdeljeno.

Opomniti je potrebno, da se prispevek k povečanju odpornostnih karakteristik zidu, zaradi modeliranja armiranega ometa, avtomatično upošteva zgolj pri vertikalnih elementih (t.j. slopih), medtem ko je za upoštevanje utrjevanja horizontalnih elementov (t.j. preklad in parapetov) potrebno aktivirati posebej za ta namen ustvarjeno dialogno okno.

Spremembe in prilagoditve odpornostnih parametrov zidovja zaradi utrditve z armiranim ometom, so opisane v naslednjih odstavkih.

#### ODPORNOST ZIDU NA ČISTI TLAK/NATEG

Mejna odpornost na čisti tlak se modificira tako, da se 85% vrednosti tlačne trdnosti zidovja prišteje še tlačna trdnost vertikalnih ojačitev.

Za izračun odpornosti za čisti nateg, se upošteva zgolj prispevek vertikalnih ojačitev.

#### UPOGIBNA ODPORNOST ZIDU

Pri določevanju upogibne odpornosti zidu, program pri izrisu interakcijskega diagrama  $N-M$  (osna sila-upogibni moment), v računu avtomatsko upošteva tudi parametre vertikalnih ojačitev (prerez armature, pozicija, raster,...). Tako nato pri znanem nivoju osne sile enostavno določi upogibno odpornost zidu. Pri vrednotenju interakcijskega diagrama  $N-M$ , program upošteva naslednje predpostavke:

- prerez deformiranega zidu ostaja raven in pravokoten na os deformiranja (Bernoullijeva hipoteza);
- diagram tlačnih napetosti v prerezu elementa je pravokotne oblike, z globino  $0,8*x$  ( $x$  predstavlja dolžino nevtralne osi) in vrednostjo enako  $0,85*f_d$  ( $f_d$  je projektna tlačna trdnost obravnavanega zidu);
- maksimalna deformacija tlačnega zidu je  $\varepsilon_{mu} = 0,0035$  in nateznega jekla  $\varepsilon_{su} = 0,01$ .

### **STRIŽNA ODPORNOST ZIDU**

Račun strižne odpornosti zidu je odvisen od tipa obravnavane konstrukcije. V primeru novogradnje se pri določevanju strižne odpornosti zidu uporablja Mohr-Coulombov kriterij, za račun odpornosti obstoječih stavb, pa se uporablja kriterij Turnšek-Čačovič. Ker gre v našem primeru za obstoječo stavbo je spodaj predstavljen le kriterij Turnšek-Čačovič.

V primeru utrjevanja obstoječih zidov, trenutni standardi in druge gradbeno-tehnične regulative ne navajajo nobenih navodil, ki bi opisovale doprinos armiranega ometa in drugih ojačitev k strižni odpornosti zidu. Zato se v programu 3Muri v ta namen uporabi postopek, ki ga predlagajo Da Porto in sodelavci (*Da Porto in sod., 2009*). Z raziskavami so ocenili povečanje strižne odpornosti armiranega zidu in določili izraz, ki temelji na kalibriranju eksperimentalno dobljenih rezultatov. Program tako vrednost strižne odpornosti utrjenega zidu izračuna z naslednjo enačbo (6.13):

$$V_t = lt \frac{1,5\tau_0}{b} \sqrt{1 + \frac{N}{1,5\tau_0 lt}} + 0,6 \frac{d A_{sw} f_{yd}}{s}, \quad (6.13)$$

kjer je:

- $l$  dolžina zidu,
- $t$  debelina zidu,
- $b$  faktor razporeditve strižnih napetosti,
- $\tau_0$  povprečna strižna napetost v vodoravnem prerezu zidu, pri vertikalni obremenitvi  $N$ ,
- $d$  razdalja tlačnega dela prereza do masnega središča nateznih ojačitev,
- $A_{sw}$  ploščina prečnega prereza armature, ki je vzporedna smeri prečne sile,
- $s$  razmik med strižno armaturo,
- $f_{yd}$  projektna natezna trdnost jekla.

### **MEJNE DEFORMACIJE**

Kot je bilo že omenjeno, program poleg prilagoditve odpornosti zidu, definira tudi nove mejne deformacije za zid utrjen z armiranim ometom, ki jih v primeru modeliranja utrditve tudi uporablja. Mejne deformacije so izražene v smislu zasuka, vrednosti pa so določene po italijanskem standardu NTC (*NTC, 2008*) za armirano zidovje. Vrednosti mejnih deformacij za stanje SD, prilagojenim armiranemu zidu so:

$$\delta_u = \begin{cases} 0,012 \frac{H_0}{D}; & \text{za upogib} \\ 0,006 \frac{H_0}{D}; & \text{za strig} \end{cases} \quad (6.14)$$

kjer je:

- $H_0$  razdalja od točke, kjer se računa upogibna nosilnost, do ničelne točke momentov,
- $D$  dolžina zidu.

### 6.10.2 Opis in modeliranje

Oblaganje z armiranim ometom je poleg injektiranja sten eden izmed najbolj priljubljenih ukrepov, s katerimi se utrjuje stare zidane stavbe. Če se odločimo za ta ukrep, ga moramo izvesti zvezno od temeljev pa vse do vrha objekta, saj lahko prekinjanje povzroči prevelike koncentriranje napetosti zaradi spremembe togosti. Več o samem postopku oblaganja sten z armiranim ometom pa je napisanega v poglavju 4.2.3.

Pri tej utrditvi smo se odločili, da bomo z njo utrdili le del objekta, ki je bil utrjen tudi pri Ukrepu 4.1 (Delno injektiranje objekta) – glej sliko (*Slika 72*). Ta odločitev je bila sprejeta v upanju, da bo delno oblaganje z armiranim ometom spremenilo potek deformacij objekta (odprava torzije), pa tudi zato, da bo kasnejša primerjava ukrepov smiselna.

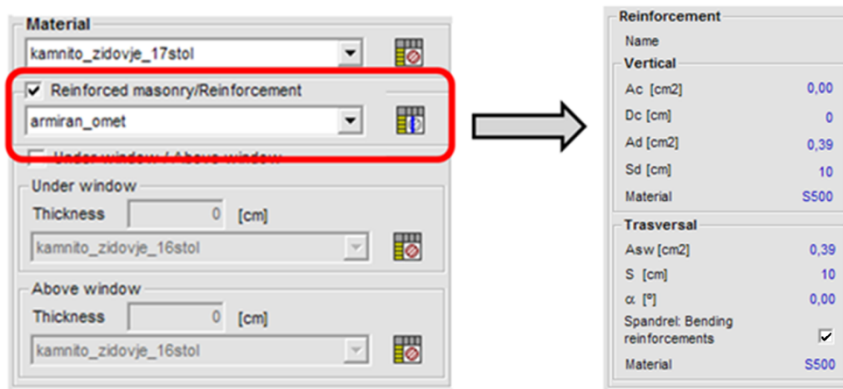
Odločili smo se za obojestransko utrjevanje zidov z armaturnimi palicami debeline  $\Phi 5$  na medsebojni razdalji 100 mm, ki so položene v dveh pravokotnih smereh. Tak opis ustreza standardni armaturni mreži *Q196*, ki se na obeh straneh zidu vgradi v cementni omet.

Po nekaterih standardih, tudi italijanskem NTC (*NTC, 2008*) se ukrep utrditve z armiranim ometom lahko upošteva tako, da se vrednosti mehanskih parametrov zidovja poveča za določen faktor, podobno kot pri ojačitvi z injektiranjem. Na ta pristop je potrebno gledati z zadržkom, saj je podani faktor povečanja vrednosti trdnostnih parametrov neodvisen od količine vgrajene armature, debeline zidu in debeline cementne obloge, kar pa seveda ne drži.

Utrditve z armiranim ometom se v programu 3Muri modelira tako, da pri definiranju materialnih karakteristik zidovja aktiviramo vnaprej pripravljeno možnost utrditve le te. Nato se odpre novo okno, v katerem izberemo tip utrditve (armiran omet, FRP trakovi) in izbranemu tipu določimo računske karakteristike. V našem primeru smo morali določiti prerez palice za utrjevanje, razmak med palicami in kvaliteto uporabljenega materiala za obe pravokotni smeri. Izbrali smo že zgoraj opisano obojestransko položeno armaturno mrežo *Q196* ( $2 \times \Phi 5$  na 10 cm) kvalitete S500, kar pomeni, da je računski prerez palice enak:

$$A_d = A_{sw} = 2 * \frac{\pi d^2}{4} = 2 * \frac{\pi (0,5 \text{ cm})^2}{4} = 0,39 \text{ cm}^2 .$$

Kot je bilo omenjeno tudi v poglavju 6.10.1 program ponuja opcijo upogibnega utrjevanja prekladnih in parapetnih delov konstrukcije. Ker ima obravnavana stavba relativno šibke preklade zaradi velikih okenskih in vratnih odprtih, je bila logična posledica, da smo to možnost utrjevanja tudi izbrali.



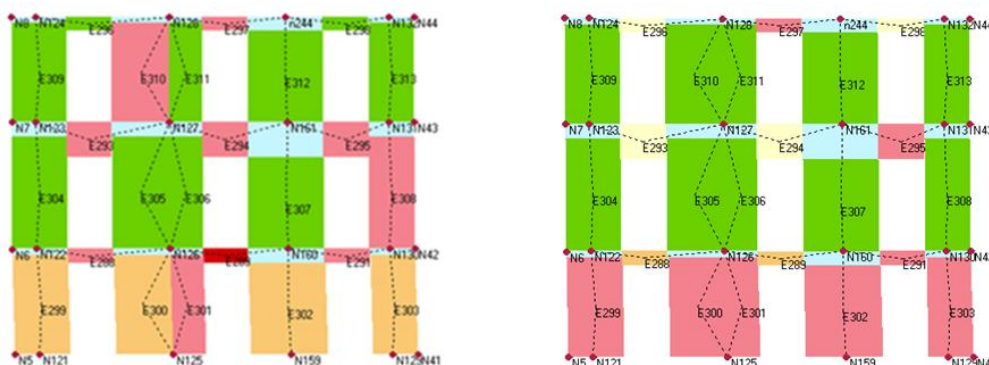
Slika 75: Modeliranje utrditve zidovja z armiranim ometom

### 6.10.3 Rezultati in primerjava

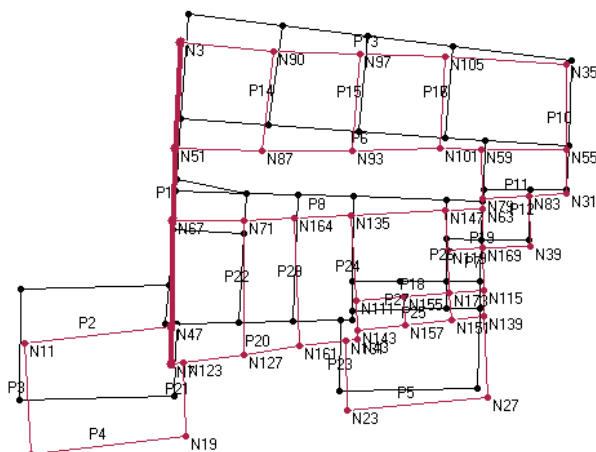
Na tem mestu so predstavljeni rezultati v že znani obliki, s primerjavo tega ukrepa z osnovnim modelom. Kasneje v poglavju 6.12 pa je narejena tudi podrobnejša primerjava treh različnih ukrepov, pri katerih je utrjen le del objekta.

