

Univerza  
v Ljubljani  
Fakulteta  
*za gradbeništvo  
in geodezijo*

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



Univerzitetni program Gradbeništvo,  
Konstrukcijska smer

Kandidatka:  
**Meta Kržan**

# **Parametrična analiza potresne odpornosti Kolizeja v Ljubljani**

**Diplomska naloga št.: 3028**

**Mentor:**  
doc. dr. Vlatko Bosiljkov

**Somentor:**  
prof. dr. Roko Žarnić

Ljubljana, 9. 9. 2008

## **STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA**

**Stran z napako**

**Vrstica z napako**

**Namesto**

**Naj bo**

## **IZJAVA O AVTORSTVU**

Podpisana META KRŽAN izjavljam, da sem avtorica diplomske naloge z naslovom:  
**»PARAMETRIČNA ANALIZA POTRESNE ODPORNOSTI KOLIZEJA V LJUBLJANI«.**

Izjavljam, da se odpovedujem vsem materialnim pravicam iz dela za potrebe elektronske separatoteke FGG.

Ljubljana, 19. avgust 2008

## **IZJAVE O PREGLEDU NALOGE**

Nalogo so si ogledali učitelji konstrukcijske smeri:

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

|                         |  |
|-------------------------|--|
| <b>UDK:</b>             | <b>624.042.7:699.841(043.2)</b>  |
| <b>Avtor:</b>           | <b>Meta Kržan</b>  |
| <b>Mentor:</b>          | <b>doc. dr. Vlatko Bosiljkov</b>   |
| <b>Naslov:</b>          | <b>Parametrična analiza potresne odpornosti Kolizeja v Ljubljani</b>                                 |
| <b>Obseg in oprema:</b> | <b>95 str., 12 pregl., 84 sl., 40 en.</b>  |
| <b>Ključne besede:</b>  | <b>Kolizej v Ljubljani, potresna odpornost, sanacije starih zidanih objektov, kulturna dediščina</b> |

### **Izвлеček**

V diplomskem delu je podana ocena varnosti glede na nosilnost na vertikalno obtežbo ter ocena potresne odpornosti zgradbe Kolizeja v Ljubljani. Po kratkem pregledu zgodovine objekta je opisana nosilna konstrukcija objekta ter njegova poškodovanost. Podani so rezultati eksperimentalnih preiskav na vzorcih, vzetih iz objekta, se pravi mehanske karakteristike opeke in malte. Na osnovi teh sta določeni tlačna in natezna trdnost zidovja, ki sta nato uporabljeni za določitev statične ocene in analize potresne odpornosti.

Statična ocena je narejena ob upoštevanju določil EC6. Analiza seizmične odpornosti dejanskega stanja je narejena po nelinearni statični metodi s programom SREMB, ki še po starih predpisih upošteva natezno trdnost zidovja. Rezultat analize so histerezne ovojnice kritične etaže ter koeficient potresne odpornosti konstrukcije. Dobljeni rezultati so primerjani s potresno odpornostjo, izračunano po SIST EN 1998-3.

V nalogi so opisane tudi možnosti sanacije oziroma utrditve starih zidanih objektov, ter izračunane potresne odpornosti za primere sanacije Kolizeja. Narejene so tri variante in sicer odstranitev težkih nasipov nad oboki, zamenjava težkih predelnih zidov v višjih nadstropjih z lažjimi ter varianta popolne rekonstrukcije objekta z ohranitvijo obstoječe konstrukcijske zasnove in boljšimi materialnimi karakteristikami.

## **BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION**

**UDC:** 624.042.7:699.841(043.2)  
**Author:** Meta Kržan  
**Supervisor:** doc. dr. Vlatko Bosiljkov  
**Title:** Parametric Seismic Resistance Analysis Of Ljubljana's »Kolizej«  
**Notes:** 95 p., 12 tab., 84 fig., 40 eq.  
**Key words:** Kolizej in Ljubljana, seismic resistance, strengthening interventions techniques of old masonry buildings, cultural heritage

### **Abstract**

This thesis presents a safety evaluation of Kolizej considering load bearing capacity of the structure due to vertical loading and seismic action. Structural system and its state of conservation, obtained from the in-situ survey, are presented after a short review of the building's history. Mechanical characteristics of brick and mortar were evaluated from the laboratory tests on specimens taken from Kolizej. Those results helped us determine the wall's compression and tension strength, which have then been used throughout the analysis. Load bearing capacity of the structure due to vertical loading was calculated according to provisions of EC6. Assessment of seismic resistance by means of nonlinear static method was made by using computer program SREMB, which requires tension strength (as in former standards). Results are in the form of hysteresis envelopes and seismic resistance coefficient ( $SRC_u$ ). These results are then compared with seismic resistance calculated according to SIST EN 1998-3.

These thesis also includes the possibilities of strengthening interventions for old stone or brick buildings in general and an estimation of seismic resistance in case of interventions on Kolizej. First, heavy load on the vaults is removed, then heavy walls in upper floors are replaced with lighter materials and the final option is a total reconstruction of the building while keeping the same structural system but using better materials.

## **ZAHVALA**

Za pomoč pri izdelavi te diplomske naloge se zahvaljujem mentorju doc. dr. Vlatku Bosiljkovu, izr. prof. dr. Roku Žarniću ter ing. Franciju Čeponu.

Zahvaljujem se tudi družini in prijateljem za takšno in drugačno podporo tako pri diplomi kot tudi pri celotnem študiju.

## KAZALO VSEBINE

|          |  |           |
|----------|--|-----------|
| <b>1</b> | <b>UVOD</b> .....  | <b>1</b>  |
| <b>2</b> | <b>OPIS OBJEKTA</b> .....  | <b>5</b>  |
| 2.1      | Zgodovinski opis objekta.....  | 5         |
| 2.2      | Zasnova objekta .....  | 5         |
| <b>3</b> | <b>STANJE OBJEKTA</b> .....  | <b>9</b>  |
| 3.1      | Nosilna konstrukcija.....  | 9         |
| 3.1.1    | Opis opečnih zidov ter stebrov .....   | 10        |
| 3.1.2    | Opis temeljev.....   | 11        |
| 3.2      | Opis poškodb .....   | 11        |
| <b>4</b> | <b>EKSPERIMENTALNA ANALIZA</b> .....   | <b>17</b> |
| 4.1      | Odvzem vzorcev .....   | 17        |
| 4.2      | Ugotovitve na mestih .....   | 19        |
| 4.3      | Preiskave v laboratoriju in rezultati .....  | 23        |
| 4.3.1    | Preiskave opeke .....  | 23        |
| 4.3.1.1  | Vlažnost .....   | 23        |
| 4.3.1.2  | Vodovpojnost .....   | 24        |
| 4.3.1.3  | Tlačna trdnost zidakov.....  | 25        |
| 4.3.2    | Preiskave malte.....   | 28        |
| <b>5</b> | <b>KONTROLA NOSILNOSTI NA VERTIKALNO OBTEŽBO IN POTRESNA<br/>ODPORNOST OBJEKTA</b> ..... | <b>31</b> |
| 5.1      | Račun obtežbe in obtežne kombinacije.....  | 31        |
| 5.1.1    | Stalna obtežba (SIST EN 1991-1-1: 2002):.....  | 31        |
| 5.1.2    | Spremenljiva obtežba (SIST EN 1991-1-1: 2002).....                                       | 32        |
| 5.1.3    | Potresna obtežba (SIST EN 1998 – 1: 2005) .....  | 33        |



---

|           |   |    |
|-----------|---|----|
| 5.1.4     | Obtežne kombinacije .....                                       | 36 |
| 5.1.4.1   | Mejna vertikalna obtežba (SIST EN 1990: 2004) .....             | 36 |
| 5.1.4.2   | Potresni vpliv (SIST EN 1990: 2004, SIST EN 1998 -1: 2005)..... | 36 |
| 5.2       | Ocena mehanskih lastnosti opečne zidovine .....                 | 37 |
| 5.2.1     | Evrokod 6.....  | 37 |
| 5.2.1.1   | Karakteristična tlačna trdnost zidovja .....                    | 37 |
| 5.2.1.2   | Karakteristična strižna trdnost zidovja.....                    | 37 |
| 5.2.1.3   | Karakteristična upogibna trdnost zidovja.....                   | 38 |
| 5.2.2     | Stara jugoslovanska (Slovenska 1991 – 2007) regulativa .....    | 39 |
| 5.3       | Geometrija .....  | 40 |
| 5.4       | Postopek računa .....   | 42 |
| 5.4.1     | Analiza nosilnosti na vertikalno obtežbo .....                  | 42 |
| 5.4.2     | Potresna odpornost .....  | 42 |
| 5.4.2.1   | Nelinearna analiza s programom SREMB .....                      | 42 |
| 5.4.2.1.1 | Predpostavke računa .....                                       | 43 |
| 5.4.2.1.2 | Določanje etažne histerezne ovojnice .....                      | 43 |
| 5.4.2.1.3 | Ocena potresne varnosti .....                                   | 50 |
| 5.4.2.2   | Račun po EN 1998 - 3 .....                                      | 51 |
| 5.5       | Rezultati .....   | 53 |
| 5.5.1     | Kontrola nosilnosti vertikalne obtežbe .....                    | 53 |
| 5.5.2     | Potresna odpornost .....  | 55 |
| 5.5.2.1   | SREMB .....   | 55 |
| 5.5.2.2   | Rezultati potresne odpornosti po EC8 .....                      | 66 |
| 6         | SANACIJE .....  | 73 |
| 6.1       | Sanacije starih objektov.....                                   | 73 |

|       |   |    |
|-------|---|----|
| 6.1.1 | Ojačitev temeljev .....                                   | 74 |
| 6.1.2 | Ojačitev zidov.....                                       | 74 |
| 6.1.3 | Povezovanje zidov in ojačevanje stropnih konstrukcij..... | 75 |
| 6.1.4 | Sanacija obokov .....                                     | 75 |
| 6.2   | Ukrepi za Kolizej .....                                   | 76 |
| 6.2.1 | Varianta 1.....   | 76 |
| 6.2.2 | Varianta 2.....   | 78 |
| 6.2.3 | Varianta 3.....   | 81 |
| 6.2.4 | Primerjava s sedanjim stanjem.....                        | 85 |
| 7     | ZAKLJUČEK.....  | 87 |
|       | VIRI .....  | 91 |
|       | PRILOGA: NAČRTI ZA ANALIZO OBJEKTA .....                  | 95 |

[prazna stran]

## KAZALO PREGLEDNIC

|   |    |
|---|----|
| Preglednica 1: Vlažnost opečnega zdroba na posameznih mestih pregleda.....  | 23 |
| Preglednica 2: Vlažnost opeke na posameznih mestih pregleda .....   | 24 |
| Preglednica 3: Vodovpojnost zidakov na posameznih mestih pregleda.....  | 24 |
| Preglednica 5: Rezultati preiskav tlačne trdnosti opeke.....  | 26 |
| Preglednica 6: Rezultati preiskav maltnih preskušancev iz kletnega nivoja.....  | 29 |
| Preglednica 7: Rezultati preiskav vzorcev malte iz višjih nadstropij.....   | 29 |
| Preglednica 8: Pregled mehanskih lastnosti za opečno zidovino .....   | 39 |
| Preglednica 9: Strižna kapaciteta v odvisnosti od horizontalne obremenitve oziroma<br>projektnega pospeška tal ter število in procent porušenih zidov za X smer.....  | 68 |
| Preglednica 10: Strižna kapaciteta v odvisnosti od horizontalne obremenitve oziroma<br>projektnega pospeška tal ter število in procent porušenih zidov za Y smer..... | 68 |
| Preglednica 11: Primerjava rezultatov odpornosti.....   | 72 |
| Preglednica 12: Primerjava različnih sanacijskih ukrepov .....  | 85 |

## KAZALO SLIK

|  |    |
|--|----|
| Slika 1: Kolizej, idejna arhitekturna rešitev .....  | 3  |
| Slika 2: Zračni pogled na Kolizej, slika orientirana sever-jug (vir: Agencija RS za okolje – Atlas okolja) ..... | 6  |
| Slika 3: Severna fasada objekta .....  | 6  |
| Slika 4: Zahodna fasada objekta .....  | 7  |
| Slika 5: Del južne fasade objekta .....  | 7  |
| Slika 6: Vzhodna fasada objekta .....  | 8  |
| Slika 7: Sidranje zunanjega zidu na notranjo nosilno konstrukcijo na nivoju prvega nadstropja .....              | 9  |
| Slika 8: Zidne vezi na zunanji fasadi .....  | 10 |
| Slika 9: Poškodbe ometa (vlažen in plesniv) na oboku .....   | 12 |
| Slika 10: Poškodbe ometa zaradi kapilarnega dviga .....  | 12 |
| Slika 11: Spran zunanji omet ter opeka, poraščena z lišaji, zaradi neurejenega odvodnjavanja meteorne vode ..... | 13 |
| Slika 12: Uničen omet ter popolnoma vlažna opeka prekrita z lišaji .....   | 13 |
| Slika 13: Razpadanje opečnih zidakov .....   | 13 |
| Slika 14: Zamakanje strehe v 3. nadstropju južnega dela objekta .....  | 14 |
| Slika 15: Razpoke v loku, .....  | 14 |
| Slika 16: Razpoke na oboku .....   | 14 |
| Slika 17: Načeto ležišče loka v odprtem prehodu v srednjem delu objekta .....                                    | 15 |
| Slika 18: Armirano betonska razpiralna konstrukcija v sredinskem severnem delu objekta ...                       | 16 |
| Slika 19: Porušitev dela objekta leta 1995 .....   | 16 |
| Slika 20: Mesta odvzema , kletna etaža (Z – zid, S – strop, t – temelj) .....                                    | 17 |
| Slika 21: Mesta odvzema , pritličje (Z – zid, S – strop, t – temelj) .....                                       | 18 |
| Slika 22: Mesta odvzema , 1.nadstropje (Z – zid, S – strop, t – temelj) .....                                    | 18 |
| Slika 23: Odvzem opečnega zdroba, pregledno mesto Z6 .....   | 19 |
| Slika 24: Nehomogena struktura opečnih zidakov, (pregledno mesto Z11) .....                                      | 20 |
| Slika 25: Izprana opeka na vzhodni fasadi .....  | 21 |
| Slika 26: Razpadajoča opeka in malta v notranjosti, (pregledno mesto Z3) .....                                   | 21 |
| Slika 27: Pregledno mesto Z7 .....   | 22 |

|  |    |
|--|----|
| Slika 28: Bela – malta za refugiranje, rjava – originalna malta, pregledno mesto Z7 .....  | 22 |
| Slika 29: Zajem opečnega zdroba s preglednega mesta Z8 .....   | 23 |
| Slika 30: Kapljice vode iz stebra, pregledno mesto Z6.....   | 25 |
| Slika 31: Vzorci opeke, pripravljene za tlačni preizkus .....  | 25 |
| Slika 32: Tlačni preizkus vzorca .....   | 26 |
| Slika 33: Porušena vzorca, kjer je vidna različna struktura; levo nehomogena struktura vzorca Z7b, desno homogena struktura vzorca Z7c .....                         | 27 |
| Slika 34: Vzorci malte, pripravljene za tlačni preizkus.....   | 28 |
| Slika 35: Tlačni preizkus malte, začetek, vzorec Z7-1 .....  | 28 |
| Slika 36: Tlačni preizkus malte, porušitev vzorca Z7-1 .....   | 28 |
| Slika 37: Diagram sile (F) v odvisnosti od pomika (d) za tlačni preizkus vzorca Z3(1).....   | 29 |
| Slika 38: Oblika elastičnega spektra odziva .....  | 33 |
| Slika 39: Seizmološka karta Slovenije – projektni pospešek tal (Ministrstvo za okolje in prostor, Urad RS za geofiziko, 2002) .....                                  | 35 |
| Slika 40: Ravnotežje notranjih sil v prerezu pri strižni porušitvi po EC6 .....  | 38 |
| Slika 41: Porušna ravnina, vzporedna naležnim regam $f_{xk1}$ (levo), in porušna ravnina, pravokotna na naležne rege (desno) $f_{xk2}$ .....                         | 38 |
| Slika 42: Pri računu upoštevani nosilni elementi kletne etaže.....   | 41 |
| Slika 43: Porušni mehanizmi zidov (Tomažević, 1987).....   | 44 |
| Slika 44: Ravnotežno stanje sil, ki delujejo na zid (Tomažević, 1987).....   | 46 |
| Slika 45: Ravnotežje notranjih sil v prerezu pri upogibni porušitvi nearmiranega zidu (Tomažević, 1987) .....  | 47 |
| Slika 46: Idealizirana histerezna ovojnica etaže .....   | 50 |
| Slika 47: Prikaz vertikalnih obremenitev posameznih elementov za kontrolo msn pri minimalni spremenljivi obtežbi ter odpornost materiala (ocenjena in dovoljena).... | 54 |
| Slika 48: Vertikalne obremenitve nosilnih elementov .....  | 54 |
| Slika 49: Primerjava vertikalnih obremenitev posameznih elementov za različno spremenljivo obtežbo .....   | 55 |
| Slika 50: Stanje na meji elastičnosti: $d/d_e$ , smer X .....  | 56 |
| Slika 51: Stanje na meji elastičnosti: $d/d_e$ , smer Y .....  | 57 |
| Slika 52: Stanje na meji elastičnosti: $d$ , smer Y.....   | 57 |
| Slika 53: Stanje pri maksimalni nosilnosti: horizontalna sila H, smer X .....  | 58 |

|  |    |
|--|----|
| Slika 54: Stanje pri maksimalni nosilnosti: izkoriščenost nosilnosti elementov $H_t / H_u$ , smer X<br>.....   | 59 |
| Slika 55: Stanje pri maksimalni nosilnosti: razmerje pomikov $d / d_u$ , smer X.....   | 59 |
| Slika 56: Stanje pri maksimalni nosilnosti: horizontalna sila H, smer Y .....  | 60 |
| Slika 57: Stanje pri maksimalni nosilnosti: izkoriščenost nosilnosti elementov $H_t/H_u$ , smer Y<br>.....   | 60 |
| Slika 58: Stanje pri mejni nosilnosti: razmerje pomikov $d / d_u$ , smer X .....   | 61 |
| Slika 59: Stanje pri mejni nosilnosti: razmerje pomikov $d / d_u$ , smer Y .....   | 62 |
| Slika 60: Stanje pri koncu računa: razmerje pomikov $d/d_u$ , smer X.....  | 63 |
| Slika 61: Stanje pri koncu računa: razmerje pomikov $d/d_u$ , smer Y.....  | 63 |
| Slika 62: Način porušitve, smer X.....   | 64 |
| Slika 63: Način porušitve, smer Y .....  | 64 |
| Slika 64: Histerezna ovojnica etaže, smer X .....  | 65 |
| Slika 65: Histerezna ovojnica etaže, smer Y .....  | 66 |
| Slika 66: Elementi, upoštevani pri izračunu odpornosti po EC v X (levo) in Y smeri (desno)<br>.....  | 67 |
| Slika 67: Prikaz horizontalne obtežbe in pripadajoča odpornost in procent porušenih zidov po<br>EC za smer X.....  | 69 |
| Slika 68: Prikaz horizontalne obtežbe in pripadajoča odpornost in procent porušenih zidov po<br>EC za smer Y .....   | 69 |
| Slika 69: Strižna in upogibna odpornost elementov pri obremenitvi z elastično silo v smeri X<br>.....  | 70 |
| Slika 70: Strižna in upogibna odpornost elementov pri obremenitvi z elastično silo v smeri Y<br>.....  | 71 |
| Slika 71: Diagrama prikazujeta, pri koliko elementih je pri določeni horizontalni obtežbi v<br>smeri X (levo ) in Y smeri (desno) merodajna strižna odpornost (modra) in pri<br>kolikih upogibna (vijolična) ..... | 71 |
| Slika 72: Ojačevanje lesenega stropa z opažem (Tomažević, 1987).....   | 75 |
| Slika 73: Namestitev jeklenih vezi (Tomažević, 1987).....  | 76 |
| Slika 74: Nadomestitev nasipa ter vstavljanje jeklenih vezi (Žarnić, 2008) .....   | 76 |
| Slika 75: Primerjava vert. obr. posameznih elementov dejanskega stanja ter situacije brez<br>nasipov.....  | 77 |

---

|  |    |
|--|----|
| Slika 76: Histerezna ovojnica etaže pri varianti brez nasipa, smer X.....  | 77 |
| Slika 77: Histerezna ovojnica etaže pri varianti brez nasipa, smer Y.....  | 78 |
| Slika 78: Primerjava vertikalnih obremenitev posameznih elementov dejanskega stanja, stanja brez nasipov ter stanja, kjer še dodatno lažji predelni zidovi ..... | 79 |
| Slika 79: Histerezna ovojnica etaže pri varianti brez nasipa in lažjimi predelnimi zidovi, smer X.....   | 80 |
| Slika 80: Histerezna ovojnica etaže pri varianti brez nasipa in lažjimi predelnimi zidovi, smer Y .....  | 81 |
| Slika 81: Histerezna ovojnica etaže pri popolni rekonstrukciji objekta, smer X.....  | 82 |
| Slika 82: Histerezna ovojnica etaže pri popolni rekonstrukciji objekta, smer Y .....   | 83 |
| Slika 83: Način porušitve pri rekonstrukciji objekta, smer X.....  | 84 |
| Slika 84: Način porušitve pri rekonstrukciji objekta, smer Y .....   | 84 |



## 1 UVOD

Obnova starih objektov oziroma njihovo vzdrževanje postajata vedno bolj pomembna tudi pri nas. Veliko je objektov, ki imajo arhitekturno, urbano, etnološko ali kako drugačno zgodovinsko vrednost in je zato skrb za njih še toliko bolj pomembna. Kot gradbeniki, ki smo odgovorni za samo nosilnost objekta, pogosto pridemo do vprašanja, ali je pri dejanskem stanju konstrukcije sploh še s kakršnimikoli ojačitvenimi ukrepi možno doseči zadostno varnost.

Pri tem bi se morali zavedati, da naj bi bil pri kulturnih spomenikih pojem zadostne varnosti drugačen kot pri normalnih objektih. V primeru obstoječih arhitekturnih in kulturnih zgradb zgodovinskega pomena je zaradi njihove tipološke različnosti in specifičnih značilnosti kot kulturnih spomenikov (tudi zaradi zgodovine posamezne stavbe) očitna težavnost definirati ustrezní postopek za zagotovitev varnosti po predpisih, ki bi bil enak tistemu, ki se nanaša na navadne objekte stavbne dediščine.

Problem je velika količina neznank, ki se pojavijo pri obravnavi posameznega objekta. Tako za zanesljivost ocenjevanja trenutne potresne varnosti kot tudi za izbiro učinkovitih ojačitev in intervencij, je ključnega pomena poznavanje zgradbe. Pogosti problemi za obstoječe zgradbe, tudi v primeru varovanih in ustrezno vzdrževanih glede na njihovo pomembnost, je nemožnost poznavanja originalnih karakterističnih podatkov konstrukcije, modifikacij, ki so nastale skozi čas zaradi poškodb delovanja človeka, staranja materiala, naravnih katastrof.

Pri kontroli varnosti starih objektov se dostikrat izkaže za najbolj kritično obtežbo prav potresna obtežba. Starejši objekti so bili zgrajeni po pristopu, ki je temeljil na intuiciji in opazovanju, ki sta koristila principe stabilnosti togih teles in analizo obnašanja konstrukcij že obstoječih stavb. Na področjih, kjer je potresna aktivnost večja (prisotnost pogostejših močnejših potresov), so navadno izkušnje pripeljale do učinkovitih konstrukcijskih rešitev za zmanjšanje ranljivosti ob potresih. Ti elementi za protipotresno ojačitev so postali dopolnilen del konstrukcijskih pravil. Na področjih z majhno potresno aktivnostjo (redki in nedestruktivni potresi) pa so taki ukrepi bili uporabljeni samo med popravili ali restavraciji, ki je sledila po tistih redkih, močnejših potresih, vendar pa se je njihova uporaba kot del konstrukcijskega sistema zgubila po nekaj generacijah, ker se kmalu ni več zdela smiselna.

Znanje o objektu, ki ga potrebujemo za analizo, se seveda lahko zajame na različnih stopnjah globine poznavanja objekta v odvisnosti od potreb po točnosti pregledanih objektov, zgodovinskega raziskovanja in eksperimentalnih študij. Z globino poznavanja, to je stopnjo raziskav in razpoložljivih podatkov, je nato tesno povezana stopnja zanesljivosti modela ter tudi faktorji zaupanja, ki jih uporabimo v končni analizi tako za dejansko stanje kot za stanje po sanaciji oziroma utrditvi objekta.

Pot do poznavanja objekta lahko razčlenimo na naslednje korake:

- identifikacija zgradbe, njena lokacija v povezavi s posameznimi tveganimi področji in odnos le te na njeno urbano okolico; analiza je sestavljena iz začetnega shematičnega poročila zgradbe in identifikacije eventuelnih znamenitih elementov (dekoracije pritrjene na zidove, antično pohištvo), ki lahko pogojujejo stopnjo tveganja;
- identifikacijo razvoja objekta, torej zaporedje faz transformacije gradnje, od hipotetične originalne konfiguracije do sedanjega stanja;
- geometrijski relief zgradbe in njeno dejansko stanje, izdelan kot celoten stereometričen opis konstrukcije vključno z eventuelnimi razpokami in deformacijami;
- identifikacija elementov, ki sestavljajo odpornost konstrukcije, z materialno in konstruktivno sprejemljivostjo, posebno glede tehnik gradnje v konstrukcijskih detajlih in medsebojnih povezav konstrukcijskih elementov;
- identifikacija materiala, njegovo propadanje in mehanske karakteristike; znanje o temeljih in njihovi strukturi, s poudarkom na variacije, ki se pojavljajo skozi čas, in tudi relativno nestabilnost posameznih konstrukcijskih elementov.

V diplomski nalogi je obravnavan Kolizej v Ljubljani. Po zgoraj navedenih načelih je pripravljen opis objekta (tudi zgodovinski), njegova konstrukcijska zasnova ter materialne lastnosti, ki so bile preizkušene v laboratoriju FGG.



*Slika 1: Kolizej, idejna arhitekturna rešitev*

Od leta 1847, ko je bil Kolizej zgrajen, je gradbeništvo zelo napredovalo, še posebej pa se je razvilo potresno inženirstvo (kar se odraža tudi v novih, bolj strogih predpisih). Namen naloge je preveriti dejansko stanje objekta; potresno odpornost objekta in sicer glede na prejšnje in današnje predpise (Evrokod 1, 6, 8) ter ugotoviti, ali se lahko z različnimi utrditvenimi postopki približamo oziroma zadostimo današnjim zahtevam za varnost objekta.



## **2 OPIS OBJEKTA**

### **2.1 Zgodovinski opis objekta**

Leta 1845 se je začela gradnja Kolizeja, saj je na polovici 19. stoletja arhitekt Josef Benedikt Withalm mestnim oblastem predlagal gradnjo večnamenskega objekta za potrebe vojske Avstro-ogrske monarhije. Gradnjo so končali leta 1847. Prvo leto po izgradnji je Kolizej zgorel, a je bil nato v pol leta obnovljen. Služil je ne le vojaštvu, temveč tudi zabavnim dejavnostim. Leta 1895 je Ljubljano in tudi konstrukcijo Kolizeja zadel hujši potres, vendar pa podatkov o poškodbah nismo našli. Leta 1905 so bile narejene prve večje prenove. Od druge svetovne vojne naprej pa je objekt bil zanemarjen oziroma se ga ni vzdrževalo. Leta 1993 je objekt skupščina občine Ljubljana razglasila za spomenik kulturne dediščine lokalnega pomena, leta 2005 pa za spomenik državnega pomena. Marca 1995 je zaradi nenadzorovanega poseganja v gradbeno konstrukcijo prišlo do delnega rušenja objekta v njegovem severnem sredinskem delu. Danes je v tem delu zgradbe nadomestna nosilna konstrukcija, sestavljena iz jeklenih odrov, ki nosi streho. Kolizej je bil postavljen kot zadnji od treh podobnih objektov v Avstro-ogrski monarhiji, za zgradbama (»Coliseum«) v Gradcu in na Dunaju, ki pa so ju že porušili.

### **2.2 Zasnova objekta**

Kolizej je dolg približno 122 m, širok od približno 29 do 32 m in je nekoliko nepravilne podolgovate oblike. Objekt je po daljši stranici orientiran pretežno v smeri S-J (Slika 2). Na sliki je viden tudi porušen sredinski del objekta.



*Slika 2: Zračni pogled na Kolizej, slika orientirana sever-jug (vir: Agencija RS za okolje – Atlas okolja; [http://gis.arso.gov.si/atlasokolja/profile.aspx?id=Atlas\\_Okolja\\_AXL@Arso](http://gis.arso.gov.si/atlasokolja/profile.aspx?id=Atlas_Okolja_AXL@Arso))*

Objekt ima 3 do 5 etaž. Spodnjo etažo lahko smatramo za kletno, saj se Kolizej na severni in južni strani nahaja pod nivojem tal. Tako je pritličje na severni strani na nivoju Gosposvetske ceste (Slika 3). Krajni severni del ter določeni vmesni segmenti imajo 2 nadstropji, krajni južni del ima 3 nadstropja (Slika 5), za večino osrednjega dela objekta pa lahko rečemo, da ima samo 1 nadstropje. Višina samega objekta (sredinski slemenski del) je bolj kot ne konstantna, tako da so v različnih delih stavbe različne etažne višine. Te so še posebej v osrednjem delu objekta, kjer so notranje dvorane, dokaj velike.



*Slika 3: Severna fasada objekta*



*Slika 4: Zahodna fasada objekta*



*Slika 5: Del južne fasade objekta*



*Slika 6: Vzhodna fasada objekta*

V času pregleda je bil objekt zaprt in izpraznjen, vhodne odprtine so iz varnostnih razlogov v celoti pozidane z betonskimi zidaki. V kletni etaži in v delu pritličja so še nedolgo nazaj bile trgovine in lokali storitvenih dejavnosti. V preostalih izkoriščenih delih objekta so bili stanovanjski prostori. Podstrežje je bilo večinoma neizkoriščeno.



### 3 STANJE OBJEKTA

#### 3.1 Nosilna konstrukcija

Nosilno konstrukcijo zgradbe od spodaj navzgor sestavljajo zidani, delno pasovni in delno točkovni temelji, zidani nosilni obodni zidovi in posamezni notranji nosilni zidovi, zidani stebri z lokovi, ki nosijo masivne oboke nad kletjo, večinoma tramovne stropove v gornjih etažah (ponekod se pojavljajo tudi oboki na jeklenih traverzah) in leseno ostrešje. Po celotnem objektu so zidani polnilni oziroma predelni zidovi. Objekt je v prečni smeri povezan s posameznimi jeklenimi vezmi, ki so bile verjetno nameščene po potresu leta 1895 in večinoma pritrjujejo (sidrajo) fasadne zidove na notranjo nosilno konstrukcijo objekta (Slika 7). Sidrišča jeklenih vezi so vidna tudi na fasadi (Slika 8), vendar pa vezi ni opaziti v kletni etaži. Prečnih vezi po celotni širini objekta ni nikjer.



*Slika 7: Sidranje zunanjega zidu na notranjo nosilno konstrukcijo na nivoju prvega nadstropja*



*Slika 8: Zidne vezi na zunanji fasadi*

Prvotna zasnova objekta je do danes doživela precej sprememb. Zaradi sprememb namembnosti je bilo v vseh etažah dodanih mnogo, predvsem prečnih zidov, nekaj prvotnih pa so porušili.

### **3.1.1 Opis opečnih zidov ter stebrov**

Vsi zidani elementi so narejeni v pravilni zidarski zvezi, razen dveh zidov kletnega dela (skrajnji južni ter skrajnji severni zid), ki sta sezidana delno s kamnom in delno z opeko, in sicer približno do 1 m višine iz kamna (podaljšek temelja), nato pa se nadaljuje opečna zidovina. Povsod drugje so vsi zidovi izključno opečna zidovina.

V kleti so obodni zidovi debeli 1 m, stebri so kvadratnega prečnega preseka, izmer od 0,85 x 0,85 m do 1,1 x 1,1 m (nosilni stebri dvorane). V višjih etažah se prerezi stebrov manjšajo. Prerezi niso povsod polni, nekje so oslabljeni zaradi dimniških tuljav ali odtočnih cevi, ki zmanjšujejo nosilne prereze elementov.

Na fasadah so ponekod vidna sidrišča zidnih vezi, ki so bile verjetno vgrajene kasneje, mogoče v času popotresne obnove na prehodu iz 19. v 20. stoletje, zaradi sidranja fasadnih zidov v nosilno konstrukcijo (Slika 8). V kletnih prostorih ni opaziti zidnih vezi, ki bi medsebojno povezovale nosilne stebre.

