

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta  
za gradbeništvo  
in geodezijo



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

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

To je izvirna različica zaključnega dela.

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

Cunjac, A. 2012. Primerjalna študija potresne odpornosti sodobnih večnadstropnih zidanih stavb. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Bosiljkov, V., somentorica Cotič, P.): 63 str.

University  
of Ljubljana

Faculty of  
Civil and Geodetic  
Engineering



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

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

This is original version of final thesis.

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

Cunjac, A. 2012. Primerjalna študija potresne odpornosti sodobnih večnadstropnih zidanih stavb. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Bosiljkov, V., co-supervisor Cotič, P.): 63 pp.

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta za  
*gradbeništvo in  
geodezijo*



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

**VISOKOŠOLSKI ŠTUDIJ  
GRADBENIŠTVA  
SMER OPERATIVNO  
GRADBENIŠTVO**

Kandidat:

**ALEŠ CUNJAC**

**PRIMERJALNA ŠTUDIJA POTRESNE ODPORNOSTI  
SODOBNIH VEČNADSTROPNIH ZIDANIH STAVB**

Diplomska naloga št.: 471/OG

**COMPERATIVE STUDY OF THE SEISMIC  
RESISTANCE OF CONTEMPORARY MASONRY  
MULTISTORY BUILDINGS**

Graduation thesis No.: 471/OG

**Mentor:**

izr. prof. dr. Vlatko Bosiljkov

**Predsednik komisije:**

doc. dr. Tomo Cerovšek

**Somentorica:**

asist. Patricija Cotič

**Član komisije:**

doc. dr. Primož Banovec

viš. pred. mag. Jure Kostanjšek

viš. pred. dr. Peter Lipar

Ljubljana, 23. 11. 2012

## **POPRAVKI**

**Stran z napako**

**Vrstica z napako**

**Namesto**

**Naj bo**



## **IZJAVA O AVTORSTVU**

Podpisani **ALEŠ CUNJAC** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:

**Primerjalna študija potresne odpornosti sodobnih večnadstropnih zidanih stavb.**

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

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

Ljubljana,

Aleš Cunjac



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

<b>UDK:</b>	<b>699. 841 (043.2)</b>
<b>Avtor:</b>	<b>Aleš Cunjac</b>
<b>Mentor:</b>	<b>Izr. prof. dr. Vlatko Bosiljkov</b>
<b>Somentor:</b>	<b>asist. Patricia Cotič</b>
<b>Naslov:</b>	<b>Primerjalna študija potresne odpornosti sodobnih večnadstropnih zidanih stavb.</b>
<b>Obseg in oprema:</b>	<b>63 str., 11 pregl., 9 graf., 32 sl., 24 en.</b>
<b>Ključne besede:</b>	<b>potresno inženirstvo, sodobne večnadstropne zidane konstrukcije, metode analize zidanih konstrukcij, nelinearna statična (pushover) analiza, program Sremb, program AmQuake</b>

### **Izvleček**

V diplomski nalogi je bila narejena primerjalna študija določanja dopustnega števila etaž sodobnih večnadstropnih zidanih stavb na potresnih območjih. Študija sloni na rezultatih analiz potresne odpornosti dobljenih s programoma Sremb in AmQuake. Za obravnavo je bila uporabljena karakteristična sodobna zidana večstanovanjska stavba z različnim številom etaž in različnimi materialnimi karakteristikami za nearmirano in povezano zidovje. Osnovne predpostavke delovanja obeh programov, s katerima so bile narejene primerjave, temeljijo na nelinearni statični seizmični analizi zidanih konstrukcij. Na začetku so opisana različna obnašanja zidanih konstrukcij med potresom ter mehanizmi porušitve, ki se pri potresu sprožijo. Predstavljene so metode seizmične analize zidanih konstrukcij, ki so osnova za projektiranje zidanih stavb in opis programa Sremb in AmQuake. V praktičnem delu so najprej podani zasnova konstrukcije, uporabljeni materiali in vplivi na zgradbo med potresom. Rezultati analiz s programom Sremb so povzeti po poročilu Zavoda za gradbeništvo Slovenije. V zaključku je na podlagi dobljenih rezultatov računalniških programov razvidno, da so koeficienti potresne odpornosti konstrukcije dobljeni s programom Sremb tudi do 15 % nižji od vrednosti dobljenih s programom AmQuake. Rezultati za upoštevano potresno obremenitev

še kažejo, da po Srebn-u gradnja nearmiranega zidovja ni dopustna, AmQuake pa dopušča pritlično nearmirano zgradbo. Tri etaže so po rezultatih AmQuake-a dopustne za povezano zidovje, po Srebn-u pa le pritličje oz. dve dodatni etaži za boljšo kombinacijo materialnih karakteristik povezanega zidovja.



## **BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION**

<b>UDC:</b>	<b>699. 841 (043.2)</b>
<b>Author:</b>	<b>Aleš Cunjac</b>
<b>Supervisor:</b>	<b>assoc. prof. Vlatko Bosiljkov, Ph.D.</b>
<b>Cosupervisor:</b>	<b>Patricia Cotič</b>
<b>Title:</b>	<b>Comparative study of the seismic resistance of contemporary masonry multistory buildings.</b>
<b>Notes:</b>	<b>63 p., 11 teb., 9 gr., 32 fig., 24 eq.</b>
<b>Key words:</b>	<b>earthquake engineering, contemporary multi-storey masonry buildings, methods of analysis of masonry structures, nonlinear static (pushover) analysis, the SreMb program, the AmQuake program</b>

### **Extract**

In the thesis a comparison of the results from analysing earthquake resistance of contemporary masonry buildings with different number of stories and various construction systems using the SreMb and AmQuake programmes was made. Both programmes, with which the comparisons were made, are based on non-linear seismic analysis of masonry buildings. Firstly, various ways of construction responses during an earthquake, and the failure mechanisms which are triggered during an earthquake are described. Furthermore, methods of seismic analysis for design purposes are described. In the following SreMb and AmQuake programmes are briefly presented. In the core part of the thesis the conceptual design is presented, the materials analysed are described, and the parameters that influence the building response during an earthquake are provided. The results of analyses using the SreMb programme are summarized according to the report from Slovenian National Building and Civil Engineering Institute. With AmQuake programme all the necessary influences and the conceptual design, for which analyses were carried out, are taken into consideration. In the conclusion, the results obtained from computer programmes show, that the seismic resistance of structures obtained with the programme SreMb is up to 15% lower than the value obtained with the programme AmQuake. For the seismic area of concern, according to SreMb analysis, the building built as unreinforced masonry does not have adequate earthquake resistance, while AmQuake allows it for the height of the building of

only one storey. Building executed as confined masonry building and with better mechanical properties, would sustain expected seismic loading as maximum as three storeys high structure – according to AmQuake, while according to SreMb, the maximum number of stories would be limited to two stories.

## ZAHVALA

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge bi se iskreno zahvalil mentorju Izr.prof. Vlatku Bosiljkovu in somentorici asistentki Patricii Cotič, ki sta bila potrpežljiva in mi ves čas nudila strokovno pomoč pri nastajanju mojega diplomskega dela.

Zahvala gre tudi ormoški opekarni Wienerberger, ga. Ireni Hošpel, za dostavo licenčne verzije AmQuake-a.

Zahvalil bi se še staršem, pa tudi tastu in tašči, kateri so mi omogočili materialno in predvsem psihološko podporo tekom študija na Gradbeni fakulteti v Ljubljani.

Posebna zahvala pa gre seveda Kaji, najinima otrokoma Lanu in Tevžu, ki so mi pomagali in me preganjali skozi študijska leta. Hvala, ker ste bili tečni ob pravih priložnostih in me tako prisilili, da sem uspešno dokončal študij.



## KAZALO VSEBINE

1	UVOD .....	1
2	OBNAŠANJE ZIDANIH KONSTRUKCIJ MED POTRESOM.....	3
3	STRIŽNA NOSILNOST NEARMIRANEGA ZIDU ZARADI STRIŽNEGA IN UPOGIBNEGA MEHANIZMA.....	6
4	METODE SEIZMIČNE ANALIZE ZIDANIH KONSTRUKCIJ .....	10
4.1	Metoda z vodoravnimi silami .....	11
4.2	Modalna analiza s spektri odziva.....	13
4.3	Nelinearna statična (pushover) analiza .....	14
4.4	Nelinearna analiza časovnega odziva .....	17
4.5	Pravila za enostavne zidane stavbe .....	17
5	NELINEARNA SEIZMIČNA ANALIZA ZIDANIH KONSTRUKCIJ S PROGRAMOMA SREMB IN AMQUAKE.....	19
5.1	Računalniški program Sremb .....	19
5.1.1	Osnovne predpostavke računa .....	20
5.1.2	Določanje etažne histerezne ovojnice .....	20
5.1.3	Ocena potresne varnosti.....	23
5.2	Računalniški program AmQuake.....	24
5.2.1	Vnašanje parametrov analize .....	25
5.2.2	Modeliranje sten, nosilcev, vezi in preklad.....	28
5.2.3	Modeliranje konstrukcije .....	31
5.2.4	Obremenitev konstrukcije.....	32

5.2.5	Mreža konstrukcije in izračun.....	33
5.2.6	Rezultati analize .....	34
5.3	Bistvene razlike med programoma Sremb in AmQuake .....	36
6	ANALIZA POTRESNE ODPORNOSTI ZIDANE STAVBE .....	38
6.1	Zasnova konstrukcije.....	38
6.2	Material .....	41
6.3	Obtežba .....	42
6.4	Račun mas .....	43
6.5	Analiza .....	44
6.5.1	Analiza s programom Sremb .....	45
6.5.2	Analiza s programom AmQuake .....	48
7	ZAKLJUČKI.....	59
	VIRI IN LITERATURA.....	64

## KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Dopustno število etaž nad nivojem terena in minimalna površina strižnih sten za enostavne zidane stavbe (EC 8-1, preglednica 9.3).....	18
Preglednica 2: Kategorije pomembnosti za stavbe (EC 8-1, preglednica 4.3) .....	26
Preglednica 3: Tipi tal (EC 8-1, preglednica 3.1) .....	28
Preglednica 4: Mehanske karakteristike zidov v odvisnosti od MO in MM za program Sremb (Lutman, 2006).....	41
Preglednica 5: Projektni koeficienti potresne odpornosti SRC izračunan s programom Sremb.....	46
Preglednica 6: Izračunano dopustno število etaž stavbe s programom Sremb .....	46
Preglednica 7: karakteristike zidov v odvisnosti od MO in MM za program AmQuake .....	49
Preglednica 8: Projektni koeficienti potresne odpornosti SRC izračunani s programom AmQuake.....	52
Preglednica 9: Izračunano dopustno število etaž stavbe s programom AmQuake .....	52
Preglednica 10: Dosežene nosilnosti, pomika na meji elastičnosti in porušitve, togost in duktilnost konstrukcije s programom AmQuake .....	55
Preglednica 11: Dopustno število etaž stavbe, določeno s programoma Sremb in AmQuake .....	62





## KAZALO GRAFIKONOV

Grafikon 1: Projektni koeficienti potresne odpornosti SRC in dopustno število etaž stavbe v x smeri s izračunanih programom Sremb .....	47
Grafikon 2: Projektni koeficienti potresne odpornosti SRC in dopustno število etaž stavbe v y smeri s izračunanih programom Sremb .....	48
Grafikon 3: Projektni koeficienti potresne odpornosti SRC in dopustno število etaž stavbe v x smeri izračunan s programom AmQuake .....	53
Grafikon 4: Projektni koeficienti potresne odpornosti SRC in dopustno število etaž stavbe v y smeri izračunan s programom AmQuake .....	53
Grafikon 5: Razlike v SRC-jih, dobljene s programoma Sremb in AmQuake za model P + M v x in y smer .....	59
Grafikon 6: Razlike v SRC-jih, dobljene s programoma Sremb in AmQuake za model P + M + 1 v x in y smer .....	60
Grafikon 7: Razlike v SRC-jih, dobljene s programoma Sremb in AmQuake za model P + M + 2 v x in y smer .....	60
Grafikon 8: Razlike v SRC-jih, dobljene s programoma Sremb in AmQuake za model P + M + 3 v x in y smer .....	61
Grafikon 9: Razlike v SRC-jih, dobljene s programoma Sremb in AmQuake za model P + M + 4 v x in y smer .....	61



## KAZALO SLIK

Slika 1: Nearmorano in povezano zidovje (Tomaževič, 2009).....	2
Slika 2: Smer delovanja potresne obtežbe in porušni mehanizmi (Tomaževič, 2009).....	4
Slika 3: Mehanizmi porušitve (Tomaževič, 2009).....	5
Slika 4: Porazdelitev prečne sile v pritličju po višini stavbe: (a) prva nihajna oblika, (b) oblika narobe obrnjenega trikotnika (Tomaževič, 2009; Evrokod 8, 2006) .....	12
Slika 5: Porazdelitev horizontalnih sil po višini konstrukcije (Fajfar, 2002) .....	15
Slika 6: Rezultat nelinearne statične analize konstrukcije (Fajfar, 2002) .....	16
Slika 7: Primer idealizirane histerezne ovojnice etaže.....	22
Slika 8: Primer podajanja parametrov analize .....	25
Slika 9: Primer podajanja potresnih parametrov .....	26
Slika 10: Potresna karta Slovenije (EC 8-1, 2005) .....	27
Slika 11: Primer izbire zidaka .....	29
Slika 12: Primer podajanja betona in armature.....	29
Slika 13: Primer modeliranja preklade .....	30
Slika 14: Primer podajanja sten, oken in vrat v DXF formatu .....	31
Slika 15: Primer 3D modela toge konstrukcije (Cervenka, Jendale, Janda, 2010).....	32
Slika 16: Primer obremenitve plošče za posamično nadstropje .....	33
Slika 17: Primer mrežnega modela konstrukcije (Cervenka, Jendale, Janda, 2010) .....	34
Slika 18: Analiza – izračun .....	34
Slika 19: Primer LD diagrama pushover analize, grafični in numerični rezultat (Cervenka, Jendale, Janda, 2010) .....	35