Preglednica 11: Rezultati kritičnih analiz in primerjava Osnovni model – Armirani omet

	<i>D</i> <sub>max</sub> [cm]	<i>D</i> <sub>u</sub> [cm]	<i>U</i> <sub>LSPG</sub> [g]	<i>α</i> <sub>u</sub> -	<i>q</i> -	<i>μ</i> <sub>av</sub> -	<i>H</i> <sub>id</sub> [kN]	<i>K</i> <sub>e</sub> [kN/cm]	<i>S</i> <sub>RC</sub> -
<i>X smer - analiza 14</i>									
Osnovni	2,13	2,06	0,232	0,97	2,27	2,60	6610	8350	0,180
Arm. omet	1,99	2,56	0,297	1,24	1,59	2,30	9480	8510	0,258
<i>Y smer - analiza 22</i>									
Osnovni	2,17	1,72	0,194	0,81	2,90	2,70	5080	7980	0,138
Arm. omet	1,94	2,94	0,346	1,44	1,62	2,74	9070	8450	0,247



Slika 76: Poškodovanost stene 20; Osnovni model (levo), Armirani omet (desno)



Slika 77: Deformirana oblika druge etaže (analiza 22)

### Komentar

Kot je bilo za pričakovati, tudi s tem ukrepom ne odpravimo torzijskega sukanja konstrukcije, prav tako pa armirana obloga zidov seveda ne more poenotiti pomike podajnih stropov (Slika 77). Iz primerjav poškodovanosti sten (Slika 76) opazimo, da se z vgradnjo armiranega ometa spremeni tip poškodb, saj so v pritličju prisotne predvsem upogibne poškodbe, ki zamenjajo strižne pri osnovnem modelu. Takšno obnašanje smo lahko pričakovali, saj horizontalne palice armaturne mreže močno povečajo strižno odpornost posameznega zidu. Prav tako se v prekladnih delih pojavljajo predvsem poškodbe zaradi strižnih sil in ne več upogibne poškodbe, saj smo te dele konstrukcije upogibno utrdili.

Oblaganje sten z armiranim ometom močno poveča protipotresno odpornost objekta, saj lahko ta v smeri X prenese 28 % večje pospeške temeljnih tal (*ULSPG*), v smeri Y pa kar 78 % večje kot osnovni model. Zanimivo je, da s tem ukrepom ne pridobimo na duktilnosti, saj so vrednosti v obeh smereh približno iste ali pa celo nižje kot pri izhodiščnem modelu. Največji učinek utrditve z armiranim ometom je opazen predvsem pri znatnem povečanju nosilnosti objekta ( $H_{id}$ , *SRC*). Pri podobnih togostih  $K_e$  ima konstrukcija namreč v X smeri za 45 % večjo nosilnosti, v Y smeri pa kar za 80 % večjo nosilnost kot pri osnovnem modelu. Posledično tudi same vrednosti koeficienta *SRC* dosegajo zahtevano smiselno vrednost  $BSC^*=0,24$  in s tem izpolnjujejo kontrolo varnosti. Že skozi celotno primerjalno analizo pa se nakazuje, da je dejansko vrednost  $BSC=0,4$  z uporabo tega programskega orodja in načina preverjanja potresne odpornosti nerealno doseči.

Opaziti je trend, da z vsemi ojačitvenimi ukrepi izboljšujemo odpornost objekta predvsem v smeri Y, kar morda pomeni, da ima konstrukcija v tej smeri še veliko več rezerv kot pa v smeri X, kjer so zidovi objekta že precej izkoriščeni.

Utrjevanje z delnim oblaganjem sten z armiranim ometom, se torej izkaže kot dokaj dobra rešitev, saj konstrukcija v celoti izpolnjuje zahteve potresne varnosti. Slaba stran ukrepa je nezmožnost odprave sukanja konstrukcije in pa dejstvo, da bi z ometom prikrili fasade in notranje strani zidov objekta, kar pa bi lahko bilo v nasprotju z zahtevami spomeniškega varstva. Vendar so ukrepi ojačitve pač takšni, da se pri nobenemu od njih ne more zagotoviti intaktnosti prvotnega stanja in je zato potrebno najti nekakšen kompromis.

## 6.11 Ukrep 4.3: Delna utrditev objekta s FRP kompozitnimi trakovi

### 6.11.1 Upoštevanje utrditve zidovja s FRP kompozitnimi trakovi v programu 3Muri

Program utrditev zidovja s FRP kompozitnimi trakovi upošteva na enak način kot utrditev z armiranim ometom, vendar z nekaterimi manjšimi spremembami. Ker je celoten proces upoštevanja armiranih utrditev zidovja podrobno opisan v poglavju 6.10.1, so v tem poglavju predstavljene le spremembe, ki se nanašajo na utrjevanje s FRP trakovi.

#### UPOGIBNA ODPORNOST ZIDU

Pri vrednotenju interakcijskega diagrama  $N-M$ , program upošteva predpostavke, ki se bistveno ne razlikujejo od predpostavk za armirani omet. Do sprememb pride le pri vrednosti mejne deformacije FRP vlakna.

- Vrednost mejne deformacije FRP kompozitnega vlakna določi projektant na osnovi priporočil iz strokovne literature. V našem primeru smo upoštevali vrednost, ki jo program ponudi kot privzeto; ta je  $\varepsilon_{fu} = 0,0145$ .

#### STRIŽNA ODPORNOST ZIDU

Program 3Muri vrednost strižne odpornosti utrjenega zidu s FRP trakovi izračuna z enačbo (6.15), ki je analogna enačbi (6.13), le da so nekateri parametri prilagojeni računu s FRP vlakni.

$$V_t = l t \frac{1,5 \tau_0}{b} \sqrt{1 + \frac{N}{1,5 \tau_0 l t}} + 0,6 \frac{d A_{sw} f_{fd}}{s}, \quad (6.15)$$

kjer je:

- $l$  dolžina zidu,
- $t$  debelina zidu,
- $b$  faktor razporeditve strižnih napetosti,
- $\tau_0$  povprečna strižna napetost v vodoravnem prerezu zidu, pri vertikalni obremenitvi  $N$ ,
- $d$  razdalja tlačnega dela prereza do masnega središča nateznih ojačitev,
- $A_{sw}$  ploščina prečnega prereza FRP traka, ki je vzporedna smeri prečne sile,

- $s$  razmik med FRP trakovi,
- $f_{fd}$  projektna natezna trdnost FRP vlaken, ki je določena kot manjša izmed vrednosti, pri kateri pride do pretrga in vrednosti, pri kateri se vlakna odlepijo od zidovja.

### MEJNE DEFORMACIJE

V primeru utrditve zidovja s kompozitnimi FRP trakovi, trenutno ni zaslediti nobenih smernic, ki bi določale vrednosti mejnih deformacij, zato je izbira le teh prepuščena projektantu.

V našem primeru smo za mejne deformacije zidovja, utrjenega s FRP trakovi, uporabili kar nespremenjene vrednosti, ki veljajo za neutrjeno zidovje po enačbi (3.1).

#### 6.11.2 Opis in modeliranje

Utrjevanje in sanacija z uporabo FRP trakov je še močno neraziskana in zaenkrat še ni zapisanih točnih pravil, ki bi določevala, kako bi bilo potrebno postopati pri izbiri dimenzij trakov in njihovi poziciji na stenah. Poleg tega pa njihova uporaba ni najbolj priporočljiva za utrjevanje starih, kamnitih zidanih stavb, saj je zaradi robustnih kamnitih sten težko zagotoviti absolutno ravnino naleganja trakov in njihovo učinkovito sidranje na konceh. V sklopu te diplomske naloge smo se odločili za takšen ukrep le zaradi same primerjave rezultatov z drugimi podobnimi utrditvami objekta.

Za utrjevanje s kompozitnimi trakovi uporabimo:

- FRP trakove iz ogljikovih vlaken.

Za materialne lastnosti ogljikovih vlaken smo uporabili kar privzete vrednosti iz programa 3Muri in sicer:

$$f_{fd} = 3100 \text{ MPa} \quad \text{natezna trdnost vlaken,}$$

$$E = 240 \text{ GPa} \quad \text{modul elastičnosti.}$$

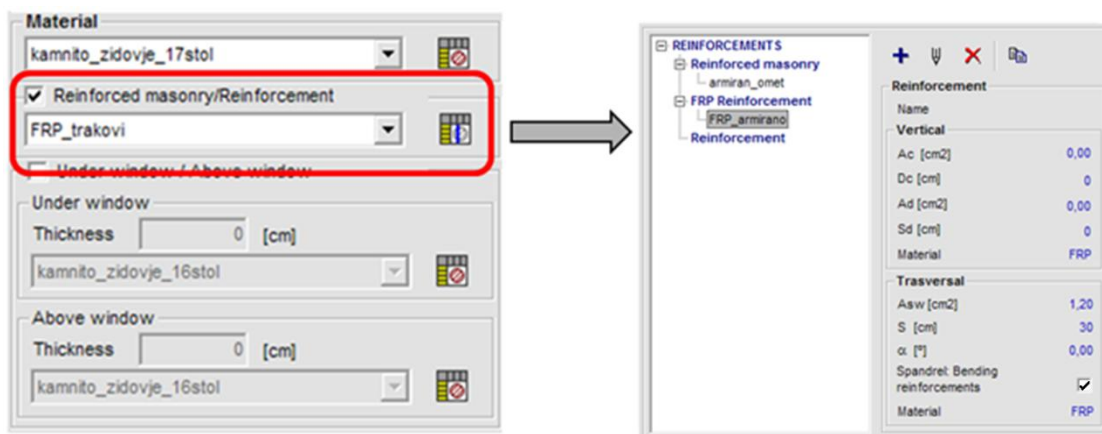
- Ozke ploščate trakove dimenzij  $b/h=40/3$  mm ( $A_{sw}=1,2$  cm<sup>2</sup>).
- Trakove, lepljene enosmerno v horizontalni smeri na medsebojni razdalji 30 cm.  
Da vodoravno utrjevanje najboljše izboljša seizmično odpornost zidu, so pokazale raziskave, katere so prikazane in opisane tudi v poglavju 4.2.1 na *Sliki 31*.

Zaradi istih razlogov kot pri Ukrepu 4.1 in Ukrepu 4.2, smo tudi v tem primeru s trakovi utrdili le del objekta.

Modeliranje utrditve s FRP trakovi v 3Muri-ju poteka podobno, kot modeliranje armiranega ometa, le da se v tem primeru pri definiranju zidu izbere v programu ponujena možnost utrditve s FRP trakovi.



Nato je pri izbrani smeri utrditve potrebno podati le računski prerez posameznega traku, ki je v našem primeru enak  $A_{sw}=1,2 \text{ cm}^2$ , razmik med trakovi, ki je 30 cm, in izbrati ustrezen material, ki je opisan zgoraj. Prav tako pa smo izbrali tudi možnost dodatne upogibne utrditve prekladnih in parapetnih delov stavbe.