### 3.1.2 Opis temeljev

Temelji so bili sistematično pregledani leta 1995, njihovo stanje je dokumentirano v poročilu ZRMK-IMZO (Bergant, 1995). Skupaj so temelje pregledali v 4 sondažnih izkopih (oznaka *t* na sliki 20). Prvega so izkopali na meji med višjim delom zgradbe ob Gosposvetski in nižjim osrednjim delom, drugega ob temelju srednjega stebra v območju rušenja iz leta 1995, tretjega ob notranjem vzdolžnem nizu stebrov zahodno od območja rušenja, kjer so stacionarne ropotarnice in drvarnice, ter zadnjega pod skrajnim jugozahodnim vogalom zgradbe.

Na osnovi pregleda izkopov se je ugotovilo:

- Objekt stoji v (najverjetneje umetnem) vkopu. Temeljna tla so do globine 7 m prodnata, pod tem se pojavlja glina z gruščem in prodniki, nato pa plasti meljastega in glinenega proda. Talna voda je na globini, večji od 10 m.
- Temelji prvotnih zidov in stebrov so izdelani v skladu z načrti iz leta 1848.
- Temeljna konstrukcija je zidana, delno iz klesanega kamna (temelji pod obodnimi nosilnimi zidovi) in delno (točkovni temelji stebrov) iz opeke starega formata (30x15x6cm). Pri zidanju so uporabili apneno malto, ki so jo uporabili tudi kot podlago točkovnih temeljev. Globina pasovnih temeljev znaša od 1,4 do 1,7 m, točkovnih pa do 1,1 m. Temelji so postavljeni na srednje gost prod.
- Temelji stebrov so opečni v apneni malti. Razširitev v temeljno peto znaša od 0,06 do 0,15 m.
- Poškodb zidov zaradi neenakomernega posedanja je malo.

### 3.2 Opis poškodb

Zidovje nosilne konstrukcije objekta je v relativno slabem stanju zaradi številnih poškodb. Poglavitni vzroki za le-te so prekomerno navlaževanje zidovine, preobremenitev posameznih elementov nosilne konstrukcije ter neustreznost preteklih posegov v nosilno konstrukcijo objekta.

- V večini kletnih zidov in stebrov (na veliko mestih celo v lokih in obokih) so vidne posledice znatnega navlaževanja (Slika 9, Slika 10, Slika 11, Slika 12)
- zaradi kapilarnega dviga, neustrezne izvedbe hidroizolacije ali pa le - ta ne obstaja, naknadne obzidave vlažnih zidov in s tem preprečitvijo njihovega sušenja, vodoravnega navlaževanja iz okoliškega terena ter neposrednega meteornega

navlaževanja zaradi poškodovanih ometov ali poškodovanih inštalacij oziroma odtočnih žlebov.



*Slika 9: Poškodbe ometa (vlažen in plesniv) na oboku*



*Slika 10. Poškodbe ometa zaradi kapilarnega dviga*



*Slika 11. Spran zunanji omet ter opeka, poraščena z lišaji, zaradi neurejenega odvodnjavanja meteorne vode*



*Slika 12: Uničen omet ter popolnoma vlažna opeka prekrita z lišaji*

Kot posledica vlage v kombinaciji z zmrzovanjem je opečna zidovina tako poškodovana, da je opeka ponekod tudi v jedru zidov drobljiva z roko (Slika 13). Tudi malta je na teh mestih čisto prhka. Posledice vlage v zidovih zaradi meteorne vode so opazne tudi v višjih nadstropjih.



*Slika 13. Razpadanje opečnih zidakov*

- V najvišjem nadstropju je vidno tudi puščanje strehe (Slika 14)



*Slika 14: Zamakanje strehe v 3. nadstropju južnega dela objekta*

- Na več mestih so vidne razpoke zaradi preobremenitev v opečnih lokih in obokih (Slika 15, Slika 16). Na nekaterih mestih so ležišča obokov opazno oslabljena (Slika 17). V območju, ki je od porušenega dela Kolizeja oddaljeno od 10 do 15 m, so prisotne razpoke v zidovih.



*Slika 15: Razpoke v loku,*



*Slika 16: Razpoke na oboku*



*Slika 17: Načeto ležišče loka v odprtem prehodu v srednjem delu objekta*

- Prečni zidovi, ki stojijo v območju prečnega prehoda v sredinskem severnem delu objekta, so se lokalno nagnili zaradi zasukov temeljev. Za preprečitev nadaljnjih deformacij so tam pred časom postavili vodoravno razpiralno okvirno armiranobetonsko konstrukcijo (Slika 18).



*Slika 18. Armirano betonska razpiralna konstrukcija v sredinskem severnem delu objekta*

- Marca 1995 se je zaradi neustrezno izvedenih rekonstrukcijskih del objekta zrušil (Slika 19).



*Slika 19. Porušitev dela objekta leta 1995*

V tem delu zgradbe so po rušenju postavili nadomestno nosilno konstrukcijo iz jeklenih odrov, ki nosi streho.



## 4 EKSPERIMENTALNA ANALIZA

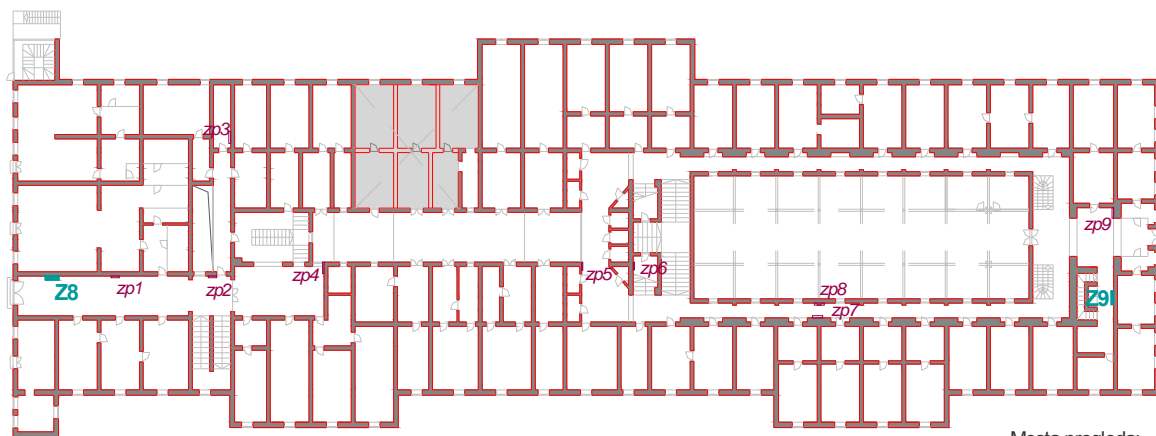
### 4.1 Odvzem vzorcev

Na katerih mestih bomo odvzeli vzorce, smo se odločili na podlagi že odprtih sond zidov in stropov iz dosedanjih raziskav Zavoda za gradbeništvo Slovenije (v nadaljevanju ZAG) in Zavoda za raziskovanje materialov in konstrukcij (v nadaljevanju ZRMK) ter na podlagi ogleda samega objekta. Ker smo predvidevali, da je za potresno analizo kot tudi analizo mejnega stanja nosilnosti, kritična kletna etaža, smo hoteli imeti več vzorcev in s tem boljši pregled nad dejanskim stanjem konstrukcije ravno tu, po drugi strani pa smo sistematično jemali vzorce tudi v zgornjih etažah, kjer je zidovina v suhem stanju. Na ta način smo poskušali določiti vpliv vlažnosti in propadanja zidakov na mehanske lastnosti zidovine. Na naslednjih slikah so označena pregledna mesta:



Slika 20: Mesta odvzema, kletna etaža (Z – zid, S – strop, t – temelj)

Obstoječe stanje  
Tloris prilijča

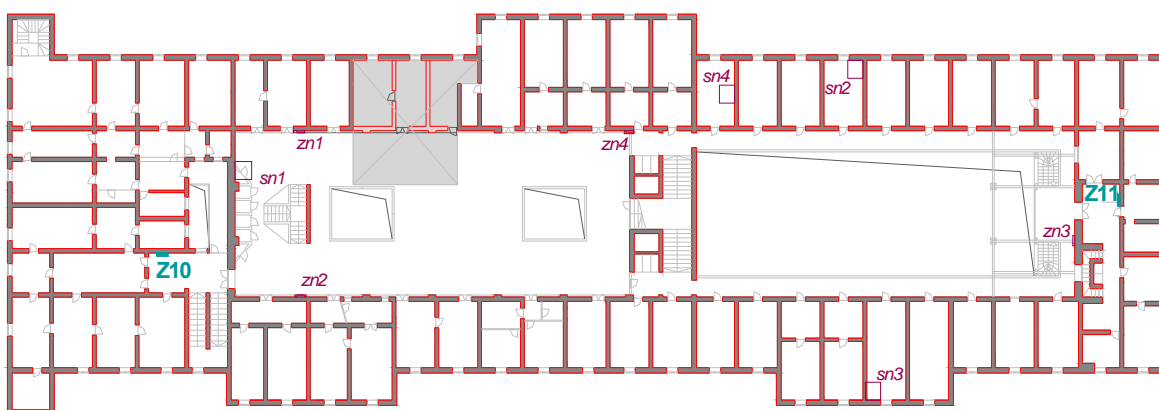


Mesta pregleda:

- Z UL FGG
- Z S Poročilo ZAG
- zn, sn Poročilo ZRMK

Slika 21. Mesta odvzema , pritličje (Z – zid, S – strop, t – temelj)

Obstoječe stanje  
Tloris 1. nadstropja



Mesta pregleda:

- Z UL FGG
- Z S Poročilo ZAG
- zn, sn Poročilo ZRMK

Slika 22. Mesta odvzema , 1.nadstropje (Z – zid, S – strop, t – temelj)

V kletni etaži smo tako odprli 7 zidov, po 2 pa v 1. in 2. nadstropju, enega na južnem ter enega na severnem delu objekta. V kletni etaži so trije vzorci vzeti iz zunanje strani fasadnih zidov, 2 iz notranje, 2 pa iz stebrov. Želeli smo sicer vzeti več vzorcev iz notranjosti objekta, vendar pa je bilo to nemogoče zaradi nedostopnosti. Na nekaterih mestih smo vzeli vzorce

opeke in malte ter vzorce opečnega zdroba (Slika 23). Gledali smo sestavo zidovine ter tudi višino naležnih spojnic. Na mestih, ki so zaradi preobremenjenosti bolj kritični (stebri kletne etaže), smo iz varnostnih razlogov vzeli le zdrob. Na veliko mestih pa zaradi slabega stanja opeke ni bilo možno vzeti celih vzorcev, podobno je bilo tudi z malto, ki je bila na nekaterih mestih popolnoma prhka.



*Slika 23: Odvzem opečnega zdroba, pregledno mesto Z6*

#### **4.2 Ugotovitve na mestih**

Na mestih odvzema vzorcev je vidno, da je objekt zgrajen iz opeke starega avstrijskega formata (30 x 15 x 6 cm), ki je nekoliko večja od sodobne opeke NF formata (normalni format 25 x 12 x 6,5 cm), uporabljala pa se je v 19. stoletju. Zidovi in stebri so narejeni s pravilnimi zidarskimi zvezami z vidnim preklopom po širini zidaka (prečni preklop). Tovrstna zidarska zveza je nekoliko slabša od križne zveze, kjer je vsaka druga ali tretja vrsta zidakov narejena s preklopom po dolžini zidaka. Način zidanja, za katerega so se zidarji odločili, je bil najverjetneje posledica krajšega časa zidanja. Po nekaterih podatkih (vir dr. R. Peskar, direktor ZVKDS-ja) naj bi bil začetek zidanja Kolizeja nekje pozimi leta 1845.

Opazimo tudi, da je barva zidakov različna. Razločimo dva tipa strukture materiala. Ena vrsta, ki pretežno prevladuje v zidovini, ima nehomogeno strukturo ter je različnih barv (od opečno oranžno rdeče do oker). Že sama barva kaže na neenakomerno kakovost zidakov, ki je lahko

posledica različne sestave osnovnega materiala ali pa različne temperature žganja opeke (oker verjetno slabo žgana). Raznovrstnost lahko vidimo na Slika 24. Po hitri oceni s štetjem opeke v odprtih zidovih je te opeke približno 90%.



*Slika 24: Nehomogena struktura opečnih zidakov, (pregledno mesto Z11)*

Druga vrsta pa je temnejše rdeče barve ter bolj homogena. Že na mestu smo videli, da je trša od prejšnje, saj je bil odvzem opečnega zdroba težji kot pri prvi skupini. Po hitri oceni je te opeke približno 10%, njena razporeditev pa je naključna.

Ugotovili smo, da je glaven problem vlaga. Na zunanji strani fasadnih zidov smo opazili, da so opeke na vidni površini (spran omet) v zelo slabem stanju (Slika 25), kar je posledica dodatnega učinka zmrzali.



*Slika 25: Izprana opeka na vzhodni fasadi*

Sondažni pregledi so pokazali, da so razmere v notranjosti zidov ponekod še slabše. Na mestih Z3 in Z4 je opeka razpadala v roki (Slika 26). Vendar pa v nadstropjih vlaga ni bila problematična.



*Slika 26: Razpadajoča opeka in malta v notranjosti, (pregledno mesto Z3)*

Podobna situacija je bila tudi pri malti. Na mestih, kjer je v zidove vdirala vlaga, je malta povsem prhka, drugače pa je mestoma dokaj, mestoma pa težko drobljiva z roko. Na nekaterih mestih je vezivo že povsem sprano, naležna spojnica pa je zapolnjena le z nasičenim agregatom - mivko (mesto pregleda Z4). Malta v višjih nadstropjih je v bistveno boljšem stanju kot v kletnem nivoju. Glede na drobljivost malte kaže, da je vlaga v kombinaciji z zmrzovanjem, poslabšala kakovost malte v kletnem nivoju.

Po poročilu ZRMK (Bergant, 1995) je malta dokaj nehomogena mešanica apna in agregata v prostorninskem razmerju 1:5. Tudi v primeru malte smo lahko ločili (vsaj v kletnem nivoju) dve vrsti malt. In sicer prvotno malto rjavkaste barve (kar kaže na uporabo nepranega rečnega agregata) in manjšim deležem nadmernih zrn (zrna večja od 4 mm). Nadmerna zrna so zaobljena in imajo lahko premer do 17 mm. Iz tega razloga tudi debelina naležne spojnice varira med 10 in 20 mm. Sprijemnost malte z opeko je razmeroma dobra, kar je sicer značilno za apnene malte ustrezne granulacije. Na zahodnem in vzhodnem delu Kolizeja smo lokalno zasledili nekoliko drugačno vrsto malte, ki ima, za razliko od originalne malte, bistveno svetlejšo barvo, drugačno strukturo, večji delež nadmernih zrn in se zelo težko drobi v roki. Tovrstna malta je bila v glavnem uporabljena za refugiranje in prezidavo poškodovanih zunanjih zidnih slopov (Slika 27, Slika 28, Slika 29).



*Slika 27: Pregledno mesto Z7*



*Slika 28: Bela – malta za refugiranje, rjava – originalna malta, pregledno mesto Z7*

## 4.3 Preiskave v laboratoriju in rezultati

### 4.3.1 Preiskave opeke

#### 4.3.1.1 Vlažnost

Vlažnost zidakov smo določali na osnovi vzorcev opečnega zdroba, izvrtanega z nizkim številom obratov vrtnega stroja iz vgrajene opeke ter na vzorcih opeke, vzeti na različnih mestih pregleda, s sušenjem do konstantne mase (Slika 29). Slednji postopek lahko vzamemo kot nekakšno kontrolo za rezultate, dobljene na vzorcih zdroba.



Slika 29: Zajem opečnega zdroba s preglednega mesta Z8

Rezultati preiskav zdroba zidakov so zbrani v naslednji preglednici:

Preglednica 1: Vlažnost opečnega zdroba na posameznih mestih pregleda

| Mesto pregl. | Z1   | Z2   | Z3   | Z4   | Z5a | Z5b | Z6   | Z7a  | Z7b  | Z8a | Z8b | Z9   | Z10  |
|--------------|------|------|------|------|-----|-----|------|------|------|-----|-----|------|------|
| Etaža        | Kl.  | Kl.  | Kl.  | Kl.  | Kl. | Kl. | Kl.  | Kl.  | Kl.  | Pr. | Pr. | I.n. | I.n. |
| Vlažnost [%] | 21.0 | 26.2 | 28.2 | 18.9 | 6.5 | 1.4 | 14.3 | 29.6 | 19.2 | 1.3 | 3.3 | 2.1  | 2.5  |

Kl. – klet, Pr. – pritličje, I.n. – prvo nadstropje

Rezultati preiskav vlažnosti na preizkušancih iz kosov pa so podani v naslednji preglednici:

*Preglednica 2: Vlažnost kosov opeke na posameznih mestih pregleda*

|              |      |      |      |       |
|--------------|------|------|------|-------|
| Mesto pregl. | Z1   | Z2   | Z3   | Z11   |
| Etaža        | Kl.  | Kl.  | Kl.  | II.n. |
| Vlažnost [%] | 23.0 | 22.8 | 24.5 | 0.3   |

*Kl. – klet, 2.n. – drugo nadstropje*

Če primerjamo vrednosti, dobljene po obeh dveh postopkih, lahko sklepamo, da so rezultati preiskave opečnega zdroba zanesljivi, saj so dobljene vrednosti dokaj podobne tistim, dobljenim s sušenjem opeke.

Iz preglednic lahko vidimo, da je vlažnost opek v kletni etaži (mesta Z1 do Z7) precej visoka (izjema je pregledno mesto Z5). Zidaki v višjih etažah pa so pretežno suhi (mesta Z8 do Z10).

#### 4.3.1.2 Vodovpojnost

Vodovpojnost zidakov smo določali po SIST EN 772-11 (dodatek C) na opekah, vzetih s posameznih mest pregleda. Postopek smo izvajali s sušenjem vzorcev v pečici do konstantne mase ter potapljanjem v vodo do zasičenega stanja. Rezultati so naslednji:

*Preglednica 3: Vodovpojnost zidakov na posameznih mestih pregleda*

|                  |      |      |      |      |      |       |       |       |        |
|------------------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|--------|
| Mesto pregl.     | Z1   | Z2   | Z3   | Z3   | Z7a  | Z10   | Z11a  | Z11b  | Z12    |
| Etaža            | Kl.  | Kl.  | Kl.  | Kl.  | Kl.  | I. n. | I. n. | I. n. | II. n. |
| Vodovpojnost [%] | 11.6 | 27.1 | 25.6 | 32.3 | 27.9 | 16.2  | 26.2  | 19.5  | 26.0   |

*Kl. – klet, I.n. – prvo nadstropje, II.n. – drugo nadstropje*

Vidimo lahko, da so vodovpojnosti, se pravi maksimalne zasičenosti z vodo, v kar nekaj primerih (kletna etaža) blizu vlažnostim zidakov, kar pomeni, da so ponekod zidaki skoraj popolnoma zasičeni. Naše sklepe lahko potrdimo s terenskim pregledom, saj je iz preglednega mesta Z6, to je stebra v južnem sredinskem delu objekta, po poškodbi HI sloja iz bitumna pritekla voda (Slika 30).





*Slika 30: Kapljice vode iz stebra, pregledno mesto Z6*

#### **4.3.1.3 Tlačna trdnost zidakov**

Tlačno trdnost zidaka smo določili v skladu z EN 771-1, izmere zidakov pa v skladu s standardom EN 772-16. Izmerjene dolžine zidakov so med 245 in 312 mm, širine med 134 in 157 mm in višine med 54 in 64 mm.



*Slika 31: Vzorci opeke, pripravljene za tlačni preizkus*



Slika 32: Tlačni preizkus vzorca

Rezultati so prikazani v spodnji preglednici:

Preglednica 4: Rezultati preiskav tlačne trdnosti opeke

| Mesto pr.    | Z1   | Z2   |      | Z3   | Z7   |     |      | Z8   |      |      |      | Z9  |      | Z10 |      |      |
|--------------|------|------|------|------|------|-----|------|------|------|------|------|-----|------|-----|------|------|
| Oznaka       |      | a    | b    |      | a    | b   | c    | a    | b    | c    | d    | a   | b    | a   | b    | c    |
| Trdnost[MPa] | 11.3 | 11.5 | 12.1 | 11.6 | 21.0 | 9.9 | 28.6 | 13.9 | 10.6 | 13.1 | 11.8 | 7.9 | 13.1 | 9.2 | 33.9 | 14.7 |

Ugotovili smo, da tlačna trdnost opeke zelo varira in sicer tudi na istih odvzemnih mestih vzorcev. Opazimo, da imamo dva različna velikostna reda tlačne trdnosti, ki sovpadata tudi z samo strukturo materiala opeke. Prvi je skupina rezultatov, ki pripada, v poglavju 4.2 omenjenim, po strukturi nehomogenim zidakom (Slika 33, levo); tu se tlačna trdnost giblje med 7,9 do 14,7 MPa. Drugi pa so homogeni zidaki (vzorci Z7a, Z7c in Z10b), ki imajo tlačno trdnost med 21,0 in 33,9 MPa (Slika 33, desno).



*Slika 33: Porušena vzorca, kjer je vidna različna struktura; levo nehomogena struktura vzorca Z7b, desno homogena struktura vzorca Z7c*

Za delo potrebujemo normirane tlačne trdnosti. To je tlačna trdnost zidaka, konvertirana na zračno suho tlačno trdnost ekvivalentnega zidaka s 100 mm širine in 100 mm višine. Za izračun smo upoštevali oblikovni faktor  $\delta = 0,73$ . Normirana tlačna trdnost suhega zidaka je tako  $f_b = 8,5$  MPa (koeficient variacije 16%), s tem, da smo upoštevali le prvo skupino zidakov, ki sestavlja približno 90% zidovja Kolizeja.

Pri določitvi trdnosti je potrebno upoštevati tudi zasičenost zidakov z vlago. Čeprav so nekateri zidaki popolnoma zasičeni z vlago, to še ne pomeni, da imajo zato bistveno nižjo tlačno trdnost. Standard EN 772-11 za zasičene vzorce predvideva redukcijo tlačne trdnosti v suhem stanju le za slabih 20%. Se pa moramo zavedati, da vlaga v kombinaciji z zmrzovanjem povečuje notranjo razpokanost, kar še dodatno znižuje trdnost opeke. Tako dobimo za zasičeno stanje naslednjo normirano tlačno trdnost

$$f_b = 8,5 \cdot 0,8 = 6,8 \text{ MPa} \quad (\text{Enačba 1})$$

### 4.3.2 Preiskave malte

Tlačno trdnost malt smo preizkusili na vzorcih v obliki tabletk. Kot že rečeno, zaradi prhkosti malte, vzorcev ni bilo mogoče dobiti na vseh preglednih mestih. Poskušali smo zajeti vzorce velikosti približno 4x4 cm (Slika 34).



Slika 34: Vzorci malte, pripravljene za tlačni preizkus

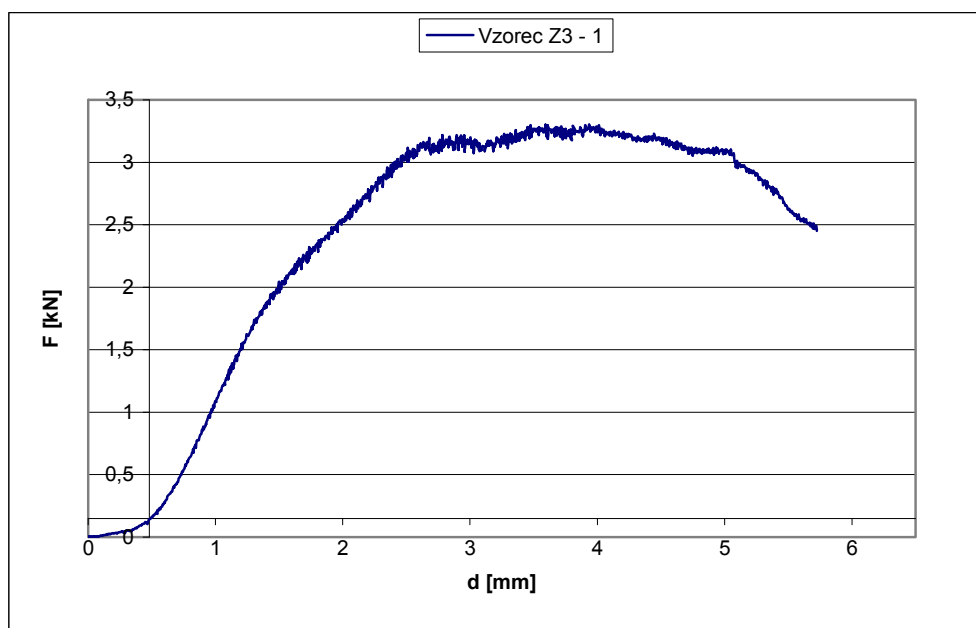


Slika 35. Tlačni preizkus malte, začetek,  
vzorec Z7-1



Slika 36. Tlačni preizkus malte, porušitev vzorca  
Z7-1

Kot rezultat preiskave dobimo diagrame sile v odvisnosti od pomikov (Slika 37), iz katerih nato izračunamo tlačno trdnost malte.



Slika 37: Diagram sile ( $F$ ) v odvisnosti od pomika ( $d$ ) za tlačni preizkus vzorca Z3(1)

Rezultati preiskav za kletni nivo so prikazani v spodnji preglednici:

Preglednica 5: Rezultati preiskav maltnih preskušancev iz kletnega nivoja

| Mesto pregleda       | Z1  |     | Z2  |     | Z3  |    | Z4 | Z6  | Z7  |     |  |
|----------------------|-----|-----|-----|-----|-----|----|----|-----|-----|-----|--|
| Oznaka               | 1   | 1   | 2   | 1   | 2   | -* | -* | 1   | 2   | 3   |  |
| Tlačna trdnost [MPa] | 3.6 | 2.5 | 3.2 | 2.7 | 0.8 | -  | -  | 2.8 | 3.2 | 2.6 |  |

\* ni bilo mogoče dobiti večjih vzorcev malte za nadaljnje preiskave.

Na osnovi rezultatov tlačnih preiskav vgrajene malte v obliki tabletk, lahko ob upoštevanju konverzijskega faktorja  $\delta = 1,5$  (Stöckl, 1998) preračunamo dobljeno tlačno trdnost tabletk ( $f_m^t$ ) v tlačno trdnost preskušancev malte v obliki kocke izmer 4x4x4 cm ( $f_m$ ). Na osnovi tega dobimo, da je povprečna tlačna trdnost malte v kletnem nivoju  $f_m = f_m^t / \delta = 1,89$  MPa (koeficient variacije 11%).

Preglednica 6: Rezultati preiskav vzorcev malte iz višjih nadstropij

| Mesto pregleda       | Z8 |     |     | Z9  | Z10 |     |     | Z12 |     |     |     |
|----------------------|----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Oznaka               | 1  | 2   | 3   | 1   | 1   | 2   | 3   | 1   | 2   | 3   | 4   |
| Tlačna trdnost [MPa] | -  | 3.2 | 5.1 | 2.3 | 8.0 | 9.7 | 4.7 | 1.3 | 2.4 | 2.0 | 9.9 |

Rezultati preiskav maltnih preizkušancev iz zgornjih etaž kažejo na pričakovano višjo tlačno trdnost malte, saj le-ta ni bila izpostavljena vplivu vlage in zmrzali. Vendar imajo dobljeni rezultati nekoliko večji raztros in so statistično manj zanesljivi (koeficient variacije 67%). Dobljena tlačna trdnost je

$$f_m = f_m^t / \delta = 3,24MPa \quad (\text{Enačba 2})$$

Po preiskavah v laboratoriju torej lahko sklepamo o iskanih mehanskih karakteristikah opeke in malte in sicer, če povzamemo, dobimo minimalno tlačno trdnost opečnega zidaka z upoštevanjem redukcije zaradi vlažnosti  $f_b = 6,8$  MPa ter malte  $f_m = 1,89$  MPa. Te vrednosti nato v poglavju 5.2 uporabimo za izračun mehanskih karakteristik zidovja.

## 5 KONTROLA NOSILNOSTI NA VERTIKALNO OBTEŽBO IN POTRESNA ODPORNOST OBJEKTA

### 5.1 Račun obtežbe in obtežne kombinacije

Obtežbo določimo v skladu s standardi EC1 in EC8.

#### 5.1.1 Stalna obtežba (SIST EN 1991-1-1: 2002):

Pri računu obtežbe upoštevamo za vertikalne nosilne elemente, to je zunanje zidove, notranje nosilne stene in stebre ter tudi za predelne zidove, lastno težo  $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ . Njihove debeline ter tudi višine so razvidne iz risb ACAD-a, ki se nahajajo v prilogi. V kletni etaži so pri računu lastne teže upoštevani le nosilni elementi, ki jih podamo v SREMB, razen pri fasadnih stenah, kjer je upoštevana tudi teža zidu nad okni oziroma vrati. Obtežba stropov se na elemente vertikalne nosilne konstrukcije porazdeli po strešnem pravilu.

- Strop nad pritličjem, 1. in 2. nadstropjem

|                         |                               |                       |
|-------------------------|-------------------------------|-----------------------|
| Deščični parket 2,5 cm  | $g = 0,025 * 7,0 =$           | 0,175 $\text{kN/m}^2$ |
| slepi pod 2,5 cm        | $g = 0,025 * 7,0 =$           | 0,175 $\text{kN/m}^2$ |
| nasutje 4,0 -11,0 cm    | $g = 0,04 * 18,0 =$           | 0,72 $\text{kN/m}^2$  |
| nasipni opaž 2 x 2,5 cm | $g = 0,05 * 6,0 =$            | 0,30 $\text{kN/m}^2$  |
| stropnik 19 cm          | $g = 0,19 * 0,19 * 6 / 0,6 =$ | 0,361 $\text{kN/m}^2$ |
| plafonski opaž 2,5 cm   | $g = 0,025 * 6,0 =$           | 0,15 $\text{kN/m}^2$  |
| omet na trstiki 2,5 cm  | $g = 0,025 * 0,17 =$          | 0,425 $\text{kN/m}^2$ |
|                         | =                             | 2,306 $\text{kN/m}^2$ |

- Strop nad kletno etažo

|       |   |                       |
|-------|---|-----------------------|
| Tlak  | $g =$   | 0,350 $\text{kN/m}^2$ |
| nasip | $g = 0,20 * 18,0 =$                           | 3,6 $\text{kN/m}^2$   |
| obok  | $g =$   | 4,30 $\text{kN/m}^2$  |
| lok   | $g = (6,25 * 1,1 * 0,6) * 18 / 6,25 * 5,50 =$ |                       |
|       |   | 2,2 $\text{kN/m}^2$   |
|       | =   | 10,45 $\text{kN/m}^2$ |

- Streha

|                           |     |      |                   |
|---------------------------|-----|------|-------------------|
| Kritina                   | g = | 0,75 | kN/m <sup>2</sup> |
| špirovci, lege, povezniki | g = | 0,5  | kN/m <sup>2</sup> |
|                           | =   | 1,25 | kN/m <sup>2</sup> |

### 5.1.2 Spremenljiva obtežba (SIST EN 1991-1-1: 2002)

#### Koristna obtežba

- Strop nad kletjo, pritličjem, 1. in 2. nadstropjem

Obtežba je izbrana za površine kategorije A (stanovanjske površine) ter B (poslovni prostori)

|            |            |   |
|------------|------------|---|
| Kategorija | A: - tla   | $q_k = 1,5 - \underline{2,0}$ kN/m <sup>2</sup> |
|            | - stopnice | $q_k = \underline{2,0} - 4,0$ kN/m <sup>2</sup> |
|            | - balkoni  | $q_k = \underline{2,5} - 4,0$ kN/m <sup>2</sup> |
|            | B:         | $q_k = 2,0 - \underline{3,0}$ kN/m <sup>2</sup> |

- Streha

Površina kategorije H (nepohodne strehe, razen normalno vzdrževanje ter popravila):

$$q_k = 0 \text{ kN/m}^2$$

#### Sneg (streha) (SIST EN 1991-1-3: 2004/A101: 2008)

Račun karakteristične vrednosti za Ljubljano za nadmorsko višino 298 m.