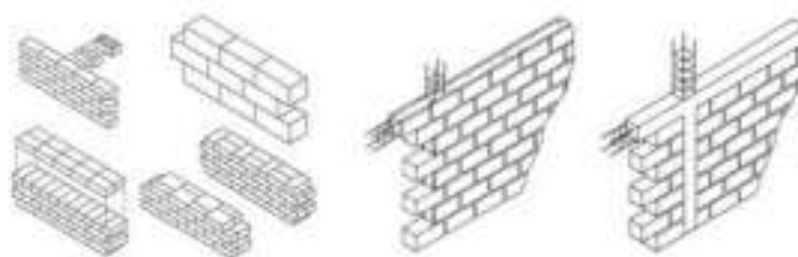
Slika 20: Primer poročila pushover analize (Cervenka, Jendale, Janda, 2010).....	36
Slika 21: Tloris pritličja.....	39
Slika 22: Prečni prerez konstrukcije A-A.....	40
Slika 23: Vzdolžni prerez konstrukcije B-B.....	40
Slika 24: Računski model kritične pritlične etaže (Gostič, 2006).....	45
Slika 25: Primer 3D modela konstrukcije s karakteristikami MO10 MM5 za povezano zidovje .....	49
Slika 26: Primer podajanja obtežbe na stropno konstrukcijo zadnje etaže.....	50
Slika 27: Generiranje mreže obravnavanega modela konstrukcije .....	50
Slika 28: Rezultati analize potresne odpornosti obravnavanega modela .....	56
Slika 29: Primer poškodovanosti konstrukcije ob doseženi nosilnosti .....	57
Slika 30: Poškodovanost konstrukcijskih elementov v smeri x za model P + M .....	57
Slika 31: Poškodovanost konstrukcijskih elementov v smeri x za model P + 2 + M.....	58
Slika 32: Poškodovanost konstrukcijskih elementov v smeri x za model P + 4 + M.....	58

## 1 UVOD

Za smiselno oceno potresnega tveganja zidanih zgradb je potrebno čim bolj pravilno modelirati potresni odziv konstrukcije. S pomočjo analize potresne odpornosti določimo računsko potresno varnost objekta kot minimalno potresno odpornost za dve pravokotni smeri. Rezultat analize pove ali je zgradba s svojo nosilno konstrukcijo sposobna prevzeti predpisano potresno obtežbo.

Pri računu potresne odpornosti zidanih stavb se v Sloveniji že nekaj časa uporablja program Sremb, razvit na Zavodu za gradbeništvo Slovenije (v nadaljevanju ZAG), ki za bistveno predpostavko upošteva toge strope etažni porušni mehanizem in pri računu strižne nosilnosti kot parameter upošteva natezno trdnost. Zadnja leta so se razvile nove programske opreme, ki temeljijo na izračunu strižne nosilnosti ob upoštevanju strižne trdnosti skladno določilom Evrokoda 6-1-1 (SIST EN 1996-1-1, 2004, v nadaljevanju EC 6-1-1) in določanju potresne odpornosti ob upoštevanju globalnem globalneg odziva celotne konstrukcije. Mednje spada tudi AmQuake, razvit s strani Cervenka Consulting na Češkem.

Namen diplomske naloge je bil določitev potresne odpornosti in dopustnega števila etaž enostavne sodobne zidane stavbe z uporabo dveh komercialnih programov za seizmično analizo zidanih stavb. Primerjava rezultatov obeh programov je bila opravljena za dve različni kombinaciji materialnih karakteristik nearmiranega in povezanega zidovja (slika 1). Povezano zidovje je zaradi ugodnega učinka povezanosti nosilnih zidov z vertikalnih in horizontalnih vezi, med delovanjem potresa, postalo vedno bolj uporabljen način gradnje v Sloveniji. Nearmiranih stavb, zaradi neustrezne potresne gradnje (brez protipotresnih vezi), v Sloveniji praktično ne gradimo več. Število etaž zidane stavbe namreč v kombinaciji z mehanskimi lastnostmi zidovja in zasnovo stavbe vpliva na odziv konstrukcije med potresom in s tem na potresno odpornost stavbe. Večje, kot je število etaž stavbe, večja je masa konstrukcije ter posledično večje so vztrajnostne sile na stavbo zaradi potresa. Za enostavne zidane stavbe evropski standard za gradnjo na potresnih območjih, Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2006, v nadaljevanju EC 8-1), v členu 9.7.2(1) določa dopustno število etaž nad nivojem terena in najmanjšo površino strižnih sten. Uporabnost obeh programov za določitev dopustnega števila etaž zidane stavbe smo zato ovrednotili ob upoštevanju vrednosti, ki jih podaja ta standard.



a) narmirano zidovje    b) povezano zidovje

Slika 1: Narmirano in povezano zidovje (Tomaževič, 2009)

Glavna hipoteza diplomske naloge je glede na namen ta, da lahko s sodobnimi komercialnimi programi za oceno potresne odpornosti zidanih stavb zanesljivo določimo dopustno število etaž enostavnih sodobnih zidanih stavb.

Diplomska naloga je sestavljena iz osmih poglavij:

- v uvodnem poglavju so na kratko predstavljeni glavni cilji in sestava diplomske naloge;
- v drugem poglavju je predstavljeno obnašanje konstrukcij med potresom in na kratko so opisani možni sistemi porušitve konstrukcije;
- tretje poglavje govori o strižni nosilnosti narmiranega zidovja zaradi strižnega in upogibnega mehanizma;
- v četrtem poglavju so povzete različne metode analiz zidanih konstrukcij iz Evrokoda 8;
- peto poglavje zajema predstavitev računalniških programov, s katerimi sem izvajal analize;
- praktični del obsega opis analize potresnih odpornosti zidane stavbe s programoma Sremb in AmQuake in rezultate analiz za obravnavane modele;
- v zaključku so podane glavne ugotovitve opravljenih seizmičnih analiz in potrditev/zavrnitev hipoteze.

## 2 OBNAŠANJE ZIDANIH KONSTRUKCIJ MED POTRESOM

Pri zidanih konstrukcijah lahko, ne glede na vrsto materiala, iz katerega so zgrajene, z analizo poškodb ugotovimo, da na njihovo potresno odpornost bistveno vplivajo več faktorjev izmed katerih sta dva faktorja najbolj pomembna, in sicer zasnova konstrukcije, kvaliteta vgrajenih materialov in sama gradnja.

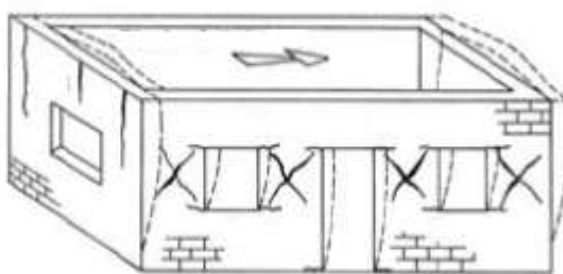
Poenostavljeno si zidano zgradbo lahko predstavljamo kot konstrukcijo škatlastega tipa, ki mora prevzeti potresno obtežbo kot celota. Stene in stropi morajo biti med seboj povezani, tako da je njihovo obnašanje med potresom resnično podobno obnašanju škatle. Posamezna stena ne more prevzeti celotne potresne obremenitve pravokotno na svojo ravnino. Konstrukcija lahko v celoti izkoristi svojo potresno odpornost le v primeru, če so vse stene in stropi med seboj povezani s horizontalnimi in vertikalnimi vezmi. V tem primeru se celotna potresna obremenitev porazdeli na posamezne zidove v razmerju njihove togosti. Stene, ki stojijo v smeri obtežbe, v največji meri prevzamejo potresno obremenitev.

Horizontalne vztrajnostne sile, ki nastanejo med potresom in so sorazmerne masam konstrukcije ter pospeškom, se na zidove prenašajo preko stropov, ki v primeru pravilne povezanosti zgradbe v vodoravni smeri delujejo kot zelo togi elementi. S stropov se te sile prenašajo preko nosilnih zidov v temeljna tla. Med potresom se poleg sil delujočih v ravnini zidov pojavijo tudi porazdeljene vztrajnostne sile po površini zidov, ki povzročajo upogibe zidov pravokotno na njihovo ravnino.

Med potresom je gibanje tal prostorskega značaja, zato na zgradbo delujejo navpične, vodoravne in s časom spreminjajoče se sile. Spremembo vztrajnostnih sil povzroča nihanje zgradbe v različnih smereh. Konstrukcijski elementi, ki so pred potresom prenašali le vertikalno obtežbo, morajo med delovanjem potresa prevzeti tudi dodatne horizontalne sile, povzročene z upogibnimi, strižnimi in tudi osnimi obremenitvami.

Te dodatne obremenitve povzročijo poškodbe posameznih konstrukcijskih elementov. Mehanizem obnašanja posameznega zidu v stavbi med potresom je odvisen od njegovega položaja v stavbi, geometrijskih in materialnih karakteristik zidu, pogojev vpetosti ter razmerja med navpičnimi obremenitvami in vodoravno potresno obtežbo. Pri delovanju horizontalnih potresnih sil v ravnini zidu so možni trije porušni mehanizmi:

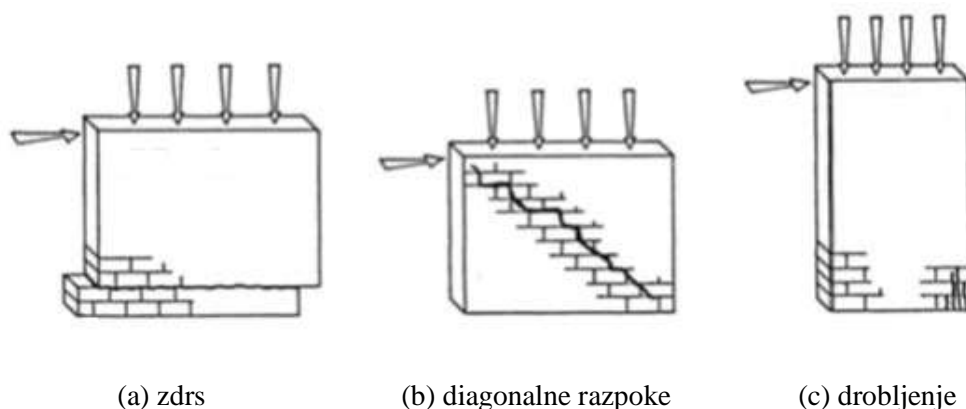
- prestrižni mehanizem; ta nastopi, ko so navpične obremenitve zidu majhne in je kakovost stika slaba – slika 3 (a);
- strižni mehanizem porušitve; ta nastopi v smeri glavnih napetosti, kar je povezano z nastankom diagonalnih razpok – slika 3 (b);
- upogibni mehanizem porušitve; ta nastopi, ko je porušitev zidu povezana z drobljenjem zidakov na tlačnem robu, na nateznem robu pa je prekoračena referenčna natezna trdnost stika – slika 3 (c).



Slika 2: Smer delovanja potresne obtežbe in porušni mehanizmi (Tomažević, 2009)

Največkrat sta prestrižni in strižni mehanizem obravnavana pod skupnim izrazom za strižni mehanizem, zato bo slednji uporabljen v nadaljevanju. Tudi EC 8 mehanizma ne obravnava neodvisno, saj za račun strižne nosilnosti uporablja le eno enačbo, ki bo podana v nadaljevanju, v poglavju 3.





Slika 3: Mehanizmi porušitve (Tomažević, 2009)

Pri sodobnih zidanih konstrukcijah s togimi ploščami se med potresom najbolj deformirajo deli konstrukcij med okenskimi in vratnimi odprtini, ker so ti precej bolj podajni kot parapeti ter prekladni deli zidu. Pri tem posamezni zidovi prenašajo največje tlačne in natezne napetosti v prerezih ob zgornjem ali spodnjem robu odprtin. Vplivi strižnih obremenitev so največji na sredini višine zidov, kar je lepo prikazano na sliki 2.

Podrobnejši opis obnašanja zidanih konstrukcij med potresom je podan v diplomskem delu P. Cotič (Cotič, 2010) in knjigi Potresno odporne zidane stavbe (Tomažević, 2009).

### 3 STRIŽNA NOSILNOST NEARMIRANEGA ZIDU ZARADI STRIŽNEGA IN UPOGIBNEGA MEHANIZMA

V tem poglavju so podane enačbe za izračun strižne nosilnosti nearmiranega zidovja v skladu z EC 6-1-1, EC 8-1 in Evrokodom 8-3 (SIST EN 1998-3: 2005; v nadaljevanju EC 8-3). Enačb za statično analizo ne podajamo, ker smo v diplomski nalogi podrobneje obravnavali le seizmično analizo.

Strižna nosilnost nearmiranega zidu zaradi strižnega mehanizma  $V_s$  je po EC 6-1-1 določena kot:

$$V_s = f_{vd} \cdot D' \cdot t \quad (3.1)$$

kjer so:

$f_{vd}$  projektna strižna trdnost zidovja;

$D'$  dolžina tlačnega dela zidu;

$t$  debelina zidu.