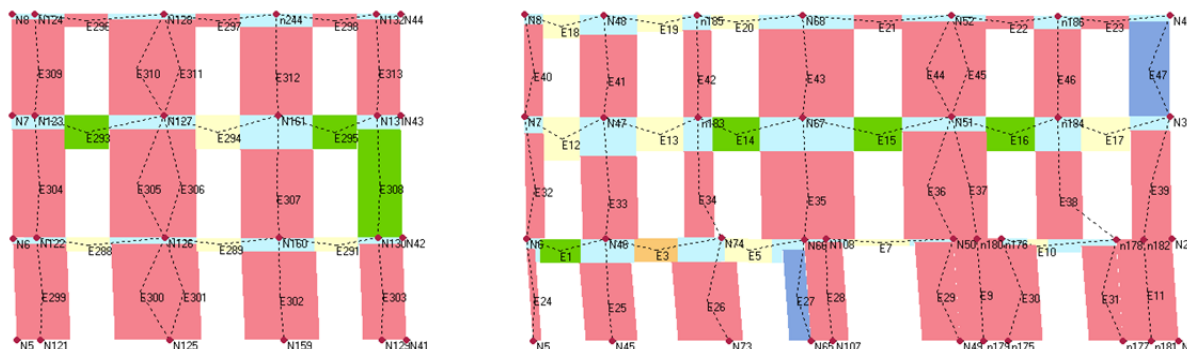


Slika 78: Modeliranje utrditve s FRP trakovi

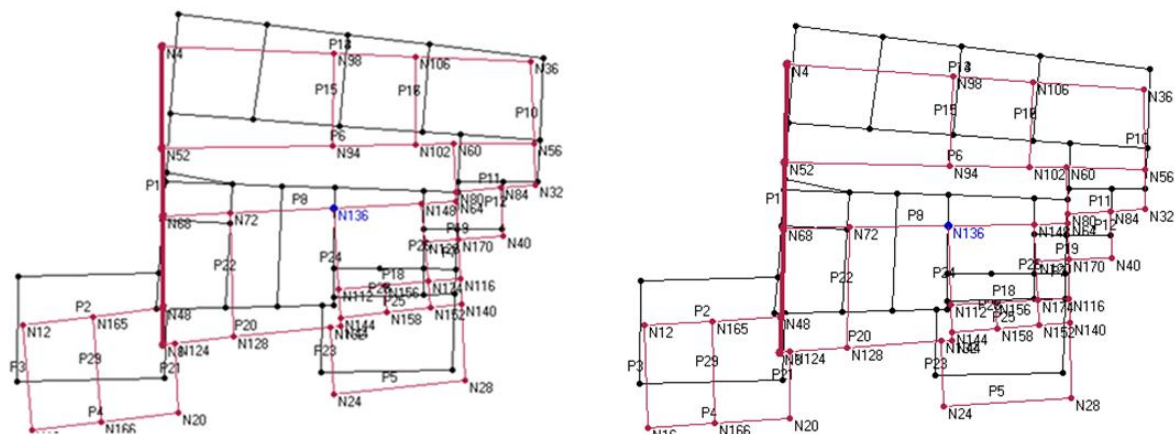
### 6.11.3 Rezultati in primerjava

Preglednica 12: Rezultati kritičnih analiz in primerjava Osnovni model – FRP trakovi

	<i>D<sub>max</sub></i> [cm]	<i>D<sub>u</sub></i> [cm]	<i>ULSPG</i> [g]	<i>c<sub>ai</sub></i> -	<i>q</i> -	<i>μ<sub>av</sub></i> -	<i>H<sub>id</sub></i> [kN]	<i>K<sub>e</sub></i> [kN/cm]	<i>SRC</i> -
<i>X smer - analiza 14</i>									
Osnovni	2,13	2,06	0,232	0,97	2,27	2,60	6610	8350	0,180
FRP trakovi	2,32	3,20	0,263	1,09	2,74	4,40	5600	7710	0,151
<i>Y smer - analiza 22</i>									
Osnovni	2,17	1,72	0,194	0,81	2,90	2,70	5080	7980	0,138
FRP trakovi	2,33	3,17	0,280	1,17	2,57	4,02	5980	7580	0,161



Slika 79: Poškodovanost sten pri utrditvi s FRP trakovi; analiza 14 (levo), analiza 22 (desno)



Slika 80: Deformacije vrha modela; Osnovni model (levo), FRP trakovi (desno)

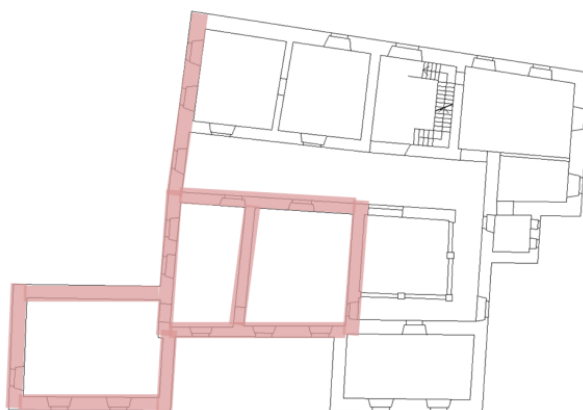
### Komentar

S presenečenjem ugotavljamo, da delna utrditev objekta s FRP trakovi dejansko zmanjša neugodni vpliv sukanja konstrukcije, saj so, kot je razvidno iz *Slike 80 – desno*, deformacije modela dosti bolj translatorne kot pri osnovnem modelu (*Slika 80 – levo*). Rahlo zmeščanje konstrukcije (upad togosti  $K_e$  za približno 5-10 %) in utrditev le dela objekta, verjetno povzroči tolikšen zamik centra togosti, da konstrukcija ni več tako zelo izpostavljena vplivu neugodne torzije. Opazimo tudi, da FRP trakovi povzročijo, da je skoraj celotna površina sten izpostavljena upogibnim poškodbam (*Slika 79*), kar se odraža v ekstremnem povečanju razpoložljive duktilnosti, saj je ta v smeri X večja za 70 % v smeri Y pa za 50 %. Upogibni mehanizem porušitve sten je namreč bolj duktilen od strižnega, poleg tega pa večja površina poškodovanih elementov pomeni tudi večje in bolj razpršeno sipanje energije v neelastičnem območju.

Ukrep utrditve s FRP trakovi torej daje računsko dobre rezultate, saj lahko konstrukcija v vseh smereh prenese projektni pospešek temeljnih tal ( $a_g=0,24$  g), poleg tega pa objektu vsili deformacijsko obliko, ki dokaj ugodno vpliva na obnašanje med delovanjem potresa. Na dobljene rezultate je vseeno potrebno gledati nekoliko z zadržkom, saj smo že omenili, da takšna utrditev ni najbolj primerna za kamnite stavbe, poleg tega pa bi bilo potrebno narediti še kar nekaj študij o najbolj optimalni poziciji in dimenziji samih trakov ter navsezadnje trajnosti in kvaliteti stikov.

## 6.12 Primerjava Ukrepov 4.1, 4.2 in 4.3

Naj spomnimo, da smo z Ukrepi 4.1, 4.2 in 4.3 želeli omiliti neugodne posledice sukanja objekta, zato smo v ta namen utrditvene ukrepe izvajali le na jugozahodnem delu gradu.



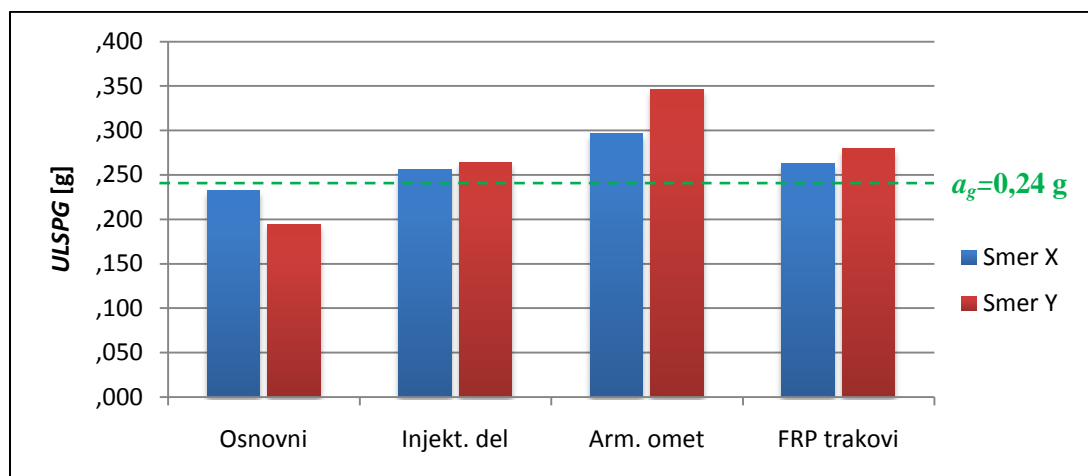
Slika 81: Položaj utrjenih sten

Sama analiza učinkovitosti odpravljanja torzije in drugih podrobnejših rezultatov je bila narejena pri vsakemu poglavju posebej, v tem poglavju pa so medsebojno primerjane in analizirane le nekatere vrednosti, s katerimi opisujemo obnašanje konstrukcije med delovanjem potresa. Iz direktne primerjave so namreč bolj razvidne prednosti in pomankljivosti določenih ukrepov.

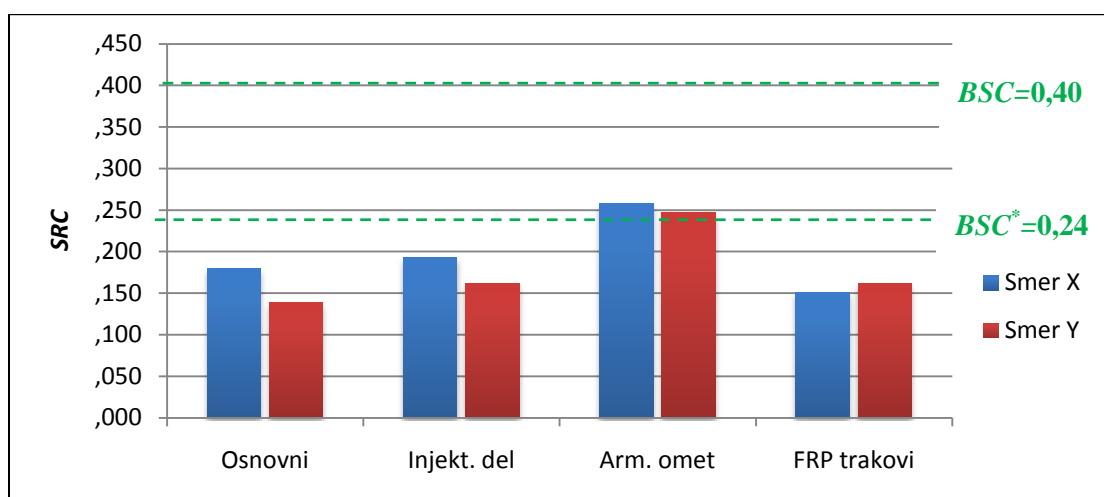
Preglednica 13: Primerjalna tabela rezultatov kritičnih analiz za Ukrepe 4.1, 4.2 in 4.3

	<i>D</i> <sub>max</sub> [cm]	<i>D</i> <sub>u</sub> [cm]	<i>ULSPG</i> [g]	<i>α</i> <sub>u</sub> -	<i>q</i> -	<i>μ</i> <sub>av</sub> -	<i>H</i> <sub>id</sub> [kN]	<i>K</i> <sub>e</sub> [kN/cm]	<i>SRC</i> -
<i>X smer - analiza 14</i>									
Osnovni	2,13	2,06	0,232	0,97	2,27	2,60	6610	8350	0,180
Delno inj.	1,70	1,84	0,255	1,06	2,15	3,01	7240	11850	0,192
Arm. Omet	1,99	2,56	0,297	1,24	1,59	2,30	9480	8510	0,258
FRP trakovi	2,32	3,20	0,263	1,09	2,74	4,40	5600	7710	0,151
<i>Y smer - analiza 22</i>									
Osnovni	2,17	1,72	0,194	0,81	2,90	2,70	5080	7980	0,138
Delno inj.	1,92	2,14	0,264	1,10	2,56	3,60	6070	10210	0,161
Arm. Omet	1,94	2,94	0,346	1,44	1,62	2,74	9070	8450	0,247
FRP trakovi	2,33	3,17	0,280	1,17	2,57	4,02	5980	7580	0,161