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (\text{Enačba 3})$$

$\mu_i$  oblikovni snežni koeficient;

= 0,8; ob predpostavki, da sneg zastaja (naklon strehe med  $0^\circ < \alpha < 30^\circ$ ),

$C_e$  koeficient izpostavljenosti

= 1,0,

$C_t$  toplotni koeficient

= 1,0,

$s_k$  karakteristična vrednost obtežbe snega na tleh

cona A2:  $s_k = 1,293 * [1 + (A/728)^2] = 1,509 \text{ kN/m}^2$



A nadmorska višina

$$A = 298 \text{ m}$$

$$s = 0,8 * 1,0 * 1,0 * 1,509 = 1,207 \text{ kN/m}^2$$

### 5.1.3 Potresna obtežba (SIST EN 1998 – 1: 2005)

Celotna prečna sila, s katero je konstrukcija pri potresu obremenjena na mestu vpetja, je za vsako od glavnih smeri določena po enačbi:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (\text{Enačba 4})$$

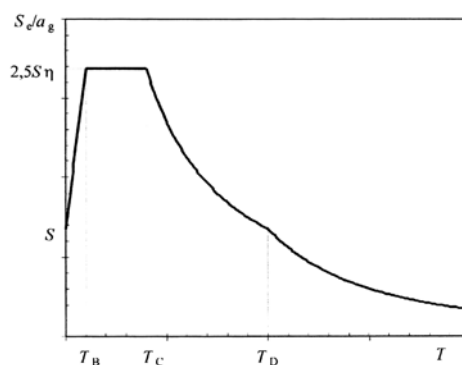
$S_d(T_1)$  vrednost projektnega spektra pri nihajnem času  $T_1$ ,

$T_1$  osnovni nihajni čas konstrukcije za translacijsko gibanje v obravnavani smeri,

$m$  celotna masa stavbe nad temelji,

$\lambda$  korekcijski faktor, ki upošteva dejstvo, da je pri stavbah z najmanj tremi etažami in translacijskimi prostostnimi stopnjami v obeh smereh efektivna modalna masa za osnovno nihajno obliko v povprečju 15% manjša od celotne mase stavbe;  
 $= 0,85$ ; če  $T_1 \leq 2 \cdot T_C$

Iz predpisanega elastičnega spektra pospeškov dobimo projektni spekter za elastično analizo:



Slika 38: Oblika elastičnega spektra odziva

Sposobnost konstrukcijskega sistema, da prenaša potresne vplive v nelinearnem območju, na splošno dovoljuje, da se pri projektiranju uporabljajo sile, ki so manjše od tistih, ki ustrezajo

linearno-elastičnemu odzivu. Da bi se pri projektiranju izognili eksplicitni nelinearni analizi, se sposobnost konstrukcije, da sipa energijo upošteva tako, da se elastična analiza naredi z zmanjšanim spektrom odziva. Ta spekter se imenuje projektni spekter. To zmanjšanje se izvede z uvedbo faktorja obnašanja  $q$ . Ta je torej približek k razmerju med potresnimi silami, ki bi delovale na konstrukcijo pri  $h = 5\%$  viskoznega dušenja, če bi se konstrukcija obnašala povsem elastično, in najmanjšimi potresnimi silami, ki se lahko uporabijo pri projektiranju – ob uporabi elastičnega modela – a vendarle še zagotovijo zadovoljivo obnašanje konstrukcije. Vrednosti projektnega spektra so:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]; \quad (\text{Enačba 5})$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}; \quad (\text{Enačba 6})$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right]; \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (\text{Enačba 7})$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (\text{Enačba 8})$$

$S_d$  projektni spekter,

$T$  nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo,

$T_B$  spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,

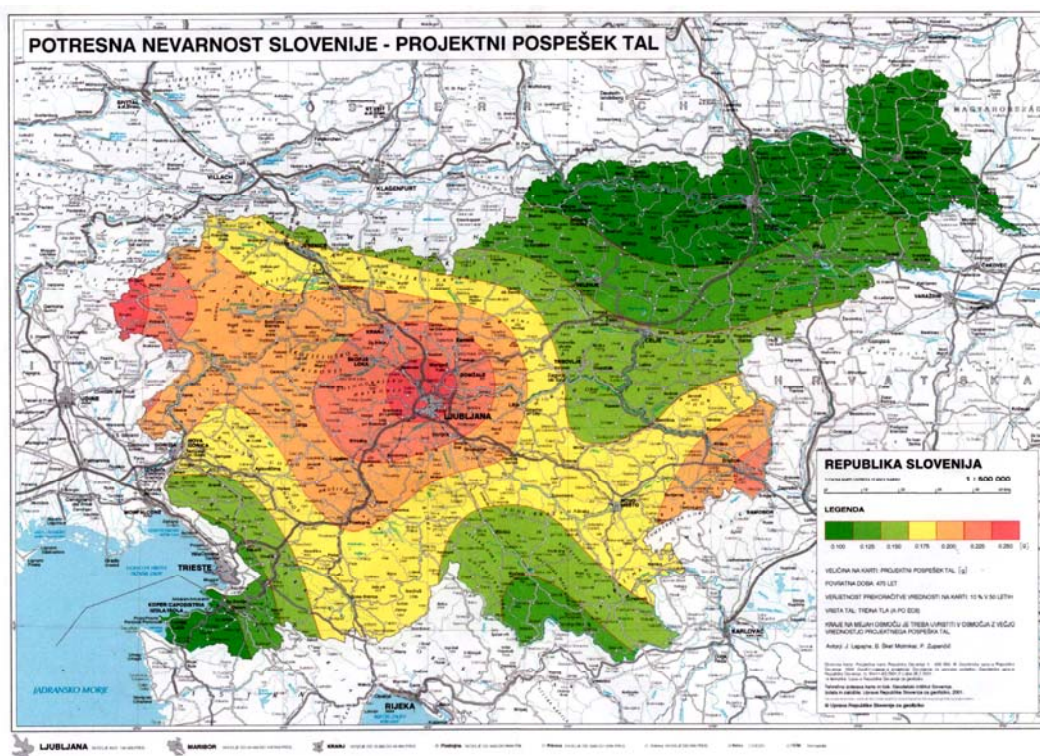
$T_C$  zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,

$T_D$  vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika,

$a_g$  projektni pospešek tal za A tip tal;

na seizmološki karti Slovenije za povratno dobo 475 let za Ljubljano odčitamo:

$$a_{gR} = 0,25g,$$



Slika 39: Seizmološka karta Slovenije – projektni pospešek tal (Ministrstvo za okolje in prostor, Urad RS za geofiziko, 2002)

$S$  faktor zemljine;

vzamemo tip tal A, za katerega velja  $S = 1,0$ ,

$\beta$  faktor, ki določa spodnjo mejo pri projektnem pospešku,

$q$  faktor obnašanja konstrukcije,

za nearmirane zidane konstrukcije  $q = 1,5$ .

Kot vidimo, je maksimalna vrednost pospeška na platoju, in glede na to vrednost (reducirano) lahko izračunamo tudi mejni strižni koeficient  $BSC_u$  (ultimate base shear coefficient), ki je razmerje med mejno potresno obtežbo in težo konstrukcije:

$$BSC_u = a_g \cdot S \cdot 2,5 / q = 0,25 \cdot 1,0 \cdot 2,5 / 1,5 = 0,417 \quad (\text{Enačba 9})$$

Pri tem naj omenimo, da je za državo definicija potresnih con, ki jo razdeli na državne teritorije z različnimi stopnjami potresnega tveganja, upravičena s preprostostjo varovanja novih zgradb, vendar pa je lahko v veliko primerih, če se nanaša na varovanje obstoječih objektov, preveč previdna. Ocenjena vrednost vodoravnega pospeška lahko pripelje do preobsežnih utrditvenih posegov, še posebno v primerih posebno pomembnih zgodovinskih, arhitekturnih in umetnostnih spomenikov.

## 5.1.4 Obtežne kombinacije

### 5.1.4.1 Mejna vertikalna obtežba (SIST EN 1990: 2004)

Za kontrolo same nosilnosti nosilnih elementov uporabimo obtežno kombinacijo

$$\sum_{j=1}^n 1,35 \cdot G_{k,j} + \sum_{i=1}^n 1,5 \cdot Q_{k,i} \quad (\text{Enačba 10})$$

### 5.1.4.2 Potresni vpliv (SIST EN 1990: 2004, SIST EN 1998 -1: 2005)

Določimo ga z naslednjo obtežno kombinacijo:

$$\sum_{j=1}^n G_{k,j} + \sum_{i=1}^n \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{Enačba 11})$$

$G_{k,j}$  karakteristična vrednost stalnega vpliva  $j$ ,

$Q_{k,i}$  karakteristična vrednost spremenljivega vpliva  $i$ ,

$\psi_{E,i}$  koeficient za kombinacijo spremenljivega vpliva  $i$

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}, \quad (\text{Enačba 12})$$

$\varphi$  vrednosti  $\varphi$  za izračun  $\psi_{E,i}$  so:

za površine kategorije A in B:           strehe: 1,0  
   etaže zasedene neodvisno: 0,8  
   etaže zasedene odvisno: 0,5;

$\psi_{2,i}$  kombinacijski koeficient za kvazi-stalno vrednost spremenljivega vpliva

za površine kategorije A in B: 0,3

kategorije H: 0,0

za sneg: 0,0.

Upoštevati je potrebno tudi v kateri razred pomembnosti spada objekt, in sicer če Kolizej uvrstimo v razred II, to so navadne stavbe, je pripadajoč faktor pomembnosti  $\gamma_1 = 1,0$ .

## 5.2 Ocena mehanskih lastnosti opečne zidovine

Mehanske lastnosti opečne zidovine določimo na podlagi rezultatov preiskav zidakov in malte, ki smo jih naredili v laboratoriju, in glede na mehanske lastnosti zidovja podobnih objektov. Karakteristično tlačno trdnost zidovine določimo po standardu za zidane konstrukcije SIST ENV 1996-1-1: Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila za stavbe – Pravila za armirano in nearmirano zidovje.

### 5.2.1 Evrokod 6

#### 5.2.1.1 Karakteristična tlačna trdnost zidovja

Določimo jo po enačbi za zidovje, sezidano z malto za splošno uporabo in lahko malto

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3} = 2,55 \text{ MPa}, \quad (\text{Enačba 13})$$

$K$  konstanta, za polne opečne zidake in malto za splošno uporabo

$$K = 0,55,$$

$f_b$  normalizirana povprečna trdnost zidakov v smeri vpliva obtežbe,

$f_m$  tlačna trdnost malte.

#### 5.2.1.2 Karakteristična strižna trdnost zidovja

Določimo jo po SIST EN 1996-1-1: 2006:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d \leq \begin{cases} 0,065 \cdot f_b \\ f_{vt} \end{cases} \quad (\text{Enačba 14})$$

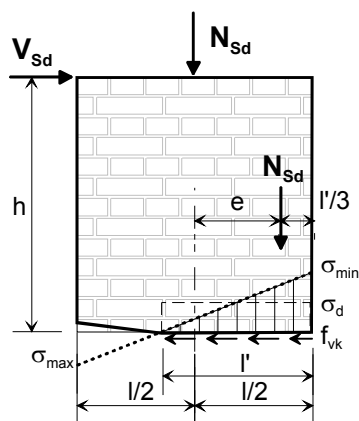
$f_{vk0}$  karakteristična začetna strižna trdnost pri ničelni tlačni napetosti;

$f_{vk0} = 0,10$ , za opečne zidake ter malto za splošno uporabo najnižjega trdnostnega razreda (M1 - M2),

$f_{vlt}$  mejna vrednost  $f_{vk}$ ,

$\sigma_d$  projektna tlačna napetost, pravokotna na strig v obravnavani višini elementa, je povprečna navpična napetost v tlačnem delu zidu, ki zagotavlja strižno odpornost, izračunana pri ustrezni obtežni kombinaciji,

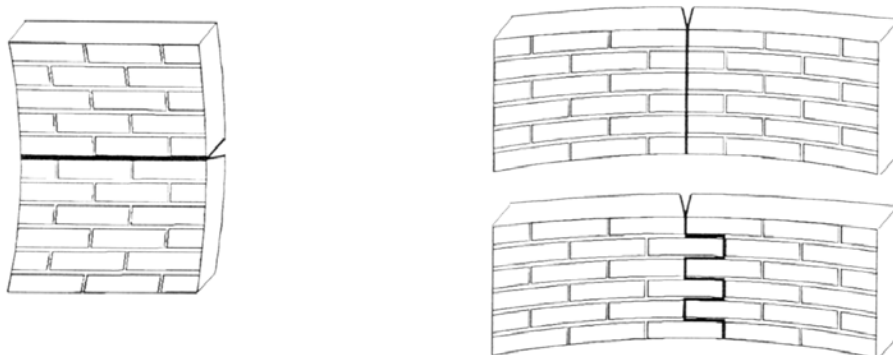
$f_b$  normirana tlačna trdnost zidakov za smer delovanja obtežbe na preskušanelec, pravokotno na naležno ploskev.



Slika 40: Ravnotežje notranjih sil v prerezu pri strižni porušitvi po EC6

### 5.2.1.3 Karakteristična upogibna trdnost zidovja

Določena je po SIST EN 1996-1-1: 2006, gre pa za upogibno trdnost zidu pri porušitvi z obremenitvijo pravokotno na ravnino zidu. Možne sta dve varianti porušne ravnine (Slika 41):



Slika 41. Porušna ravnina, vzporedna naležnim regam  $fxk1$  (levo), in porušna ravnina, pravokotna na naležne rege (desno)  $fxk2$

Vendar pa pri našem računu teh vrednosti ne potrebujemo, saj pri analizi predpostavimo togo povezavo zidov v ravnini se zato celotna potresna obtežba prenese v zidove, katerih ravnina je vzporedna potresni sili, in zato upogib zidov izven ravnine ne pride v poštev.

### 5.2.2 Stara jugoslovanska (Slovenska 1991 – 2007) regulativa

Povedati moramo, da Jugoslovanska tehnična regulativa, ki je prenehala veljati 1.1.2008 (Pravilnik o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov), ko je postala obvezna uporaba Evrokodov, ni poznala “strižne trdnosti zidovja”, ki se pojavi v EC 1996-1-1, temveč namesto tega uporablja natezno trdnost.

Zato še ni na voljo eksperimentalnih podatkov za stare objekte, na katere bi se lahko sklicevali pri projektiranju. Tudi računsko orodja za preverjanje potresne odpornosti zidanih konstrukcij s katerimi razpolagamo, so razvita na podlagi “natezne trdnosti” in ne “strižne trdnosti zidovja”. Tako smo na osnovi dosedanjih eksperimentalnih preiskav ter sorazmerno izračunani tlačni trdnosti zidovine  $f_k$  določili vrednost natezne trdnosti  $f_t$ .

V preglednici je podan pregled virov in vrednosti za mehanske lastnosti stare opečne zidovine ter dobljene vrednosti na osnovi in-situ preiskav (Bergant, 1995 in Lutman, 2004) za Kolizej.

*Preglednica 7: Pregled mehanskih lastnosti za opečno zidovino*

| Vir podatkov                    | $f_k$ [MPa] | $f_t$ [MPa] | E [MPa] | G [MPa] |     |
|---------------------------------|-------------|-------------|---------|---------|-----|
| <b>Preiskave ZRMK</b>           |             |             |         |         |     |
| MO10 MM0,5                      | 2           | 0,04        | 250     | 40      |     |
| MO15 MM2,5                      | 2,5         | 0,18        | 800     | 200     |     |
| Stari zid – MO10 MM1,0          | 2           | 0,09        | 800     | 50      |     |
| <b>Preiskave UL FGG</b>         |             |             |         |         |     |
| Novi zid – MO15 MM 2,0          | 4,0         | 0,1-0,2     | 1800    | 120     |     |
| <b>Italijanski Pravilnik</b>    |             |             |         |         |     |
| min                             | 2,4         | 0,09        | 1200    | 400     |     |
| max                             | 4           | 0,14        | 1800    | 600     |     |
| <b>Poročilo ZRMK za Kolizej</b> |             |             |         |         |     |
| <b>Poročilo ZAG za Kolizej</b>  | zid         | 1,5         | 0,04    | 1000    | 120 |
|                                 | steber      | 2           | 0,09    | 1000    | 120 |

*MO – marka (tlačna trdnost) opeke, MM – marka malte*

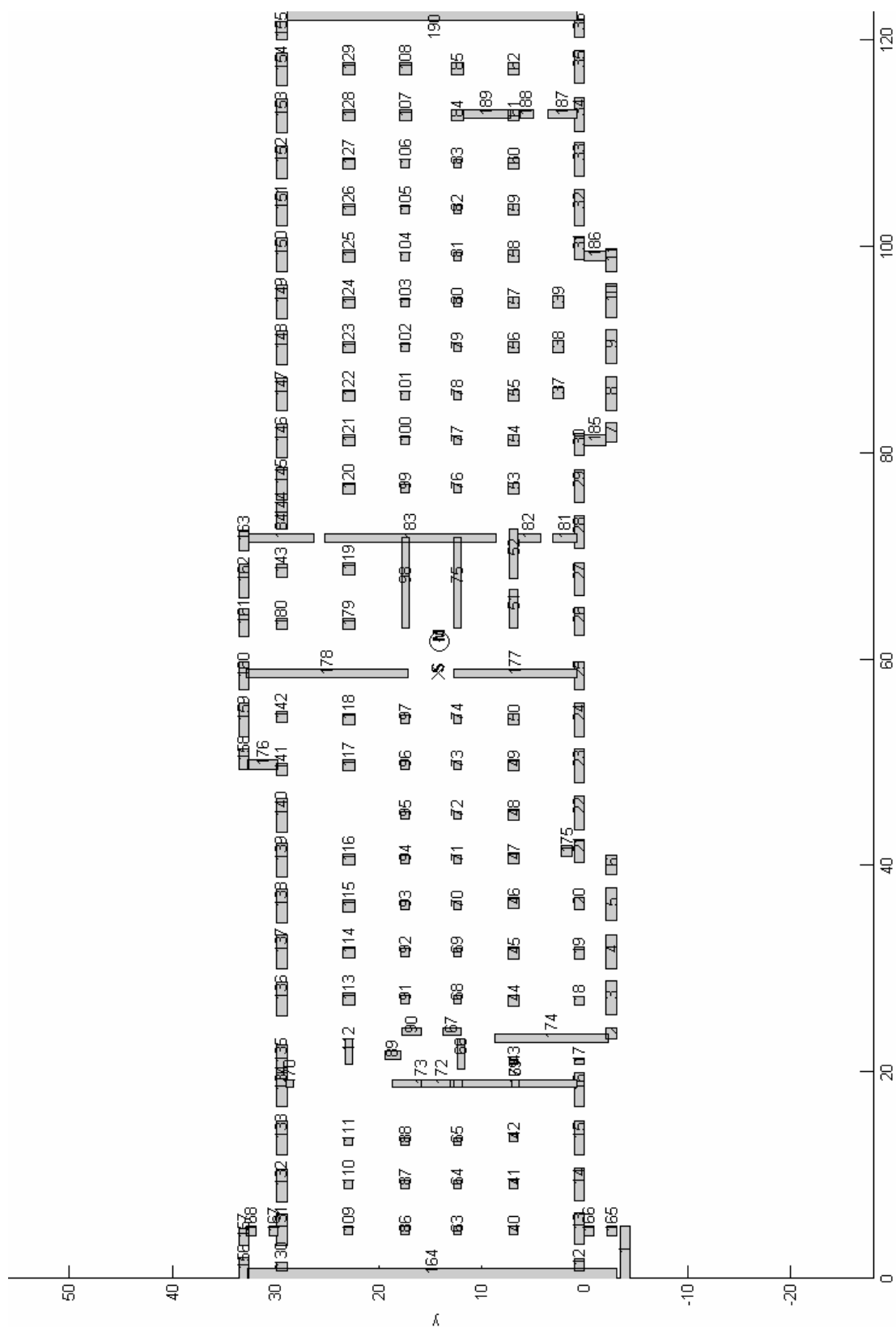
Na osnovi izračunane karakteristične tlačne trdnosti zidovja in vrednosti, podanih v zgornji preglednici, smo se odločili za izbiro naslednjih mehanskih lastnosti vgrajene zidovine Kolizeja:

- $f_k = 2,55MPa$ ,
- $f_t = 0,09MPa$ ,
- $E = 1000MPa$ ,
- $G = 120MPa$ .

### 5.3 Geometrija

Naša predpostavka je, da je najbolj kritična kletna etaža objekta, saj bodo tam zaradi potresa največje sile. Odpornost kritične etaže v bistvu predstavlja odpornost celotne zgradbe. Zgornje etaže vplivajo na pogoje vpetja ter seveda na vertikalne obremenitve kritične etaže. Na sliki 42 je prikazan tloris kleti objekta, na katerem so prikazani vsi v računu upoštevani nosilni elementi; ne upoštevamo parapetov pri odprtinah na fasadnih zidovih, nekaterih sten med stebri, kjer je tudi iz samih razpok razvidno, da obtežbo prenašajo stebri, ter ostalih predelnih sten. Višine nosilnih elementov so odvisne od višine parapetov ter tudi od "podprtosti" z oboki. Tako imamo za račun dve različni višini elementov in sicer  $v = 2,0$  m ter  $v = 2,65$  m.





Slika 42. Pri računu upoštevani nosilni elementi kletne etaže

## 5.4 Postopek računa

### 5.4.1 Analiza nosilnosti na vertikalno obtežbo

Predpisana varnost pri prevzemu predvidene obtežbe po standardu Evrokod (SIST EN 1990 - 2004) je dosežena ob izpolnitvi naslednjega pogoja:

$$S_d < R_d \quad (\text{Enačba 15})$$

kjer sta  $S_d$  mejna (projektna) obremenitev in  $R_d$  računsko (projektna) nosilnost.

Pri določanju mejne obremenitve se dejanske obremenitve množijo s faktorji varnosti za obtežbo, in sicer glede na tip obtežbe:

$$S_d = \gamma_G G + \gamma_P P, \quad (\text{Enačba 16})$$

kjer sta  $\gamma_G$  in  $\gamma_P$  varnostna faktorja za stalno oziroma koristno obremenitev  $G$  in  $P$ . Evrokod 1 (SIST EN 1991) za mejno računsko obtežbo predpisuje varnostni faktor za lastno teži  $\gamma_G = 1,35$  in za koristno obtežbo  $\gamma_P = 1,50$ . Iz tega sledi, da mejne računske normalne napetosti ne smejo presegati mejno računsko tlačno trdnost zidovja:

$$\sigma_0^* (1,35(g_{\text{zidov}} + g_{\text{strehe}} + g_{\text{stropov}}) + 1,50p) < f_k / \gamma_M \quad (\text{Enačba 17})$$

Varnostni faktor materiala  $\gamma_M$  je odvisen od kakovosti nadzora izdelave in kontrole gradnje. Za primer zidanih konstrukcij je podan v SIST EN 1996-1-1: 2006 in znaša v najslabšem primeru  $\gamma_M = 3,0$ , to je za zidake kategorije II (nekontrolirana proizvodnja) in katerokoli malto. Ta faktor smo upoštevali le pri kontroli nosilnosti na vertikalno obtežbo, saj je stanje pri potresni analizi že tako kritično in bi s tem tako dobili še veliko manjše odpornosti.

### 5.4.2 Potresna odpornost

#### 5.4.2.1 Nelinearna analiza s programom SREMB

Pričakovana potresna obtežba je določena z upoštevanjem nelinearnih pojavov v konstrukciji (faktor obnašanja), zato smo tudi potresno odpornost določili z nelinearno statično analizo.

Da dobimo sliko o sposobnosti zidane zgradbe za prenos vodoravne potresne obtežbe, potresno odpornost zgradbe ocenimo s histerezno ovojnico njene kritične etaže. Histerezna ovojnica je krivulja, ki prikazuje odvisnost vodoravnih pomikov etaže od ciklično spreminjajoče se vodoravne sile (v našem primeru potresne obtežbe). Tako lahko, ob pravilno predpostavljeni duktilnosti posameznih zidov, ocenimo nosilnost zgradbe na horizontalno

obtežbo ter tudi njeno duktilnost. Paziti torej moramo, da sta tako potresna obtežba kot tudi odpornost konstrukcije določeni z enakimi predpostavkami o duktilnosti.

Potresno odpornost računamo s programom SREMB (Seismic Resistance of Masonry Buildings). Program uporablja nelinearno analizo, pri čemer upošteva celo vrsto predpostavk in poenostavitev. Deluje tako, da konstrukciji postopoma vsiljuje pomike v smeri delovanja potresa ter kontrolira v kolikšni meri se pri tem aktivirajo nosilnosti posameznih elementov in kakšna je njihova izkoriščenost duktilnosti. Rezultat analize je histerezna ovojnica pomikov in sil etaže, iz katere je določena tudi njena potresna odpornost.

#### **5.4.2.1.1 Predpostavke računa**

Račun je v glavnem osnovan na predpostavkah, ki izhajajo iz etažnega mehanizma:

- Zidovi so med seboj povezani z vodoravnimi vezmi in stropovi, togimi v svoji ravnini. Ta predpostavka navadno velja pri zidanih zgradbah z monolitnimi ali prefabriciranimi masivnimi stropovi;
- Zidovi so na zgornjem in spodnjem robu vpeti v stropno konstrukcijo oziroma v prekladni in parapetni del zidu;
- Zidove sestavljenih prereзов (L,T, H,  $\oplus$ ) obravnavamo kot vsoto na navpičnih stikih med seboj ločenih zidov. Ta predpostavka je sprejemljiva, ker so pri zidanih zgradbah prevladujoče strižne deformacije zidov;
- Doprinos zidov k odpornosti etaže je odvisen od njihove togosti in nosilnosti ter od njihove deformacije, ki je odvisna od njihovega položaja v tlorisu etaže;
- Zidovi prenašajo svoj delež obtežbe, dokler njihove deformacije ne presežejo deformacij na meji porušitve. Zidovi prenašajo obtežbo tudi v nelinearnem območju

#### **5.4.2.1.2 Določanje etažne histerezne ovojnice**

Etažna histerezna ovojnica je vsota histereznih ovojnic vseh zidov, ki sestavljajo etažo. Idealizirana elasto-plastična histerezna ovojnica, ki ponazarja obnašanje zidu pri delovanju potresne obtežbe je odvisna:

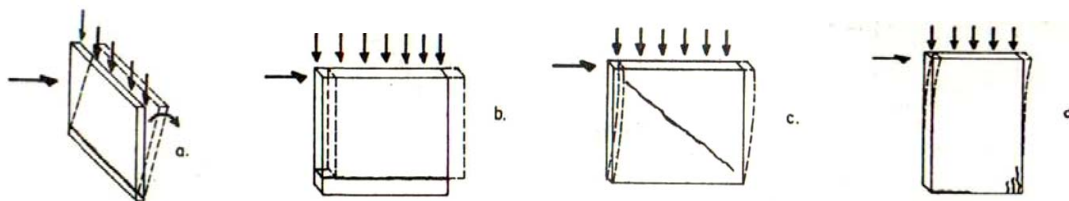
- Togosti zidu,
- Nosilnosti zidu
- Duktilnosti zidu

Togost elementov vpliva na razporeditev celotne prečne sile etaže na zidove. Ob predpostavki, da so zidovi vpeti na obeh straneh, je začetna oziroma efektivna togost zidu enaka:

$$K_i = \frac{(G_i \cdot A_i)}{1,2 \cdot h_i \cdot \left( 1 + 0,83 \cdot \frac{G_i}{E_i} \cdot \left( \frac{h_i}{l_i} \right)^2 \right)} \quad (\text{Enačba 18})$$

Nosilnost elementov je odvisna od mehanizma obnašanja elementov oziroma od načina porušitve, ki pa je odvisen položaja elementa v zgradbi, same zasnove konstrukcije (stebri, stene, način povezanosti zidovja v višini stropov), kvalitete materialov in grajenja ter razmerja med navpično in vodoravno obtežbo. Pri zidanih elementih navadno govorimo o štirih tipih porušitve:

- Upogibna porušitev pravokotno na ravnino zidu (a), je značilna za samostojne zidove, v našem primeru pa predpostavimo povezanost zidov z zidnimi vezmi in z masivnimi stropovi, kar pomeni, da je vpliv tega upogiba minimalen;
- Prestrig zidu v vodoravni smeri (b); ta način je redek in nastane predvsem tam, kjer ni vertikalne obtežbe, in ga zato ne preverjamo;
- Strižna porušitev zaradi prekoračitve nateznih trdnosti v diagonalni smeri zidu (c);
- Upogibna porušitev v ravnini zidu (d).



Slika 43. Porušni mehanizmi zidov (Tomažević, 1987)

Program SREMB upošteva nosilnost pri strižnem ali upogibnem mehanizmu porušitve v ravnini zidu.

- Strižna nosilnost

Pri kombinaciji navpične obtežbe N in vertikalne obtežbe H ugotovimo, da poševne oziroma diagonalne razpoke pri strižni porušitvi zidu, povzročijo glavne natezne napetosti (ob predpostavki elastičnega, homogenega in izotropnega zidu):

$$\sigma_T = -0,5 \cdot \sigma_0 + \sqrt{(0,5 \cdot \sigma_0)^2 + (b \cdot \tau)^2} \quad (\text{Enačba 19})$$

kjer so

$\sigma_0$  povprečna tlačna trdnost v vodoravnem prerezu zidu zaradi vertikalne obtežbe N,

$\tau$  povprečna strižna napetost v vodoravnem prerezu zidu zaradi horizontalne obtežbe H,

$b$  faktor razporeditve strižnih napetosti po vodoravnem prerezu zidu, ki predstavlja razmerje med maksimalno in povprečno strižno napetostjo v vodoravnem prerezu. Odvisen je od razmerja višine in dolžine zidu ter od razmerja med navpično in vodoravno silo pri porušitvi zidu).

Če enačbo 19 preuredimo in glavno natezno napetost pri doseženi nosilnosti zidu preimenujemo v glavno natezno trdnost zidu, dobimo povprečno strižno napetost v vodoravnem prerezu zidu:

$$\tau_u = \frac{f_t}{b} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_0}{f_t} + 1} \quad (\text{Enačba 20})$$

iz katere izračunamo strižno nosilnost zidu:

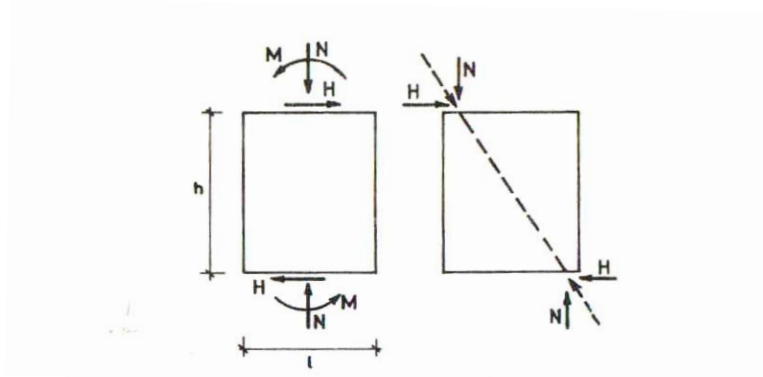
$$H_{u,s} = (C_R \cdot A) \cdot \frac{f_t}{b} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_0}{f_t} + 1} \quad (\text{Enačba 21})$$

$\tau_u$  povprečna strižna napetost v vodoravnem prerezu zidu pri doseženi strižni nosilnosti zidu,

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

- Upogibna nosilnost

Za določitev upogibne nosilnosti zidanih elementov si najprej oglejmo mehanizem obojstransko vpetega elementa pri vodoravni in navpični obtežbi

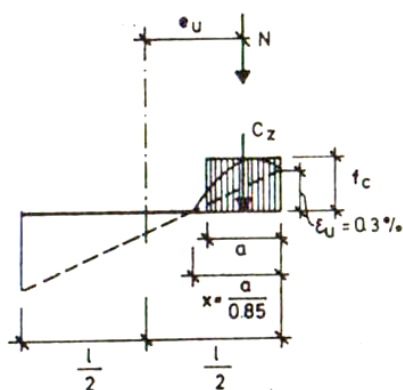


Slika 44: Ravnotežno stanje sil, ki delujejo na zid

(Tomažević, 1987)

Pri majhni vodoravni obtežbi  $H$  se ravnotežje vzpostavi zaradi upogibnih momentov  $M = H \cdot h/2$ , ki delujeta na vpetih robovih zidu. Ko se povečuje vodoravna obtežba  $H$ , se povečujeta tudi upogibna momenta in sicer toliko časa, dokler natezne napetosti na robovih zidu ne dosežejo natezne trdnosti zidu. Takrat na vpetih robovih zidu nastaneta vodoravni razpoki. Od tega trenutka zid ni več polno vpet, velikost momentov se zmanjša, ravnotežje pa se vzpostavi tako, da se rezultanta navpičnih obremenitev pomakne proti tlačnim robovom zidu. Z večanjem dolžine razpoke postane doprinos upogibnih momentov  $M$  za vzdrževanje ravnotežja vse manj pomemben, zato ga v računu upogibne nosilnosti zanemarimo.