Projektna strižna trdnost zidovja je pri tem odvisna predvsem od vrste zidakov in kvalitete malte ter nivoja vertikalne napetosti v zidovih in je podana kot:

$$f_{vd} = \frac{f_{vko}}{\gamma_M} + 0,4 \cdot \sigma_d \quad (3.2)$$

kjer so:

$f_{vko}$  karakteristična začetna strižna trdnost zidovja pri ničelni napetosti;

$\gamma_M$  materialni varnostni faktor;

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

Skladno z EC 6-1-1 je karakteristična strižna trdnost zidovja omejena z zgornjo vrednostjo  $0,065 f_b$ , kjer je  $f_b$  normalizirana tlačna trdnost zidakov.

Strižne nosilnosti zidu zaradi upogibnega mehanizma v ravnini zidu EC 6-1-1 sicer ne predpostavlja, vendar ga poleg izračuna strižne nosilnosti zaradi strižnega mehanizma (enačba 3.1) upošteva EC 8-3, ki velja na področju projektiranja obstoječih konstrukcij. Upogibni mehanizem za račun potresne odpornosti zidanih konstrukcij uporablja program Sremb, medtem ko pa ga program AmQuake upošteva le posredno (glej Cervenka, Jendale, Janda, 2010). Strižna nosilnost nearmiranega zidu zaradi upogibnega mehanizma v ravnini zidu  $V_f$  je po EC 8-3 določena kot:

$$V_f = \frac{D \cdot N}{2 \cdot H_0} \cdot (1 - 1,15 \cdot v_d) \quad (3.3)$$

$$v_d = \frac{N}{D \cdot t \cdot \frac{f_k}{\gamma_M}} \quad (3.4)$$

kjer so:

$H_0$  razdalja med mestom maksimalnih momentov in nevtralno osjo;

$D$  dolžina zidu;

$v_d$  normalizirana projektna osna sila;

$N$  projektna osna sila;

$f_k$  karakteristična tlačna trdnost zidovja.

Karakteristična tlačna trdnost zidovja se v skladu z EC 6-1-1 izračuna po enačbi (3.5) in je odvisna od tlačne trdnosti zidaka in malte ter oblikovnega koeficienta zidakov.

$$f_k = K \cdot f_b^{0,65} \cdot f_m^{0,25} \quad (3.5)$$

kjer so:

$K$  konstanta, ki je odvisna od skupine zidaka glede na količino odprtin, geometrijo zidaka ter prisotnosti navpične rege;

$f_b$  normalizirana tlačna trdnost zidaka;

$f_m$  tlačna trdnost malte.

Pri računu upogibne nosilnosti zidu  $H_u$  predpostavimo, da zidovje ne more prenašati nateznih obremenitev. Zaradi delovanja potresa se na zidu pojavi razpoka, ki se širi, dokler napetosti na tlačnem robu ne dosežejo tlačne trdnosti. Pri upoštevanju notranjih sil in pripadajočega upogibnega momenta, dobimo vodoravno silo, ki je predstavljena z enačbo:

$$H_u = \frac{\sigma_0 \cdot t \cdot l^2 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_c}\right)}{h} \quad (3.6)$$

kjer so:

$\sigma_0$  povprečna napetost v zidu zaradi navpične obtežbe

$h$  višina zidu

$l$  dolžina zidu

$f_c$  tlačna trdnost zidu

Program Sremb poleg izračuna upogibne nosilnosti (3.6) namesto enačbe (3.1) uporablja za izračun strižne nosilnost nearmiranega zidu zaradi strižnega mehanizma enačbo, ki temelji na referenčni natezni trdnosti zidovja. Po pravilniku iz leta 1981 se uporablja naslednjo enačbo:

$$V_s = C_R \cdot A \cdot \frac{f_t}{b} \sqrt{\frac{\sigma_0}{f_t} + 1} \quad (3.7)$$

kjer so:

- $C_R$  faktor redukcije nosilnosti, ki predstavlja razmerje med maksimalno, eksperimentalno doseženo in računsko nosilnostjo idealizirane histerezne ovojnice zidu;
- $A$  površina vodoravnega prereza zidu;
- $f$  referenčna natezna trdnost zidu;
- $b$  faktor razporeditve strižnih napetosti;

#### 4 METODE SEIZMIČNE ANALIZE ZIDANIH KONSTRUKCIJ

Namen mojega diplomskega dela ni bilo predstavljanje podrobnejšega teoretičnega ozadja metode za izračun potresne odpornosti zidanih stavb, na kateri temeljita v diplomski nalogi uporabljena komercialna programa, ampak le primerjava dobljenih rezultatov analiz. Uporabljena programa temeljita na poenostavljeni nelinearni statični analizi. Za razumevanje slednje z uporabniškega pristopa bodo v nadaljevanju na kratko opisane še ostale metode seizmične analize.

Pri projektiranju stavbe je mogoče analizo potresnih vplivov in drugih vplivov, upoštevanih pri potresnem projektiranju, opraviti ob predpostavki, da je obnašanje konstrukcije linearno elastično. Glede na značilnosti konstrukcije je mogoče uporabiti različne vrste analize:

- metodo z vodoravnimi silami;
- modalno analizo s spektri odziva.

Uporabo matematičnega modela pri nelinearni analizi je potrebno dopolniti, tako da vključuje nosilnost elementov nosilne konstrukcije in njihovo obnašanje v neelastičnem območju. Kot minimum je potrebno pri elementih uporabiti bilinearen odnos med obtežbo in deformacijo. Potresni vpliv mora biti upoštevan tako v pozitivni kot negativni smeri. Upoštevati je potrebno ovojnico potresnih učinkov, dobljenih z obema analizama.

Poleg linearne metode lahko uporabljajo tudi nelinearne metode, kot so:

- nelinearna statična (angl. pushover) analiza;
- nelinearna dinamična analiza časovnega odziva.

#### 4.1 Metoda z vodoravnimi silami

To vrsto analize konstrukcije se uporablja predvsem takrat, ko višje nihajne oblike v nobeni od glavnih smeri nepomembno vplivajo na odziv. To velja predvsem za take stavbe, ki ustrezajo naslednjim pogojem:

- osnovni nihajni časi imajo v obeh glavnih smereh naslednje vrednosti (EC 8-1):

$$T_1 \leq \begin{cases} 4T_c \\ 2,0s \end{cases} \quad (4.1)$$

kjer sta:

$T_1$  osnovni nihajni čas stavbe;

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

- merila za pravilnost po višini, katera določajo, da morajo vsi sistemi za prenos obtežbe v vodoravni smeri (jedra, stene, okvirji) potekati neprekinjeno od temeljev do vrha stavbe. Tako togost v vodoravni smeri kot tudi masa morata biti konstantni v vseh etažah ali pa se brez nenadne spremembe postopoma zmanjševati od temeljev proti vrhu stavbe.

Celotna prečna sila  $V$  (na mestu vpetja konstrukcije) za vsako od obeh glavnih smeri, ki se analizirata, je določena z naslednjo enačbo (EC 8-1):

$$V = S_d \cdot (T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (4.2)$$

kjer so:

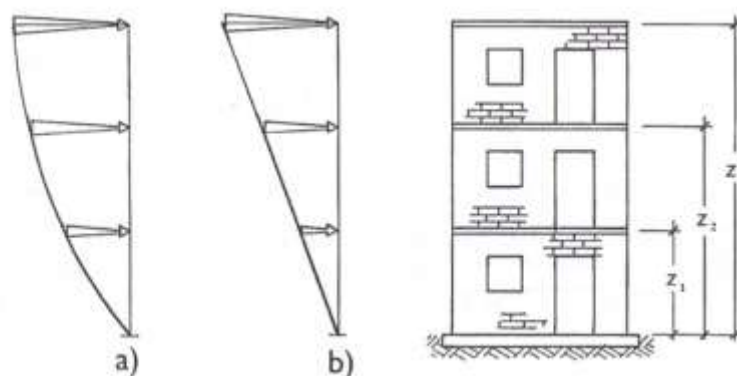
$S_d(T_1)$  projektni spekter pospeškov pri nihajni dobi  $T_1$ ;

$m$  celotna masa stavbe;

$\lambda$  korekcijski faktor, ki je  $\lambda = 0,85$ , če je stavba višja od dveh nadstropij, v vseh drugih primerih pa je  $\lambda = 1,0$ .

Korekcijski faktor  $\lambda$  upošteva dejstvo, da je pri stavbah z vsaj tremi nadstropji in tremi prostostnimi stopnjami v vsaki vodoravni smeri, efektivna masa prvega tona nihanja v povprečju za 15 % manjša od celotne mase stavbe.

Osnovni nihajni obliki ravninskih modelov je mogoče izračunati po metodah dinamike konstrukcij ali pa se kot približek uporabi predpostavka, da vodoravni pomiki linearno naraščajo z višino stavbe (slika 4). Pri razporeditvi vodoravnih sil  $F_i$  na sistem je treba upoštevati, da so stropi togi.



Slika 4: Porazdelitev prečne sile v pritličju po višini stavbe: (a) prva nihajna oblika, (b) oblika narobe obrnjenega trikotnika (Tomažević, 2009; Evrokod 8, 2006)



## 4.2 Modalna analiza s spektri odziva

Ta vrsta analize se uporablja za stavbe, katere ne izpolnjujejo omenjenih pogojev za metodo z vodoravnimi silami. Upoštevati je potrebno vse nihajne oblike, ki pomembno prispevajo h globalnemu odzivu.

Pri izvedbi modalne analize s spektri odziva mora biti izpolnjen eden izmed naslednjih pogojev:

- vsota efektivnih modalnih mas za nihajne oblike, ki se upoštevajo, znaša vsaj 90 % celotne mase konstrukcije;
- upoštevajo se vse nihajne oblike z efektivnimi modalnimi masami, večjimi od 5 % celotne mase konstrukcije.

Če pa pogoja pri izvedbi modalne analize nista izpolnjena, je potrebno upoštevati najmanj toliko nihajnih oblik, da sta izpolnjena naslednja pogoja (EC 8-1):

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \cdot k \quad (4.3)$$

$$T_k \leq 0,2 \cdot s \quad (4.4)$$

kjer so:

$k$       število upoštevanih nihajnih oblik;

$n$       število etaž nad temelji ali nad togo kletjo;

$T_k$  k-ta nihajna doba.

Če je mogoče predpostaviti, da so odzivi v vseh ustreznih nihajnih oblikah medsebojno neodvisni, se lahko največja vrednost  $E_E$  potresnega vpliva izrazi z enačbo (EC 8-1):

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (4.5)$$

kjer je:

$E_{Ei}$  vrednost potresnega vpliva zaradi nihajne oblike  $i$ .

#### 4.3 Nelinearna statična (pushover) analiza

Nelinearna statična analiza se izvede, tako da vodoravna obtežba monotono narašča pri konstantnih težnostnih silah. S to analizo se lahko preveri obnašanje konstrukcije novo projektiranih ali obstoječih stavb. Nelinearno statično analizo naredimo posebej za obe vodoravni smeri  $x$  in  $y$ , tako da model obremenimo z vodoravno obtežbo. Obtežbo postopoma povečujemo z vsiljevanjem deformacij konstrukcije. Pri določeni velikosti obtežbe pride do tečenja prvega elementa konstrukcije in s tem do zmanjšanja togosti tega elementa ter tudi do zmanjšanja togosti celotne konstrukcije. Tečenje se postopoma pojavi tudi v drugih elementih, kar vpliva na postopno zmanjševanje togosti konstrukcije. Nadaljnjo povečanje obtežbe je mogoče le, če ima material sposobnost utrjevanja. Mejno deformacijo, ki pomeni porušitev v praksi upoštevamo vrednost pomika, ki ustreza točki 80 % maksimalne nosilnosti (Cotič, 2010).

Uporabiti je potrebno dve porazdelitvi vodoravne obtežbe po višini, katere morajo delovati v masnih središčih, in sicer:

- enakomerno porazdelitev, kjer so vodoravne sile sorazmerne masam ne glede na višino;
- modalno porazdelitev, kjer so vodoravne sile sorazmerne vodoravnim silam v obravnavani smeri.

Upoštevati je potrebno tudi naključno ekscentričnost. Porazdelitev vodoravnih sil po višini določimo v skladu z enačbo (4.9) (EC 8-1). Predpostavljena je naslednja zveza med normiranimi vodoravnimi silami  $F_i$  in normiranimi pomiki  $\phi_i$ .

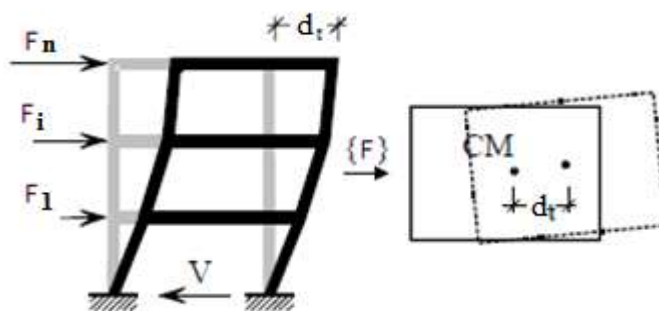
$$\bar{F}_i = m_i \cdot \phi_i \quad (4.9)$$

kjer sta:

$m_i$  masa v  $i$ -ti etaži;

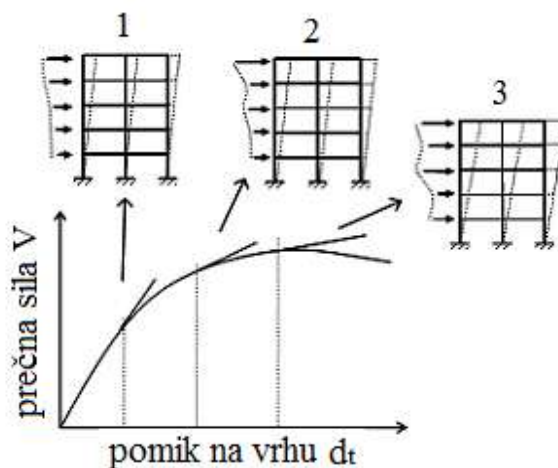
$\phi_i$  normirani pomik  $i$ -te etaže.