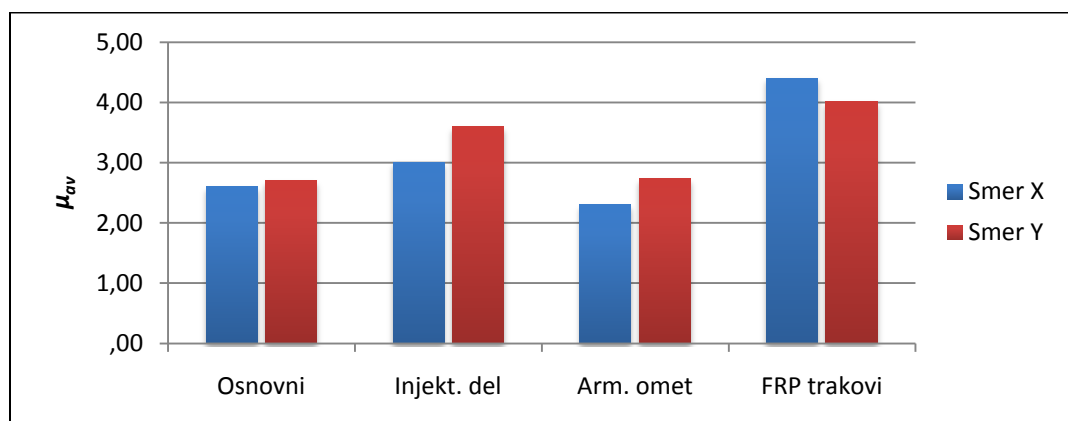
Na spodnjih grafikonih so primerjane vrednosti posameznih analiz, zraven pa so označene tudi kontrolne vrednosti.



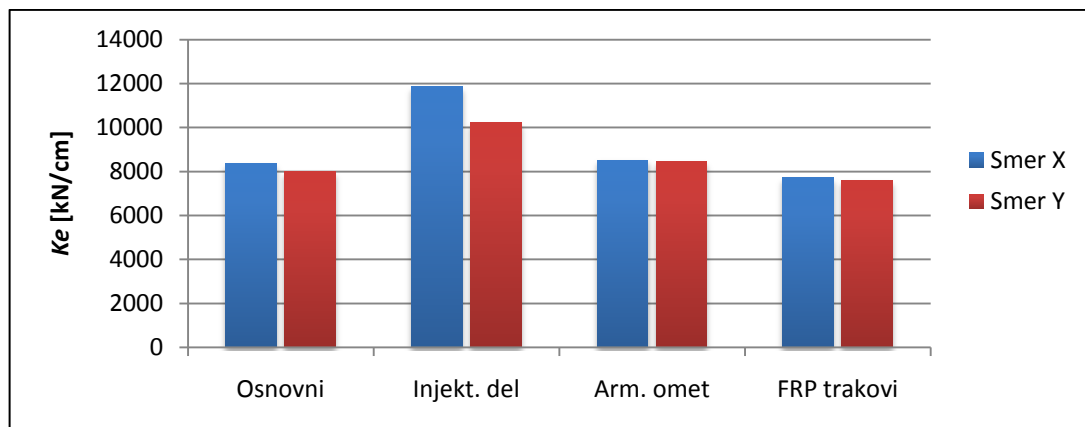
Grafikon 1: Maksimalni pospeški (ULSPG), ki jih objekt še lahko prenese



Grafikon 2: Vrednosti koeficienta SRC za različne ukrepe



Grafikon 3: Razpoložljive duktilnosti  $\mu_{av}$  posameznih ukrepov



Grafikon 4: Togost do meje elastičnosti  $K_e$  posameznih ukrepov

### Komentar

Pri vseh grafikonih je v povprečju opaziti večje prirastke vrednosti v smeri Y, kar je verjetno posledica tega, da je skupna dolžina sten, ki so bile utrjene v smeri Y za 25 % večja od dolžine sten v smeri X. Za vse primere utrditve sta odpornosti v smeri X in smeri Y precej izenačeni, kar je zelo ugodno. Sicer pa z vsemi ukrepi dosežemo spodobne rezultate, saj je pri vseh zadoščeno minimalnim zahtevam varnosti (*ULSPG*).

Najboljše rezultate zagotavljanja zadostne potresne varnosti v smislu prenašanja pospeškov temeljnih tal (*Grafikon 1*) dobimo z oblaganjem sten z armiranim ometom, saj lahko v tem primeru objekt prenese zelo velike pospeške (nad 0,3 g). Ukrep utrditve z armiranim ometom poveša nosilnost same konstrukcije (*Grafikon 2*), nekoliko pa preseneča, da s to utrditvijo ne dosežemo višjih vrednosti razpoložljive duktilnosti, ki je od vseh ukrepov celo najnižja.

Utrjevanje s FRP trakovi je učinkovito predvsem zaradi izrednega povečanja razpoložljive duktilnosti (*Grafikon 3*), saj je to ukrep, pri kateremu kljub nizki nosilnosti (*Grafikon 2*) dosežemo zadostno potresno varnost.

Delno injektiranje sten je ukrep, pri kateremu je opaziti veliko povečanje togosti konstrukcije (*Grafikon 4*), saj je ta najvišja od vseh primerov. Zanimivo je, da ta ukrep dvigne tudi duktilnost objekta in da so te vrednosti celo višje od ukrepa z delnim oblaganjem sten z armiranim ometom.

*Grafikon 2* nazorno prikazuje nesmiselnost preverjanja potresne odpornosti s primerjavo zahtevanega koeficienta *BSC* ter izračunanega koeficienta *SRC* pri uporabi programskega orodja 3Muri. Koeficient *SRC* je odločno prenizek pri vseh ukrepih, je pa ta primerjava koristna zato, ker dokazuje, da bi bil izračun mejnega strižnega koeficienta *BSC* z upoštevanjem redukcijskega faktorja  $q_u$ , izračunanega iz dejanskega odziva konstrukcije (glej poglavje 5.1), dober kompromis. Primerjalno izračunana

vrednost  $BSC^*$  po enačbi (6.12) je namreč zahteva, katero bi koeficient  $SRC$  pri določenih primerih lahko presegal in jo v primeru delne utrditve z armiranim ometom tudi presega.

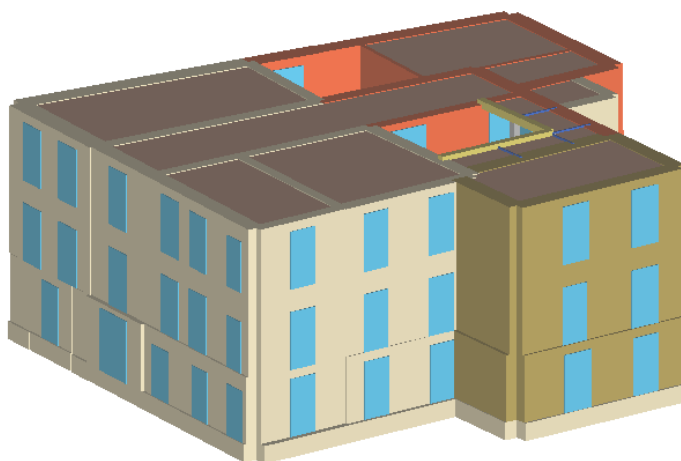
### 6.13 Ukrep 5: Dilatacija levega stolpa

Do sedaj smo neugodne vplive sukanja objekta poizkušali omiliti z ukrepi, pri katerih smo manipulirali z ojačitvami samih zidov, kar nam je s FRP trakovi tudi delno uspelo. Naslednja dva ukrepa pa nista povezana s samo utrditvijo zidovja, ampak smo težave torzije skušali rešiti nekoliko drugače.

#### 6.13.1 Opis in modeliranje

Kot je bilo že mnogokrat omenjeno, glavnina poškodb zaradi same torzije nastaja predvsem na jugozahodnem delu objekta. Ideja je, da z ukrepom dilatacije levega stolpa dosežemo ugodnejše obnašanje celotne konstrukcije, saj bi s tem morda lahko zbližali center mase in togosti. Masa, ki jo ima levi stolp namreč več ne bi vplivala na razpored mas po celotni stavbi, to bi pa morda lahko pomenilo odpravo sukanja objekta.

Dilatacijo smo v programu 3Muri modelirali tako, da smo preprosto osnovnemu – izhodiščnemu modelu konstrukcije izbrisali levi stolp, saj dilatacija računsko dejansko pomeni neodvisnost obeh delov stavbe, ki se lahko obravnavata ločeno.



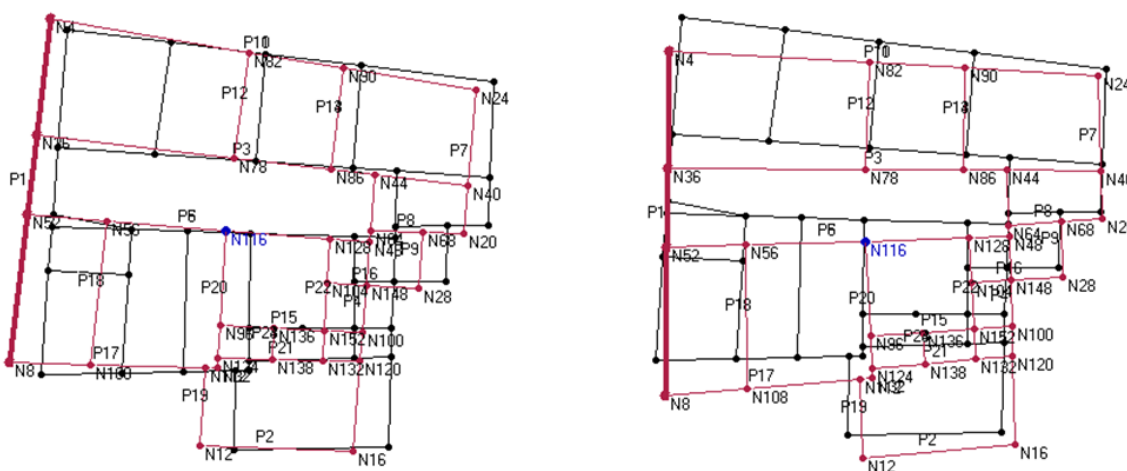
Slika 82: 3D model brez levega stolpa (dilatacija stolpa)

### 6.13.2 Rezultati in primerjava

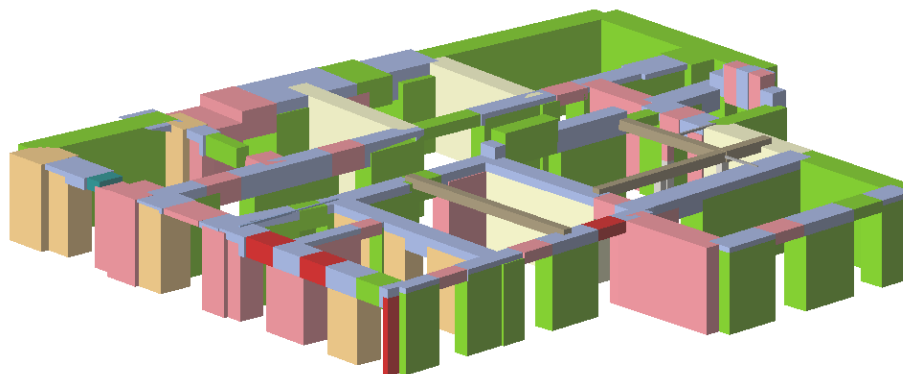
Tako kot do sedaj, so tudi tu zbrani tabelarični rezultati najbolj kritičnih analiz, ter njihova primerjava z osnovnim modelom.