Pri računu upogibne nosilnosti zidu predpostavimo, da zidovje ne more prenašati nateznih obremenitev. Na tegnenem robu zidu nastane razpoka, ki se širi, dokler napetosti na tlačnem robu ne dosežejo tlačne trdnosti. Notranje sile po prerezu (ob predpostavki, da vodoravni prerez zidu ostane raven vse do porušitve) so v trenutku, ko je na tlačnem robu zidu dosežena porušna deformacija, naslednje:



Slika 45. Ravnotežje notranjih sil v prerezu pri upogibni porušitvi nearmiranega zidu  
 (Tomažević, 1987)

Tako lahko (po analogiji) z betonom dejansko razporeditev tlačnih napetosti po vodoravnem prerezu nadomestimo z ekvivalentno pravokotno razporeditvijo dolžine:

$$a = \frac{\sigma_0}{f_c} \cdot l \quad (\text{Enačba 22})$$

Izračunamo lahko ekscentričnost navpične obtežbe N v trenutku porušitve:

$$e_u = 0,5 \cdot l \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_c}\right) \quad (\text{Enačba 23})$$

in pripadajoči upogibni moment:

$$M_u = N \cdot e_u = 0,5 \cdot \sigma_0 \cdot t \cdot l^2 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_c}\right) \quad (\text{Enačba 24})$$

Temu momentu odgovarja vodoravna sila, ki predstavlja upogibno nosilnost zidu:

$$H_{u,f} = \frac{\sigma_0 \cdot t \cdot l^2 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_c}\right)}{h} \quad (\text{Enačba 25})$$

### Duktilnost elementov

V primeru zidanih konstrukcij duktilnost ne pomeni klasične duktilnosti, se pravi sposobnosti plastifikacije materiala, temveč sposobnost zidovja, da pri velikih vodoravnih deformacijah in poškodbam še vedno prenaša navpično obtežbo in disipira energijo. Faktor duktilnosti definiramo kot razmerje med deformacijo zidu pri njegovi porušitvi in deformacijo zidu na

idealizirani meji elastičnosti, na idealizirani histerezni ovojnici za vodoravno obtežbo v odvisnosti od vodoravnih deformacij:

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_e} \quad (\text{Enačba 26})$$

kjer je:

$\delta_u$  max dosežena deformacija zidu,

$\delta_e$  deformacija zidu pri meji elastičnosti (idealizirani).

Za navadno, nearmirano zidovje se upošteva  $\mu = 1,5$ ,

Za armirano zidovje in zidovje z navpičnimi vezmi pa  $\mu = 2,0 - 3,0$

Račun histerezne ovojnice poteka po naslednjem postopku:

- Izračunamo mase zgradbe, ki pripadajo posameznim etažam, in določimo povprečne tlačne napetosti v zidovih;
- Za vsak posamezni zid izračunamo idealizirano histerezno ovojnico. Za določitev deformacije na meji elastičnosti je merodajna manjša od obeh vrednosti;

$$\delta_{ei} = \frac{\min(H_{u,si}; H_{u,fi})}{K_{ei}} \quad (\text{Enačba 27})$$

- Če poznamo faktor duktilnosti, lahko določimo deformacijo zidu pri poružitvi:

$$\delta_{ui} = \delta_{ei} \cdot \mu \quad (\text{Enačba 28})$$

- Izračunamo položaj masnega težišča in težišča togosti etaže ter začetni zasuk etaže zaradi ekscentričnosti delovanja vztrajnostnih sil;
- Izračunamo pomik masnega težišča etaže, pri katerem prvi zid doseže deformacijo, enako meji elastičnosti. Ta pomik je tudi meja elastičnosti etaže, pripada pa mu določena etažna sila, se pravi sila pri doseženi meji elastičnosti;



- Povečamo pomik težišča togosti za določeno vrednost ter na osnovi tega izračunamo nove, večje deformacije zidov, pri čemer upoštevamo kot torzijskega zasuka. S tem spremenimo togost vsaj enega zidu (tistega, ki je že dosegel mejo elastičnosti):

$$K_i = \frac{\min(H_{u,si}; H_{u,fi})}{\delta_i} \quad (\text{Enačba 29})$$

Posledično pa se premakne tudi težišče togosti etaže. Ustrezno dobimo tudi novo vrednost torzijskega zasuka etaže.

Pripadajoča etažna sila je:

$$H_{tot} = \sum_i H_i \quad (\text{Enačba 30})$$

pri čemer velja, da so sile zidov v odvisnosti od deformacij naslednje:

$$H_i = \delta_i \cdot K_{ei}, \quad \delta_i < \delta_{ei} \quad (\text{Enačba 31})$$

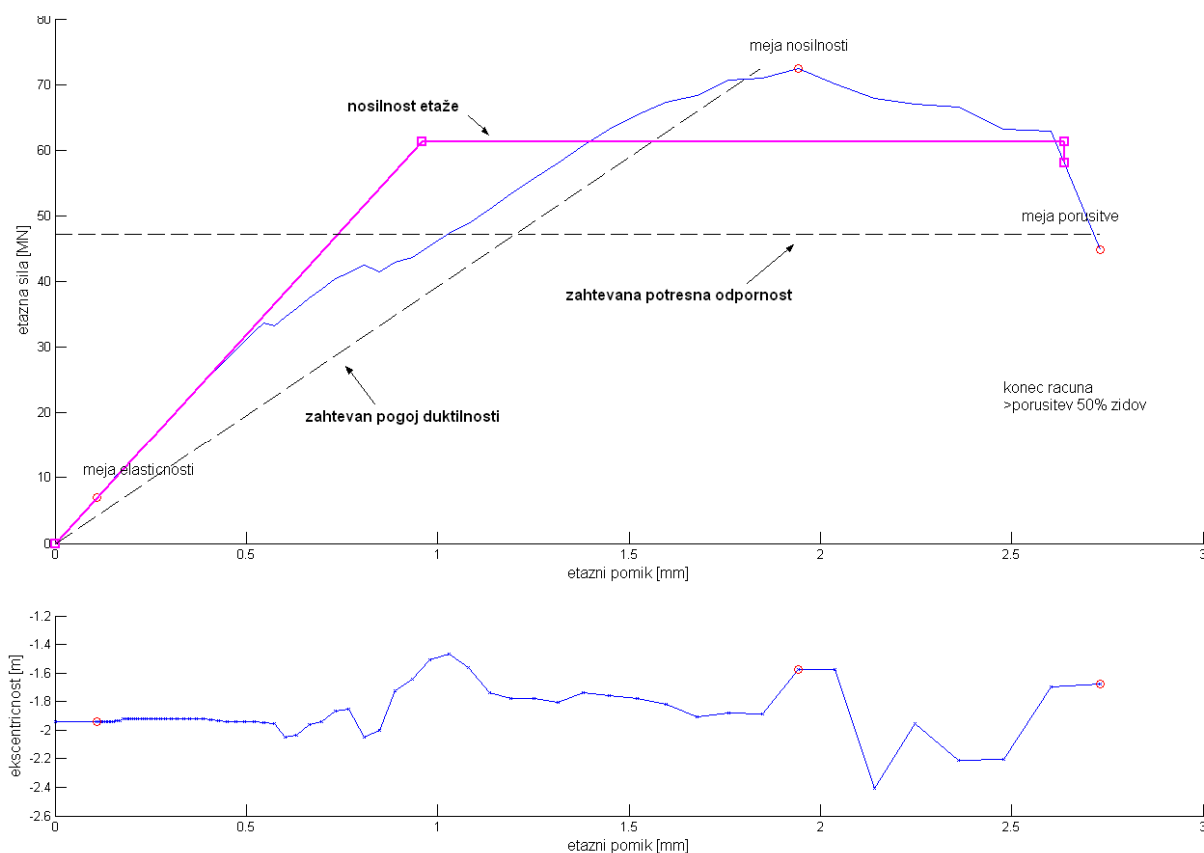
$$H_i = \min(H_{u,si}; H_{u,fi}), \quad \delta_{ei} \leq \delta_i \leq \delta_{ui} \quad (\text{Enačba 32})$$

$$H_i = 0, \quad \delta_{ui} < \delta_i \quad (\text{Enačba 33})$$

- Izračunamo pomik težišča mase, ki ustreza vrednosti etažne prečne sile in pomiku težišča togosti etaže v danem koraku računa;
- Postopek ponavljamo; popravljamo položaj težišča togosti in kot torzijskega zasuka, hkrati pa rišemo histerezno ovojnico etaže (pomik masnega težišča etaže in pripadajočo horizontalno silo etaže);
- Račun zaključimo dogovorjeno število korakov po tem, ko smo dosegli maksimalno vrednost etažne prečne sile; ali ko je iz računa izključen določen delež zidov ali ko so preseženi dovoljeni pomiki etaže.

Da bi iz vrednotili potresno odpornost zgradbe, moramo izračunano histerezno ovojnico etaže idealizirati. Potresna odpornost zgradbe je praviloma manjša od maksimalne nosilnosti

kritične etaže  $H_{tot,max}$ , ki smo jo izračunali. Idealizirano klasično elasto-plastično histerezo ovojnico določajo efektivna togost etaže, nosilnost etaže in maksimalni pomik etaže. Efektivno togost dobimo kot razmerje sile etaže na meji elastičnosti in pomikom na meji elastičnosti, maksimalni pomik etaže je po dogovoru tisti pomik, pri katerem vrednost etažne sile pade pod določen odstotek maksimalne etažne sile. Nosilnost idealizirane ovojnice etaže dobimo z energijskim pogojem, po katerem mora biti površina pod idealizirano histerezo ovojnico enaka površini pod izračunano histerezo ovojnico, saj se pri delovanju vodoravne za doseganje enakih deformacij obtežbe v obeh primerih porabi enaka količina energije.



Slika 46: Idealizirana histerezo ovojnica etaže

### 5.4.2.1.3 Ocena potresne varnosti

Za oceno potresne varnosti konstrukcije s tako idealizirano histerezo ovojnico etaže, moramo kontrolirati dva kriterija:

- Kriterij nosilnosti
- Kriterij duktilnosti.

Po prvem mora biti potresna odpornost zgradbe večja od potresne obtežbe, ki smo jo v poglavju 5.1.3 in 5.1.4.2 izrazili z  $BSC_u$ . Tako tudi potresno odpornost zgradbe izrazimo v obliki razmerja med nosilnostjo in težo zgradbe. To razmerje imenujemo koeficient potresne odpornosti  $SRC_u$  (ultimate seismic resistance coefficient) in ga izračunamo

$$SRC_u = \frac{H_u}{Q_{tot}} \quad (\text{Enačba 34})$$

$H_u$  potresna odpornost kritične etaže,

$Q_{tot}$  teža konstrukcije nad kritično etažo.

Veljati torej mora

$$SRC_u \leq BSC_u \quad (\text{Enačba 35})$$

Kriterij duktilnosti pa pravi, da mora biti duktilnost idealizirane histerezne ovojnice večja od tiste, upoštevane pri računu potresne obtežbe

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_e} \geq \mu_u = \frac{q^2 + 1}{2} \quad (\text{Enačba 36})$$

$q$  faktor obnašanja konstrukcije

$\delta_e$  pomik etaže na meji elastičnosti (idealizirana histerezna ovojnica)

$\delta_u$  pomik etaže na meji porušitve

V programu SREMB, v katerem so izračunane histerezne ovojnice, sta oba pogoja prikazana že na diagramih ovojnic, tako da je hitro razvidno, kolikšna je potresna varnost konstrukcije v primerjavi z zahtevami.

#### 5.4.2.2 Račun po EN 1998 - 3

V SIST EN 1998 - 3: 2005 je v dodatku C, ki ni obvezen in naj bi veljal za priporočilo, opisan postopek določanja potresne odpornosti za masivne zgradbe. Navedeni so modeli za oceno kapacitete in sicer evrokod loči tri stanja; mejno stanje blizu porušitve (LS of Near Collapse), mejno stanje velikih poškodb (LS of Significant Damage) ter mejno stanje omejenih poškodb

(LS of Damage Limitation). Po slovenskem dodatku SIST EN 1998 - 3: 2005/A101 se pri nas upoštevata le SD in DL.

Pri DL je kapaciteta za globalno oceno, če se izvaja nelinearna analiza, definirana kot meja elastičnosti (elastična sila in elastičen pomik) na idealiziranem elasto-plastičnem diagramu sile in pomika ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo.

Pri SD pa se kapaciteta neojačanega zidovja kontrolira glede na uklon ter glede na strig. Odpornost pri upogibu se lahko izrazi v smislu zasuka, ki znaša do  $0,008H_0/D$  za primarne potresne zidove ( $D$  dolžina zidu,  $H_0$  razdalja od prereza, kjer se računa upogibna odpornost, do ničelne točke momentov).

Strižna odpornost, ki jo dobimo s kontrolo upogiba pri tlačni sili elementa  $N$ , je enaka

$$V_{f-f} = \frac{D \cdot N}{2 \cdot H_0} \cdot (1 - 1,15 \cdot v_d) \quad (\text{Enačba 37})$$

$$v_d = \frac{N}{D \cdot t \cdot f_d}, \quad \text{je normirana tlačna sila,}$$

$$f_d = f_m / CF_m$$

$f_m$  povprečna tlačna trdnost dobljena iz in-situ preiskav ter drugih virov,

$CF_m$  faktor zaupanja za zidovje, podan v standardu za ustrezen nivo poznavanja konstrukcije,

$t$  debelina zidu.

Strižna odpornost, kontrolirana s strigom pri tlačni sili  $N$ , pa je

$$V_{f-s} = f_{vd} \cdot D' \cdot t \quad (\text{Enačba 38})$$

$D'$  dolžina tlačnega dela prereza,

$t$  debelina zidu,

$f_{vd}$  strižna trdnost zidu pri prisotnosti vertikalne obtežbe

$$f_{vd} = f_{vmo} + 0,4 \cdot \frac{N}{D' \cdot t} \leq 0,065 f_m \quad (\text{Enačba 39})$$

$f_{vmo}$  začetna strižna trdnost (z upoštevanjem CF faktorja),

$f_m$  normirana tlačna trdnost zidakov.

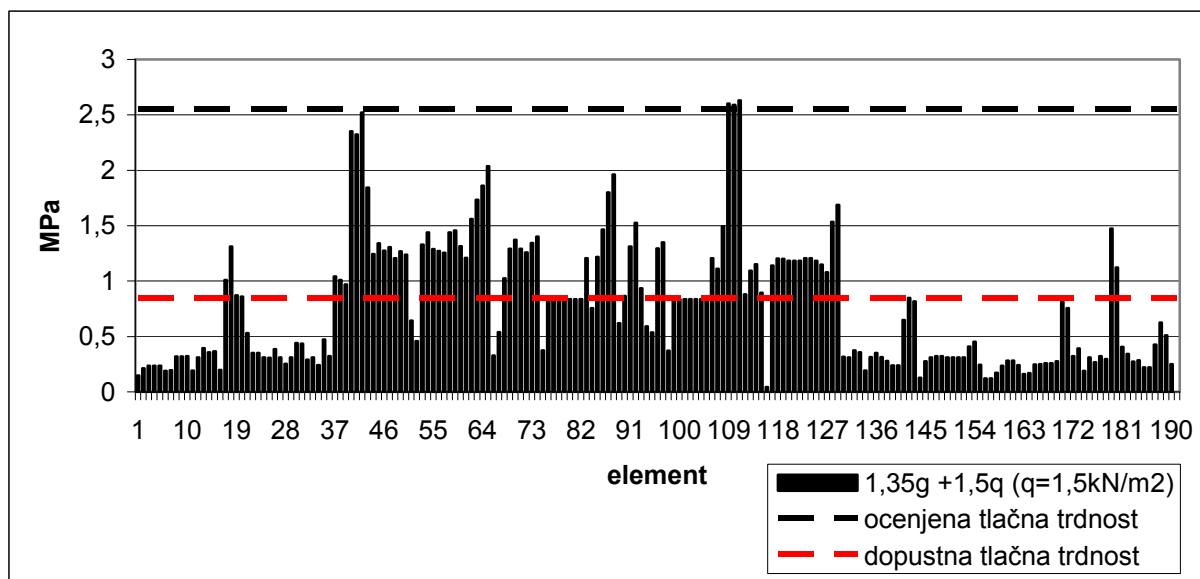
Ali se za določitev seizmične odpornosti, kontrolirane s strigom oziroma z upogibom, uporabi tudi varnostni faktor za material  $\gamma_M$ , je v EC 1998 – 3 določeno dokaj nekonsistentno. Tako smo pri našem prvem izračunu uporabili strižno in tlačno trdnost, določeni s faktorjem zaupanja in brez faktorjev za material. Poleg tega pa smo podali tudi rezultate, kjer smo upoštevali tudi vpliv faktorja za materiale na seizmično odpornost zidov. Nato smo dobljene rezultate medsebojno primerjali.

Po evrokodih moramo torej za oceno seizmične odpornosti konstrukcije poznati rezultirajočo zunanjo obtežbo. Mi bomo najprej preverili, kakšno odpornost dobimo pri horizontalni obtežbi s silo na meji elastičnosti, ki jo dobimo z analizo s programom SREMB. Naredili bomo analizo po dveh glavnih smereh, pri čemer v vsaki smeri posebej upoštevamo stebre ter stene, ki potekajo vzdolž obravnavane smeri seizmične analize. Iz razmerij togosti elementov dobimo del horizontalne sile, ki odpade na posamezen element. Horizontalno obtežbo nato po korakih povečujemo, hkrati pa kontroliramo, v katerih elementih pride do porušitve, ter gledamo skupno strižno kapaciteto. V elementih, ki se porušijo, od porušitve naprej upoštevamo 50 % togost, kot je to navedeno v EC.

## 5.5 Rezultati

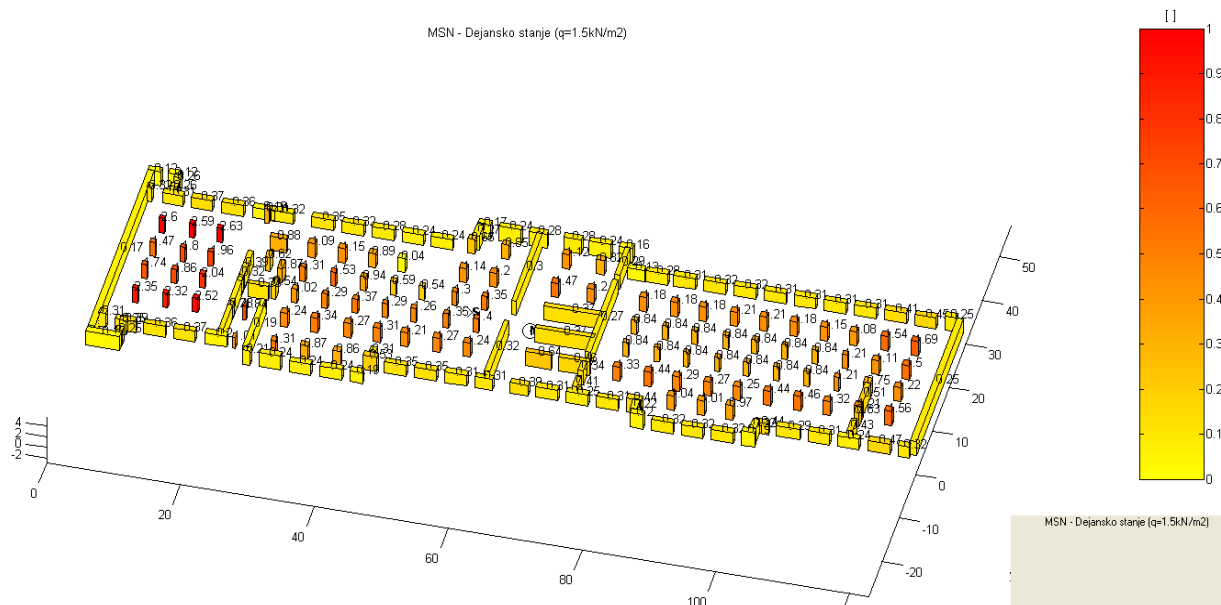
### 5.5.1 Kontrola nosilnosti vertikalne obtežbe

Najprej bomo preverili nosilnost na vertikalno obtežbo za izhodiščno varianto, pri kateri upoštevamo dejansko stanje objekta ter minimalno spremenljivo obtežbo, to je  $q = 1,5 \text{ kN/m}^2$ . Ob upoštevanju materialnega faktorja po EC6 dobimo odpornost zidovine  $R_d = 2,55/3,0 = 0,85 \text{ MPa}$ , kar pa je zelo strog pogoj, katerega vzdrži malo nosilnih elementov Kolizeja (malo manj kot 40%). Od ocenjene tlačne trdnosti 2,55 MPa pa so napetosti večje le 3 v elementih. Na spodnjem diagramu (Slika 47) so prikazane obremenitve posameznih elementov, tlačna trdnost, ki smo jo ocenili glede na izmere v laboratoriju, ter projektna tlačna trdnost po EC.



Slika 47: Prikaz vertikalnih obremenitev posameznih elementov za kontrolo msn pri minimalni spremenljivi obtežbi ter odpornost materiala (ocenjena in dovoljena)

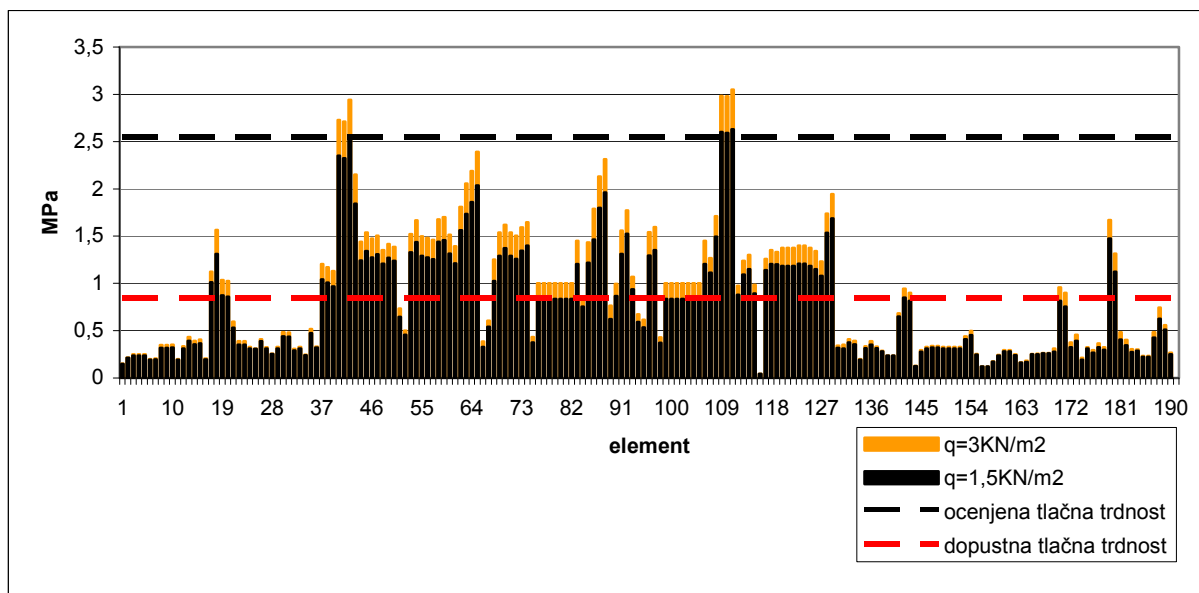
Kateri elementi odpovedo, je vidno iz spodnje slike (Slika 48); pri najbolj živo rdečih elementih je presežena mejna tlačna trdnost.



Slika 48: Vertikalne obremenitve nosilnih elementov

Če bi hoteli, da nosilnost objekta po današnjih predpisih ustreza tudi za poslovne prostore (taka je bila namembnost nekaterih prostorov pred izpraznitvijo objekta), bi morali vzeti

spremenljivo obtežbo vsaj  $q = 3\text{kN/m}^2$ , posledično zaradi strožjega pogoja vzdrži še manj zidov oziroma stebrov. Primerjavo mejnih obremenitev vidimo iz diagrama (Slika 49).



Slika 49: Primerjava vertikalnih obremenitev posameznih elementov za različno spremenljivo obtežbo

Vidimo, da so v 6 elementih obremenitve večje od v laboratoriju ocenjene tlačne trdnosti ter v 92 elementih (48,4%) od projektne tlačne trdnosti po EC6.

## 5.5.2 Potresna odpornost

### 5.5.2.1 SREMB

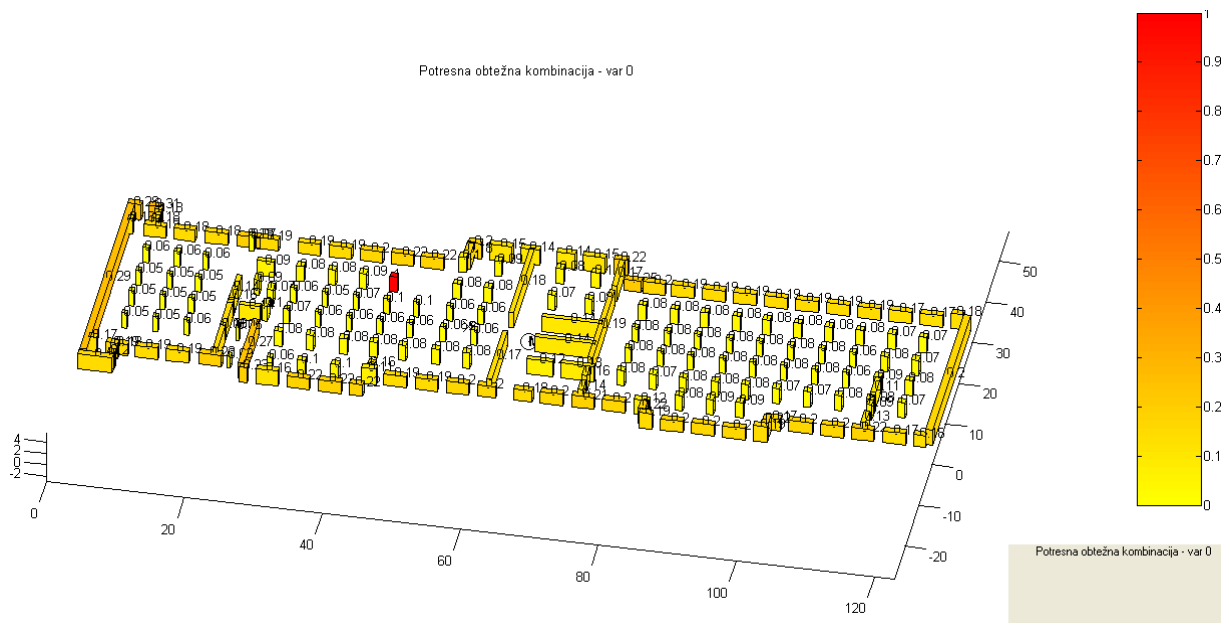
Program SREMB omogoča predstavitev rezultatov analize v grafični obliki za naslednja stanja: začetno stanje, stanje na meji elastičnosti, stanje pri maksimalni nosilnosti, stanje mejne nosilnosti oziroma stanje porušitve in stanje na koncu računa. V nadaljevanju je za osnovno stanje objekta prikazano in opisano, kako se bo le-ta obnašal med potresom po posameznih stanjih:

- Začetno stanje

Začetno stanje je uporabno predvsem kot kontrola materialnih, geometrijskih karakteristik in vertikalnih napetosti elementov.

- Stanje na meji elastičnosti

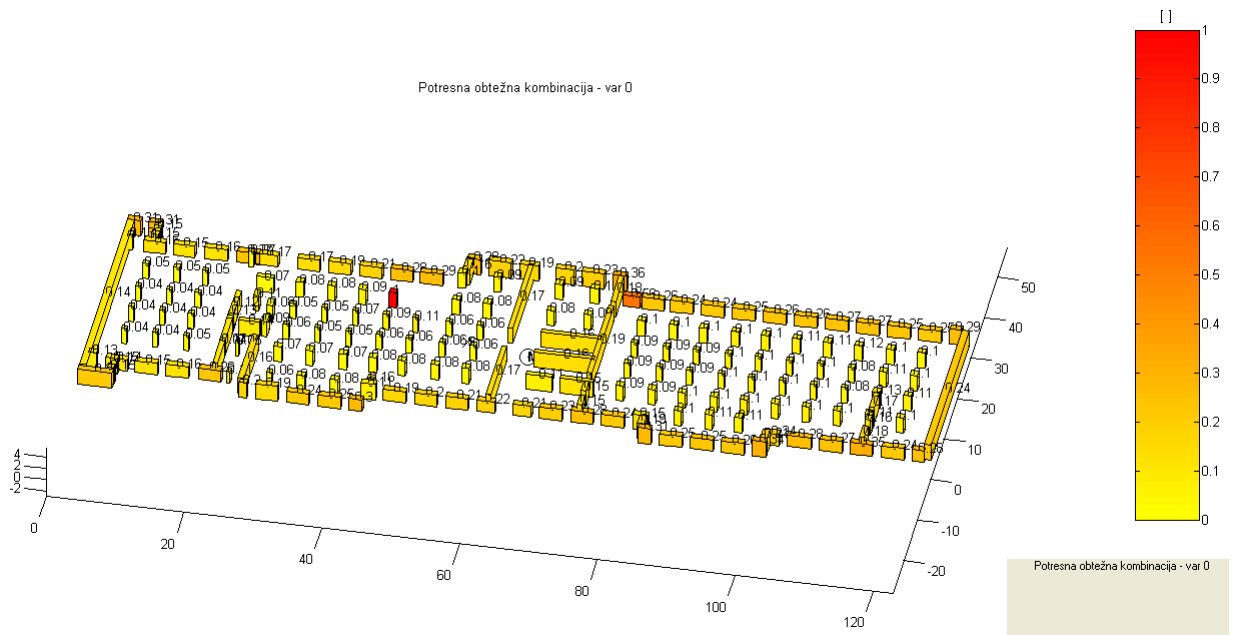
To je stanje, ko prvi element doseže mejo elastičnosti na svoji idealizirani histerezni ovojnici elementa. Do tu je dejanska histerezna ovojnica linearna, saj so vsi elementi v linearnem območju. Za posamezne elemente je prikazano razmerje med pomiki elementov ( $d$ ) v tem stanju in pomiki, ki jih elementi še prenesejo v elastičnem območju ( $d_e$ ).



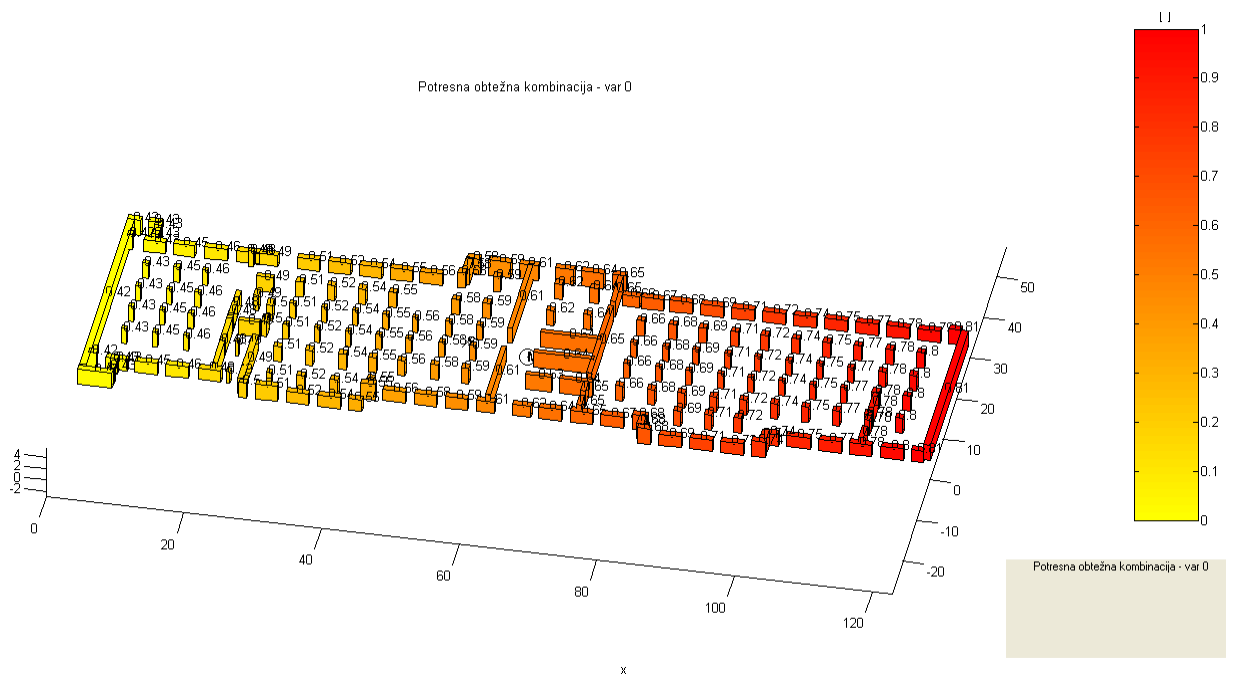
Slika 50. Stanje na meji elastičnosti:  $d/d_e$ , smer X

Na sliki 50 lahko vidimo, kateri element prvi doseže mejo elastičnosti v smeri X vsiljenega pomika in sicer je to element 116 (obarvan živo rdeče), ki se nahaja v neposredni bližini porušenega dela objekta. Do porušitve na tem mestu pride zato, ker zaradi porušenega dela ta steber veliko manjše vertikalne obremenitve v primerjavi z ostalimi ter ima zaradi tega zelo nizko strižno nosilnost. Vidimo tudi, koliko »rezerve« imajo ostali elementi, preden dosežejo mejo elastičnosti. Vidimo, da so razen kritičnega stebra, stene bližje meji elastičnosti kot stebri. Enaka situacija je tudi v smeri Y (Slika 51). Na naslednji sliki (Slika 52) lahko vidimo velikosti dejanskih pomikov na meji elastičnosti etaže v smeri Y. Tu se lepo vidi tudi vpliv torzijskih zasukov, ki kot že rečeno izhaja iz neujemanja masnega in togostnega težišča.