Pomiki so normirani, tako da velja  $\phi_n = 1$ , kjer je  $n$  kontrolna točka (običajno označuje  $n$  vrhno etažo). Glede na to velja  $F_n = m_n$ . Za enakomerno porazdelitev vodoravne obtežbe je  $\phi_i = 1$ , modalno porazdelitev obtežbe pa aproksimiramo z obrnjenim trikotnikom. Vodoravno obtežbo v postopku analize povečujemo, vendar ostaja njena razporeditev po višini nespremenjena (slika 5).



Slika 5: Porazdelitev horizontalnih sil po višini konstrukcije (Fajfar, 2002)

Rezultat nelinearne statične analize konstrukcije je krivulja kapacitete oz. t.i. pushover krivulja (slika 6). Opiše odnos med celotno prečno silo  $V$  v spodnji etaži, ki je enaka vsoti vseh vodoravnih sil v posameznih etažah in pomikom na vrhu  $d_t$ , pri delovanju obtežbe  $F$  v centru mase  $CM$ . Analiza se v splošnem izvaja v pozitivni in negativni smeri (za obe smeri  $x$  in  $y$ ).



Slika 6: Rezultat nelinearne statične analize konstrukcije (Fajfar, 2002)

V diplomski nalogi uporabljen program AmQuake temelji na poenostavljeni nelinearni statični seizmični analizi oz. t.i. N2 metodi (Fajfar, 2002), ki je vključena v EC 8-1, dodatek B. Bistvo metode je nelinearna statična analiza modela konstrukcije z več prostostnimi stopnjami (sistem MDOF) pri monotono naraščajoči horizontalni obtežbi, pri čemer se potresna obremenitev določi iz projektne spektra. V ta namen je potrebno določiti ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (sistem SDOF). N2 metoda je uporabna tako za projektiranje novih konstrukcij kot tudi za oceno obnašanja obstoječih konstrukcij. Poleg tega pa uporablja za kriterij potresne odpornosti stavbe ciljni pomik sistema MDOF, ki ga določimo s transformacijo pomika SDOF modela v pomik na vrhu MDOF modela.

#### 4.4 Nelinearna analiza časovnega odziva

Časovni potek odziva konstrukcije se lahko dobi z direktno numerično integracijo diferencialne enačbe gibanja. Pri tem se za predstavitev gibanja tal uporabijo akceleroگرامi (umetni, zabeleženi ali simulirani). Če se zahteva prostorski model konstrukcije, morajo potresno gibanje tal sestavljati akceleroگرامi, ki delujejo sočasno. Pri tem isti akceleroگرام ne sme biti istočasno uporabljen vzdolž obeh vodoravnih smeri.

Umetni akceleroگرام mora biti povzročen, tako da ustreza elastičnemu spektru odziva. Njegovo trajanje mora biti skladno z magnitudo in drugimi pomembnimi značilnostmi potresnega dogodka. Uporabo zabeleženih akceleroگرامov ali akceleroگرامov, povzročenih s fizikalno simulacijo potresnega vira, se lahko dovoli, če so ustrezno razvrščeni glede na seizmoloških značilnosti virov in glede na lokalne značilnosti tal. Gibanje tal je lahko predstavljeno tudi v obliki časovnega poteka pospeška tal in povezanih količin, kot sta hitrost in pomik.

Modeli morajo biti tudi dopolnjeni s pravili, ki opisujejo obnašanje elementa pri cikličnem obteževanju in razbremenjevanju v neelastičnem območju. Pravila prikazujejo sipanje energije v elementu, v območju amplitud pomikov.

Če se odziv pridobi z vsaj sedmimi nelinearnimi analizami časovnega poteka ob upoštevanju gibanja tal, je treba pri preverjanju za projektno vrednost učinka vpliva  $E_d$  upoštevati povprečne vrednosti odzivnih količin dobljenih z analizami.

#### 4.5 Pravila za enostavne zidane stavbe

EC 8-1 podaja v členu 9.7 pravila za enostavne zidane stavbe, ki se uvrščajo v I. ali II. razred pomembnosti in ustrezajo materialom/načinu spajanja nosilnih zidov podanem v členu 9.2, ter merilom za projektiranje podanem v členu 9.5. Zanje izrecno preverjanje varnosti proti porušitvi ni

obvezno. Med naštetimi pravili, ki jih taka stavba mora izpolnjevati, spada tudi omejitev dopustnega števila nadstropij nad tlemi in zahtevana minimalna površina strižnih sten, kar podaja preglednica 1.

Preglednica 1: Dopustno število etaž nad nivojem terena in minimalna površina strižnih sten za enostavne zidane stavbe (EC 8-1, preglednica 9.3)

Pospešek na lokaciji $a_g \cdot S$		$\leq 0,07 k \cdot g$	$\leq 0,10 k \cdot g$	$\leq 0,15 k \cdot g$	$\leq 0,20 k \cdot g$
Vrsta gradnje	Število etaž (n)**	Minimalna vsota površin vodoravnih prerezov strižnih sten v vsaki smeri kot odstotek celotne površine etaže ( $p_{A,min}$ )			
Nearmirano zidovje	1	2,0 %	2,0 %	3,5 %	n/s
	2	2,0 %	2,5 %	5,0 %	n/s
	3	3,0 %	5,0 %	n/s	n/s
	4	5,0 %	n/s *	n/s	n/s
Povezano zidovje	2	2,0 %	2,5 %	3,0 %	3,5 %
	3	2,0 %	3,0 %	4,0 %	n/s
	4	4,0 %	5,0 %	n/s	n/s
	5	6,0 %	n/s	n/s	n/s
Armirano zidovje	2	2,0 %	2,0 %	2,0 %	3,5 %
	3	2,0 %	2,0 %	3,0 %	5,0 %
	4	3,0 %	4,0 %	5,0 %	n/s
	5	4,0 %	5,0 %	n/s	n/s

\* n/s pomeni “ni sprejemljivo”;

\*\* prostor na podstrešju nad polnimi nadstropji ni vključen v število etaž;

\*\*\* faktor korekcije  $k$  se za stavbe, pri katerih je vsaj 70 % strižnih sten (zidov, ki prevzemajo potresno obtežbo), daljših od 2 m, se izračuna z enačbo:

$$k = 1 + \frac{(l_{av}-2)}{4} \leq 2 \quad (4.10)$$

kjer je:

$l_{av}$  povprečna dolžina upoštevanih strižnih sten izražena v m. V vseh drugih primerih se upošteva  $k=1$ .

## **5 NELINEARNA SEIZMIČNA ANALIZA ZIDANIH KONSTRUKCIJ S PROGRAMOMA SREMB IN AMQUAKE**

Za preverjanje potresne odpornosti zidanih konstrukcij navadno ni potrebno uporabljati zapletenih metod nelinearne dinamične analize konstrukcij. Zaradi pravilne zasnove in enostavnosti zidane konstrukcije se lahko zanesljivi podatki o varnosti konstrukcije na projektno potresno obtežbo dobijo tudi z ekvivalentno nelinearno statično analizo.

Zadnja leta se je na tržišču pojavilo nekaj programskih oprem, ki temeljijo na poenostavljenih metodah nelinearne statične analize. V nadaljevanju sta za oceno odpornosti zidane konstrukcije predstavljena računalniška programa Sremb in AmQuake. Oba omenjena programa temeljita na nelinearni statični (pushover) analizi. Pri tem Sremb predpostavlja etažni mehanizem odziva, AmQuake pa temelji na poenostavljeni N2 metodi in uporablja globalni mehanizem odziva konstrukcije. V diplomski nalogi sem uporabljal programa Sremb, ki je bil razvit na ZAG-u v Ljubljani (Gostič, S.).

### **5.1 Računalniški program Sremb**

Računalniški program SREMB (ang. *Seismic Resistance of Masonry Buildings*) temelji na nelinearni analizi in uporablja določene predpostavke ter poenostavitve. 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.

Podroben opis delovanja računalniškega programa Sremb in vseh postopkov računa je opisan v diplomskem delu Patricie Cotič (Cotič, 2010) in je v nadaljevanju povzet.

### 5.1.1 Osnovne predpostavke računa

Račun je zasnovan na predpostavkah, ki izhajajo iz etažnega mehanizma obnašanja objekta:

- zidovi so med seboj povezani z vodoravnimi vezmi in stropi, togimi v svoji ravnini;
- zidovi so na zgornjem in spodnjem robu vpeti v stropno konstrukcijo oz. v prekladni in parapetni del zidu;
- zidove sestavljenih prereзов obravnavamo kot vsoto na navpičnih stikih med seboj ločenih zidov;
- zidovi prenašajo svoj delež obtežbe, dokler njihove deformacije ne presežejo deformacij na meji porušitve.

### 5.1.2 Določanje etažne histerezne ovojnice

Etažna histerezna ovojnica ali krivulja odpornosti je vsota vseh histereznih ovojnic zidov v obravnavani etaži. Le-te so določene na podlagi togosti zidu, nosilnosti in predpostavljenega faktorja duktilnosti.

Togost elementov vpliva na razporeditev celotne prečne sile etaže na zidove. Nosilnost elementov je odvisna od mehanizma obnašanja elementov oz. od načina porušitve, ki pa je odvisen od 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.



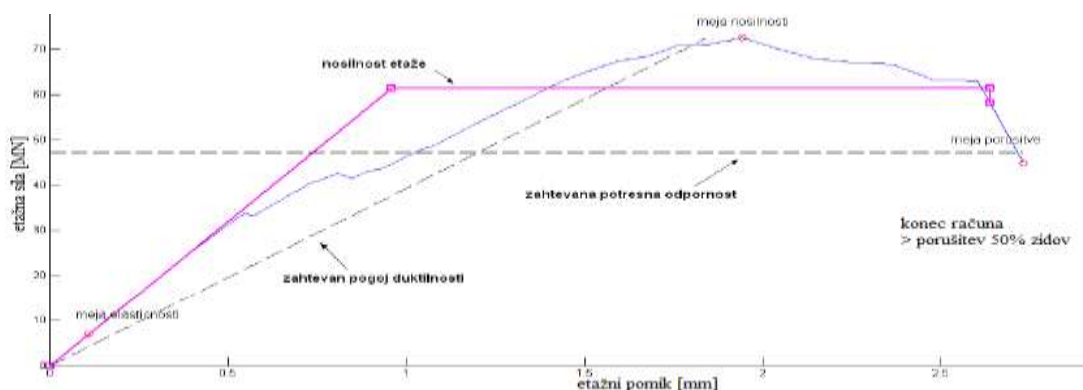
V primeru zidanih konstrukcij duktilnost ne pomeni klasične duktilnosti, se pravi sposobnosti plastifikacije materiala, temveč sposobnost zidovja, da pri velikih vodoravnih deformacijah in poškodbah še vedno prenaša navpično obtežbo in disipira energijo. Faktor duktilnosti se določi iz idealizirane histerezne ovojnice za vodoravno obtežbo v odvisnosti od vodoravnih deformacij. Definiran je kot razmerje med deformacijo zidu pri njegovi porušitvi in deformacijo zidu na idealizirani meji elastičnosti.

Račun histerezne ovojnice poteka po naslednjem postopku:

- izračunamo maso zgradbe na podlagi mas posameznih etaž in določimo povprečne tlačne napetosti v zidovih;
- za vsak posamezni zid določimo idealizirano histerezno ovojnico. Za določitev deformacije na meji elastičnosti je merodajna manjša od obeh vrednosti horizontalnih sil za strižni oziroma upogibni mehanizem porušitve;
- izračunamo pomik masnega težišča etaže, pri katerem prvi zid doseže deformacijo. 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 dobimo nove, večje deformacije zidov, pri čemer upoštevamo tudi kot torzijskega zasuka. S tem spremenimo togost vsaj enega zidu (tistega, ki je že dosegel mejo elastičnosti). Posledično pa se premakne tudi težišče togosti etaže. Ustrezno dobimo tudi novo vrednost torzijskega zasuka etaže;
- izračunamo pomik težišča mase, ki ustreza vrednosti etažne prečne sile in pomiku težišča togosti etaže;

- postopek ponavljamo — popravljamo položaj težišča togosti in kot torzijskega zasuka, hkrati pa rišemo histerežno ovojnico etaže;
- izračun zaključimo določeno 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 ovrednotili potresno odpornost zgradbe, moramo izračunano histerežno ovojnico etaže idealizirati (slika 7). Potresna odpornost zgradbe je praviloma manjša od nosilnosti kritične etaže  $H_{tot,max}$ , ki smo jo izračunali. Idealizirano klasično elasto-plastično histerežno 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 in je enaka začetni elastični togosti izračunane histerezne ovojnice. Maksimalni pomik etaže pa je po dogovoru tisti pomik, pri katerem vrednost etažne sile pade pod določen odstotek maksimalne etažne sile (v računu je bil upoštevan 20 % padec maksimalne etažne sile). Nosilnost idealizirane ovojnice etaže dobimo z energijskim pogojem, po katerem mora biti površina pod idealizirano histerežno ovojnico enaka površini pod izračunano histerežno ovojnico, saj se pri delovanju vodoravne sile za doseganje enakih deformacij obtežbe v obeh primerih porabi enaka količina energije.



Slika 7: Primer idealizirane histerezne ovojnice etaže

### 5.1.3 Ocena potresne varnosti

Program Sremb za oceno potresne varnosti konstrukcije, s tako idealizirano histerezno ovojnico etaže, preverja kriterij nosilnosti in kriterij duktilnosti.