Preglednica 14: Rezultati kritičnih analiz in primerjava Osnovni model – Dilatiran stolp

	$D_{max}$ [cm]	$D_u$ [cm]	ULSPG [g]	$\alpha_u$ -	$q$ -	$\mu_{av}$ -	$H_{id}$ [kN]	$K_e$ [kN/cm]	SRC -
<i>X smer - analiza 14</i>									
Osnovni	2,13	2,06	0,232	0,97	2,27	2,60	6610	8350	0,180
Dilatacija	2,31	2,25	0,234	0,98	2,41	2,72	5210	6290	0,167
<i>Y smer - analiza 22</i>									
Osnovni	2,17	1,72	0,194	0,81	2,90	2,70	5080	7980	0,138
Dilatacija	2,16	1,67	0,190	0,79	2,34	2,08	5340	6650	0,171



Slika 83: Deformirana lega vrha modela; analiza 14 (desno), analiza 22 (levo)



Slika 84: Poškodovanost sten pritličja pri analizi 22 (dilatacija stolpa)

## Komentar

Z dilatacijo stolpa se obnašanje konstrukcije praktično ne spremeni. Še vedno se pojavlja torzija, ki pa za razliko od osnovnega modela delno prizadene tudi analize v smeri X (*Slika 83*). Tudi poškodovanost sten (*Slika 83*) se bistveno ne razlikuje od poškodovanosti pri modelu s stolpom (*Slika 62*), saj strižne porušitve zidov prvo nastopijo na zahodnem delu stavbe, ki je zaradi torzije najbolj obremenjena.

Sama odpornost prenašanja pospeškov temeljnih tal (ULSPG) dilatiranega modela ostaja približno enaka osnovnemu, saj konstrukcija v nobenem primeru ne dosega zadostne potresne varnosti ( $\alpha_u$ ). Pričakovano je model z dilatiranim stolpom v smeri X za 25 % manj tog, v smeri Y pa za 15 % manj tog kot osnovni model. Opazen je tudi znaten upad nosilnosti  $H_{id}$  objekta v X smeri (upad za 20 %), kar je posledica manjše skupne dolžine sten, saj se v analizi ne upošteva več doprinos dveh relativno dolgih vzdolžnih sten stolpa. Zanimivo je, da se vrednost koeficienta SRC v smeri Y za 25 % poveča, kljub temu, da je nosilnost  $H_{id}$  obeh modelov približno enaka. Do te razlike pride, ker je masa modela z dilatiranim stolpom manjša od mase osnovnega modela. Pri računu vrednosti SRC po enačbi (5.6), se namreč nosilnost objekta deli z njegovo skupno maso.

Ločevanje stolpnega dela od ostalega objekta se ne izkaže za dober poseg, saj s tem ukrepom v nobenem pogledu ne izboljšamo obnašanja konstrukcije. Dilatacija debelih kamnitih sten pa bi bila tudi tehnično zahteven ukrep.

## 6.14 Ukrep 6: Vgradnja armiranobetonskih okvirjev

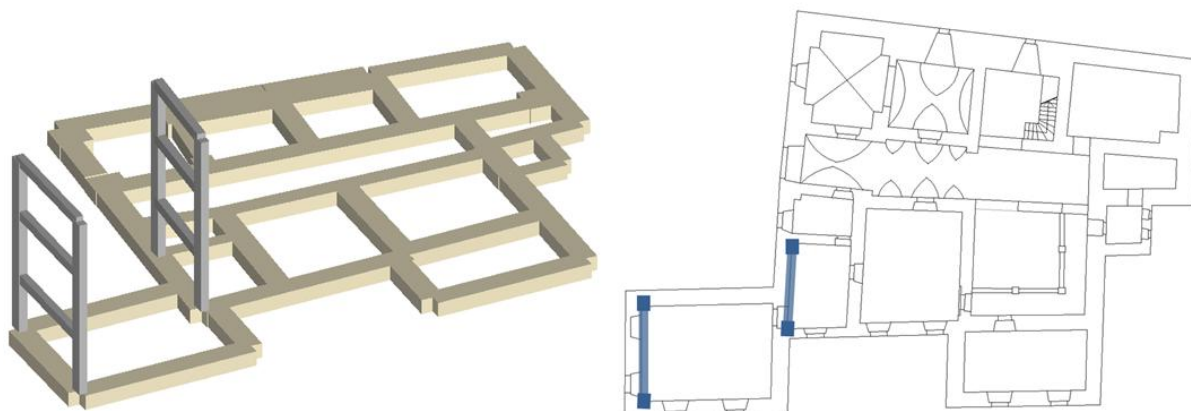
### 6.14.1 Opis in modeliranje

#### (a) Splošno in pozicija okvirjev

Ker do sedaj še nismo našli zares učinkovitega ukrepa, ki bi omilil vpliv torzije, smo tokrat poizkusili z ukrepom vgradnje armiranobetonskih okvirjev. Način utrditve objektov z dograjevanjem armiranobetonskih okvirjev ali sten se v praksi mnogokrat uporablja prav z namenom izboljšanja protipotresne odpornosti in prerazporeditve togosti objekta. Pri tem moramo biti pozorni, da okvirje dobro temeljimo in ustrezno obremenimo in povežemo s konstrukcijo, saj le tako dosežemo učinkovito delovanje.

Pri določevanju same pozicije okvirjev smo imeli v mislih, da je potrebno zasuke zahodnega dela stavbe omiliti in s tem zmanjšati poškodovanost teh sten. Jasno je, da morajo okvirji biti usmerjeni v Y smeri in čim bolj zahodno. Logična posledica je, da se je enega od okvirjev lociralo na najbolj zahodni del samega stolpa, drugi okvir pa je postavljen na stičišču zahodnega stolpa z ostalo konstrukcijo (*Slika 84*), saj smo s takšnim razporedom želeli doseči sodelovanje samega stolpa in ostale stavbe.





Slika 85: Pozicija armiranobetonskih okvirjev

S takšno pozicijo okvirjev upamo, da bomo premaknili središče togosti proti zahodnemu delu stavbe in ga tako približali masnemu središču, s čimer bi se znebili torzije. Armiranobetonski okvirji so namreč precej bolj togi od zidanih kamnitih sten, zato je omogočena tudi manipulacija s samo togostjo celotne stavbe.

#### (b) Dimenzije stebrov in gred

Za vse elemente AB okvirjev smo uporabili beton kvalitete C25/30 z lastnostmi, ki so podane v Evrokodu 2-1-1 (*SIST EN 1992-1-1: 2005*), preglednica 3.1:

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$                       karakteristična tlačna trdnost betona,

$f_{cm} = 2,6 \text{ MPa}$                       povprečna natezna trdnost betona,

$E_{cm} = 31000 \text{ MPa}$                       povprečen modul elastičnosti betona.

Pri določevanju dimenzij elementov okvirja smo se držali načela »šibke grede, močni stebri«, ki se uporablja pri načrtovanju okvirjev na potresno ogroženih območjih v skladu z Evrokodom 8-1. Metoda načrtovanja nosilnosti (angl. *Capacity design*), ki je del Evrokoda 8-1 namreč pravi, da se mora pri prenašanju potresnega vpliva energija sipati predvsem v gredah okvirjev, poškodbe stebrov pa se mora preprečevati. Stebri se varujejo zato, ker bi njihova porušitev za posledico lahko imela porušitev večjega dela stavbe (mehka etaža), porušitve gred pa so lokalizirane.

V luči zgoraj opisanega smo se odločili za naslednje dimenzije:

- STEBER  
Dimenzije stebrov so  $b_s/h_s=45/80$  cm, kjer je daljša stranica usmerjena v globalni smeri Y.
- GREDA  
Dimenzije gred so  $b_g/h_g=45/55$  cm, kjer daljša stranica predstavlja višino grede.

**(c) Armatura v elementih okvirja**

Vsi elementi so armirani z armaturnim jeklom kvalitete S500, katerega karakteristike so bile opisane že v prejšnjih poglavjih.

Že pri točki (b) tega poglavja je bila omenjena metoda načrtovanja nosilnosti, s katero lahko določamo pozicijo poškodb. Poleg same lokacije poškodb pa se po določilih iz Evrokoda 8-1 (*SIST EN 1998-1: 2005*) s pravilnim konstruiranjem armature lahko določa tudi tip poškodovanosti. Zahteva je, da se preprečujejo strižne porušitve, saj so te v primerjavi z upogibnimi krhke. Mi pa želimo duktilne okvirje, ki bi bili zmožni prenašati potresni vpliv globoko v nelinearnem področju. Privzeli smo, da okvirji razen lastne teže niso statično obremenjeni, ampak prevzemajo zgolj seizmične vplive.

V nadaljevanju je opisana določitev tako vzdolžne, kot strižne armature grede in stebra, ob upoštevanju določenih zahtev iz Evrokoda 8-1, s katerimi moramo zagotoviti potresno odpornost okvirja.

**ARMATURA V GREDI**

- Vzdolžna armatura

V točki 5.4.3.1.2(5)P Evrokoda 8-1 je predpisan najmanjši delež armature v natezni coni grede  $\rho$ , ki ne sme biti manjši od vrednosti  $\rho_{min}$ :

$$\rho_{min} = 0,5 \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0,5 \left( \frac{2,6 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} \right) = 0,26 \% . \quad (6.16)$$

Odločimo se za delež  $\rho = 0,45 \%$ , kar pomeni, da dobimo sledečo površino natezne armature v gredi:

$$A_{s,gr.} = \rho b_g h_g = 0,0045 * 40 \text{ cm} * 55 \text{ cm} = 10 \text{ cm}^2 . \quad (6.17)$$

Na podlagi izračuna (6.17) izberemo armaturne palice **3Φ22** ( $A_{s,gr.,dejansko} = 11,4 \text{ cm}^2$ ).

Takšno armaturo položimo na obeh straneh grede, saj se pri delovanju potresa natezni del grede spreminja s smerjo seizmičnega vpliva.

- Prečna armatura

Točka 5.4.3.1.2(6)P Evrokoda 8-1 zahteva, da je v kritičnih območjih grede potrebno uporabiti zaprta dvostična stremena debeline večje od Φ6. Izberemo dvostrizno streme Φ8.