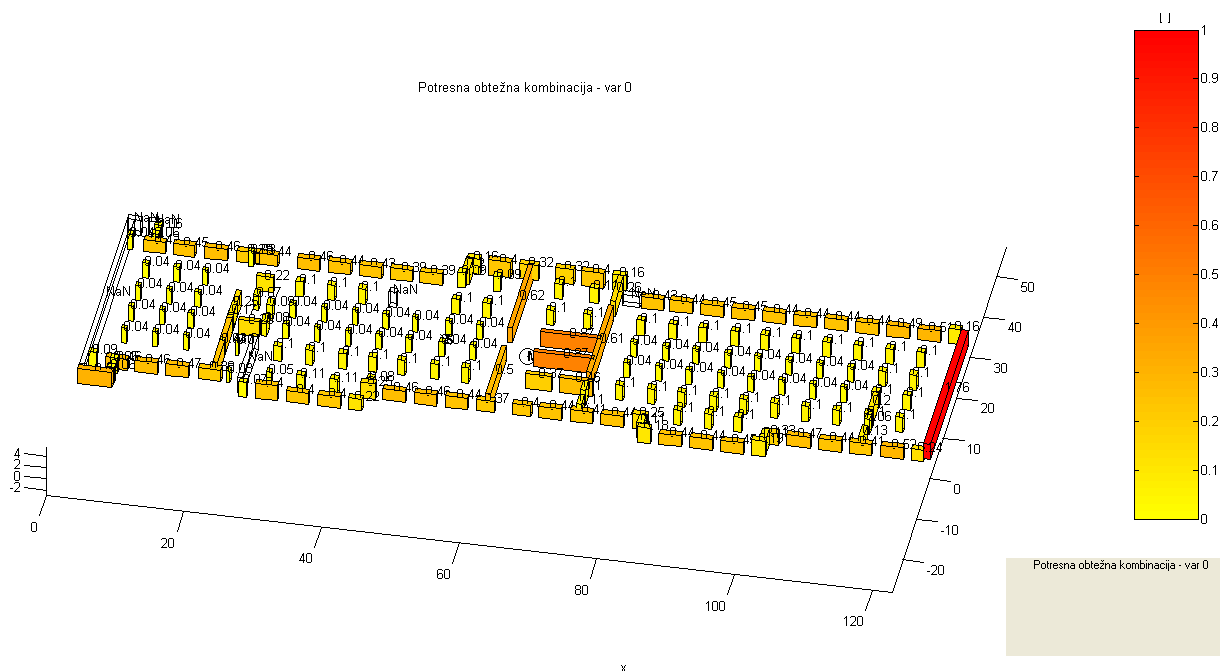
Slika 51: Stanje na meji elastičnosti:  $d/d_e$ , smer Y



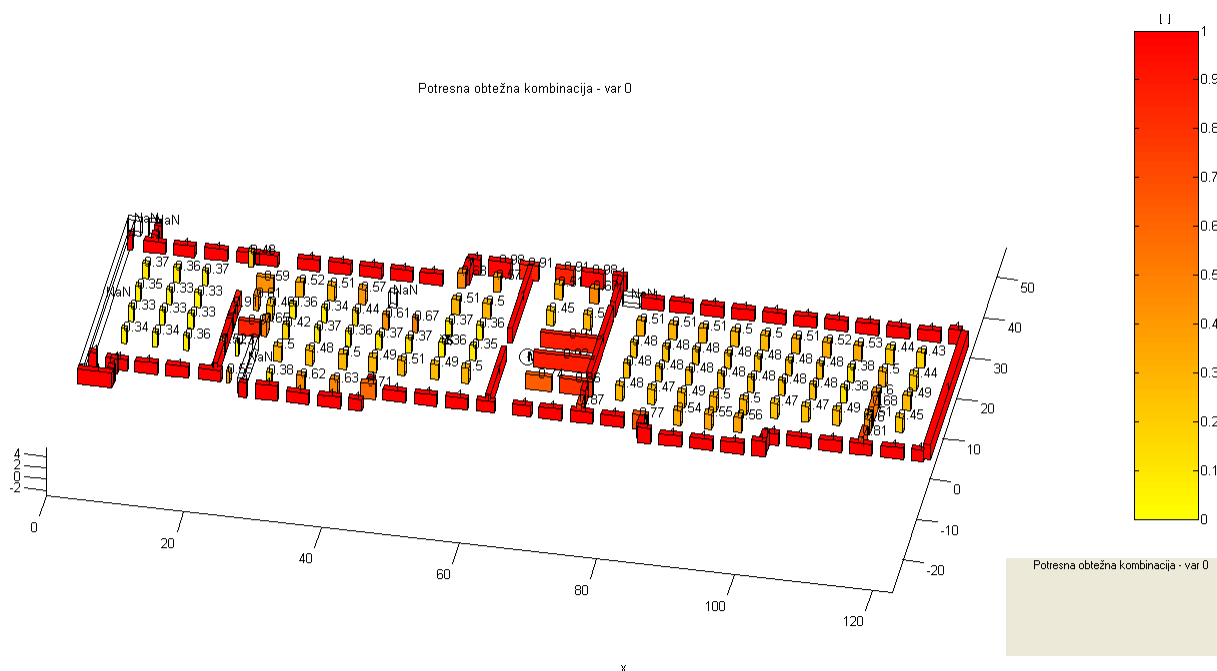
Slika 52: Stanje na meji elastičnosti:  $d$ , smer Y

- Stanje pri maksimalni nosilnosti

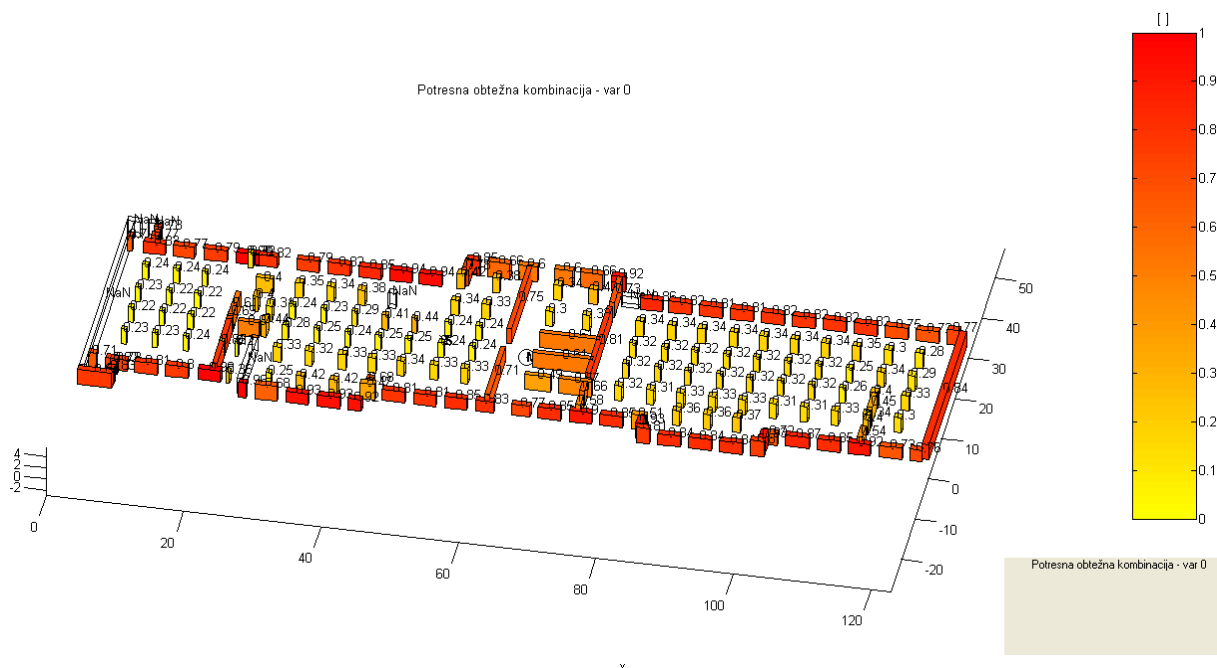
To stanje predstavlja najvišjo točko na diagramu histerezne ovojnice etaže (Slika 46). Najprej si pogledjmo situacijo v smeri X. Slika 53 kaže razporeditev horizontalne sile na posamezne elemente. Vidimo, da so tu poleg stebra 116 porušene tudi krajni severni zunanji zid ter stena v prehodu. Če pogledamo razmerje horizontalne sile elementa in maksimalno silo elementa (Slika 54), vidimo, da so tudi skoraj vse fasadne stene v smeri X že preko meje elastičnosti in se nahajajo v duktilnem območju, kar potrjuje tudi Slika 55, ki kaže pomike elementov v razmerju z njihovimi mejnimi pomiki  $d/d_u$ . Se pravi, če je ta vrednost večja od 0,67, to pomeni, da je element presegel mejo elastičnosti.



Slika 53: Stanje pri maksimalni nosilnosti: horizontalna sila  $H$ , smer  $X$



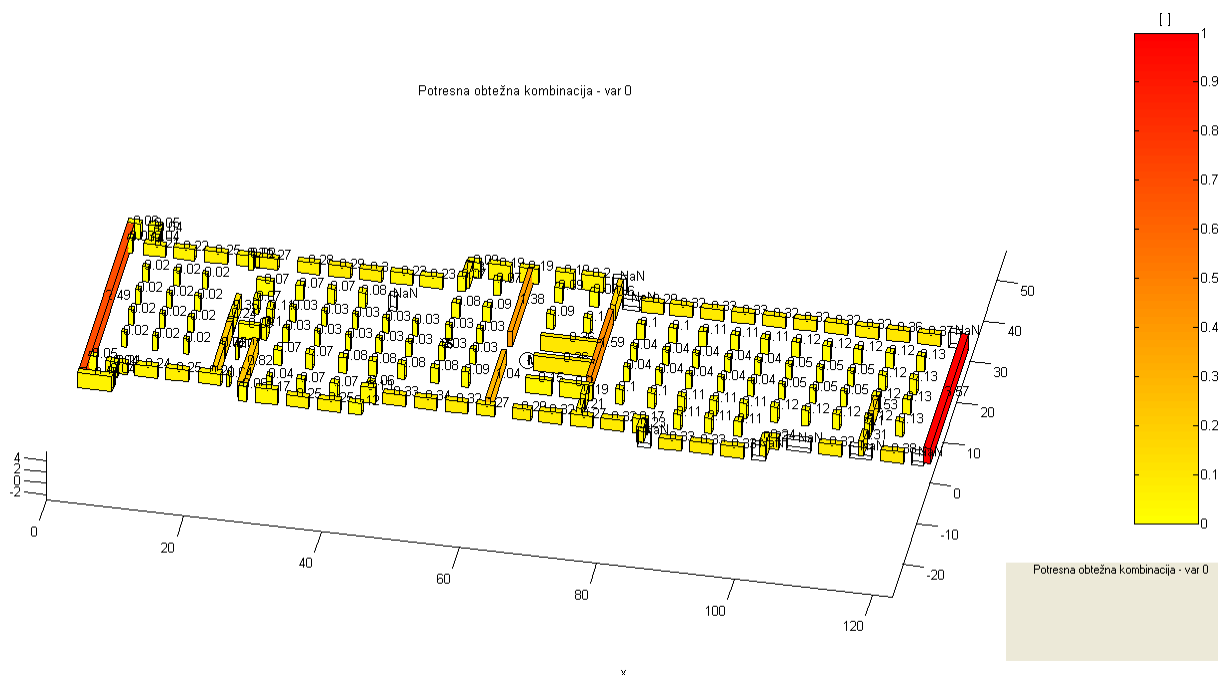
Slika 54. Stanje pri maksimalni nosilnosti: izkoriščenost nosilnosti elementov  $H_i / H_w$ , smer X



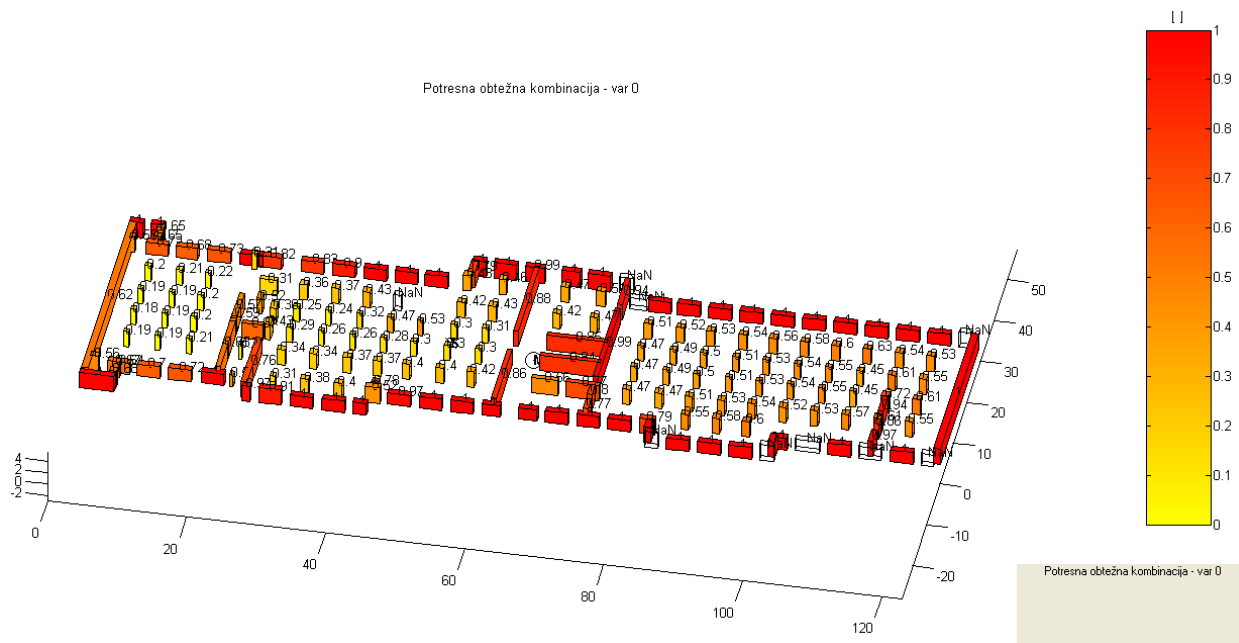
Slika 55. Stanje pri maksimalni nosilnosti: razmerje pomikov  $d / d_w$ , smer X

V smeri Y pa se horizontalna sila porazdeli, kot vidimo na sliki 56, da so tu od sten, ki še nosijo, najbolj obremenjene stene v smeri Y, porušenih pa je nekoliko zunanjih sten južne polovice objekta. Slika 57 pa prikazuje izkoriščenost nosilnosti elementov ( $H_i/H_u$ ), ki kaže, da

so skoraj vse stene zunanje fasade, razen nekaj na severnem delu objekta, že preko meje elastičnosti.



Slika 56: Stanje pri maksimalni nosilnosti: horizontalna sila  $H$ , smer  $Y$

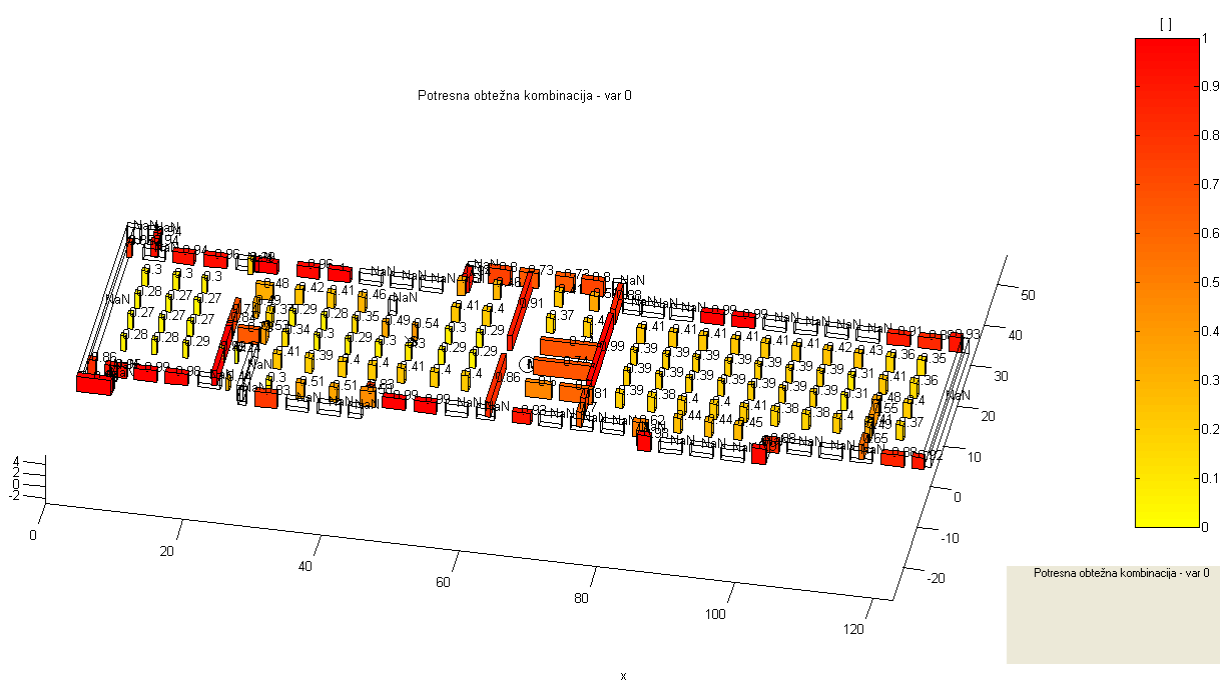


Slika 57. Stanje pri maksimalni nosilnosti: izkoriščenost nosilnosti elementov  $H/H_w$ , smer  $Y$

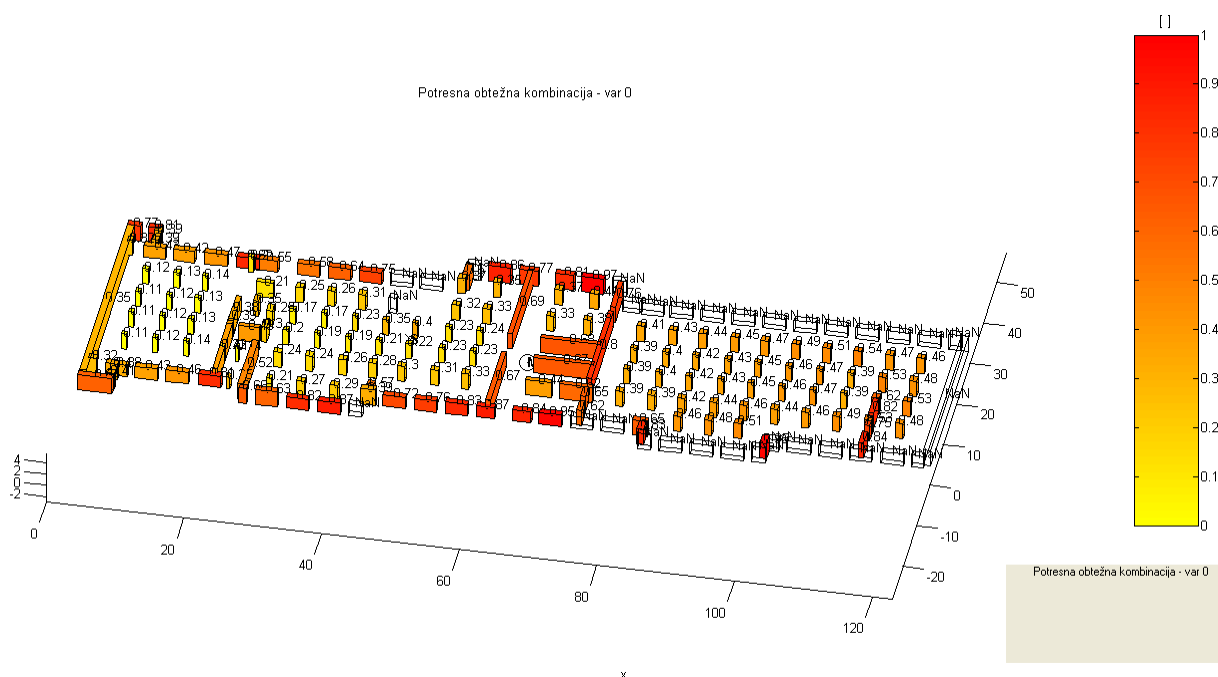
- Stanje pri mejni nosilnosti oziroma porušitev

Pri stanju porušitve sila na histerezni ovojnici pade pod določen odstotek maksimalne nosilnosti. Gre za predpostavko, da zidane konstrukcije lahko še nekaj časa nosijo obtežbo s prerazporejanjem obremenitev. Pri nas po dogovoru predpostavimo porušitev pri pomiku, ko nosilnost pade pod 80% maksimalne nosilnosti. Glede na ta pomik je izračunana tudi idealizirana histerezna ovojnica.

V smeri X so pri mejni nosilnosti porušeni elementi, ki so označeni belo na sliki 58. Ta slika prikazuje izkoriščenost mejnih pomikov. Naslednja (Slika 59) pa kaže stanje v Y smeri.



Slika 58: Stanje pri mejni nosilnosti: razmerje pomikov  $d/d_u$ , smer X



Slika 59: Stanje pri mejni nosilnosti: razmerje pomikov  $d/d_w$ , smer Y

- Stanje na koncu računa

Račun se zaključi, ko odpove 50% vseh zidov ali ko so prekoračeni maksimalni dovoljeni etažni pomiki, ki so v programu omejeni na 2 cm. Po standardu EC8; SIST ENV 1998-1-2:2000 je mejna vrednost etažnih pomikov naslednja:

$$\frac{d_r}{v} \leq 0,004 \cdot h \quad (\text{Enačba 40})$$

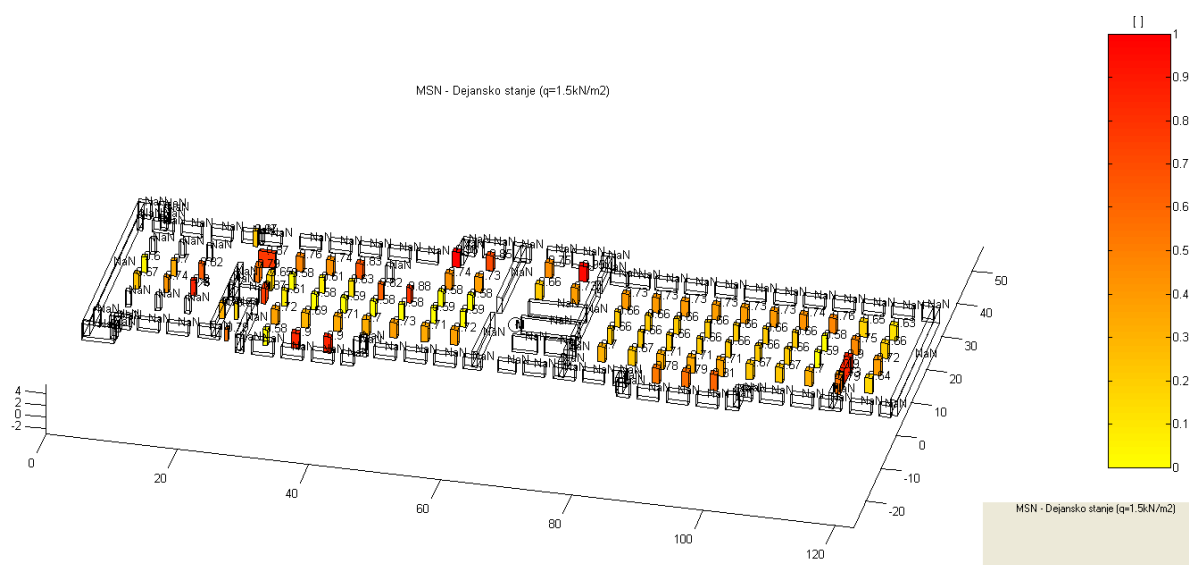
$d_r$  etažni pomik,

$v$  redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, povezano z mejnim stanjem uporabnosti, in je odvisen tudi od faktorja pomembnosti objekta,

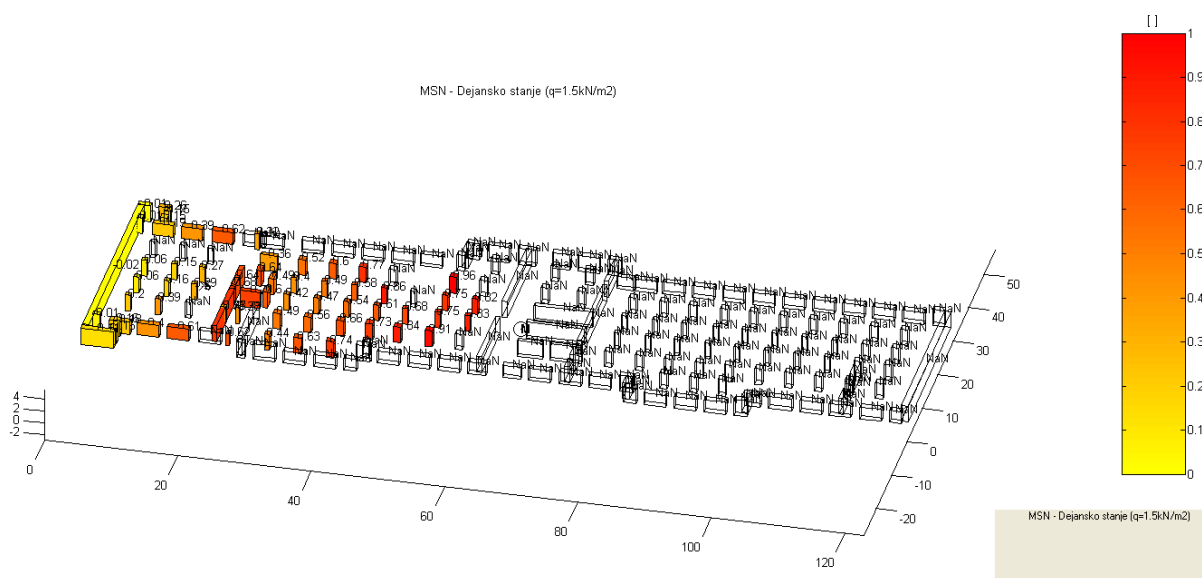
$h$  etažna višina

V našem primeru maksimalni dovoljeni pomik znaša  $4,8\text{m} \cdot 0,004 = 0,0192\text{ m}$ , kar pomeni, da smo v analizi upoštevali predpisane pogoje.

Sliki (Slika 60, Slika 61) prikazujeta izkoriščenost duktilnosti, ko je porušenih več kot 50% zidov.



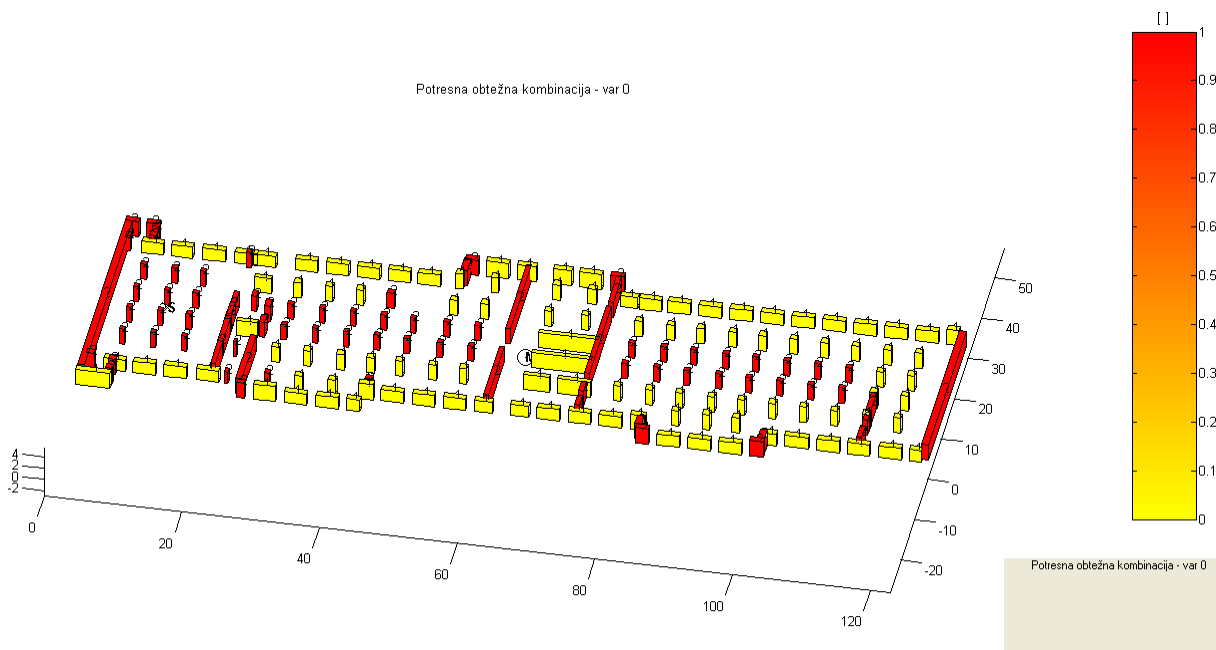
Slika 60. Stanje pri koncu računa: razmerje pomikov  $d/d_w$ , smer X



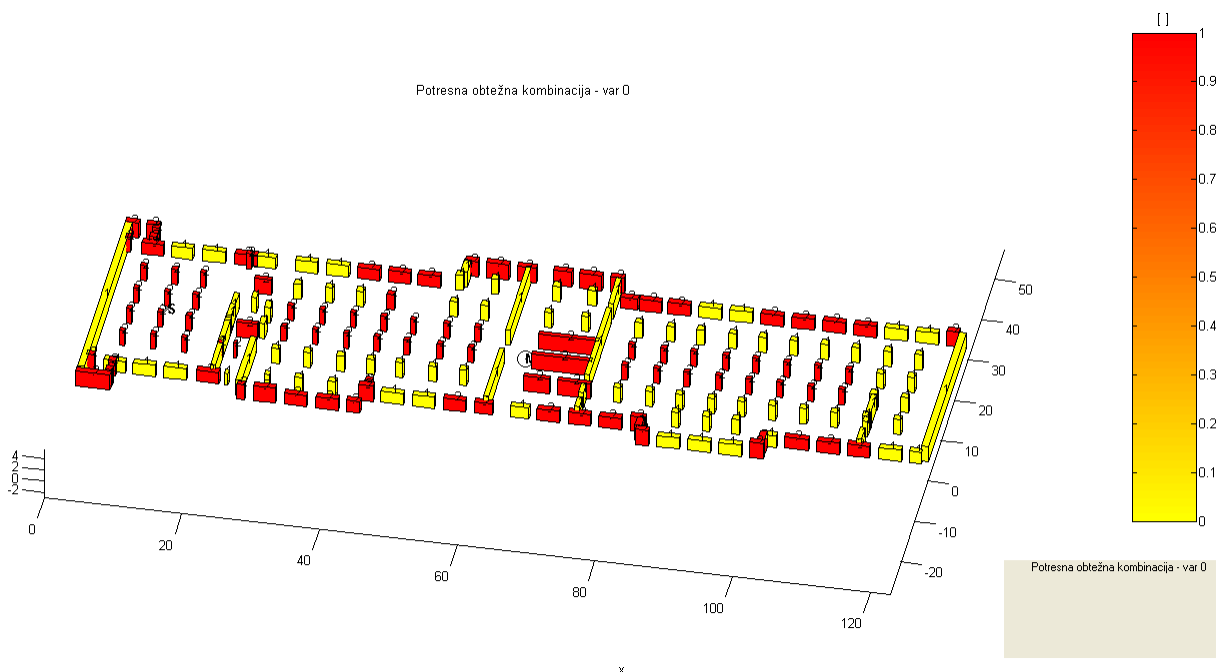
Slika 61. Stanje pri koncu računa: razmerje pomikov  $d/d_w$ , smer Y

Lahko pa tudi preverimo, do kakšne porušitve je prišlo v elementih, ali upogibne ali natezne po starih predpisih. Situacija v obeh smereh je prikazana na naslednjih slikah. Rumena barva predstavlja strižno porušitev, rdeča pa upogibno. V smeri X se vsi zunanji zidovi in stene, ki potekajo vzdolž X osi strižno porušijo, strižna nosilnost pa je merodajna tudi pri zunanjih linijah stebrov vzdolž X osi, čemur razlog je ta, da so ti stebri precej bolj obremenjeni od tistih v notranjih linijah, ki se nahajajo pod dvoranami. S stebri je podobna situacija tudi v Y

smeri, vse stene vzdolž Y osi se strižno porušijo, je pa strig merodajen tudi pri nekaterih zunanjih stenah vzdolž X osi.