Po kriteriju nosilnosti mora biti potresna odpornost zgradbe večja od potresne obtežbe. Potresno odpornost zgradbe izrazimo v obliki razmerja med nosilnostjo in težo zgradbe. To razmerje imenujemo koeficient potresne odpornosti  $SRC_u$  (ang. *ultimate seismic resistance coefficient*) in ga izračunamo z naslednjo enačbo.

$$SRC_u = \frac{V_u}{Q_{tot}} \quad (5.1)$$

kjer sta:

$V_u$  potresna odpornost kritične etaže;

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

Pri preverjanju potresne odpornosti konstrukcije se preverja odpornost kritične etaže, medtem ko odpornost posameznih zidov ni potrebno preverjati, saj so zidovi že upoštevani v izračunu odpornosti etaže. Veljati mora naslednjo razmerje:

$$SRC_u \geq BSC_u = (a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \frac{\beta_a}{q}) \quad (5.2)$$

kjer je:

$BSC_u$  koeficient potresne obremenitve (ang. *ultimate Base Shear Coefficient*).

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

$$\mu = \frac{d_u}{d_e} \geq \mu_u = \frac{q^2+1}{2} \quad (5.3)$$

kjer so:

$q$  faktor obnašanja konstrukcije;

$d_u$  pomik etaže na meji porušitve;

$d_e$  pomik etaže na meji elastičnosti (idealizirana histerezna ovojnica).

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. Konstrukcija ustreza zahtevam glede potresne odpornosti, če sta izpolnjena tako pogoj nosilnosti kot duktilnosti.

## 5.2 Računalniški program AmQuake

Za razliko od Sremba program AmQuake omogoča načrtovanje varnih zidanih zgradb na potresnih območjih v skladu z evropskimi standardi in temelji na uporabi nelinearne statične analize. Prav tako program vključuje zahteve določene v nacionalnih dodatkih EC 6 in EC 8.

Program AmQuake je bil razvit v tesnem sodelovanju Červenka Consulting (*Praga, Češka*) in Wienerbergerja AG (*Dunaj, Avstrija*), kateri ima poslovalnico tudi v podjetju Opekarne Ormož. Program vključuje podatke o Wienerbergerjevih produktih z vsemi potrebnimi dimenzijami in lastnostmi materiala.

Pogoji in način, pri katerem program AmQuake uporablja pushover analizo, so opisani v EC 8-1 in podrobneje predstavljeni v poglavju 4.3. To velja za nelinearno statično analizo s konstantno težo bremena in monotono naraščajočo horizontalno obremenitvijo. Uporablja poenostavljeno nelinearno statično analizo N2.

V nadaljevanju bo po korakih opisano, kako poteka priprava modela in preverjanje potresne odpornosti s programom AmQuake.

### 5.2.1 Vnašanje parametrov analize

Pred pričetkom modeliranja konstrukcije s programsko opremo je potrebno izbrati specifično kodo za posamezno državo. Z izbiro te kode kasneje program sam upošteva nastavitve in določila v skladu z nacionalnim dodatkom za EC 6 in EC 8 za izbrano državo.

V pogovornem oknu na sliki 8 je možno podajati tudi dodatne parametre analize, kot so tip objekta, kategorija pomembnosti in varnostni faktorji.

Standard objekta:	Gamma M:	Analiza Pushover	Analiza Pushover	Analiza Pushover
Slovenia	2,2	1	0,8	1
Kategorija pomembnosti:	Gamma C:	Statika Gamma_Gs:	Analiza Pushover	Statika Gamma_Qs:
II	1,5	1,35	0,3	0
	Gamma S:	Statika Gamma_QL:	Statika Gamma_Qs:	Statika Psi_L0,S:
	1,15	1,5	1,5	0,5

Slika 8: Primer podajanja parametrov analize

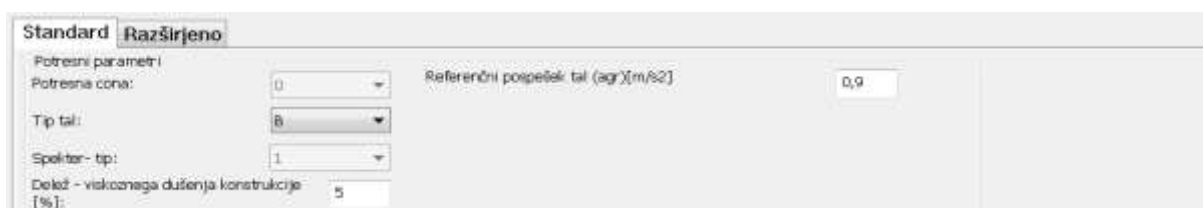
V prvem zavihku – standard objekta – je možno podati parametre za stavbe, glede na njihovo pomembnost za varnost ljudi, ki so podani v preglednici 2. Za ostale varnostne faktorje in obremenitve pa program sam poda že privzete vrednosti, možno pa jih je tudi ročno popraviti. Na drugem zavihku

– dodatne nastavitve — je nekatere parametre možno vnesti ročno (upogibna togost, strižna togost, omejitvev poškodb, ekscentričnost).

Preglednica 2: Kategorije pomembnosti za stavbe (EC 8-1, preglednica 4.3)

Kategorija pomembnosti	Stavbe
I	Stavbe manjše pomembnosti za varnost ljudi npr. kmetijski objekti in podobno.
II	Običajne stavbe, ki ne sodijo v druge kategorije.
III	Stavbe, katerih potresna odpornost je pomembna glede na posledice porušitve npr. šole, dvorane za srečanja, kulturne ustanove in podobno.
IV	Stavbe, katerih integriteta med potresi je življenjskega pomena za civilno zaščito npr. bolnišnice, gasilske postaje, elektrarne in podobno.

V pogovornem oknu na sliki 9 se podaja potresne parametre, ki so odvisni od lokacije, na kateri se objekt nahaja.



Slika 9: Primer podajanja potresnih parametrov

Ker Slovenija ni razdeljena na potresne cone, vnašamo referenčni pospešek tal, katerega posredno odčitamo s karte Potresna nevarnost Slovenije (slika 10). Vpliv značilnosti tal na potresne vplive se lahko zajame z uporabo tipov tal, ki so navedeni v preglednici 3. Referenčni pospešek tal je prek projektnega pospeška, ki ga odčitamo s karte povezan kot:

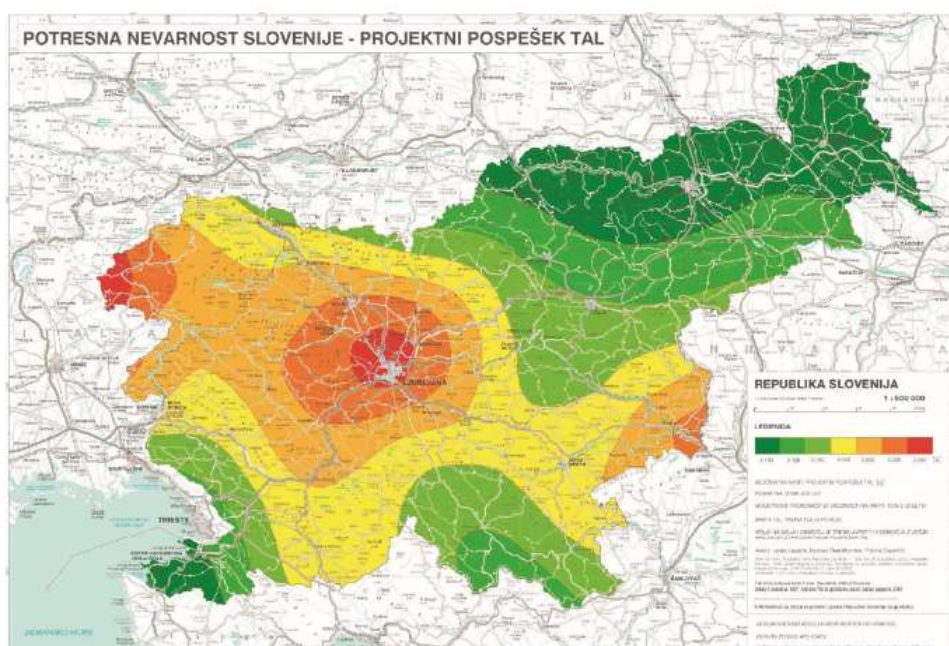
$$a_{gr} = \text{projektna vrednost} \cdot g \quad (5.4)$$

kjer sta:

$a_{gr}$  referenčna vrednost največjega pospeška tipa tal;

$g$  težnostni pospešek ( $9,81 \text{ m/s}^2$ ).

V drugem zavihku – razširjeno – nastavitev parametrov ni potrebno spreminjati, ker so samodejno ustvarjeni s programom in povzeti po EC 8, možna pa je tudi ročna korekcija parametrov.



Slika 10: Potresna karta Slovenije (EC 8-1, 2005)

Preglednica 3: Tipi tal (EC 8-1, preglednica 3.1)

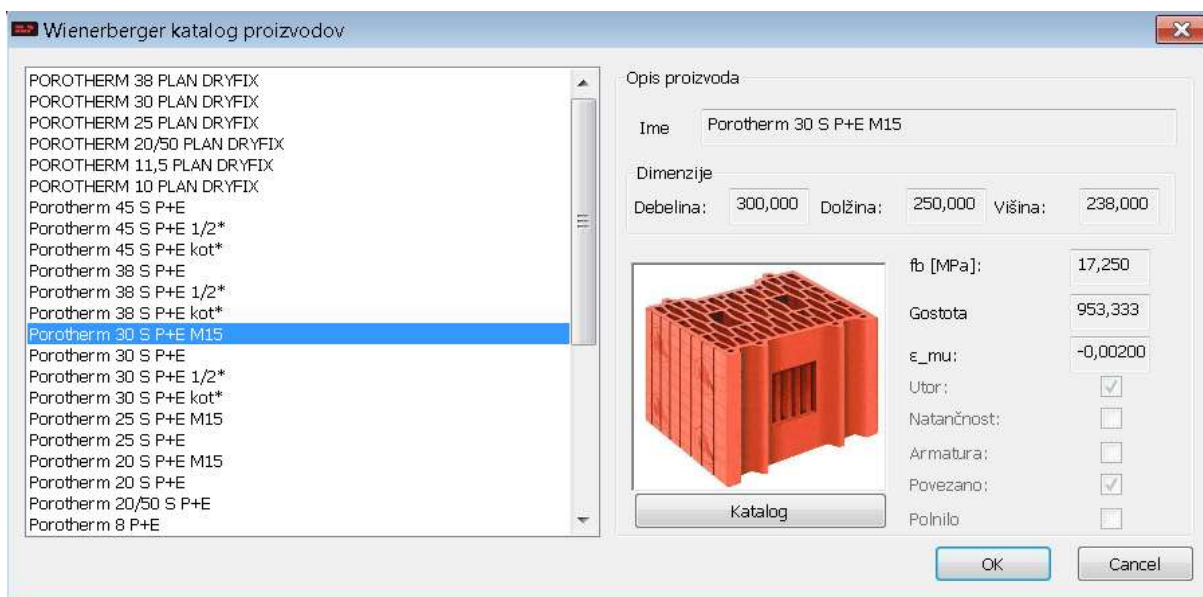
Tip tal	Opis stratigrafskega profila	Parametri		
		$V_{S,30}$ (m/S)	$N_{SPT}$ (udar./ 30cm)	$c_u$ (kPa)
<b>A</b>	Skala ali druga skali podobna geološka formacija, na kateri je največ 5 m slabšega površinskega materiala.	> 800	–	–
<b>B</b>	Zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj 10 m, pri katerih mehanske značilnosti z globino postopoma naraščajo.	360–800	> 50	> 250
<b>C</b>	Globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, proda ali toge gline globine nekaj 10 do več 100 m.	180–360	15–50	70–250
<b>D</b>	Sedimenti rahlih do srednje gostih nevezljivih zemljin (z nekaj mehкими vezljivimi plastmi ali brez njih) ali pretežno mehkih do trdnih vezljivih zemljin.	< 180	< 15	< 70
<b>E</b>	Profil tal, kjer površinska aluvialna plast z debelino med okrog 5 in 20 m in vrednostmi $v_s$ , ki ustrezajo tipoma C ali D, leži na bolj togem materialu z $v_s > 800$ m/s.			
<b>S<sub>1</sub></b>	Sedimenti, ki vsebujejo najmanj 10 m debele plasti mehke gline/melja z visokim indeksom plastičnosti (PI > 40) in visoko vsebnostjo vode.	< 100 indikativno	–	10–20
<b>S<sub>2</sub></b>	Tla, podvržena likvifaciji, občutljive gline ali drugi profili tal, ki niso vključeni v tipe A-E ali S <sub>1</sub> .			

### 5.2.2 Modeliranje sten, nosilcev, vezi in preklad

Modeliranje konstrukcij se začne z nekaterimi hipotezami o konstrukcijskem in potresnem obnašanju. Stene so nosilni elementi za prevzem vodoravne obtežbe, plošče pa so ploskovni elementi, ki služijo za prenos navpične obtežbe in ne nosijo v svoji ravnini. Globalni potresni odziv konstrukcije je možen le, če so horizontalni in vertikalni elementi med seboj primerno povezani. Stena je modelirana kot okvir, ki predstavlja dejansko obnašanje zidnih panelov.

Pred pričetkom modeliranja je potrebno vnesti podatke o gradbenih materialih (beton, jeklo, opeka, malta) in podatke o materialih za nosilne elemente (ne/armirano zidovje, armiran beton, preklade, venci).