Druge zahteva iz iste točke je, da razmik med stremeni  $s$  v kritičnem območju ne sme biti večji od:

$$s \leq \min \left\{ \frac{h_g}{4}; 24 d_{bw}; 22,5 \text{ cm}; 8 d_{bl} \right\}, \quad (6.18)$$

kjer je:

$h_g$  višina grede,  
 $d_{bw}$  debelina izbranega stremena,  
 $d_{bl}$  debelina najtanjše vzdolžne palice.

$$\text{Tako izračunamo } s \leq \min \left\{ \frac{55 \text{ cm}}{4}; 24 * 0,8 \text{ cm}; 22,5 \text{ cm}; 8 * 2,2 \text{ cm} \right\} = 12,8 \text{ cm}$$

V kritičnem območju grede izberemo strižno armaturo: **Φ8/10 cm, dvostrizna**

Izven kritičnega območja pa izberemo stremena: **Φ8/15 cm, dvostrizna**

### ARMATURA V STEBRU

- Vzdolžna armatura

V točki 5.4.3.2.2(1)P Evrokoda 8-1 je zapisano, da celotni delež vzdolžne armature  $\rho_l$  ne sme biti manjši od 1 % in ne večji od 4 %. V našem primeru smo se zaradi zagotavljanja upogibne mehanizma sipanja energije odločili za skoraj minimalen delež vzdolžne armature  $\rho_l = 1,11$  %. To pomeni, da je prerez armature stebra enak:

$$A_{s,st.} = \rho_l b_s h_s = 0,011 * 45 \text{ cm} * 80 \text{ cm} = 40 \text{ cm}^2 . \quad (6.19)$$

Na podlagi izračuna (6.19) izberemo armaturne palice **12Φ22** ( $A_{s,st.,dejansko} = 45,6 \text{ cm}^2$ ).

Izbrano vzdolžno armaturo položimo enakomerno po prerezu stebra, kakor je prikazano na *Sliki 85*.

- Prečna armatura

Točka 5.4.3.2.2(10)P Evrokoda 8-1 zahteva, da je v kritičnih območjih stebra potrebno uporabiti stremena večja od Φ6, ki so oblikovana tako, da ustvarjajo triosno napetostno stanje v objemu betonskem jedru in zaobjamejo vsako palico vzdolžne armature. Ob upoštevanju naštetih navodil v našem primeru izberemo  $2\sqrt{2}$  strižno streme Φ8.

Po točki 5.4.3.2.2(11) Evrokoda 8-1 razmik med stremeni v kritičnem območju ne sme presegati:

$$s \leq \min \left\{ \frac{b_0}{2}; 17,5 \text{ cm}; 8d_{bl} \right\}, \quad (6.20)$$

kjer je:

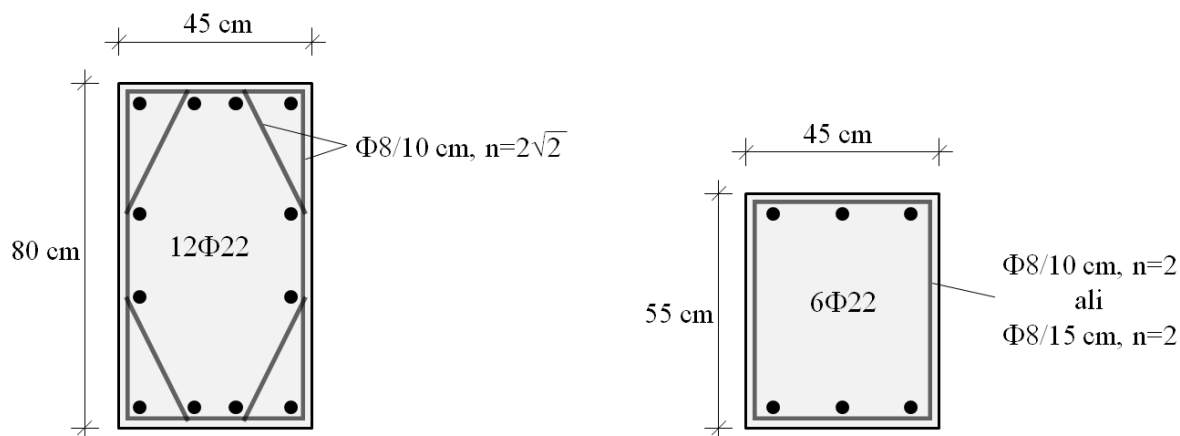
$b_0$  najmanjša dimenzija betonskega jedra.

Torej lahko izračunamo, da je  $s \leq \min \left\{ \frac{32 \text{ cm}}{2}; 17,5 \text{ cm}; 8 * 2,2 \text{ cm} \right\} = 16 \text{ cm}$ .

Zaradi vzrokov preprečevanja strižnih poškodb, ki so navedeni na začetku tega podpoglavja, za stebre izberemo enotno prečno armaturo po celotni višini elementa.

Izberemo strižno armaturo stebrov:  **$\Phi 8/10$  cm,  $2\sqrt{2}$  strižna**

#### (d) Povzetek – skica elementov

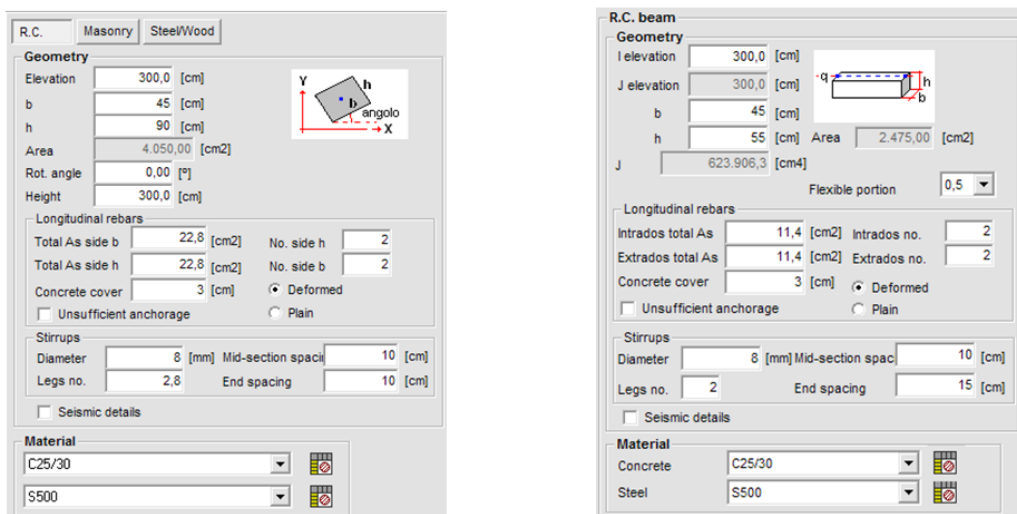


Slika 86: Izbrana prereza elementov okvirja; STEBER (levo), GREDA (desno)

#### (e) Modeliranje okvirja v 3Muri-ju

V 3Muri-ju je modeliranje okvirja dokaj preprosto, saj ima program že pripravljene ukaze, kateri omogočajo hitro in preprosto definiranje zelenih elementov. Pri definiranju stebra najprej aktiviramo temu namenjeno orodje in izberemo vozlišče, kateremu želimo določiti lastnosti. Odpre se okno, ki zahteva vnos parametrov geometrije, lastnosti armiranja in materiala. Pri določevanju grede pa je postopek podoben, le da do ukaza pridemo skozi opcijo definiranja stene z nosilcem.

Vse parametre, ki smo bili določeni v tem poglavju, vnesemo v zahtevana polja, kakor prikazuje Slika 87.



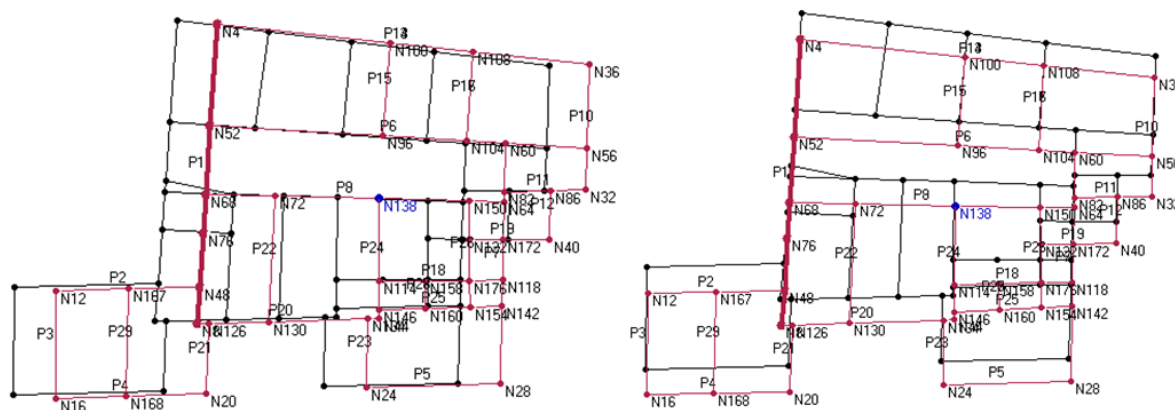
Slika 87: Modeliranje stebra (levo) in grede (desno) v 3Muri-ju

### 6.14.2 Rezultati in primerjava

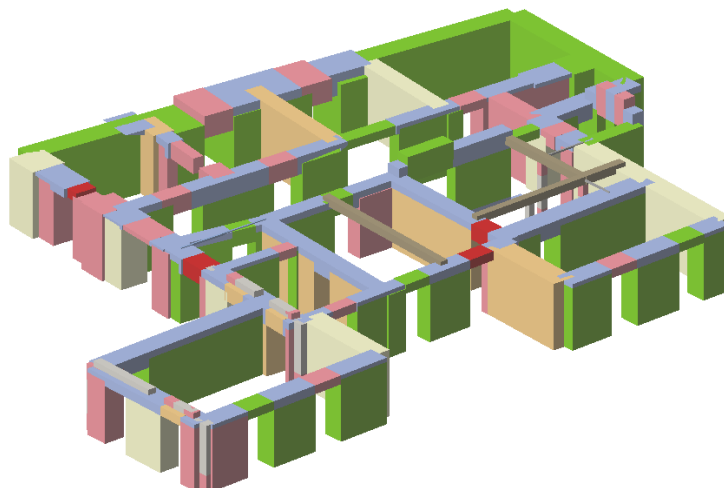
V spodnji preglednici so znova primerjane najbolj kritične analize. Opomnim naj, da je v smeri X tokrat kritična analiza 12, pri kateri so potresne sile razporejene modalno, v smeri Y pa je tako kot vedno najbolj kritična analiza 22 z masno razporeditvijo sil.

Preglednica 15: Rezultati kritičnih analiz in primerjava Osnovni model – Model z AB okvirji

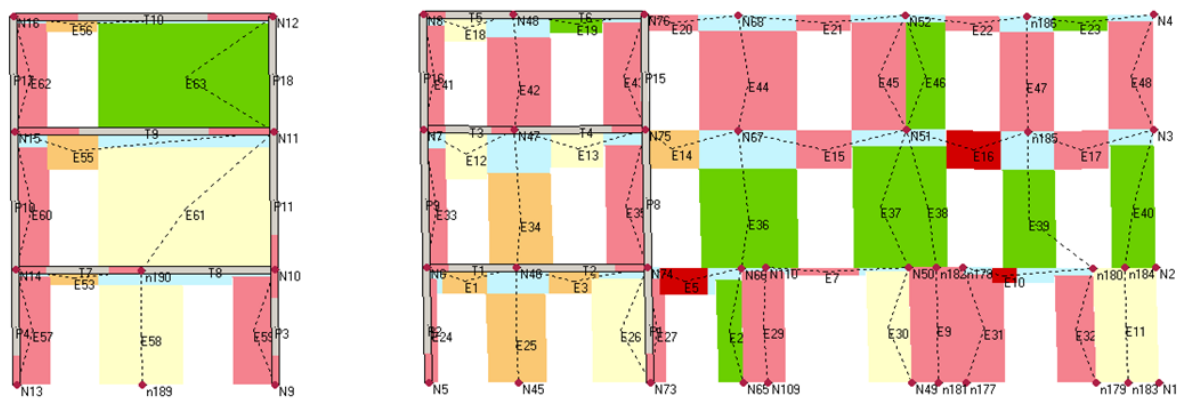
	$D_{max}$ [cm]	$D_u$ [cm]	ULSPG [g]	$\alpha_u$ -	$q$ -	$\mu_{av}$ -	$H_{id}$ [kN]	$K_e$ [kN/cm]	SRC -
<b>X smer - analiza 12</b>									
Osnovni	2,61	3,19	0,264	1,10	2,72	3,66	5540	6350	0,150
AB okvirji	2,50	3,44	0,256	1,07	2,81	4,32	5520	6930	0,148
<b>Y smer - analiza 22</b>									
Osnovni	2,17	1,72	0,194	0,81	2,90	2,70	5080	7980	0,138
AB okvirji	1,92	2,08	0,257	1,07	1,86	2,39	8290	9530	0,222



Slika 88: Deformacije objekta z AB okvirji; analiza 12 (levo), analiza 22 (desno)



Slika 89: 3D prikaz poškodovanosti sten pritličja pri modelu z AB okvirji (analiza 22)



Slika 90: Poškodovanost sten in elementov okvirja; stena 3 (levo), stena 1 (desno)

### Komentar

Najpomembnejša ugotovitev je vsekakor, da vgradnja armiranobetonskih okvirjev popolnoma odpravi neugoden vpliv torzije, saj iz deformacijskih leg (Slika 88) več ni opaziti nobenega sukanja objekta v tlorisu. Premiki vseh točk etaže so translatorsni, kar omogoča enakomerno porazdelitev obremenitve po celotni konstrukciji. To se odraža tudi pri poškodovanosti sten (Slika 89), saj so poškodbe prve etaže sedaj veliko bolj porazdeljene po celotnem tlorisu in niso več koncentrirane na zahodnem delu, kot so bile pri osnovnem modelu (Slika 62).