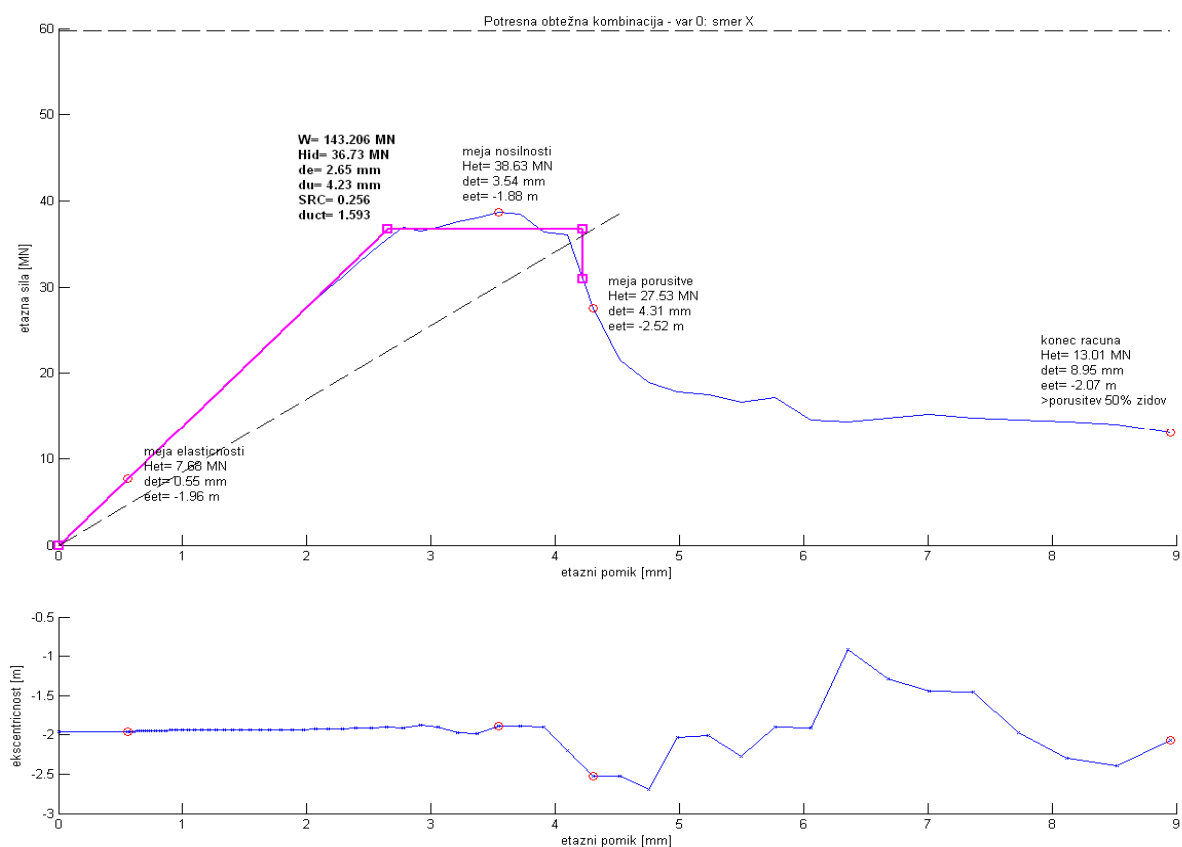
Slika 62: Način porušitve, smer X



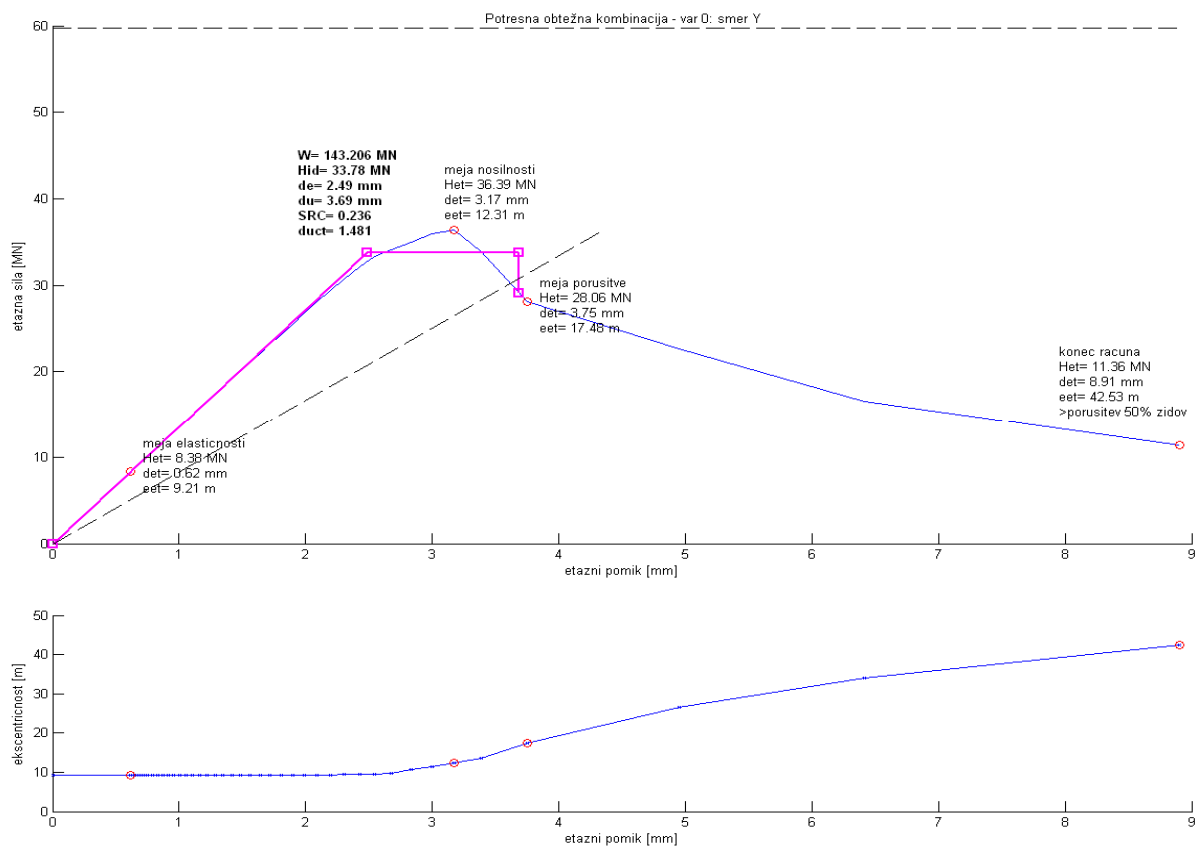
Slika 63: Način porušitve, smer Y



Končno pa nam program SREMB izriše tudi histerežno ovojnico etaže ter njeno idealizacijo. V diagramu sta kot že rečeno izrisana tudi pogoja potrebne potresne odpornosti ter duktilnosti (Slika 62, Slika 63). V obeh smereh hitro vidimo, da ima objekt v obstoječem stanju zelo majhno potresno odpornost glede na potrebno potresno obtežbo. V X smeri znaša koeficient potresne odpornosti  $SRC_u = 0,256$ , v Y smeri pa  $SRC_u = 0,236$ , medtem ko je mejni strižni koeficient  $BSC_u = 0,417$ . Vidimo pa, da je pogoj duktilnosti v obeh primerih zadoščen. Naj poudarimo, da je v tem primeru mejna tlačna trdnost enaka tisti, določeni na osnovi laboratorijskih preiskav, brez upoštevanja varnostnega faktorja materiala, saj bi bili v primeru upoštevanja rezultati analize še veliko bolj kritični.



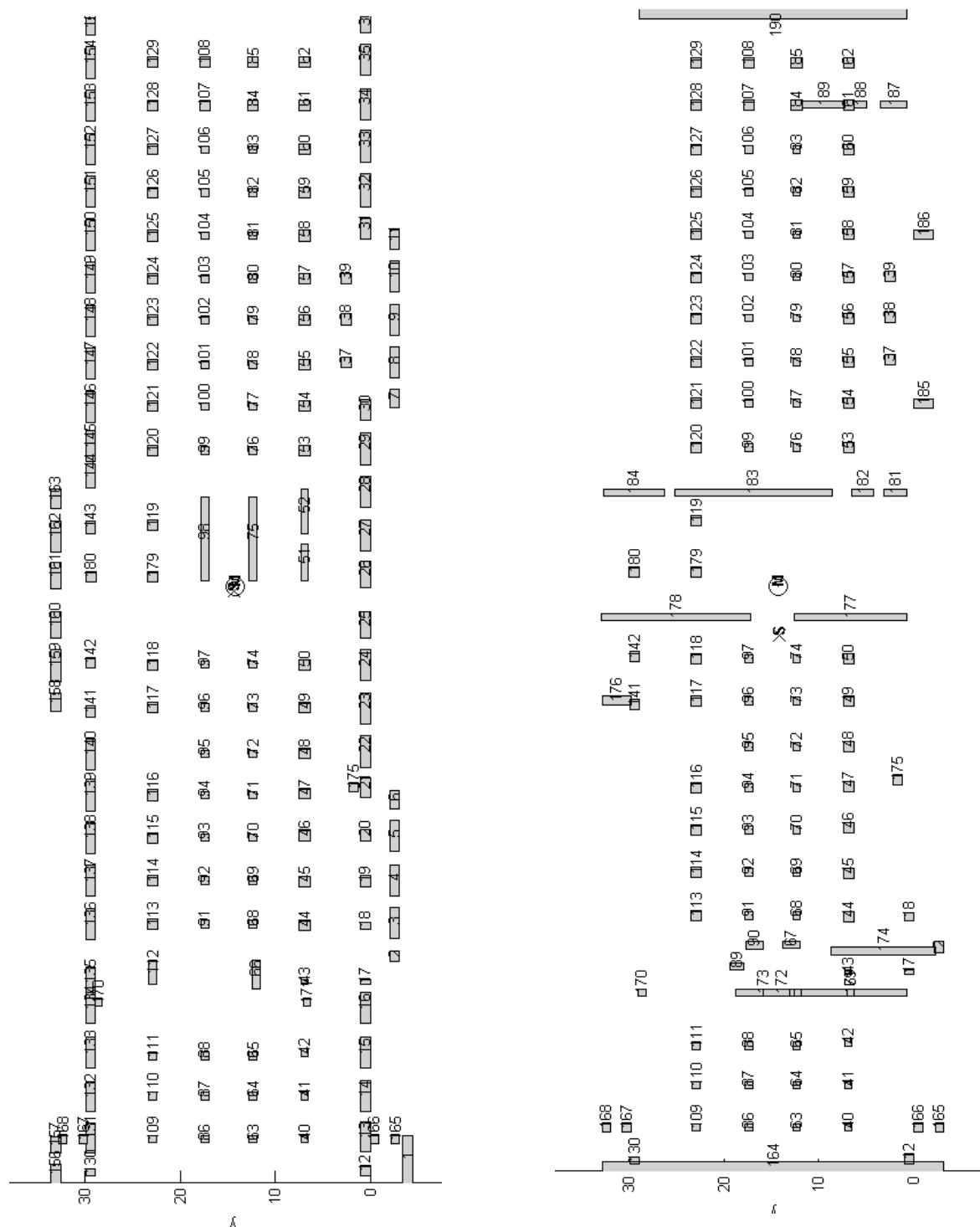
Slika 64: Histerezna ovojnica etaže, smer X



Slika 65: Histerezna ovojnica etaže, smer Y

### 5.5.2.2 Rezultati potresne odpornosti po EC8

V X smeri vzamemo horizontalno obtežbo  $H_{id} = 7,68$  MN, v Y smeri pa  $H_{id} = 8,38$  MN, ki ju dobimo iz histereznih ovojnic, izračunanih s programom SREMB, kot sile na meji elastičnosti (Slika 64, Slika 65). Nato po določilih EC6 za vsako smer posebej (kateri elementi upoštevani pri izračunu prikazano na sliki 66) izračunamo skupno strižno odpornost za stanje na meji elastičnosti, izračunano s SREMB-om (V). Pri mehanskih karakteristikah za izračun odpornosti smo v tem primeru upoštevali le faktor zaupanja CF, ki znaša za drugo stopnjo poznavanja objekta (nepopolni originalni načrti gradbenih detajlov z omejenim in – situ pregledom)  $CF_{KL2} = 1,2$ , ne pa tudi materialnih faktorjev. Izračunana odpornost v X smeri znaša 39,76 MN, v Y smeri pa 31,62 MN, kar je več od naše obremenitve.



Slika 66: Elementi, upoštevani pri izračunu odpornosti po EC v X (levo) in Y smeri (desno)

Nato za vsako smer posebej po korakih povečujemo horizontalno obremenitev (začetni korak 5 MN, nato postopoma zmanjšujemo korak) in računamo pripadajočo odpornost. V spodnjih preglednicah (Preglednica 8, Preglednica 9) vidimo spreminjanje odpornosti (V) s

spreminjanjem obtežbe H v obeh smereh, število in procent porušenih zidov ter horizontalno silo prevedeno v pospešek.

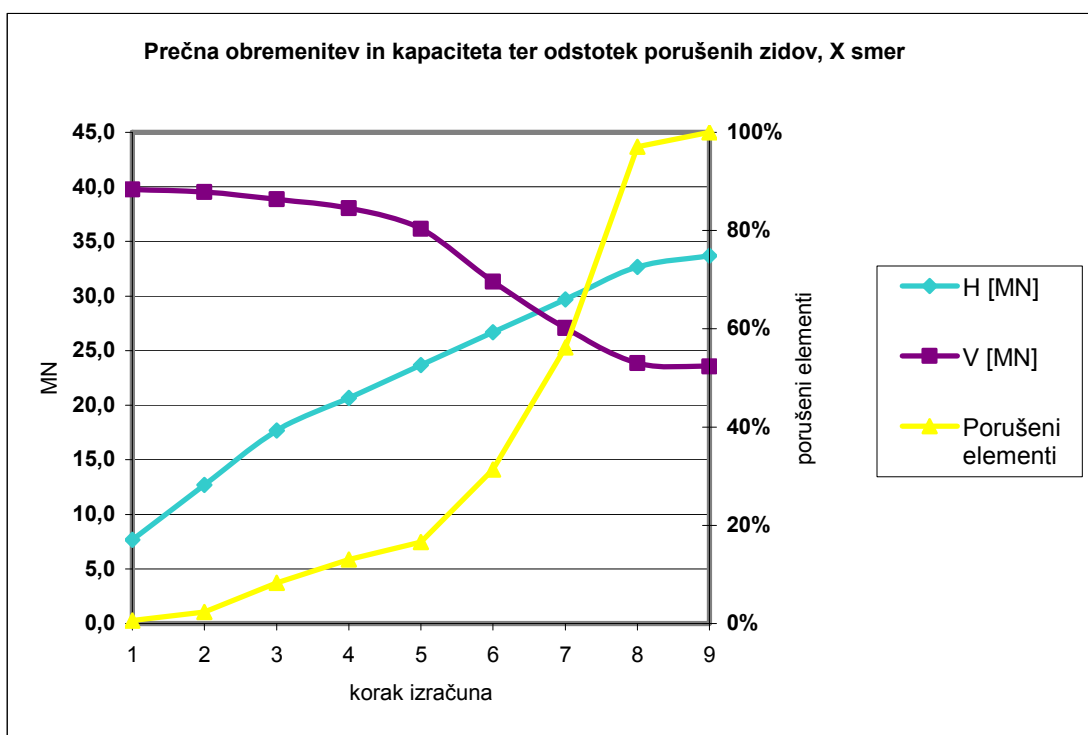
*Preglednica 8: Strižna kapaciteta v odvisnosti od horizontalne obremenitve oziroma projektne pospeška tal ter število in procent porušenih zidov za X smer*

|          | X smer |       |        |            |      |
|----------|--------|-------|--------|------------|------|
|          | H [MN] | a [g] | V [MN] | št.por.el. | %    |
| meja el. | 7,7    | 0,063 | 39,8   | 1          | 1%   |
| 1. korak | 12,7   | 0,104 | 39,5   | 4          | 2%   |
| 2. korak | 17,7   | 0,145 | 38,9   | 14         | 8%   |
| 3. korak | 20,7   | 0,170 | 38,0   | 22         | 13%  |
| 4. korak | 23,7   | 0,195 | 36,2   | 28         | 17%  |
| 5. korak | 26,7   | 0,219 | 31,3   | 53         | 31%  |
| 6. korak | 29,7   | 0,244 | 27,1   | 95         | 56%  |
| 7. korak | 32,7   | 0,268 | 23,8   | 164        | 97%  |
| 8. korak | 33,7   | 0,277 | 23,6   | 169        | 100% |

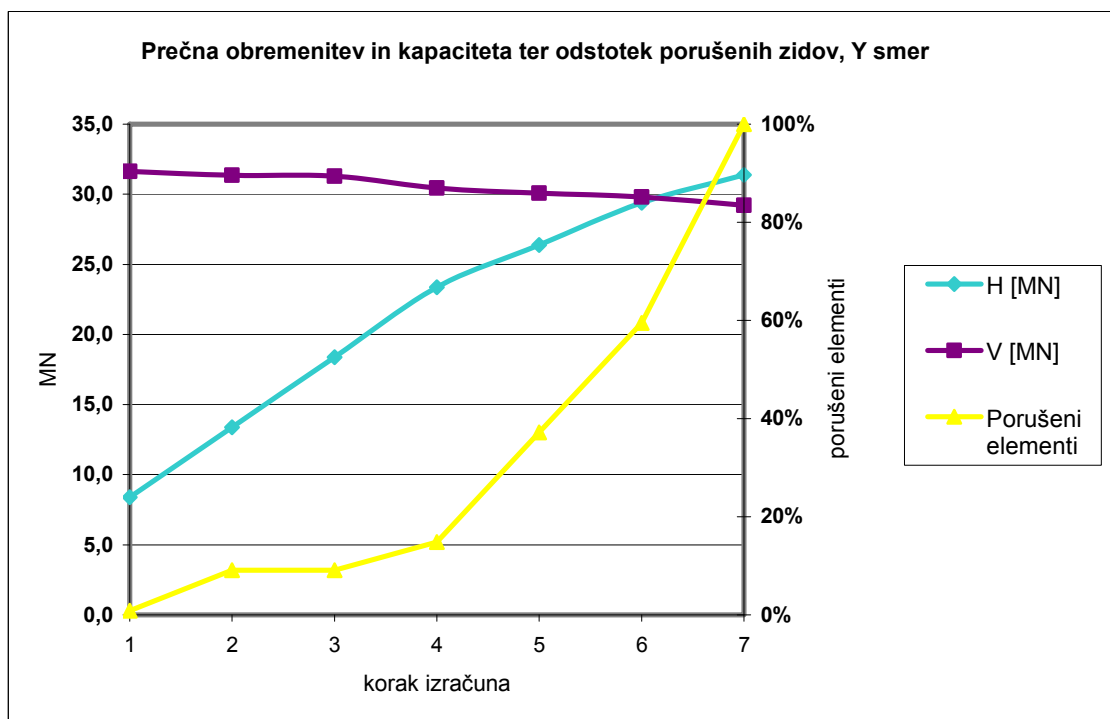
*Preglednica 9: Strižna kapaciteta v odvisnosti od horizontalne obremenitve oziroma projektne pospeška tal ter število in procent porušenih zidov za Y smer*

|          | Y smer |       |        |            |      |
|----------|--------|-------|--------|------------|------|
|          | H [MN] | a [g] | V [MN] | št.por.el. | %    |
| meja el. | 8,4    | 0,069 | 31,6   | 1          | 1%   |
| 1. korak | 13,4   | 0,110 | 31,3   | 11         | 9%   |
| 2. korak | 18,4   | 0,151 | 31,3   | 11         | 9%   |
| 3. korak | 23,4   | 0,192 | 30,4   | 18         | 15%  |
| 4. korak | 26,4   | 0,217 | 30,1   | 45         | 37%  |
| 5. korak | 29,4   | 0,241 | 29,8   | 72         | 60%  |
| 6. korak | 31,4   | 0,258 | 29,2   | 121        | 100% |

Iz tabele za smer X vidimo, da do neke velikosti horizontalne sile strižna kapaciteta pada relativno počasi, ko pa je porušenih prek 15% elementov, pa je padec odpornosti bolj drastičen. V Y smeri ni opaziti velikega padca odpornosti v primerjavi z naraščanjem horizontalne obremenitve. Spreminjanje strižne kapacitete v odvisnosti od prečne sile je pokazano na spodnjih diagramih.



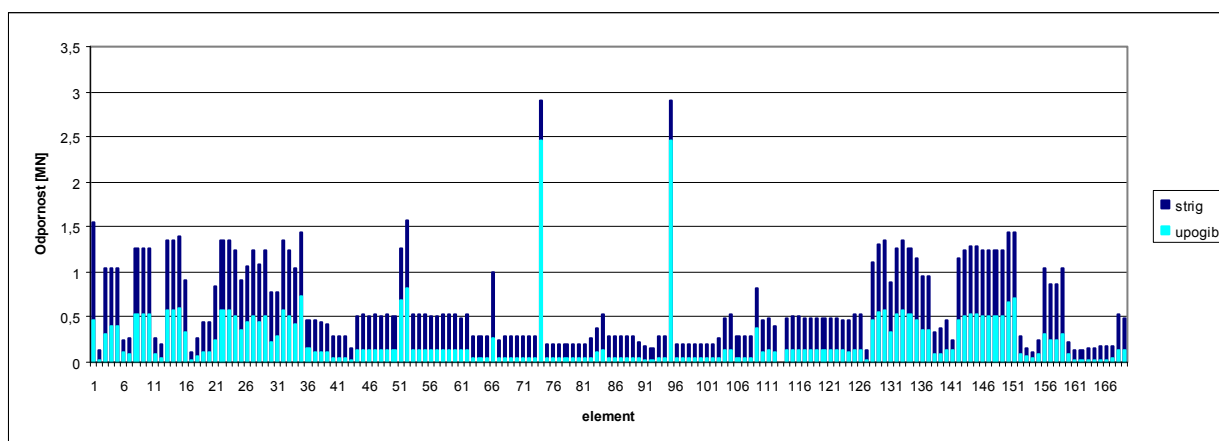
Slika 67: Prikaz horizontalne obtežbe in pripadajoča odpornost in procent porušenih zidov po EC za smer X



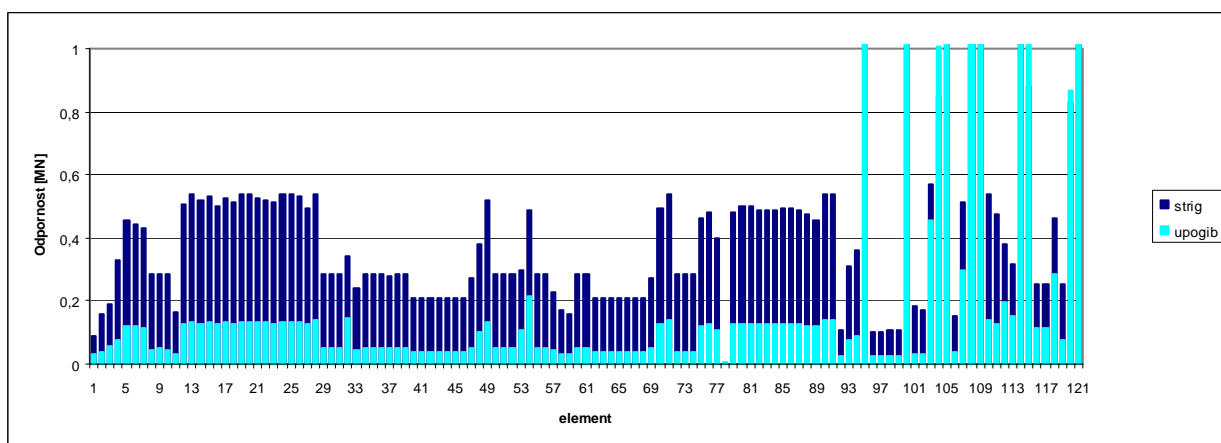
Slika 68: Prikaz horizontalne obtežbe in pripadajoča odpornost in procent porušenih zidov po EC za smer Y

V X smeri sta obremenitev in odpornost enaki pri približno 40% porušenih elementov in sicer znaša prečna sila približno 28MN, kar pomeni  $SRC_u = 0,230$ . V Y smeri pa sta obremenitev in odpornost enaki pri nekaj več kot 60% (približno 29,5 MN), vendar pa kot v izračunu po SREMB-u vzamemo silo, s katero je konstrukcija obremenjena pri 50% porušenih elementov, to je 28,10 MN, kar pomeni  $SRC_u = 0,231$  za Y smer.

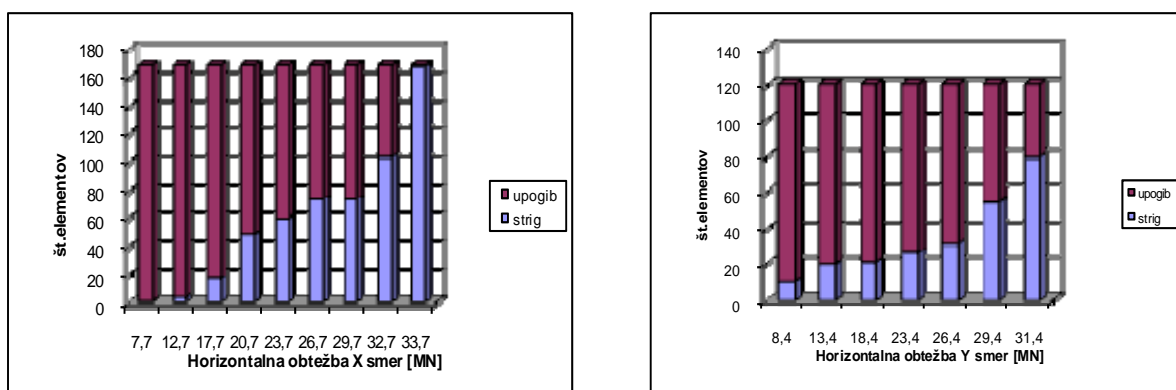
Po računu po EC je v smeri Y potresna odpornost za malenkost višja kot v X smeri. To je posledica števila in geometrije sten vzdolžno osi Y. Pri obremenitvi z elastično silo v X smeri je za vse elemente merodajna upogibna odpornost, tudi za stene. Vendar pa je pri stenah razlika med strižno in upogibno odpornostjo manjša kot pri stebrih (Slika 69), zato pri povečevanju obtežbe strižna odpornost (ta se manjša z večanjem horizontalne obtežbe, medtem ko upogibna od nje ni odvisna) hitreje postaja merodajna (Slika 71), posledično pa se hitreje manjša tudi skupna odpornost etaže. V smeri Y pa je pri stenah zaradi njihove geometrije in obtežbe strig že na začetku merodajen (na sliki 70 tisti elementi, kjer upogibna nosilnost do vrha). Pri stebrih pa imamo kot vidimo na sliki še kar veliko razliko med strižno in upogibno odpornostjo, zato s povečevanjem horizontalne obremenitve strižna odpornost počasneje postaja merodajna, tako pa tudi skupna odpornost etaže v smeri Y pada bolj počasi.



Slika 69. Strižna in upogibna odpornost elementov pri obremenitvi z elastično silo v smeri X



Slika 70. Strižna in upogibna odpornost elementov pri obremenitvi z elastično silo v smeri Y



Slika 71. Diagrama prikazujeta, pri koliko elementih je pri določeni horizontalni obtežbi v smeri X (levo) in Y smeri (desno) merodajna strižna odpornost (modra) in pri kolikih upogibna (vijolična)

Če primerjamo rezultate, dobljene po starih predpisih ter tiste, dobljene po EC, vidimo (Preglednica 10), da je potresna odpornost po EC nekoliko nižja. Presenetljivo je, da dobimo višjo odpornost v Y smeri, ki naj bi bila zaradi slabše konstrukcijske zasnove bolj kritična od X smeri. Kateri so razlogi za to, smo razložili že zgoraj, poleg tega pa je treba poudariti, da SREMB za analizo v posamezni smeri upošteva vse zidove, medtem ko smo po računu po EC upoštevali samo zidove, ki so obremenjeni v svoji ravnini.

Preglednica 10: Primerjava rezultatov odpornosti

| Primerjava | $SRC_u(SREMB)$ | $SRC_u(EC)$ | $SRC_u(EC)/SRC_u(SREMB)$ | $BSC_u$ |
|------------|----------------|-------------|--------------------------|---------|
| Smer X     | 0,256          | 0,230       | 90 %                     | 0,417   |
| Smer Y     | 0,236          | 0,231       | 98 %                     | 0,417   |

Izračunali pa smo tudi seizmično odpornost v primeru, da za njen izračun glede na strig upoštevamo materialni faktor  $\gamma_M$ , kjer posebej pri  $f_{vmo}$  in posebej pri  $f_b$  upoštevamo  $\gamma_M = 3$ , pri izračunu seizmične odpornosti na upogib pa ga ne upoštevamo. Tu dobimo mejno strižno silo v smeri X enako 20,2 MN, kar ustreza  $SRC_u = 0,141$ , v smeri Y pa silo 19,4 MN in  $SRC_u = 0,135$ . Vidimo, da se potresna odpornost v tem primeru opazno zmanjša.

Izračun seizmične odpornosti v primeru, da materialni varnostni faktor upoštevamo tudi pri izračunu seizmične odpornosti pri upogibu, po enačbi enačbi 37 ni smiseln, saj dobimo v tem primeru v velikem številu zidov negativne vrednosti seizmične odpornosti glede na upogib.

Kot že rečeno, pa nas zanima tudi, ali je s kakšnimi ojačitvenimi ukrepi možno doseči zadostno varnost po današnjih predpisih. Tako so v nadaljevanju najprej opisani standardni postopki za sanacijo starih zidanih objektov, nato pa analiza nosilnosti na verikalne obremenitve in potresne odpornosti za nekatere možne ukrepe v primeru Kolizeja.



## 6 SANACIJE

### 6.1 Sanacije starih objektov

V primeru kulturne dediščine se pri prenovi objektov vedno znova srečujemo z restavratorskimi in konzervatorskimi zahtevami, ki naše posege omejujejo, predvsem pa ne dovoljujejo rušenj konstrukcij ali delov konstrukcije ne glede na ekonomske posledice. Tako se pri tehnični izvedbi prenove odločamo med dvema različnima pristopoma; pri enem ohranimo celotno konstrukcijo ter jo z različnimi tehničnimi ukrepi ojačamo v tolikšni meri, da zadosti zahtevam, pri drugem pa ohranimo le zunanji izgled zgradbe, vse ostalo pa podremo in po sodobnih načelih s sodobnimi materiali zgradimo na novo.