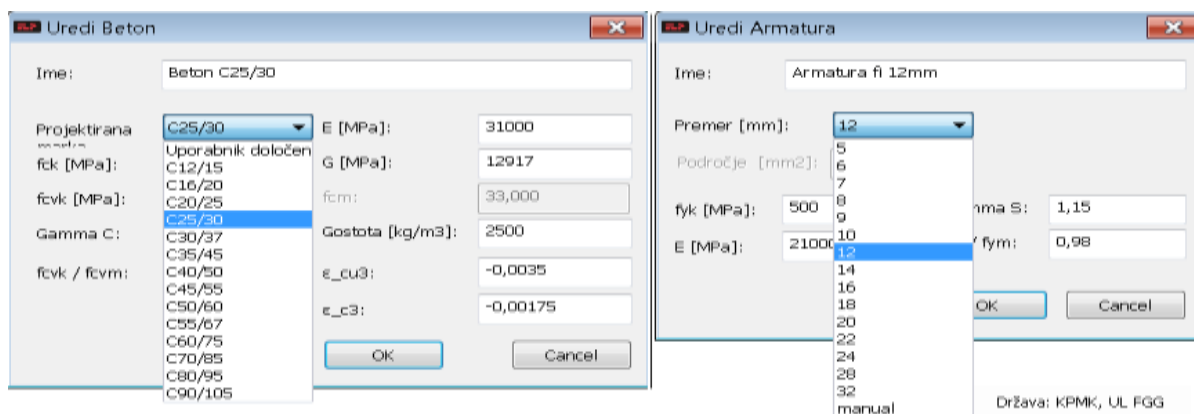




Slika 11: Primer izbire zidaka

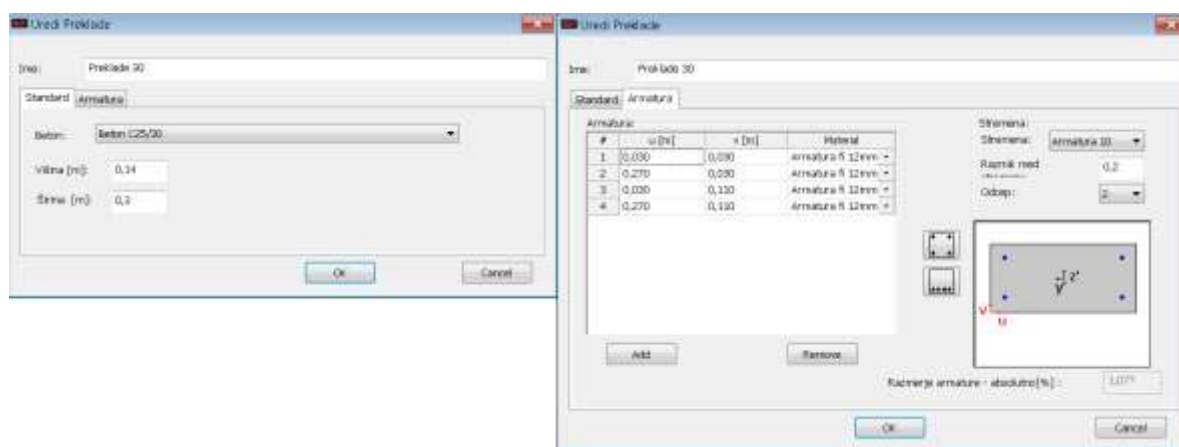
Kot je bilo že omenjeno, program vsebuje vse informacije, ki jih potrebujemo o zidaku za celotno paleto Wienerbergerjevih produktov (debeline, dolžina, višina, tlačna trdnost, gostota) (slika 11).

Program ima na voljo trdnostne razrede betona od C12/15 do C90/105 in premere armaturnih palic od 5 mm do 32 mm, katerih zahteve so v skladu z Evrokod-om 2 (tlačna trdnost, strižna trdnost, elastični modul, strižni modul) (slika 12).



Slika 12: Primer podajanja betona in armature

Za podajanje karakteristik zidovja ima program na voljo standardne nastavitve, kjer podajamo iz kakšnega materiala bo zid grajen, najbolj primerno malto in razširjene nastavitve, kjer se parametri materiala generirajo v skladu EC 6-1-1 (Cervenka, Jendale, Janda, 2010). Program AmQuake ima na voljo tudi nastavitve za podajanje AB stene in AB vertikalnih vezi, kjer si lahko izberemo dimenzije elementa, različno število palic, način armiranja in razmik med stremeni (slika 13).

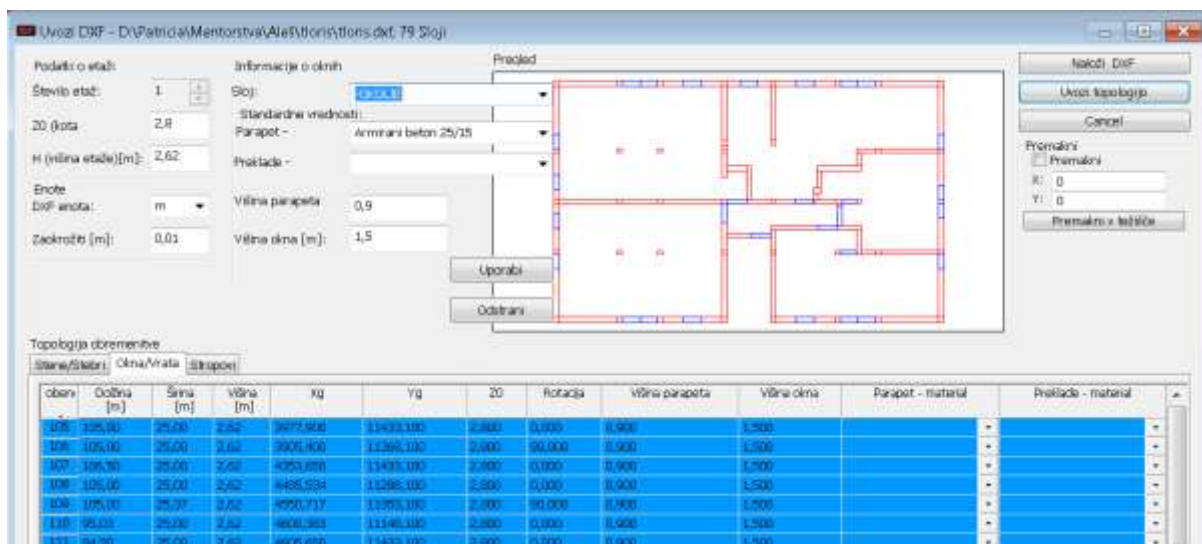


Slika 13: Primer modeliranja preklade

### 5.2.3 Modeliranje konstrukcije

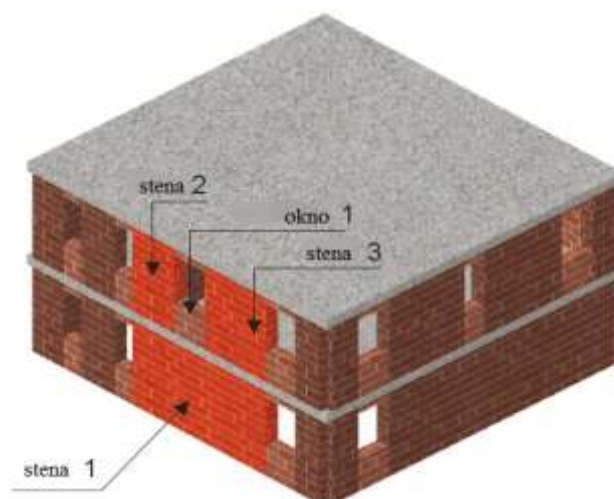
Modeliranje zidane stene z ekvivalentnim okvirjem dovolj natančno opiše njeno obnašanje, hkrati pa omogoča redukcijo prostostnih stopenj in s tem krajši čas računanja v primerjavi z metodo končnih elementov.

Pri modeliranju konstrukcije si ustvarimo vhodno datoteko tlorisa nosilnih elementov v ustreznem programu, kot je npr. AutoCad. Slednjo uvozimo v DXF formatu. Za uvoz te datoteke je potrebno v AutoCadu upoštevati določena pravila za oblikovanje. AmQuake avtomatično ustvari vse konstrukcijske elemente na podlagi informacij iz naložene DXF datoteke. Samostojno je treba podati le nekatere geometrijske karakteristike etaže in material, iz katerega je grajena, kar je razvidno na sliki 14.



Slika 14: Primer podajanja sten, oken in vrat v DXF formatu

Tipičen model je sestavljen iz sten, odprtih (okna, vrata), AB vencev in stropov. Vertikalni elementi se uporabljajo za stene modela, parapete, preklade oken in stebre. Običajno sovpadajo z osmi, ki ustrezajo 3D modelu, medtem ko se horizontalni elementi uporabljajo za AB strope in AB krone, ki so v programu AmQuake definirane kot toge konstrukcije.



Slika 15: Primer 3D modela toge konstrukcije (Cervenka, Jendale, Janda, 2010)

#### 5.2.4 Obremenitev konstrukcije

Potrebno je vnesti tudi podatke za določanje vertikalne obtežbe za konstrukcijo, in sicer za vsako etažo posebej (slika 16). Podati je potrebno:

- lastno obtežbo, to je lastna teža konstrukcije;
- stalno obtežbo, to je teža dodatnih talnih elementov;
- koristno obtežbo, ki deluje na ploščo;
- obtežbi snega in vetra, če sta ti potrebni.

Ostale parametre program generira sam.

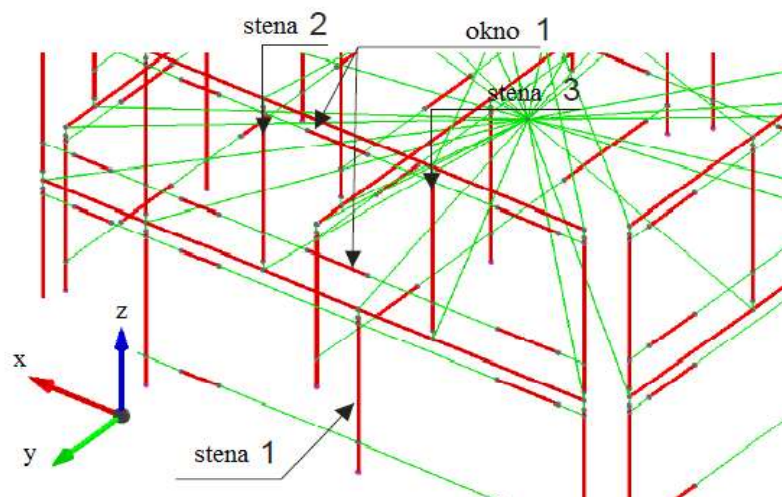


Slika 16: Primer obremenitve plošče za posamično nadstropje

### 5.2.5 Mreža konstrukcije in izračun

Za izdelavo numeričnega modela, na osnovi katerega poteka nadaljnja analiza, izdelamo mrežo modela. Pri generiranju mreže dobimo podatke o številu vozlišč, številu elementov, številu togih povezav, minimalnih preklonih in medetažni spoj. Mrežni model 3D modela toge konstrukcije, prikazane na sliki 15, je prikazan na sliki 17. Le tega program izdela samodejno.

Pri izračunu lahko spremenimo različne parametre analize, vendar običajno to ni potrebno, ker ima program že privzete vrednosti. Določimo tudi, katere analize in v katerih smereh jih bomo izvedli. EC 8-1 zahteva, da se analiza izvaja v dveh pravokotnih smereh. Program AmQuke opravi tudi statično analizo nosilnih sten.



Slika 17: Primer mrežnega modela konstrukcije (Cervenka, Jendale, Janda, 2010)

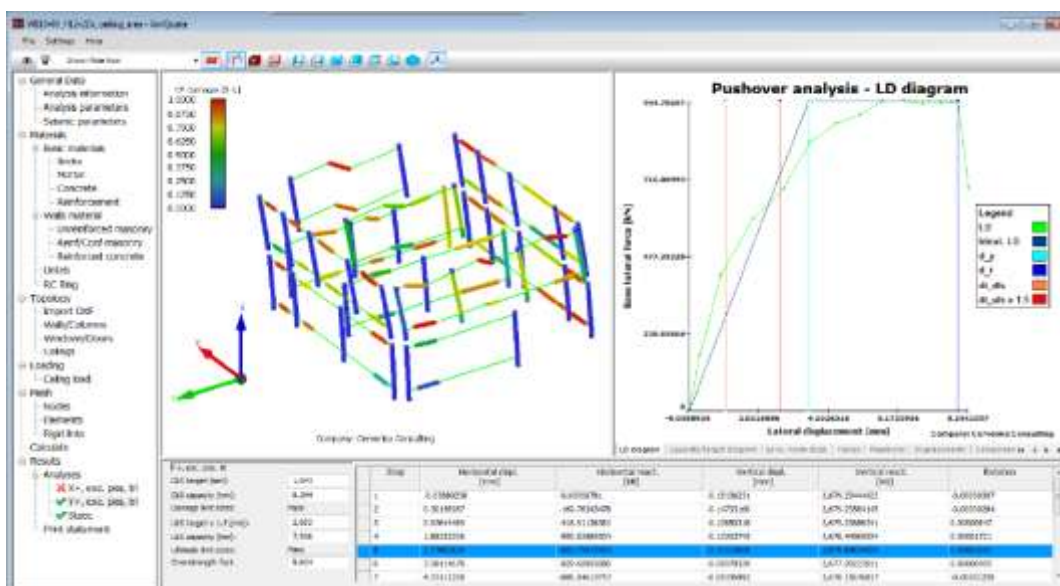


Slika 18: Analiza – izračun

Po zasnovi in modeliranju mreže konstrukcije ter podajanju vseh potrebnih parametrov, program AmQuake prične z izvajanjem nelinearne statične pushover analize, katera je bila podrobneje predstavljena v poglavju 4.3.

### 5.2.6 Rezultati analize

Rezultati analize so predstavljeni grafično in numerično po posameznih vozliščih ter elementih. Prav tako je grafično in numerično predstavljen tudi vsak korak analize (slika 19).