Če analiziramo rezultate iz Preglednice 15, opazimo, da konstrukcija v obeh smereh dosega zadostno potresno varnost ( $\alpha_u > 1$ ). Opazimo tudi, da se obnašanje objekta v smeri X praktično ne spremeni, saj vse vrednosti ostajajo približno enake kot pri osnovnem modelu. Razlog, da z AB okvirji ne izboljšamo odpornosti in nosilnosti stavbe v tej smeri tiči v tem, da je usmerjenost okvirjev pravokotna na smer X. Odpornost okvirjev pravokotno na svojo ravnino pa je izredno majhna. Konstrukcija, utrjena z armiranobetonskimi okvirji, lahko v Y smeri prenese 32 % večje pospeške temeljnih tal

(*ULSPG*) kot osnovni model, njena nosilnost ( $H_{id}$ , oziroma *SRC*) pa se poveča za kar 60 %. Vse to je posledica relativno togih in zelo nosilnih okvirjev, ki nase povlečejo del potresne obtežbe in s tem nekoliko razbremenijo ostalo konstrukcijo.

Iz *Slike 90* vidimo, da se okvirja pod seizmičnim vplivom obnašata tako, kot smo načrtovali. Skladno s pravili metode načrtovanja nosilnosti se namreč večina upogibnih poškodb pojavlja v prečkah, krhke strižne poškodbe pa niso prisotne. Poškodbe stebrov se pojavljajo le ob samem vpetju, kjer pa je mehanizem plastičnega členka nemogoče preprečiti. Na podlagi teh dejstev lahko potrdimo, da smo dosegli želeni cilj in da je obnašanje okvirjev izredno duktilno.

Ukrep utrditve z AB okvirjema se je izkazal kot izredno učinkovit. Odpravili smo vpliv torzije, saj smo z okvirjema zbližali center togosti in center mase. Objekt se sedaj obnaša skladno z načeli uspešnega projektiranja, saj so poškodbe porazdeljene po celotni stavbi, njegova deformacijska linija je ustrezna, prav tako pa so izpolnjene vse kontrole potresne varnosti.

## **6.15 Ukrep 7: Združeni ukrepi za dvig nosilnosti**

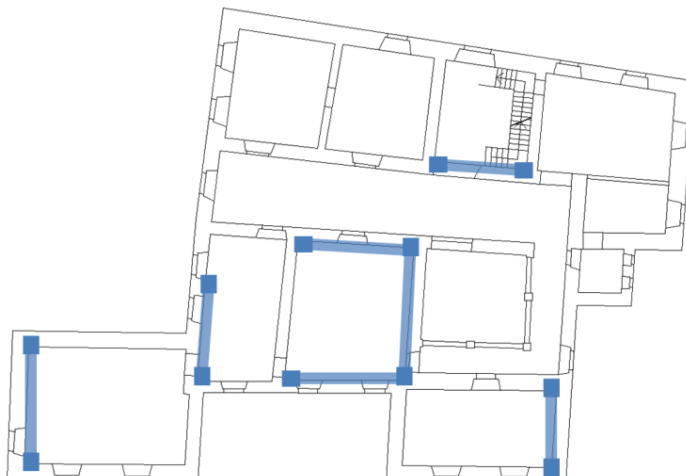
### **6.15.1 Opis in modeliranje**

V tem primeru so združeni vsi zgoraj obdelani ukrepi, kateri so pripomogli k dvigu nosilnosti objekta. Ta nerealna kombinacija je zgolj in samo primerjalne narave, saj nas je zanimalo, ali bi konstrukcija, utrjena z vsemi temi ukrepi, vendarle dosegala minimalno predpisano vrednost koeficienta *SRC*, ki je 0,40. Do sedaj so bile namreč vrednosti *SRC* pri vseh ukrepih krepko pod to zahtevano mejo. Združeni so bili naslednji ukrepi:

- po vseh zidovih so vgrajene zidne vezi,
- vsi stropovi so togi,
- vso zidovje je injektirano,
- vso zidovje je utrjeno z armiranim ometom,
- po celotni konstrukciji so vgrajeni AB okvirji v obeh smereh.

Pri dejanskem načrtovanju združevanja različnih utrditvenih ukrepov, bi bilo potrebno narediti stroškovno analizo in optimizacijo vsakega ojačitvenega ukrepa posebej, kar pa ni predmet te diplomske naloge.

Vsi ukrepi so bili modelirani tako, kot je opisano v posameznih primerih. Razlika je le, da je v tem primeru celotna konstrukcija utrjena z armiranim ometom in ne le del nje. Vgrajeno pa je tudi nerealno več armiranobetonskih okvirjev v obeh smereh, kot prikazujejo modre linije na *Sliki 91*.



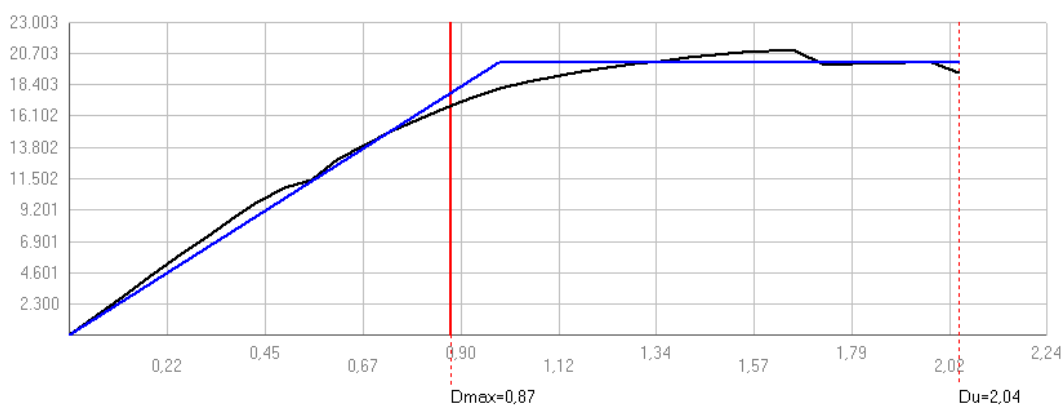
Slika 91: Položaj AB okvirjev pri nerealno utrjenem modelu

### 6.15.2 Rezultati in primerjava

Od rezultatov nas zanima le vrednost koeficienta  $SRC$ , saj je ta ukrep modeliran zgolj zaradi primerjave vrednosti tega koeficienta. Primerjava drugih rezultatov pa je brezpredmetna.

Preglednica 16: Rezultati kritičnih analiz in primerjava Osnovni model – Združeni ukrepi

	$D_{max}$ [cm]	$D_u$ [cm]	$ULSPG$ [g]	$\alpha_u$ -	$q$ -	$\mu_{av}$ -	$H_{id}$ [kN]	$K_e$ [kN/cm]	$SRC$ -
<b>X smer - analiza 14</b>									
Osnovni	2,13	2,06	0,232	0,97	2,27	2,60	6610	8350	0,180
Združeno	0,94	3,42	0,591	2,46	0,94	3,40	19130	19010	0,452
<b>Y smer - analiza 22</b>									
Osnovni	2,17	1,72	0,194	0,81	2,90	2,70	5080	7980	0,138
Združeno	0,87	2,04	0,424	1,77	0,89	2,07	20120	20420	0,475



Slika 92: Pushover krivulja modela z združenimi ukrepi (analiza 22)



### **Komentar**

Kot je opaziti iz *Slike 92*, lahko tako utrjena stavba projektni potresni vpliv prenese, če gledamo idealiziran diagram, v elastičnem območju, skoraj brez poškodb. Mejni pomik, ki ga zahteva potres ( $D_{max}$ ), se namreč nahaja pred pričetkom meje elastičnosti, kar pomeni, da bi se konstrukcija po takšni obremenitvi vrnila v prvotno stanje nepoškodovana oziroma zelo malo poškodovana, če gledamo neidealiziran odziv. S takšno kombinacijo združevanja ukrepov utrditve bi konstrukciji vendarle lahko zagotovili zadostno potresno varnost v smislu dovolj velike nosilnosti, saj pri obeh smereh analize koeficient *SRC* presega zahtevano vrednost varnosti, ki je  $BSC=0,40$ .

S tem primerom smo zgolj želeli prikazati, kaj vse bi bilo potrebno storiti, če bi potresno varnost preverjali le s koeficientom *SRC*, skladno z enačbo (5.22). Kot smo zaključili že pri prejšnjih poglavjih, bi bil dober kompromis, če bi mejno vrednost *BSC* izračunali z dejanskim faktorjem obnašanja konstrukcije in tako določili razumnejšo kontrolno mejo.

## 7 ZAKLJUČEK

V tej diplomski nalogi smo spoznali, kako se način projektiranja starih zidanih stavb razlikuje od projektiranja novih objektov. Bistvena stvar pri analizi obstoječe stavbe je stopnja poznavanja materialnih karakteristik, sestav zidov, sestav stropov ter drugih detajlov. Od stopnje poznavanja objekta je namreč odvisna točnost računa.

V našem primeru smo objekt poznali le toliko, kolikor je mogoče z vizualnim pregledom, brez preiskav, s katerimi bi odpirali zidovje ali pa ugotavljali lastnosti drugih elementov. To je za posledico imelo, da smo materialne karakteristike pridobili iz literature in njihove vrednosti še delili s faktorjem zaupanja  $CF=1,35$ . S tem smo morda podcenili dejansko odpornost stavbe, a takšna so pravila Evrokoda 8-3, ki jih je potrebno upoštevati. Problem nepoznavanja konstrukcije se pojavlja tudi pri samem modeliranju stavbe, saj je zaradi neraziskanosti potrebno določene zadeve tudi predpostaviti, s tem pa se manjša točnost modeliranja dejanskega stanja.