Starejše kamnite konstrukcije zaradi nastanka razpok, posedanja temeljev in pomanjkanja horizontalne togosti pogosto potrebujejo korenito konstrukcijsko prenavo. Pri ojačitvi konstrukcije pri vertikalni obtežbi je cilj predvsem povečanje vertikalne togosti celotne konstrukcije in temeljev, ki ga lahko enostavno dosežemo z ojačitvijo vseh elementov, ki prenašajo vertikalno obtežbo. Pri ojačitvi konstrukcije za prenos horizontalne obtežbe pa je potrebna določena previdnost. Bolj kot le povečanje togosti, je potrebno povečanje duktilnosti tako posameznih elementov kot stavbe v celoti. S povečanjem togosti konstrukcije se namreč v splošnem povečujejo tudi potresne sile. Povečanje nosilnosti celotne stavbe samo po sebi ne zagotavlja večje potresne varnosti, če obenem ne povečamo sposobnosti konstrukcije za prevzem poškodb. Posebna previdnost je potrebna pri vseh parcialnih prenovitvenih ukrepih, kjer lahko z ojačitvijo samo enega elementa ali sklopa elementov povzročimo neustrezno prerazporeditev togosti in notranjih sil po konstrukciji med potresom. Pri taki neustrezni sanaciji je lahko potresna odpornost konstrukcije celo manjša, kot je bila pri prvotni konstrukciji. Pri protipotresni sanaciji in ojačitvi je torej posebno pomembno zagotoviti ustrezno obnašanje stavbe kot celote in ne le njenih posameznih delov.

Da bodo stare stavbe prevzele pričakovano potresno obtežbo z zahtevano stopnjo varnosti mora veljati nekaj osnovnih zahtev. Zidovi morajo biti enakomerno porazdeljeni v obeh pravokotnih smereh zgradbe ter dovolj kvalitetni, biti morajo na ustrezen način povezani med seboj, predvsem je važno, da zagotovimo togo delovanje stropov v njihovi ravnini, kakor tudi ustrezno povezavo stropov in zidov, da bi preprečili upogibno obnašanje zidov izven njihove

ravnine. Temelji pod zidovi morajo omogočiti prenos mejnih obremenitev zgornje konstrukcije na temeljna tla.

### **6.1.1 Ojačitev temeljev**

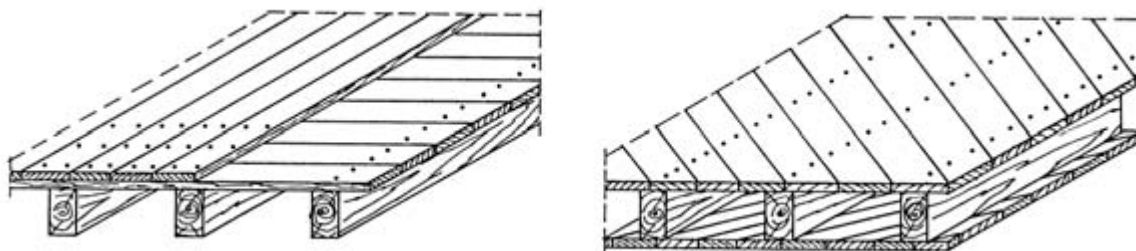
Pri zidanih zgradbah obstoječi temelji navadno ustrezajo zahtevam nosilnosti, čeprav so še posebej pri starih zidanih zgradbah navadno izvedeni v obliki temeljnega zidu brez posebne razširitve. Navadno jih je potrebno sanirati zaradi lokalnih posedkov tal, ki so posledica izpiranja tal pod temelji zaradi neurejenega odvodnavanja meteornih voda ali poškodovane kanalizacije ali preobremenjenosti temeljev. Pri sanaciji temeljev se lahko temeljni zid zainjektira s cementno silikatno suspenzijo (če se v zidu pojavlja vlaga, se injekcijski mešanici doda hidrofobne dodatke, s katerimi se preprečuje kapilarni dvig vode po zidu). Zid se lahko obbetonira ali podbetonira, lahko pa se vgradijo tudi piloti.

### **6.1.2 Ojačitev zidov**

Običajen postopek je sanacija zidu z injektiranjem cementno-silikatne suspenzije. Pri sanaciji opečnih zidov je mešanica nekoliko redkejša kot pri kamnitih zidovih, injektiranje pa ne pride v upoštevanje kot sistematično orodje za ojačitev zidov tako kot pri kamnitih, temveč le lokalno za sanacijo razpok. Priporočljive so tudi tehnike obzidanja z armiranim cementnim ometom (3-8 cm). Obzidanje je lahko enostransko ali dvostransko. Povezava armaturne mreže z zidom se izvede z jeklenimi sidri, ki jih vstavimo v luknje, zvrtnane v zid, ali pa z armiranobetonskimi čepi, vsekanimi v zid (sicer bolj pogosto za kamnite zgradbe). Pri lokalnih obzidavah je potrebna previdnost, saj se s posegom lahko čezmerno poveča togost elementov. Danes se uporabljajo tudi postopki ojačanja zidov s trakovi, lamelami in tkaninami iz ojačanih polimerov (FRP = Fiber Reinforced Polymer). Na trgu so različni izdelki, glavna dilema pa je, ali je bolje uporabiti steklena (GFRP = Glass Fiber Reinforced Polymer.) ali karbonska (CFRP) vlakna. Steklena imajo sicer slabše mehanske lastnosti od karbonskih, vendar pa so cenejša in običajno dovolj dobra za uporabo v gradbeništvu. Eden od praktičnih problemov, ki se pojavi že pri vgradnji, pa je sprijemljivost s površino zidu, ki ga ojačujemo (posebej problematične so kamnito in kamnito-opečne konstrukcije). Razvoj poteka tudi v smeri dušilcev oziroma disipatorjev energije. Gre za križne vezi, ki se aktivirajo le pri močnejših potresih. Pri tem se uporabljajo različne zlitine.

### 6.1.3 Povezovanje zidov in ojačevanje stropnih konstrukcij

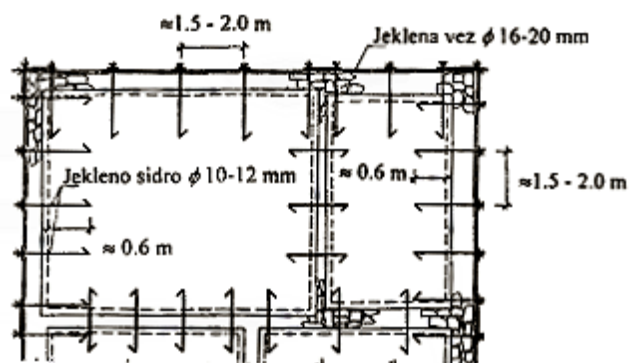
Stare zidane zgradbe imajo zelo redko toge stropove z vodoravnimi zidnimi vezmi, ki zagotavljajo usklajeno nihanje zidov med potresom, preprečujejo pretirane upogibe zidov pravokotno na njihovo ravnino ter zagotavljajo prenašanje vztrajnostnih sil potresa na konstrukcijske zidove v sorazmerju z njihovimi togostmi. Če konzervatorji oziroma restavratorji tega posebej ne zahtevajo, lesene stropove zamenjamo z masivnimi, drugače pa stropnike sidramo v zidove z jeklenimi vijaki in sidrnimi ploščami, sam strop pa povežemo z jeklenimi diagonalnimi vezmi, ki jih na vogalih sidramo v zidove. Lesene stropove ojačamo tudi tako, da plafonski opaž izvedemo v eni smeri, nasipni pa v drugi (Slika 72, levo), ali pa deske pribijemo pod kotom 45° (Slika 72, desno).



*Slika 72. Ojačevanje lesenega stropa z opažem  
(Tomaževič, 1987)*

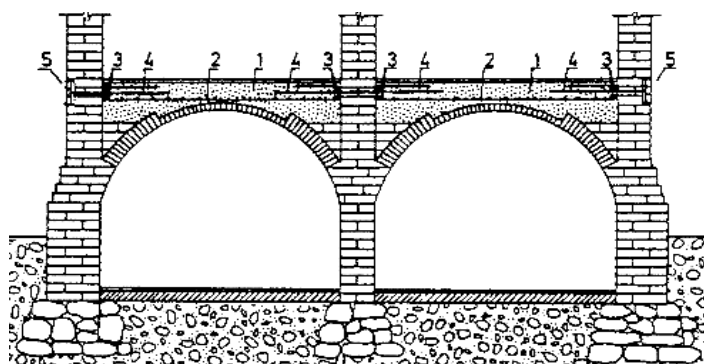
### 6.1.4 Sanacija obokov

Razpoke v obokih injektiramo. Možen ukrep je odstranitev težkega nasutja in njegova nadomestitev z lažjim, prek katerega se izvede armiranobetonska stropna konstrukcija. Če so potrebne vezi, se vgradijo pred nadomestitvijo nasutja in betoniranjem plošče (Slika 73). Mogoče so tudi izvedbe z armiranim penobetonom, kjer se zapolni ves prostor nad obokom (Slika 74). Uveljavljajo pa se tudi postopki z uporabo kompozitov s polimernimi vlakni.



Slika 73. Namestitev jeklenih vezi  
(Tomažević, 1987)

- 1 – penobeton,
- 2 – armaturna mreža,
- 3 – armaturne palice,
- 4 – prečne jeklene vezi,
- 5 – sidrne plošče



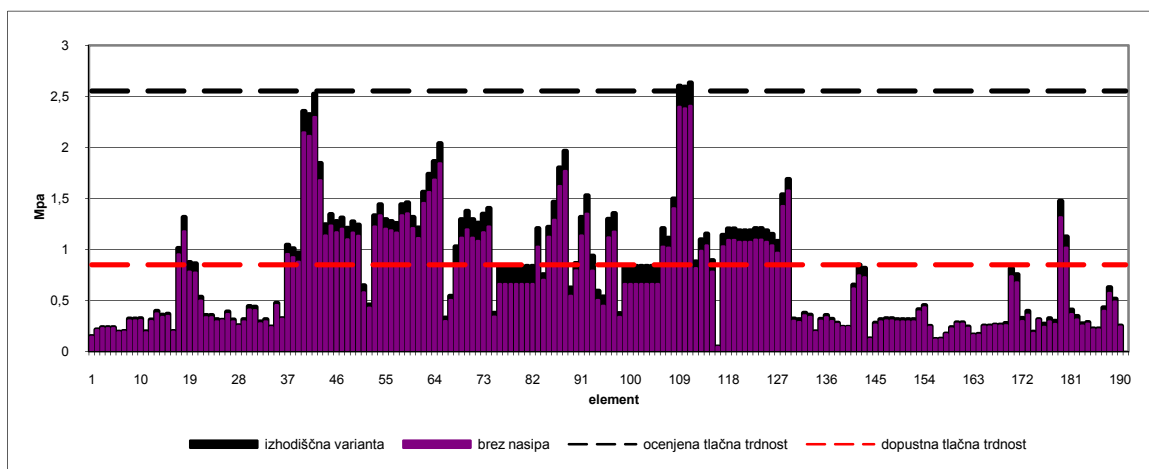
Slika 74. Nadomestitev nasipa ter  
vstavljanje jeklenih vezi  
(Žarnić, 2008)

## 6.2 Ukrepi za Kolizej

V primeru Kolizeja bi v vsakem primeru bilo potrebno ojačiti tako lesene stropne konstrukcije v višjih nadstropjih, kot tudi masivne obočne stropove nad kletno etažo, kot je navedeno zgoraj.

### 6.2.1 Varianta 1

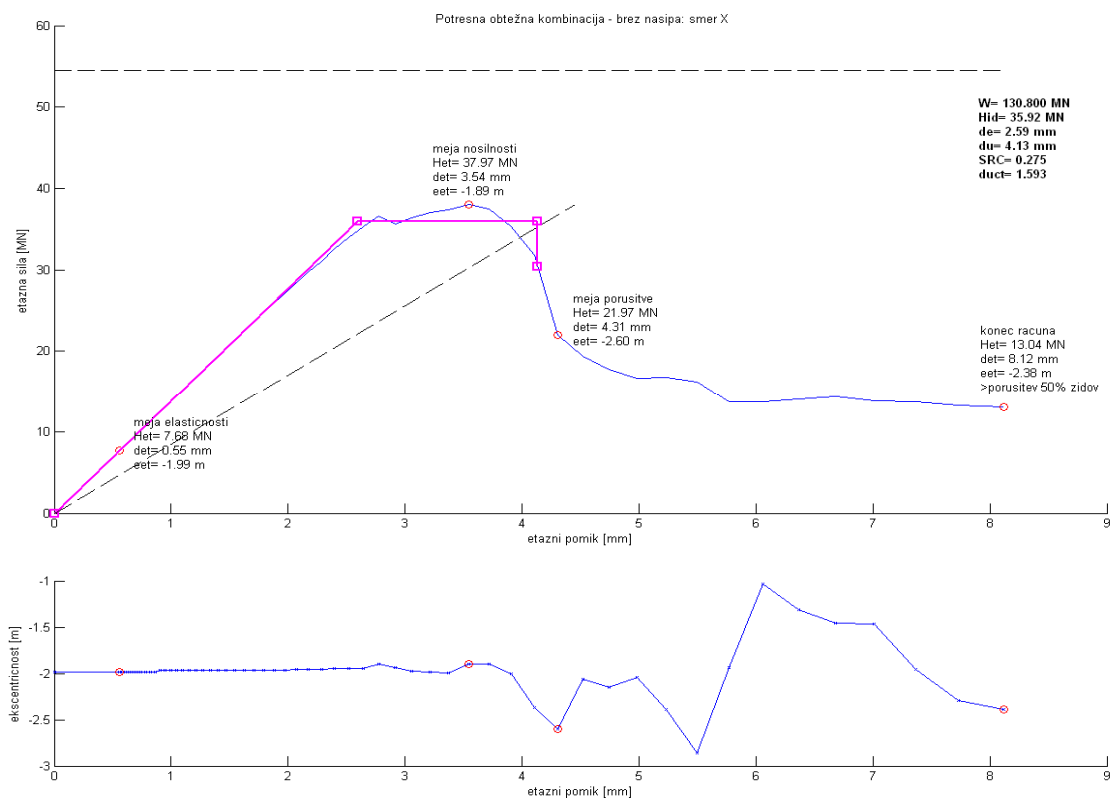
Ker je pri nas kritična že mejna nosilnost pri vertikalni obtežbi, bomo najprej poskusili zmanjšati te obremenitve. Eden od možnih ukrepov zmanjšanje obremenitve nad oboki in sicer odstranitev težkih nasipov. Zmanjšana obtežba da naslednje obremenitve elementov:



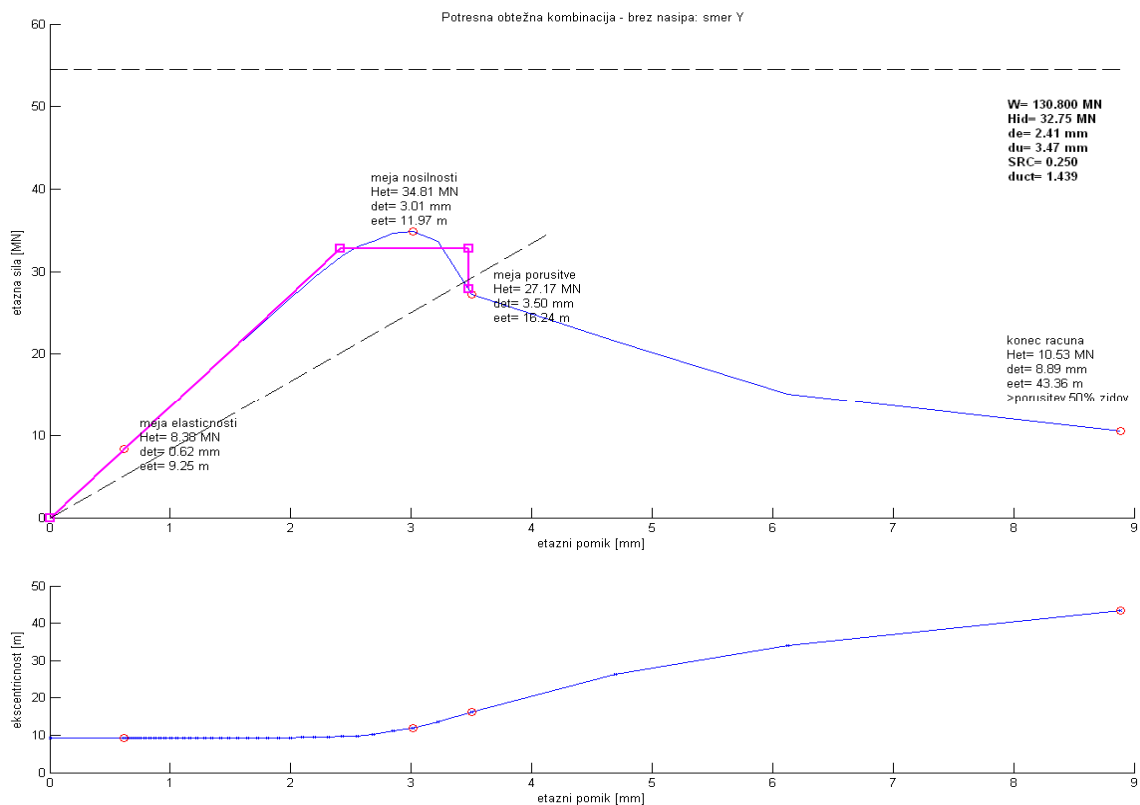
Slika 75: Primerjava vert. obr. posameznih elementov dejanskega stanja ter situacije brez nasipov

Kot vidimo, so obremenitve na vseh elementih manjše kot ocenjena tlačna trdnost, vendar pa so razlike premajhne, da bi dobili opazne izboljšave v primeru potresa.

To lahko vidimo tudi na etažnih histereznih ovojnicah, kjer je dobljen  $SRC_u$  koeficient v X smeri enak 0,275, v smeri Y pa 0,250 (Slika 76, Slika 77).



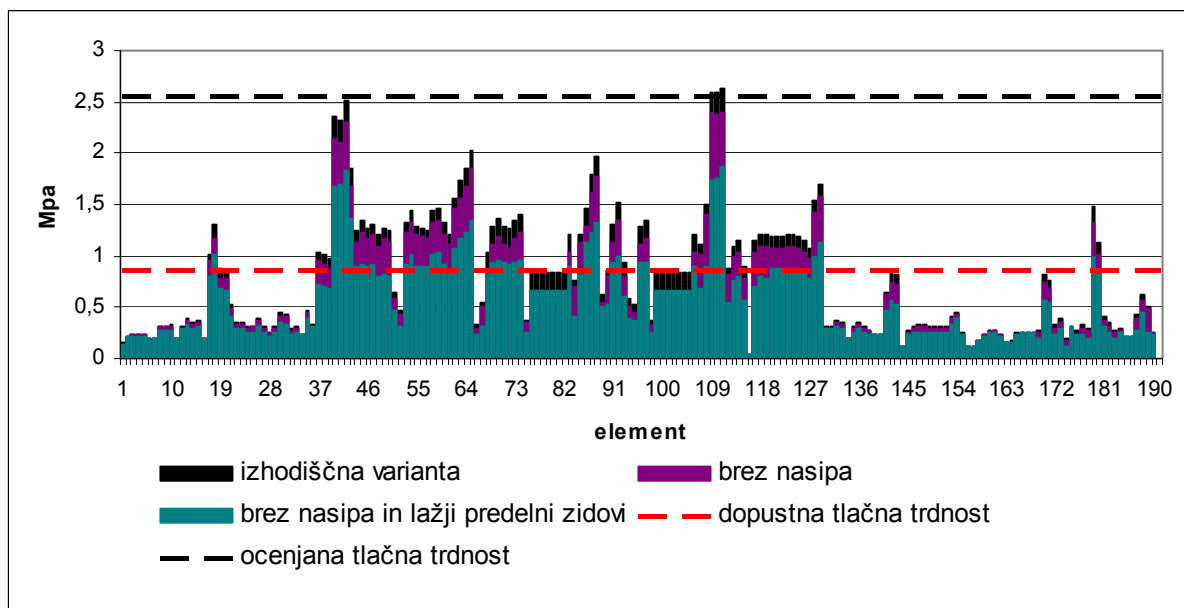
Slika 76: Histerezna ovojnica etaže pri varianti brez nasipa, smer X



Slika 77: Histerezna ovojnica etaže pri varianti brez nasipa, smer Y

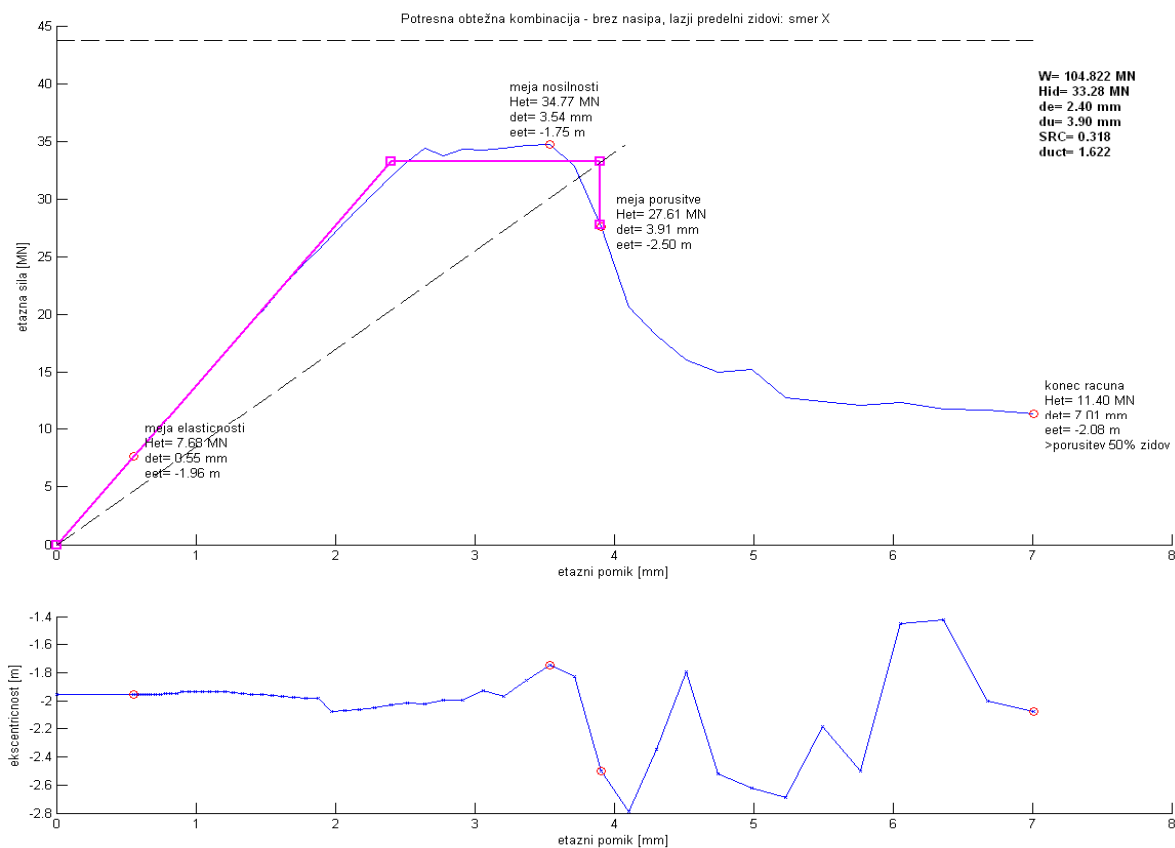
### 6.2.2 Varianta 2

V samem objektu se je še posebej v zadnjem obdobju njegove uporabe nenadzorovano spreminjala njegova notranjost, še posebej so se dodajali predelni zidovi v višjih nadstropjih, zaradi katerih predvidevamo, da se je povečala vertikalna obtežba objekta. Tako bi lahko bil eden od ukrepov redukcija predelnih zidov oziroma njihova nadomestitev z lažjimi. Če bi poleg odstranitve nasipov namesto opečnih zidov namesto tega vzeli konstrukcijski sklop iz mavčnih plošč, katerega teža je  $g = 2 \cdot 0,01 \cdot 15 + 0,1 \cdot 1,4 = 0,44 \text{ kN/m}^2$ , pa se vertikalna obtežba kar precej zmanjša. Tlačne obremenitve v primerjavi z izhodiščno varianto ter varianto, kjer odstranimo nasipe, so prikazane na naslednjem diagramu



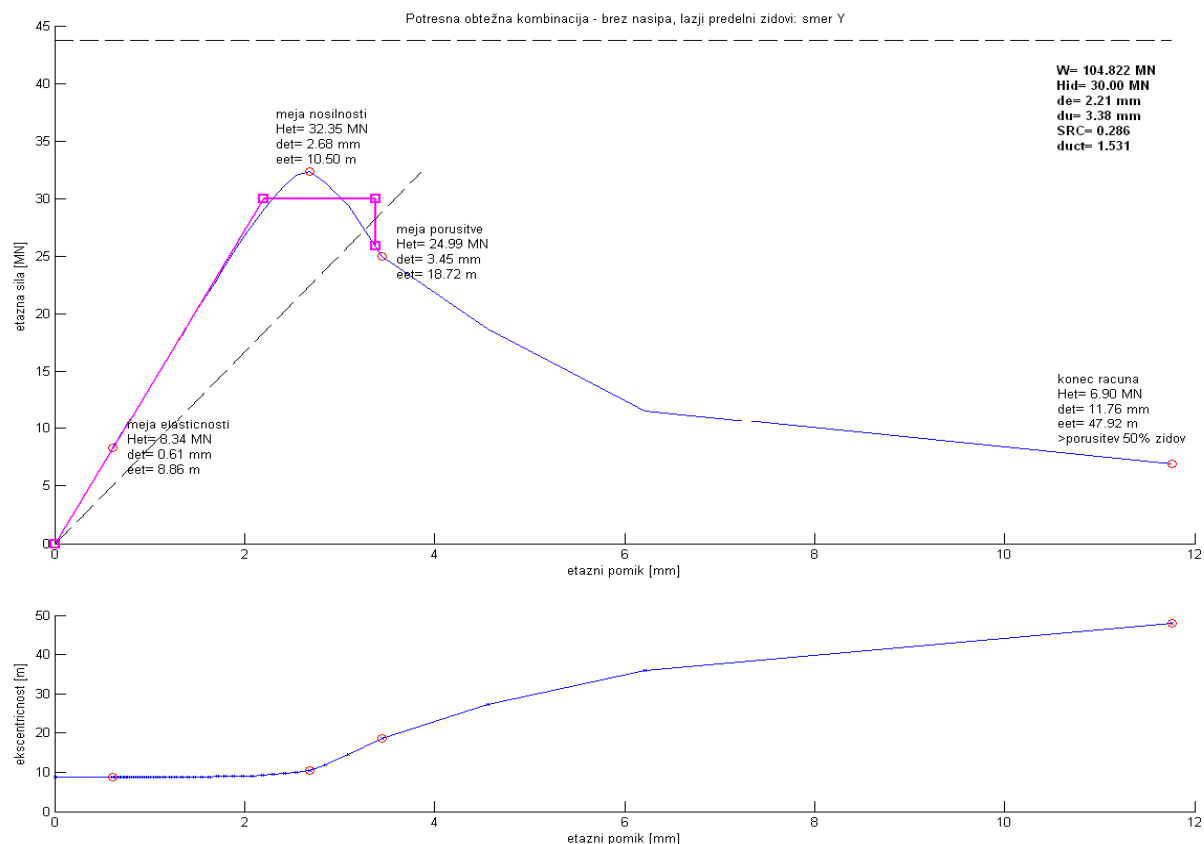
*Slika 78: Primerjava vertikalnih obremenitev posameznih elementov dejanskega stanja, stanja brez nasipov ter stanja, kjer še dodatno lažji predelni zidovi*

Vidimo, da imajo v tem primeru vsi elementi še nekaj rezerve do tlačne trdnosti 2,55 MPa (ocenjena vrednost na osnovi raziskav v laboratoriju). Če pa je naša mejna tlačna trdnost tista, pri kateri upoštevamo še materialni varnostni faktor, torej 0,85 MPa, pa je ta še vedno presežena v 51 elementih. Kje se nahajamo s potresno varnostjo, pa vidimo na histereznih ovojnicah etaže (Slika 79, Slika 80).



Slika 79: Histerezná ovojnicá etáže pri varianti brez nasipa in lažjimi predelnimi zidovi, smer X





Slika 80: Histerezna ovojnica etaže pri varianti brez nasipa in lažjimi predelnimi zidovi, smer Y

Kot vidimo, se potresna odpornost v primerjavi z dejanskim stanjem kar opazno približa zahtevani, vendar pa je odstopanje še vedno zelo veliko.

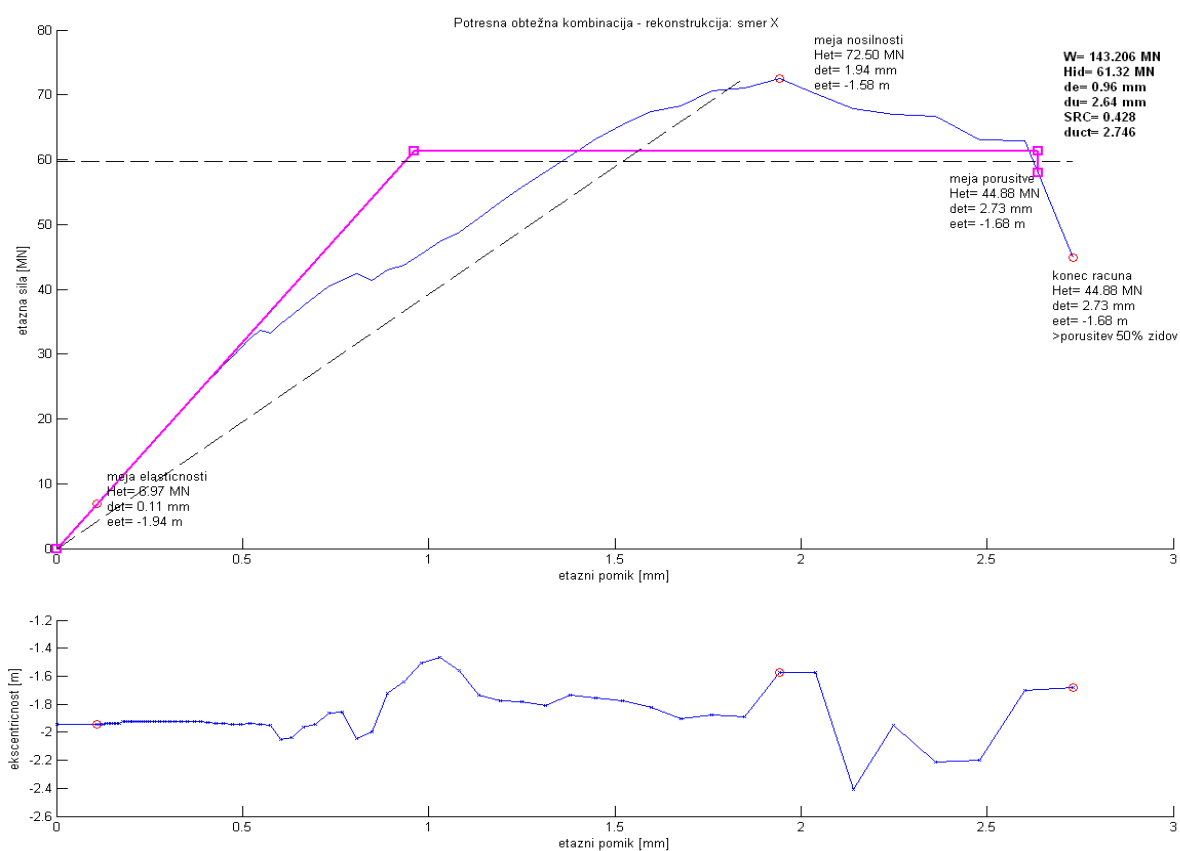
Tehnike obzidave nosilnih elementov z armiranim cementnim ometom oziroma ojačitev zidov in stebrov s polimernimi vlakni v našem primeru ne pridejo v poštev, saj zaradi zelo slabega stanja zidovine (vlaga in posledice vlage v notranjosti zidov) ne bi bile smiselne.