Slika 19: Primer LD diagrama pushover analize, grafični in numerični rezultat (Cervenka, Jendale, Janda, 2010)

Iz grafa je možno razbrati odnos med silo in pomikom. Razmerje sila-pomik je idealizirano v bilinearni obliki, kjer elastičnemu območju sledi plastično tečenje brez utrditve. Rezultati analize so v veliki meri odvisni od izbire kriterija za določitev ekvivalentne elastične togosti. V EC 8-1 je podano pravilo za idealizacijo, tako da sta površini pod dejanskim (LD krivulja) in idealiziranim odnosom (idealizirana LD krivulja) med obtežbo in pomikom kontrolne točke enaki.

V AmQuak-u se potresno varnost konstrukcije kontrolira na nivoju pomikov, kot je to določeno z N2 metodo. Da je konstrukcija potresno varna, mora pomik, ki določa kapaciteto konstrukcije, biti večji kot ciljni pomik konstrukcije, ki izraža potresno zahtevo.

$$D_{\text{kapaciteta}} \geq D_{\text{ciljni}} \quad (5.5)$$

Program kontrolira potresno varnost za mejno stanje nosilnosti in mejno stanje uporabnosti.





- pri Sremb-u je idealizirana nosilnost konstrukcije določena na podlagi energijskega pogoja, medtem ko je pri AmQuake-u določena z maksimalno doseženo nosilnostjo;
- pri Sremb-u je efektivna elastična togost idealizirane krivulje enaka začetni elastični togosti pushover krivulje, medtem ko je idealizirana efektivna togost pri AmQuake-u določena na osnovi energijskega pogoja;
- Sremb potresno varnost določa na osnovi pogoja nosilnosti in pogoja duktilnosti, medtem ko AmQuake kot kriterij uporabi le kontrolo pomikov;
- Sremb ne določa strižne nosilnost zidu zaradi strižnega mehanizma s strižno trdnostjo zidu, kot to predpisuje krovni standard EC 6-1, ampak z natezno trdnostjo.

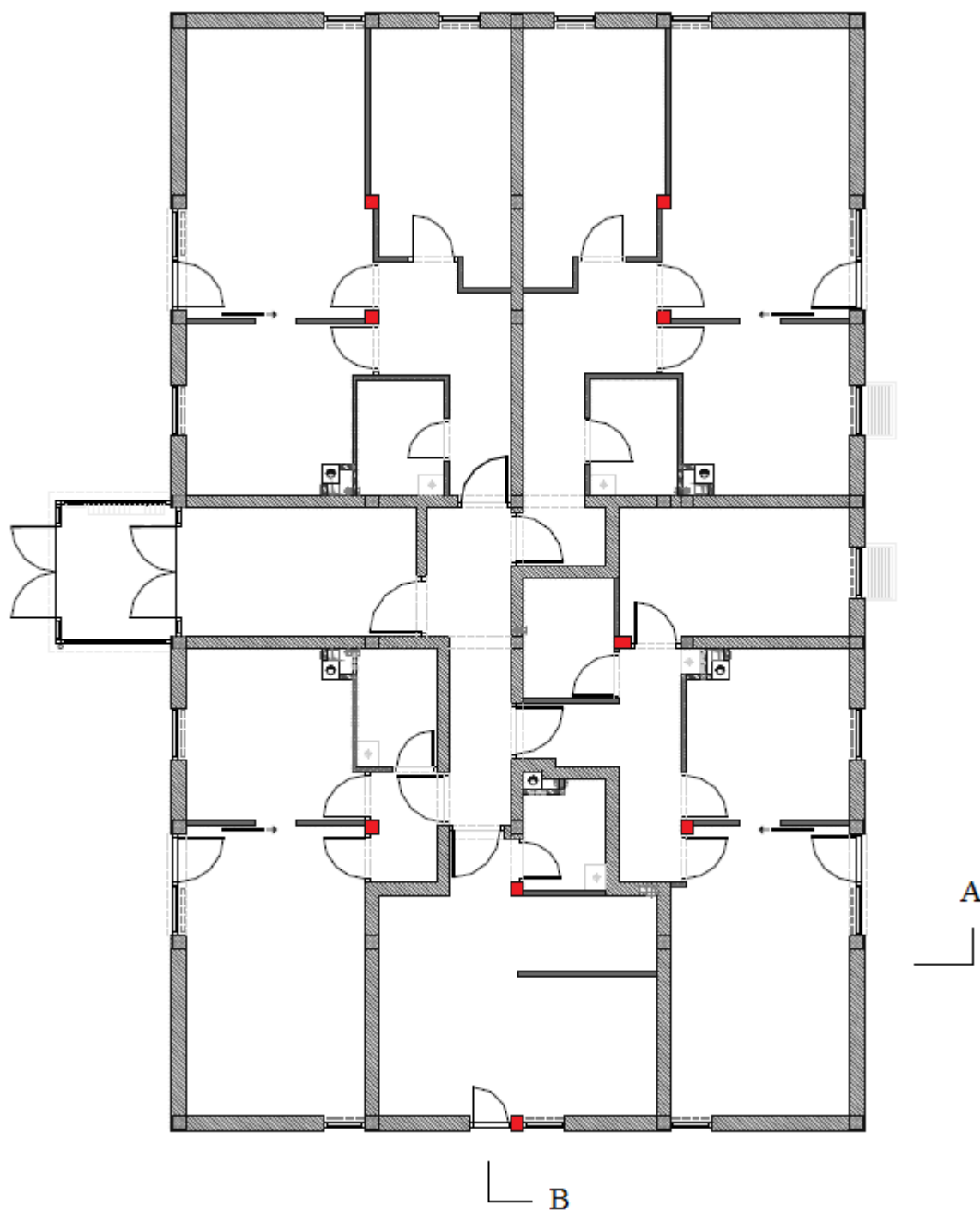
## 6 ANALIZA POTRESNE ODPORNOSTI ZIDANE STAVBE

V tem poglavju je prikazana in opisana zasnova konstrukcije stanovanjskega bloka, na osnovi katere so bile izvedene analize potresne odpornosti s programoma Sremb in AmQuake. Opisane so tudi materialne karakteristike zidovja, obtežba konstrukcije in osnove za izračun mas, ki so potrebne za račun projektnega koeficienta potresne odpornosti stavbe ( $SRC_u$ ). Na koncu pa so prikazani primeri modelov, ki so bili analizirani z omenjenima programoma. Primeri konstrukcije se med seboj razlikujejo glede števila etaž in glede na to, ali je zidovje nearmirano ali povezano.

### 6.1 Zasnova konstrukcije

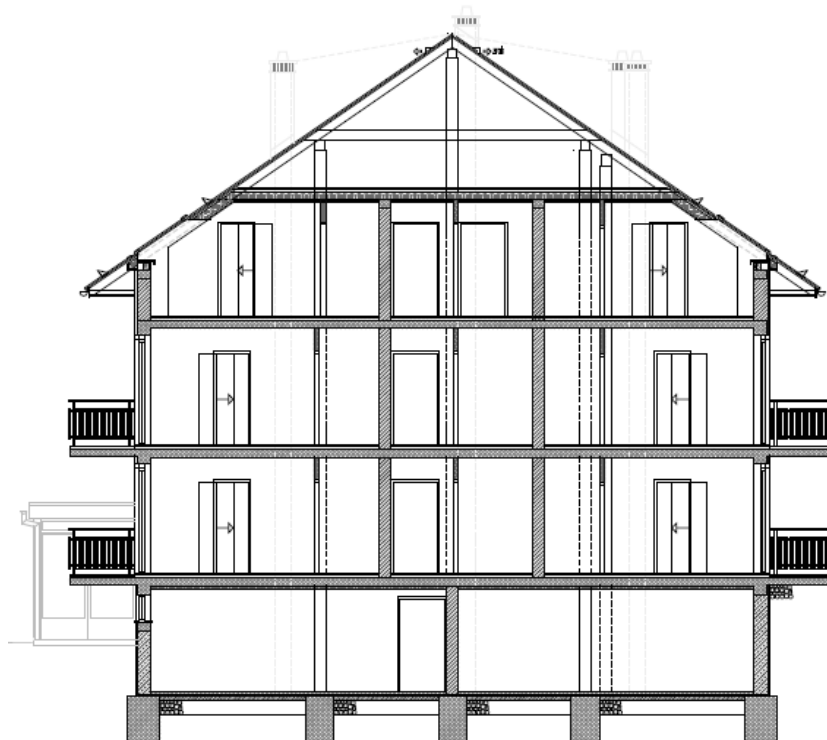
Objekt je manjši večstanovanjski blok tlorisnih dimenzij 13,60 x 21,80 m. Nosilni sistem predstavljajo opečnati zidovi ter armiranobetonske plošče. Približno na sredini največjih razponov ploščo podpirajo še armiranobetonski stebri dimenzij 25x 25cm, grajeni iz betona kvalitete C25/30, armirani z minimalno vzdolžno armaturo ter ustrezno strižno armaturo, glede na zahteve EC 8. Etažne višine znašajo 2,80 m, višina kolenčnega zidu mansarde pa 1,20 m. Osnovni objekt obsega pritličje in mansardo (P + M), v okviru analize pa so dodane še vmesne etaže (do P + 4 + M).

Geometrija stanovanjskega objekta je podana na naslednjih slikah (slika 21–slika 23).

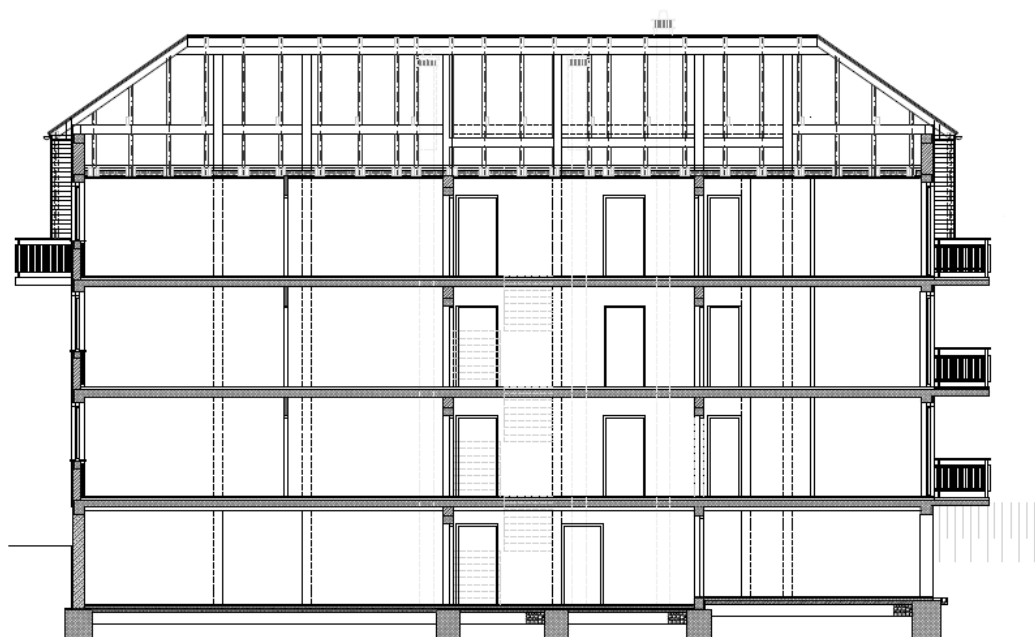


Slika 21: Tloris pritličja

Z rdečo barvo so označeni armirano betonski stebri, ki podpirajo ploščo na sredini največjih razponov.



Slika 22: Prečni prerez konstrukcije A-A



Slika 23: Vzdolžni prerez konstrukcije B-B

## 6.2 Material

Nosilna konstrukcija je zgrajena iz opečnatega zidovja, zunanje stene so debeline 30cm, notranje stene pa 25cm. Stropi so armirano betonski in nosilni v obeh smereh. V analizah so bile uporabljene naslednje specifične teže:

- Opečni blok (II skupina) 25 cm + 2 x 2,5 cm ometa  $\gamma = 9,25 \text{ kN/m}^3$ ;
- Opečni blok (II skupina) 30 cm + 2 x 2,5 cm ometa  $\gamma = 9,00 \text{ kN/m}^3$ ;
- specifična teža betona  $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$ .

Pri izvedbi analiz sta bila uporabljena dva tipa zidovja, katerih mehanske lastnosti so prikazane v preglednici 4. Pri tem MO označuje trdnostni razred zidaka, MM pa trdnostni razred malte. V razpredelnici so po vrsti podani materialni varnostni faktorji, karakteristična tlačna trdnost, karakteristična natezna trdnost, strižni modul in elastični modul zidovja. Za vse vrste zidov je bil uporabljen enak materialni varnostni faktor  $\gamma_M = 2$ .

Preglednica 4: Mehanske karakteristike zidov v odvisnosti od MO in MM za program Sremb (Lutman, 2006)

	$\gamma_M$	$f_k$ [MPa]	$f_t$ [MPa]	G [MPa]	E [MPa]
<b>MO 10, MM5</b>	2	3,66	0,219	325	3655
<b>MO 15, MM10</b>	2	5,98	0,359	531	5977

### 6.3 Obtežba

Pri vseh modelih konstrukcije so bili upoštevani naslednji vplivi obtežbe:

- lastna in stalna obtežba:

- streha  $g = 1,25 \text{ kN/m}^2$ ;
- strop nad pritličjem in nadstropji  $g = 9,20 \text{ kN/m}^2$ ;

- koristna obtežba:

- strop nad mansardo in nadstropji  $g = 2,00 \text{ kN/m}^2$ ;

- obtežbi snega in vetra sta bili zanemarjeni pri izvajanju analiz;

- potresna obtežba.