Obstaja mnogo ukrepov utrditve, s katerimi lahko izboljšamo obnašanje objekta, vendar smo skozi primerjalno analizo našega objekta ugotovili, da je slaba zasnova konstrukcije glavni vzrok za neprimeren odziv stavbe med potresnim vplivom, ki se ga je izredno težko znebiti.

Ker se je grad na Golniku tekom zgodovine mnogokrat prizidal, razširil in je večkrat spreminjal svojo namembnost, je današnja zasnova objekta izrazito neugodna. To smo ugotovili že na samem začetku analize, kjer je izračunana prva nihajna oblika pokazala, da je se objekt torzijsko suka. Vzrok tega je, da se masno in togostno središče konstrukcije nekoliko razhajata zaradi večje količine sten na vzhodnem delu in večje mase (oboki) na zahodnem delu. Pojav torzije je predvsem problematičen zato, ker pri analizah, kjer potres deluje v smeri Y, ta močno obremenjuje zahodni del objekta in s tem zmanjšuje njegovo odpornost. Pri sami računski analizi smo osnovni izhodiščni model konstruirali po arhitekturnih predlogih adaptacije objekta in skladno z ugotovitvami, ki smo jih pridobili pri pregledu objekta.

Program 3Muri globalno potresno odpornost preverja z nelinearno statično analizo, skladno z N2 metodo. Ugotovljeno je bilo, da osnovni model konstrukcije ne dosega zadostne potresne varnosti, saj ni sposoben prenesti projektnega pospeška temeljnih tal. V diplomskem delu so bili predstavljeni in primerjani različni utrditveni ukrepi, s pomočjo katerih smo konstrukciji poizkušali zagotoviti zadostno potresno varnost in ugodno obnašanje.

Izkazalo se je, da sta dilatacija levega stolpa in zamenjava podajnih lesenih stropov s togimi pretežno neučinkovita ukrepa, saj se obnašanje stavbe bistveno ne spremeni. Zamenjava s togimi stropovi je koristna samo zato, ker se s tem znebimo neenotnih pomikov prve in druge etaže.

Za najbolj učinkovite ukrepe so se izkazali predvsem posegi, pri katerih utrjujemo zidovje. Zidovi graščine na Golniku so namreč zelo debeli, zato je njihov doprinos k obnašanju objekta med seizmičnim vplivom še toliko večji. Tako injektiranje celotne stavbe, injektiranje samo dela stavbe in oblaganje sten z armiranim ometom so objektu zagotovili zadostno potresno varnost. Predvsem ukrep utrditve z armiranim ometom je izredno učinkovit, saj poleg same odpornosti konstrukcije poveča tudi njeno nosilnost, medtem ko z injektiranjem povečamo predvsem togost stavbe. Učinkovitost ukrepa injektiranja zidovja bi bilo sicer potrebno predhodno raziskati, saj je ukrep smiseln in učinkovit le pri zidovju z dovolj velikim deležem votlin.

Oblaganje sten s FRP trakovi poveča odpornost konstrukcije predvsem zaradi izredno duktilnega obnašanja, saj se je izkazalo, da ta ukrep izmed vseh najbolj poveča razpoložljivo duktilnost stavbe. Ta način utrditve je sicer za kamnite stavbe manj primeren in še močno neraziskan. Sicer pa smo utrditvene ukrepe izbirali tako, da so ti tudi realno izvedljivi.

Z različnimi utrditvami tudi vplivamo na razpored notranjih sil po stenah, saj se tip in lokacija poškodovanosti sten pri določenih ukrepih spremeni. Oblaganje z armiranim ometom in injektiranje sten povzročita nastanek upogibnih poškodb, katere zamenjajo strižne poškodbe neutrjene stavbe. FRP trakovi poškodovanost sten poenotijo, saj se po celotni površini stene navadno pojavljajo poškodbe zaradi upogiba.

Najučinkovitejši od vseh ukrepov je nedvomno vgraditev dveh armiranobetonskih okvirjev. Okvirja sta bila načrtovana po določenih metode načrtovanja nosilnosti, s čimer je bilo zagotovljeno ugodno, duktilno obnašanje. Okvirja zaradi svoje velike togosti in izbrane pozicije premakneta center togosti objekta proti zahodnemu delu in s tem popolnoma izničita neugoden vpliv torzije. Odziv konstrukcije je izredno ugoden, saj so vse stene enakomerno obremenjene, zadoščeno pa je tudi vsem kontrolam potresne varnosti.

Poleg kontrole prenašanja pospeškov temeljnih tal (*ULSPG*), ki jo uporablja program 3Muri, smo povsod primerjalno preračunali tudi koeficient potresne odpornosti *SRC*, ki se v Sloveniji v praksi najpogosteje uporablja za določevanje potresne varnosti zidanih stavb. Ugotovili smo, da je takšen način preverjanja varnosti močno podcenjen, saj so bile vrednosti koeficienta *SRC* pri vseh primerih precej nižje od zahtevane vrednosti  $BSC=0,40$ . Vzroki za nizko ocenjene vrednosti *SRC*-ja s programskim orodjem 3Muri so, da 3Muri pri računu mejnih stanj upošteva vpliv globalnega

porušnega mehanizma in zanemarja nosilnost zidu izven svoje ravnine, medtem ko je preverjanje potresne odpornosti s koeficientom *SRC* bolj prilagojeno mehanizmu etažne porušitve, ki je precej bolj tog in nosilen od globalnega mehanizma.

Ugotovili smo, da bi bila smiselna uporaba tega načina preverjanja varnosti kvečjemu tedaj, če bi vrednost mejnega strižnega koeficienta *BSC* lahko določili z dejansko izračunano vrednostjo redukcijskega faktorja  $q_u$ , ki ga izračuna program iz odziva objekta, in ne z referenčno vrednostjo  $q=1,5$ , ki jo podaja Evrokod 8-1 za nearmirano zidovje. S to kompromisno rešitvijo smo z določenimi primeri utrditve tudi presegli bolj smiselno mejno vrednost koeficienta *BSC*<sup>\*</sup>.

Z modeliranjem, identificiranjem kritičnih območij in spremljanjem obnašanja konstrukcije smo z načrtno izbranimi postopki in vrstami utrditve postopoma našli primerno rešitev, katera bi objekt trajno varovala pred potresnimi vplivi.

## VIRI

ARSO, Agencija RS za okolje. Karta potresne nevarnosti – projektni pospešek tal.

[http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni\\_pospesek\\_tal.html](http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni_pospesek_tal.html)

(Pridobljeno 3. 8. 2012.)

Bergant, M., Baumgartner, M., Kos, J., 1998. Tehnične informacije o pomembnejših posegih za rekonstrukcijo v potresu poškodovanih zidanih objektov (Teh. informacije DTP). Ljubljana, MOP, Državna tehnična pisarna Bovec-Kobarid: 17 str.

Bergant, M., Dolinšek, B. Utrjevanje kamnitih in opečno-kamnitih zidov z injektiranjem.

<http://www.gi-zrmk.si/gras/pdf/clanki/6%20injektiranje%20kamnitih%20zidov-%C4%8Dlanek-revija%20gradbenik.pdf> (Pridobljeno 14. 7. 2012.)

Bergant, M. Statična sanacija in utrditev starih stavb knjižnice Mirana Jarca v Novem mestu.

<http://www.gi-zrmk.si/images/TC/12%20%C4%8Dlanek.pdf> (Pridobljeno 22. 7. 2012.)

Bosiljkov, V., Uranjek, M., Žarnić, R., Bokan-Bosiljkov, V. 2010. An integrated diagnostic approach for the assessment of historic masonry structures. *Journal of cultural heritage*. 11, 3: 239–249.

Cotič, P. 2010. Eksperimentalno podprta parametrična nelinearna seizmična analiza kamnite zidane stavbe. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba P. Cotič): 119 str.

Da Porto, F., Modena, C., Mosele, F. 2009. Comportamento ciclico nel piano di un sistema di muratura armata, *Costruire in Laterizio*. No. 130: 54–61.

Fajfar, P. 2002. Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi. *Gradbeni vestnik*. 51, 4: 302–315.

Fajfar, P., Fischinger, M., Isaković, T., Kramar, M., Kreslin, M., Peruš, I. 2009. Uvajanje standarda Evrokod 8 v Sloveniji – 4. del. Raziskovalno-razvojna naloga. Ljubljana, IKPIR FGG in Agencija RS za okolje: 143 str.

Gostič, S., Jarc Simonič, M., Bosiljkov, V., Žarnić, R. 2012. FRP Composites in Civil Engineering : CICE 2012: Comparison of In-situ and laboratory tests of brick masonry walls strengthened with carbon fibre reinforced polymer fabric, 6th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, Rome, 13-15 June 2012. Rome, International Centre for the Study of the Preservation and the Restoration of Cultural Property: p. 75–81.

Meli, R. 1998. "Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos". Fundación ICA, México.

Mistakidis, E., Bosiljkov, V., Dematteis, G., Dinu, F., Fischinger, M. 2003. Structural integrity of buildings under exceptional earthquakes. Office for Official Publications of the European Communities: p. 127–141.

NTC (2008). "Norme Tecniche per le Costruzioni" D.M. 14 gennaio 2008, Suppl. ord. n° 30 alla G.U. n. 29 del 4/02/2008. - Sections extracted from the commentary to Italian National Technical Code. 2008.

Pelko, M. 1977. Predlog adaptacije gradu Golnik za upravno študijske potrebe inštituta za pljučne bolezni in TBC Golnik. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Pelko): 38 str.

Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih. Uradni list SFRJ, št. 31/81, 49/82, 29/83, 21/88 in 52/90. 1981.

SIST EN 1990:2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 71 str.

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: 33 str.

SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 227 str.

SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 229 str.

SIST EN 1998-1:2005/A101. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 11 str.

SIST EN 1998-3:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. del: Ocena in prenova stavb. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 89 str.

SIST EN 1998-3:2005/A101. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. del: Ocena in prenova stavb – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 4 str.

Stopar, I. 1997. Grajske stavbe v osrednji Sloveniji. Ob zgornjem toku reke Save (1. knjiga). Ljubljana. Viharnik, Znanstveni inštitut Filozofske fakultete: 166 str.

S.T.A. Data. 2009. 3Muri v4.0x User manual.

[http://www.3muri.com/3muri/documenti/3Muri4.0\\_User\\_Manual.pdf](http://www.3muri.com/3muri/documenti/3Muri4.0_User_Manual.pdf) (Pridobljeno 28. 3. 2012.)

S.T.A. Data. 2009. Non-linear Seismic Analysis of Masonry Buildings.

<http://www.3muri.com/3muri/documenti/3MuriGeneralDescription.pdf> (Pridobljeno 28. 3. 2012.)

Tomažević, M. 1987. Zidane zgradbe na potresnih območjih. Ljubljana, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 1 zv. (loč. pag.)

Tomažević, M. 2009. Potresno odporne zidane stavbe. Ljubljana, Tehnis: 301 str.

Uranjek, M., Bosiljkov, V., Žarnić, R., Bokan-Bosiljkov, V. 2012. In situ tests and seismic assessment of a stone-masonry building. *Materials and structures*. 45, 6: 861–879.

Uranjek, M. 2008. Problematika injektiranja zidov objektov kulturne dediščine. Magistrska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Uranjek): 146 str.

Žarnić, R. 1990. Structural Conservation of Stone Masonry. V: Žarnić, R. (ur.). *Strengthening of Masonry Vaults by Foam Concrete Application* : International Technical Conference in Athens, Greece, October 31 – November 3, 1989. Rome, International Centre for the Study of the Preservation and the Restoration of Cultural Property: p. 291–298.