### 6.2.3 Varianta 3

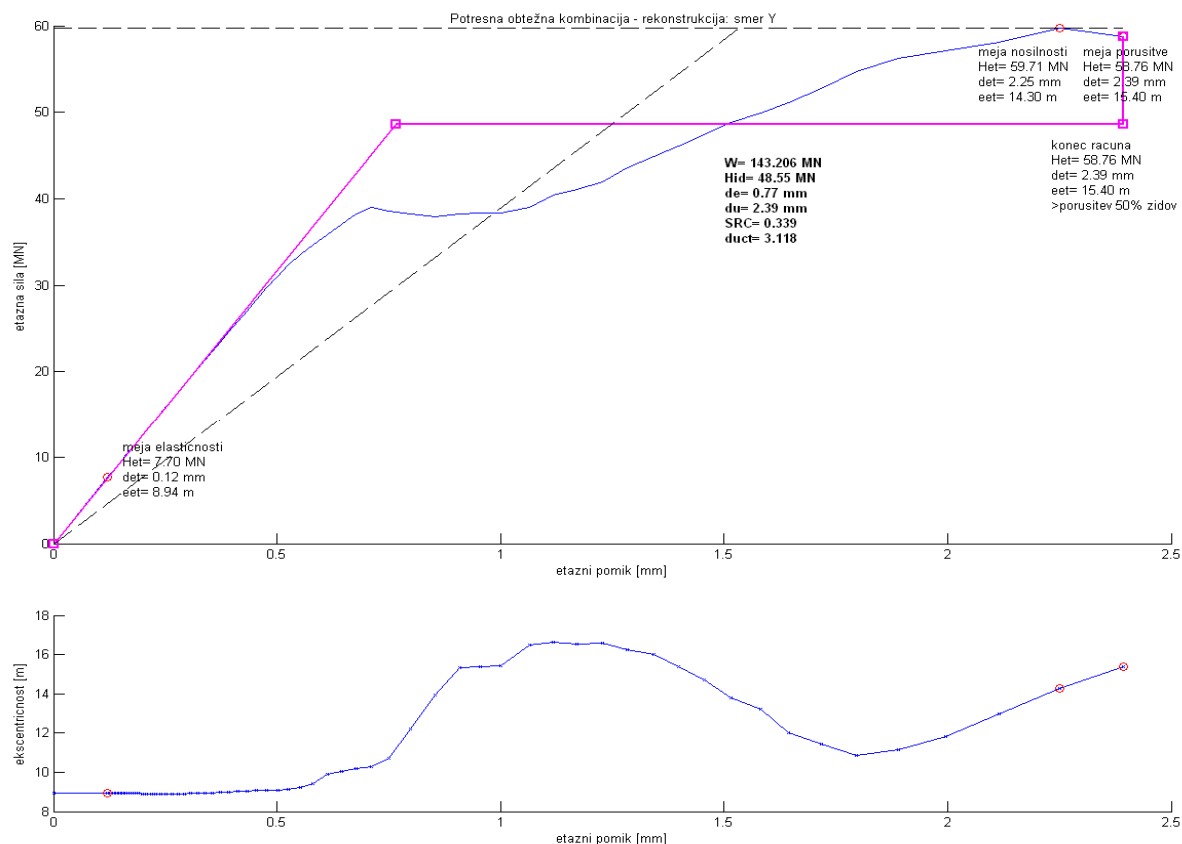
Obstaja pa možnost delne oziroma popolne rekonstrukcije objekta. Poglejmo še, kakšno potresno odpornost bi dobili, brez spreminjanja konstrukcijske zasnove, z novodobnimi materiali, ki so narejeni po današnjih standardih; polnimi opečnimi zidaki ( $f_b = 15$  MPa) ter podaljšano cementno malto ( $f_m = 10$  MPa). Upoštevamo naslednje karakteristike zidovja:

- $f_k = 10 \text{ MPa}$ ,
- $f_t = 0,35 \text{ MPa}$ ,
- $E = 10000 \text{ MPa}$ ,
- $G = 480 \text{ MPa}$

Nosilnost pri vertikalni obtežbi v tem primeru ni več vprašljiva, zato pogledjmo histerezne ovojnice etaže v obeh smereh (Slika 81, Slika 82)



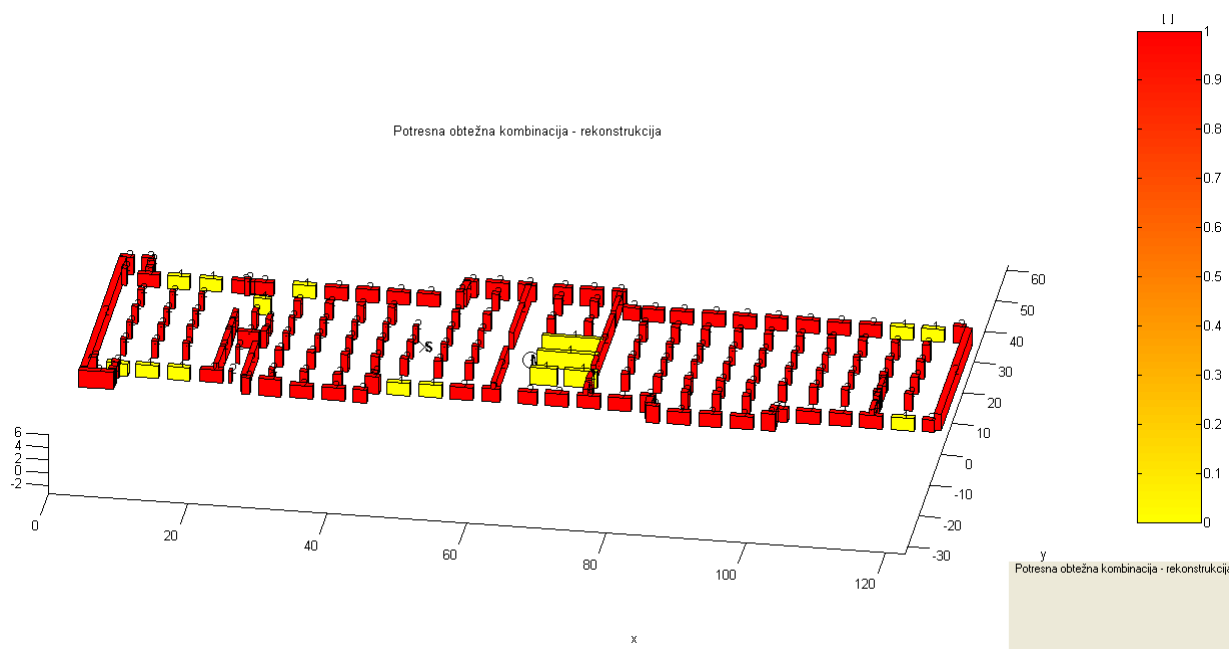
Slika 81: Histerezna ovojnica etaže pri popolni rekonstrukciji objekta, smer X



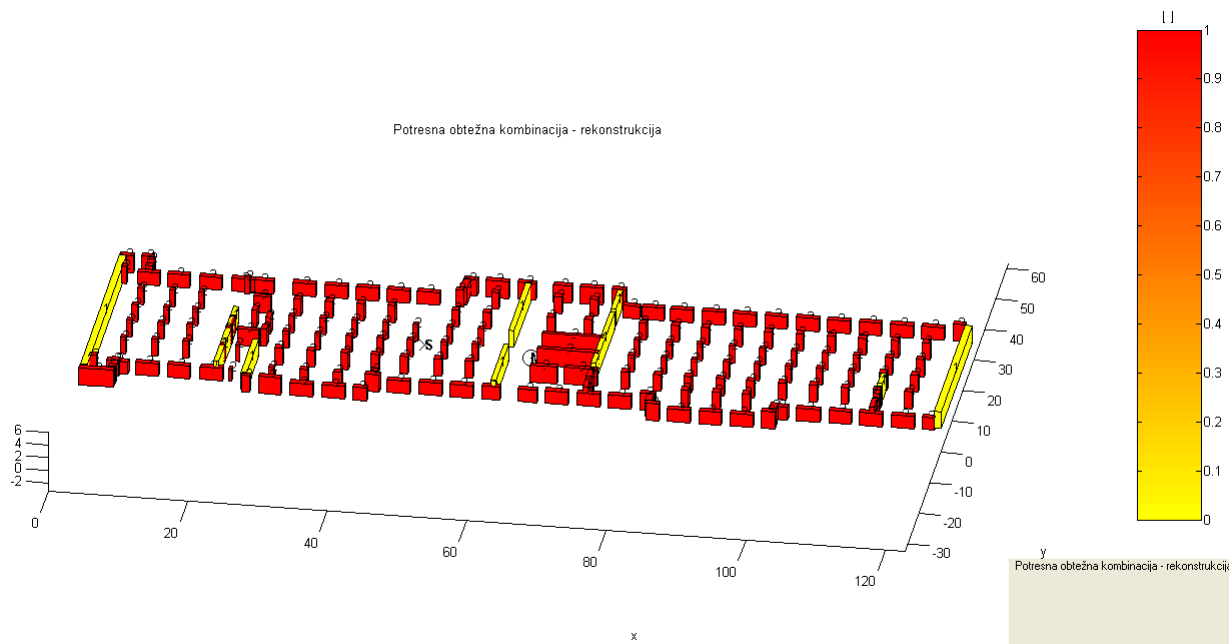
Slika 82: Histerezna ovojnica etaže pri popolni rekonstrukciji objekta, smer Y

V smeri X dobimo  $SRC_u = 0,428$ , kar je več od zahtevanega  $BSC_u = 0,417$ , se pravi, da smo na varni strani. V smeri Y pa dobimo  $SRC_u = 0,339$ , kar pa še vedno ni dovolj. Na diagramu pa tudi vidimo, da pri maksimalni nosilnosti potresna odpornost doseže zahtevan  $BSC_u$ . Naj omenim, da v so v tej varianti še vedno prisotna težka nasutja ter vsi predelni zidovi. Če odstranimo še te, dobimo v X smeri  $SRC_u = 0,489$ , v Y smeri pa  $SRC_u = 0,360$ , kar pa še vedno ni dovolj. Ugotovimo torej, da, ob zdajšnji konstrukcijski zasnovi, v Y smeri tudi s sodobnimi materiali ni mogoče doseči zadostne potresne odpornosti. Potrebno bi bilo predvsem zmanjšati vpliv torzije, v nekaj oseh v smeri Y dodati nosilne stene ter/ali narediti dilatacije na objektu.

Poglejmo pa še, kako sprememba tlačne in natezne napetosti vpliva na način porušitve elementov. V X smeri vidimo, da se je strižno porušilo le nekaj sten vzdolž te smeri, medtem ko je v Y smeri strig merodajen za vse stene vzdolž osi.



Slika 83: Način porušitve pri rekonstrukciji objekta, smer X



Slika 84: Način porušitve pri rekonstrukciji objekta, smer Y

#### 6.2.4 Primerjava s sedanjim stanjem

Poglejmo si torej še enkrat rezultate sanacijskih ukrepov v primerjavi s sedanjim stanjem in sicer primerjavo obremenitev na vertikalno obtežbo; pri koliko elementih so napetosti višje od na osnovi laboratorijskih preiskav ocenjenih tlačnih trdnosti ( $\sigma_0 > 2,55$  MPa) ter pri kolikih so prekoračene dopustne vertikalne obremenitve po EC ( $\sigma_0 > 0,85$  MPa).

*Preglednica 11: Primerjava različnih sanacijskih ukrepov*

| Primerjava                       | Št. elem.<br>$\sigma_0 > 2,55$<br>MPa | Št. elem.<br>$\sigma_0 > 0,85$<br>MPa | SRC <sub>u</sub> -<br>smer X | SRC <sub>u</sub> -<br>smer Y | BSC <sub>u</sub> |
|----------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------|
| <b>Sedanje stanje</b>            | 3                                     | 74                                    | 0,256                        | 0,230                        | 0,417            |
| <b>Brez nasipov</b>              | 0                                     | 68                                    | 0,318                        | 0,286                        | 0,417            |
| <b>Brez n., lažji pr. zidovi</b> | 0                                     | 51                                    | 0,428                        | 0,339                        | 0,417            |
| <b>Rekonstrukcija</b>            | 0                                     | 0                                     | 0,236                        | 0,231                        | 0,417            |

Kot vidimo iz Preglednica 11, v nobenem primeru ob konstrukcijski zasnovi, taki kot je sedaj, ne moremo v obeh smereh doseči zadostne potresne odpornosti, ki je zahtevana za objekte po veljavnih predpisih. Rešitev bi torej bila modifikacija konstrukcijske zasnove ali pa drugačna obravnava starih objektov v smislu zahtevane potresne odpornosti.



## 7 ZAKLJUČEK

Kolizej je objekt, ki je bil zgrajen leta 1847 in je zaradi svoje zgodovinske vrednosti zaščiteno kot kulturni spomenik lokalnega pomena od leta 1993. Leta 2005 je bil razglašen za kulturni spomenik državnega pomena. Ker pa je že nekaj let zapuščen in je njegovo stanje s stališča varnosti vprašljivo, je v diplomski nalogi na osnovi in-situ pregleda konstrukcije ter laboratorijskih preiskav na odvzetih vzorcih opisano stanje konstrukcije ter narejena analiza odpornosti glede na nosilnost na vertikalno in potresno obtežbo.

Nosilno konstrukcijo objekta sestavljajo delno pasovni, delno točkovni zidani temelji, zidani nosilni obodni zidovi, posamezne notranje nosilne stene ter zidani stebri, ki nosijo lokove in masivne oboke nad kletjo, tramovne stropove v gornjih etažah ter leseno ostrešje. V prečni (Y smeri) ima objekt malo sten, so pa fasadni zidovi na nekaj mestih sidrani z jeklenimi vezmi na notranje nosilne elemente. Prečnih zidnih vezi skozi celoten objekt ni.

Največjo škodo objektu poleg nenadzorovane gradnje povzroča vlaga. V kletnem nivoju so povsod vidne posledice kapilarnega dviga vlage ter neustreznega odvodnjavanja meteorne vode. Vlažnost je velika tudi v samem objektu, saj je ta že nekaj časa nepredušno zaprt, zaradi česar so navlaženi tudi višji deli nosilne konstrukcije (oboki). Zaradi kombinacije vlage ter zmrzovanja je tudi stanje opeke ter malte ponekod v zelo slabem stanju. Poškodb zidov zaradi neenakomernega posedanja temeljev je malo. V severnem delu objekta je z armirano betonsko razpiralno konstrukcijo preprečeno nadaljnje lokalno nagibanje zidov zaradi zasukov temeljev. Opaziti je tudi razpoke v lokih in obokih, tudi ležišča lokov so na nekaterih mestih zelo načeta. Leta 1995 je zaradi neustrezno izpeljanih rekonstrukcijskih del prišlo do porušitve dela objekta. Tam zdaj stoji nadomestna nosilna jeklena konstrukcija, ki nosi ostrešje.

Po odprtju sond in dodatnih preizkusov zidovine v laboratoriju smo ugotovili, da so zidovi Kolizeja sestavljeni iz opeke starega avstro-ogrskega formata in apnene malte s pravilnimi zidarskimi zvezami z vidnim prečnim preklopom. Imamo dve vrsti opeke, in sicer zidake bolj nehomogene strukture, katerih tlačna trdnost znaša med 7,9 in 14,7 MPa in tvorijo 90% zidovja; ter zidake bolj homogene strukture, ki imajo višjo trdnost in sicer med 21,0 in 33,9

MPa. Malta je ponekod povsem prhka, ponekod (na zunanjih straneh) popolnoma izprana, je pa v višjih nadstropjih v bistveno boljšem stanju kot v kleti. Vlažnost je torej zelo vplivala na kvaliteto malte, kar so pokazale tudi tlačne preiskave. Povprečna tlačna trdnost malte v kleti tako znaša 1,89 MPa. Glede na analizirane vzorce opeke ter malte, literature in izkušenj iz drugih podobnih objektov smo izračunali karakteristično tlačno trdnost zidovine  $f_k = 2,55$  MPa ter ocenili natezno trdnost  $f_t = 0,09$  MPa. Dobljene podatke, ki so osnova za izračun nosilnosti zidov po starih Jugoslovanskih predpisih, smo uporabili za izračun seizmične odpornosti zidanih objektov z nelinearno analizo s programom SREMB. Za izračun potresne odpornosti po EC smo računali tudi strižno trdnost elementov  $f_v$ , ki pa je odvisna od karakteristične začetne strižne trdnosti  $f_{vko}$  ter zaradi vertikalnih napetosti rezultirajočih obtež posameznega elementa. Upoštevali smo  $f_{vko} = 0,1$  MPa, ki jo EC predpisuje za opečne zidake ter malto za splošno uporabo najnižjega trdnostnega razreda.

Analiza obstoječega stanja po standardih EC1 in EC6 je pokazala, da je v primeru vertikalne obtežbe zaradi lastne teže, minimalne koristne obtežbe ter snega že nosilnost za nekatere elemente kritična. Pri treh elementih obremenjenost celo preseže ocenjeno tlačno trdnost, če pa upoštevamo še varnostni faktor za materiale po EC6, pa je neustreznih skoraj 40% elementov (notranji stebri).

Pri potresni analizi, narejeni s programom SREMB, ki je le delno v skladu z EC8, dobimo, ob predpostavki togo povezanih in nepoškodovanih zidov, koeficienta strižne odpornosti za posamezno smer in sicer v X smeri  $SRC_u = 0,256$  in v Y smeri  $SRC_u = 0,236$ , ki pa ne dosežeta zahtevanega projektnega koeficienta  $BSC_u = 0,417$ .

Če v analizi upoštevamo seizmično odpornost elementov, kot jo podaja neobvezen dodatek za nearmirano zidovje v EN 1998 – 3 (Ocena in prenove stavb), dobimo potresno odpornost, ki znaša  $SRC_u = 0,230$  za X smer ter  $SRC_u = 0,231$  za Y smer (pri izračunu upoštevani samo faktorji zaupanja, ne pa tudi materialni varnostni faktorji). Ker v praksi izračun nosilnosti zidov ob upoštevanju določil EC6 in EN 1998 – 3 še ni ustaljen, saj niti ni ustreznih podatkov o strižni nosilnosti stare zidovine in ker tudi programska oprema dela po starih predpisih, je nadaljnja analiza saniranih stanj narejena po slednjih.



Kot prvi sanacijski ukrep smo upoštevali odstranitev težkih nasutij nad oboki. Obremenitev elementov se zaradi relativno majhnega zmanjšanja vertikalne obtežbe kaj veliko ne zmanjša, tudi v primeru potresa ne dobimo očitnejše izboljšave. Naslednji ukrep je nadomestitev težkih predelnih zidov v višjih etažah z lažjimi. V tem primeru zadovoljimo pogojem za nosilnost na vertikalne obremenitve brez dodatnih varnostnih faktorjev, izboljša se tudi potresna odpornost, vendar ne dovolj (X smer  $SRC_u = 0,318$ ; Y smer  $SRC_u = 0,286$ ). Izračunali pa smo tudi potresno odpornost v primeru popolne rekonstrukcije objekta s sodobnimi materiali (polna opeka in podaljšana cementna malta), vendar pa tudi v tem primeru dobimo potresno odpornost, ustrežno le v smeri X ( $SRC_u = 0,428$ ), v Y smeri pa je zaradi slabe konstrukcijske zasnove ta še vedno premajhna ( $SRC_u = 0,339$ ).



## VIRI

Bergant, M., Janežič, I. 1995. Poročilo o pregledih, preiskavah in kontrolah elementov nosilne konstrukcije stavbe Kolizej v Ljubljani z oceno statične varnosti in stabilnosti objekta in predlogom za njegovo konstruktivno sanacijo in ojačitev (DN 15260111/95). Ljubljana, ZRMK-IMZO.

Bosiljkov, V., Žarnić R., Čepon F., Kržan, M. 2008. Statična ocena in analiza potresne odpornosti objekta Kolizej v Ljubljani (št. P 003/06/08). Ljubljana, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Katedra za preskušanje materialov in konstrukcij.

Lutman, M. in Weiss, P. 2004. Poročilo št. P 436/06-650-1, Analitična ocena varnosti objekta Kolizej v Ljubljani na podlagi pregleda in preiskav nosilnega zidovja ter analize potresne odpornosti. Ljubljana, ZAG.

Slaček, M. 2006. Kolizej – Projekt za odstranitev objekta – tlorisi posameznih etaž, št. projekta 6035. Ljubljana.

Stöckl, S., Beckhaus, K., Fritsche, Th. 1998. Influence of Test Method on the Results of Deformation Measurements on Uniaxially Loaded Mortar Specimens. Masonry International Vol 12, No 1.

Tomažević, M. 1987. Zidane zgradbe na potresnih območjih. Ljubljana, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo.

Žarnić, R. 2003. Lastnosti gradiv. Ljubljana, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Katedra za preskušanje materialov in konstrukcij: 350 str.

Slovenski standard. 2004. SIST EN 1990: 2004, Evrokod: Osnove projektiranja. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 87 str.

Slovenski standard. 2005. SIST EN 1990: 2004/A101, Evrokod: Osnove projektiranja – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 4 str.

Slovenski standard. 2004. SIST EN 1991-1-1, Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb (istoveten z EN 1991–1–1: 2000). Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 33 str.

Slovenski standard. 2004. SIST EN 1991-1-3:2004, Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 56 str.

Slovenski standard. 2006. SIST EN 1996-1-1: 2006, Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila za armirano in nearmirano zidovje. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 123 str.

Slovenski standard. 2006. SIST EN 1996-2: 2006, Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij – 2. del: Projektiranje z upoštevanjem izbire materialov in izvedbo zidovja, Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 34 str.

Slovenski standard. 2006. SIST EN 1996-3: 2006, Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij – 3. del: Poenostavljene računske metode za nearmirane zidane konstrukcije. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 40 str.

Slovenski standard. 2005. 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.

Slovenski standard. 2006. 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.

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

Slovenski standard. 2007. SIST EN 1998-3: 2005/A101, Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. del: Ocena in prenove stavb – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 4 str.

Slovenski standard. 2005. SIST EN 771-1: 2004/A1: 2005, Specifikacija za zidake – 1. del: Opečni zidaki. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 14 str.

Slovenski standard. 2004. SIST EN 772-11: 2000/A1: 2004, Metode preskušanja zidakov – 11. del: Ugotavljanje kapilarnega vpivanja vode betonskih zidakov ter zidakov iz umetnega in naravnega kamna in začetna stopnja vpivanja vode opečnih zidakov. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 4 str.

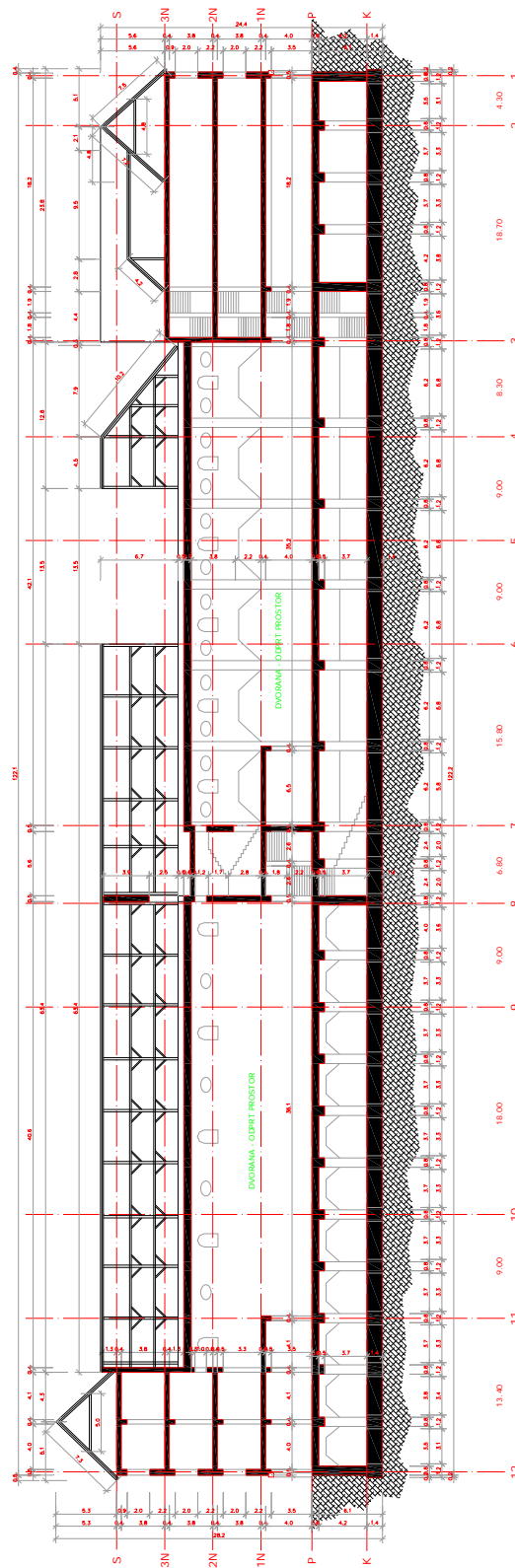
Slovenski standard. 2002. SIST EN 772-16: 2002, Metode preskušanja zidakov – 16. del: Določevanje mer. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 8 str.



## **PRILOGA: NAČRTI ZA ANALIZO OBJEKTA**







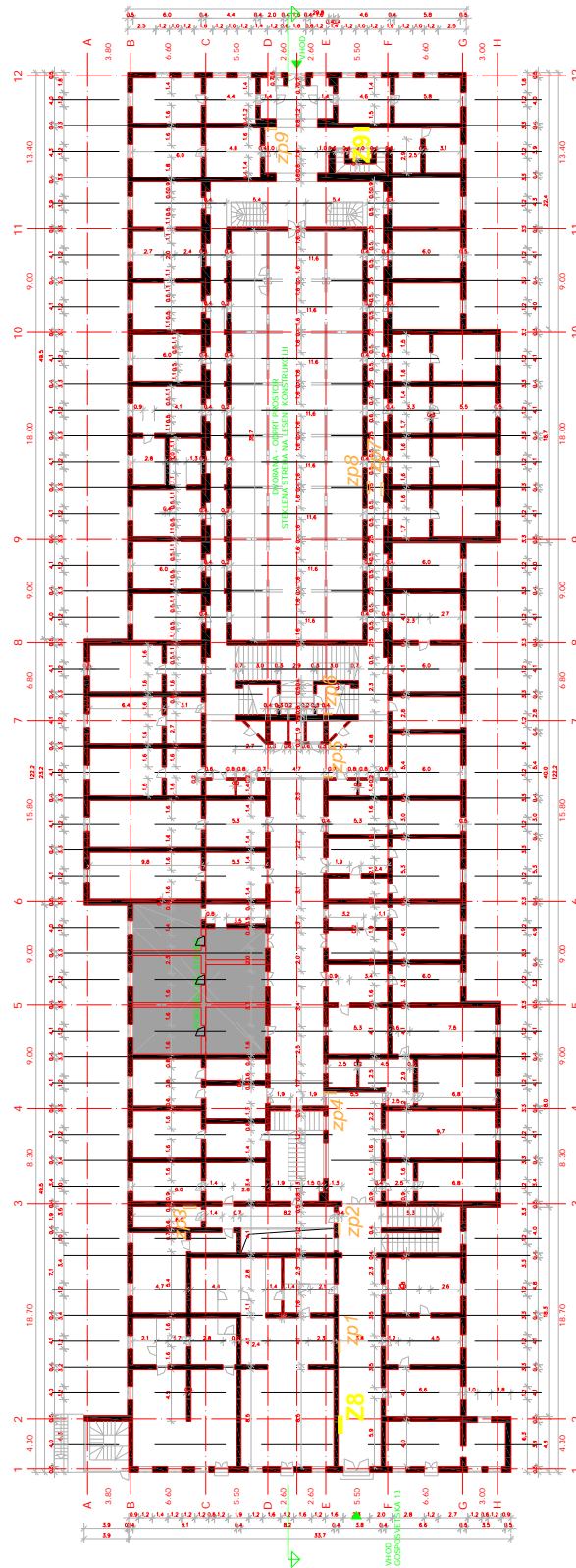
*Vzdolžni prerez smer Sever-Jug*





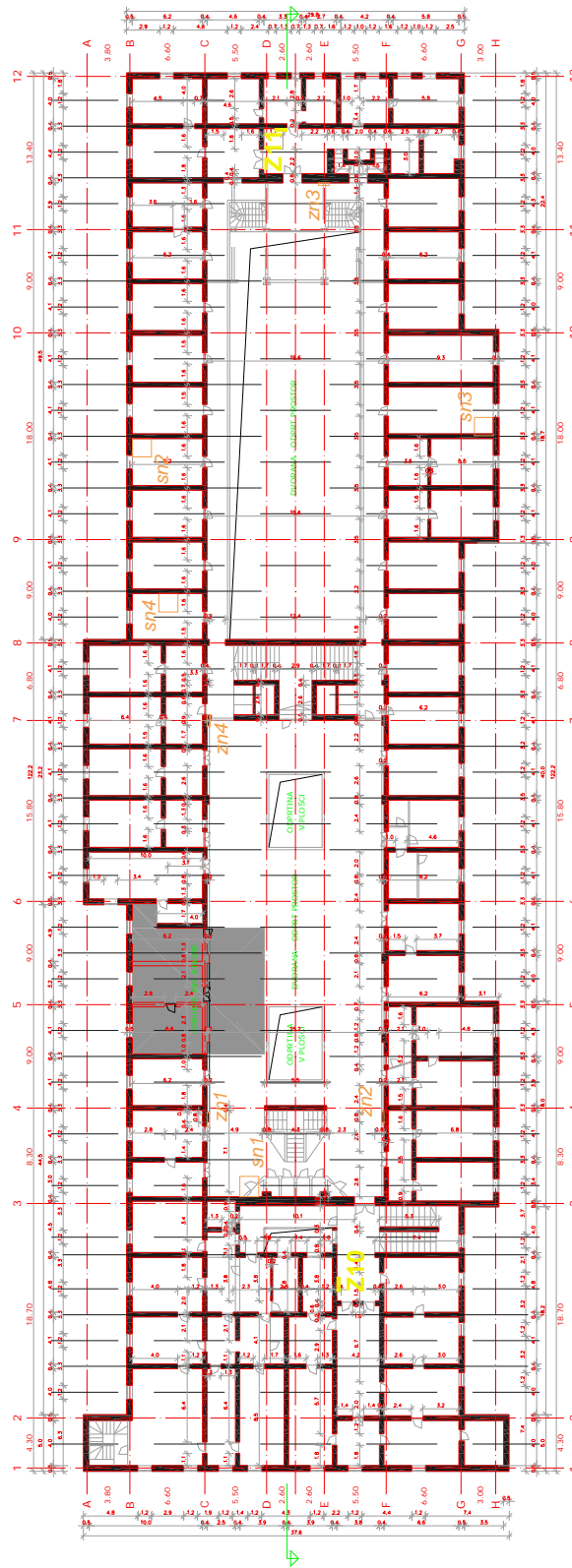
*Floris kleti*





Floris prtiličja

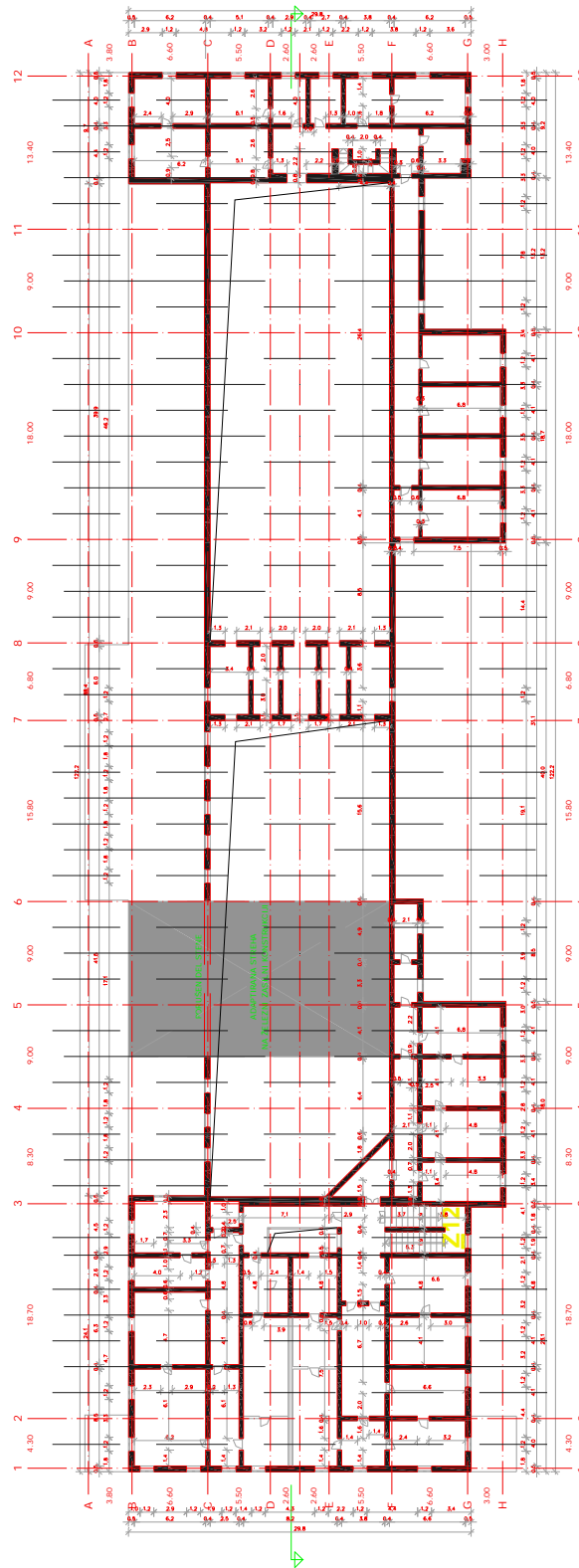




*Tloris prvega nadstropja*







*Tloris drugega nadstropja*