Za predvideno območje so bili privzeti naslednji parametri, ki definirajo potresno obtežbo (slika 9):

- $a_{gr} = 0,20 \text{ g}$ ;
- tip tal B – zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina debeline vsaj nekaj deset metrov (preglednica 3);
- objekt spada v II. kategorijo pomembnosti (preglednica 2) –  $\gamma_I = 1,00$ ;
- elastični spekter  $S_e(T)$  je v EC 8-1 opredeljen z naslednjimi enačbami:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g S \left[ 1 + \frac{T}{T_B} (2,5\eta - 1) \right] \quad (6.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = 2,5 a_g S \eta \quad (6.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = 2,5 a_g S \eta \left( \frac{T_C}{T} \right) \quad (6.3)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = 2,5 a_g S \eta \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right) \quad (6.4)$$

kjer so:

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

$a_g$  projektni pospešek tipa tal;

$\eta$  faktor za korekcijo vpliva dušenja z referenčno vrednostjo  $\eta = 1$  pri 5 % viskoznega dušenja.

#### 6.4 Račun mas

Mase so določene v skladu z EC 8-1 z naslednjo enačbo (6.5):

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (6.5)$$

kjer so:

$G_{k,j}$  stalni vpliv  $j$ ;

$Q_{k,i}$  spremenljivi vpliv  $i$ ;

$\psi_{E,i}$  koeficient za kombinacijo za sprejemljiv vpliv  $i$  in je določen z enačbo

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (6.6)$$

kjer sta:

$\varphi$  faktor za vrsto spremenljivega vpliva;

$\psi_{2,i}$  koeficient za kombinacijo kvazi-stalne vrednosti spremenljivega vpliva  $i$ .

Za določitev potresnega vpliva v skladu z EC 8-1 upoštevamo težnostne sile (mase) z upoštevanjem kombinacije lastne teže in 30 % koristne obtežbe za vrhno etažo (mansarda) in 15 % koristne obtežbe v ostalih etažah.

## 6.5 Analiza

Analiza potresne odpornosti je razdeljena na dva glavna sklopa, na nepovezano in povezano zidovje. Vsak izmed njiju pa je še dodatno razčlenjen glede števila etaž in izbora materialnih karakteristik zidovja.

Analizo sem izvedel, tako da sem spreminjal število etaž (od P + M do P + 4 + M), geometrijske lastnosti konstrukcije so med analizo ostale nespremenjene. Spreminjal sem tudi trdnostni razred zidaka (MO 10, 15) in malte (MM 5, 10). Za vsak primer sem na podlagi rezultatov analiz odčital doseženo nosilnost konstrukcije in izračunal koeficient potresne odpornosti *SRC* ter ga primerjal s koeficientom potresne obremenitve *BSC*.

Pri računu koeficienta potresne obremenitve *BSC* sem upošteval naslednje vrednosti faktorja obnašanja konstrukcije *q*:

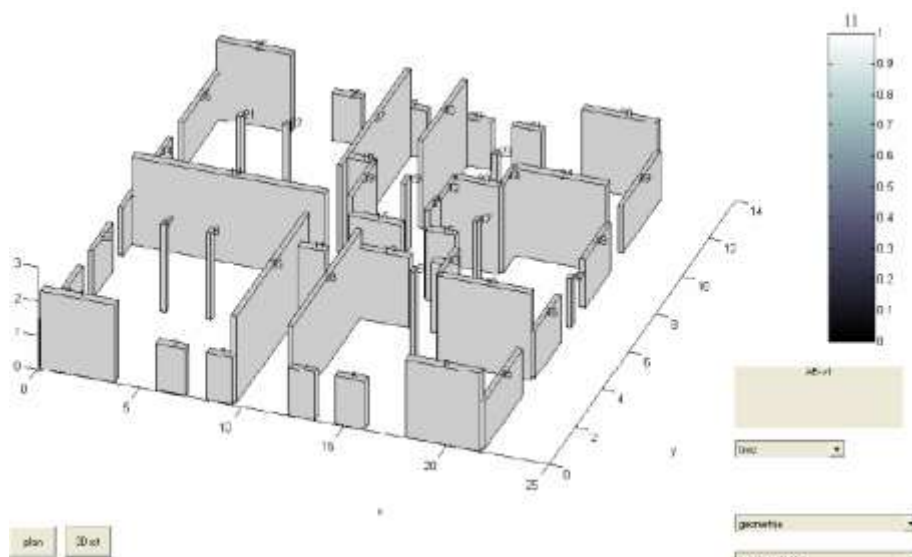
- nearmirano zidovje  $q = 1,50$ ;
- povezano zidovje  $q = 2,00$ ;



### 6.5.1 Analiza s programom Sremb

ZAG je ponaročilu podjetji Wienerberger Opekarna Ormož d.d. in Goriške opekarne d.d. s programom Sremb izvedel parametrično študijo glede projektnih parametrov za zidane konstrukcije. Iz poročila sem povzel rezultate, ki služijo za nadaljnjo primerjavo z rezultati dobljenimi s programom AmQuake.

Parametrična analiza je bila izvedena, tako da je bil sprva sestavljen računski model kritične pritlične etaže, ki je prikazana na sliki 24. Obtežba plošč se porazdeli na stropne po strešnem pravilu. Z izvedbo analize sta bili dobljeni etažni ovojnici za dve tlorisni smeri. Ovojnice program idealizira in tako določi potresno odpornost etaže. Vsi koraki in računski postopki so opisani v poglavju 5.1.



Slika 24: Računski model kritične pritlične etaže (Gostič, 2006)

Rezultati analiz so zbrani v naslednjih preglednicah (preglednica 5 in preglednica 6), del rezultatov pa je predstavljen tudi na grafih (grafikon 1 in grafikon 2).

Preglednica 5: Projektni koeficienti potresne odpornosti SRC izračunan s programom Sremb

Zidovje	$\gamma_M$	Smer x: $SRC_{d-x}$					Smer y: $SRC_{d-y}$				
		P	P+1	P+2	P+3	P+4	P	P+1	P+2	P+3	P+4
<b>Nearmirano zidovje</b>											
<b>MO10 MM5</b>	2,0	0,421	0,307	0,247	0,209	-	0,312	0,235	0,191	0,162	-
<b>MO15 MM10</b>		0,496	0,335	0,326	0,237	0,203	0,330	0,302	0,238	0,215	0,190
<b>Povezano zidovje</b>											
<b>MO10 MM5</b>	2,0	0,448	0,323	0,258	0,219	-	0,334	0,248	0,201	0,172	-
<b>MO15 MM10</b>		0,539	0,414	0,338	0,289	0,254	0,382	0,320	0,263	0,225	0,198

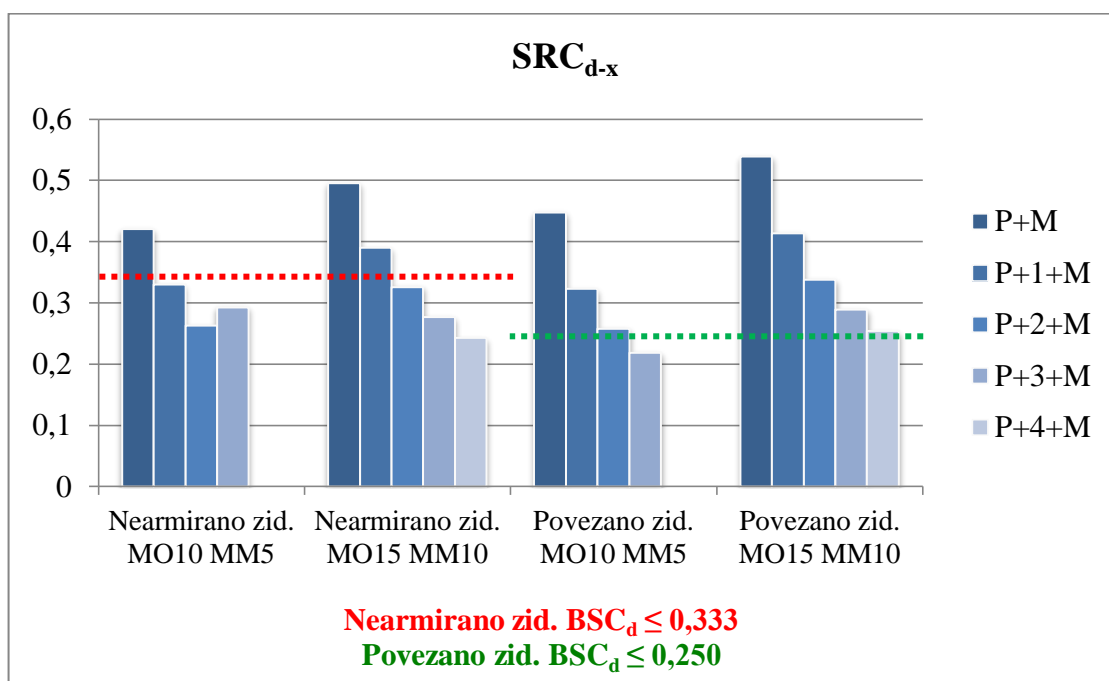
Preglednica 6: Izračunano dopustno število etaž stavbe s programom Sremb

Zidovje		Smer	MO10 MM5	MO15 MM10
$\gamma_M$			2,0	2,0
$a_g S \leq 0,2g$	<b>Nearmirano zidovje <math>BSC_d \leq 0,333</math></b>	X smer	P	P+1
		Y smer	-	-
	<b>Povezano zidovje <math>BSC_d \leq 0,250</math></b>	X smer	P+2	P+4
		Y smer	P	P+2

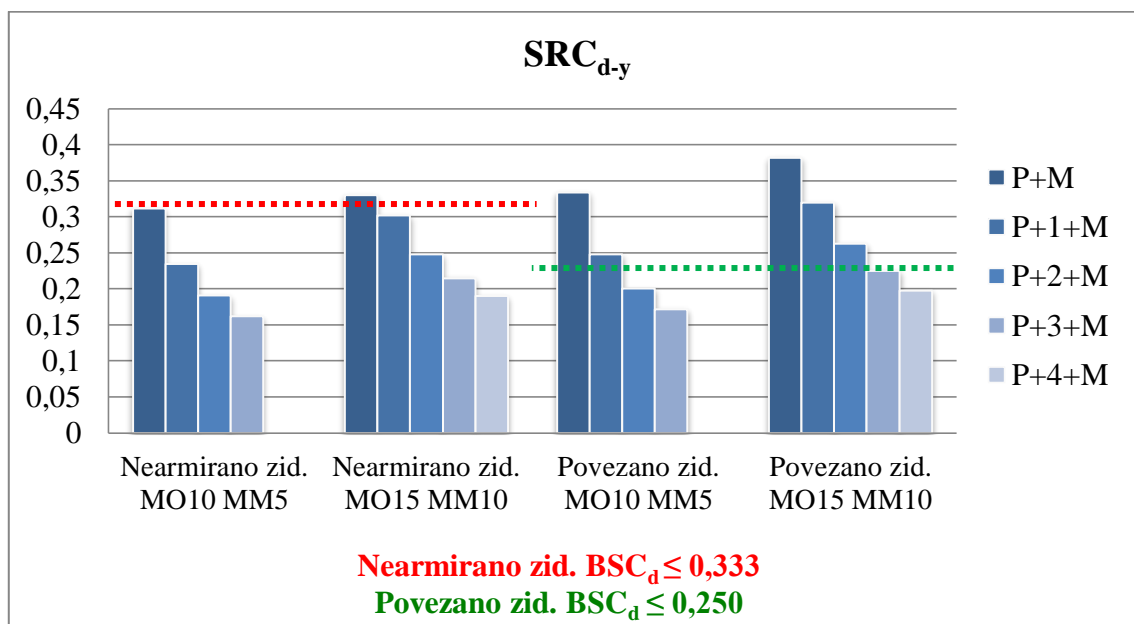
Iz dobljenih rezultatov analiz je razvidno in še bolj nazorno prikazano na grafu (grafikon 1), da objekt pri nearmiranem načinu gradnje zadovolji kriterije potresne odpornosti v x smeri le za pritličje (MO10 MM5) in nadstropje (MO15 MM10). V smeri y v nobenem primeru ne doseže zahtevane vrednosti 0,333. Ker je za določitev potresne odpornosti konstrukcije potrebno upoštevati minimalno izmed dobljenih odpornosti v x in y smeri sledi, da nearmirano zidovje ne nudi zadostne potresne odpornosti. Pri graditvi s povezanim zidovjem je iz grafa (grafikon 1) razvidno še, da objekt v x smeri za zidovje MO10 in MM5 ne dosega kriterijev potresne odpornosti le v dveh primerih, in sicer pri modelu P + 3 + M in P + 4 + M, medtem ko zidovje MO15 in MM10 nudi zadostno odpornost v vseh obravnavanih modelih stavbe. Z upoštevanjem kriterijev potresne odpornosti v y smeri (grafikon 2), je za materialno kombinacijo zidovja MO10 MM5 dopustna pritlična zasnova stavbe, za kombinacijo MO15 MM10 pa pritličje z dvema nadstropjema. Z upoštevanjem minimalne vrednosti izmed dobljenih odpornosti v x

in  $y$  smeri sledi, da povezano zidovje nudi zadostno potresno odpornost za konstrukcijo s pritličjem (MO10 MM5) in za konstrukcijo s pritličjem in dvema nadstropjema (MO15 MM10).

Iz preglednice 6 in grafikonov 1 ter 2 je še razvidno, da je potresna odpornost objekta v  $x$  smeri večja kot v  $y$  smeri. Razlog za to je v večjem deležu notranjih sten v  $x$  smeri.



Grafikon 1: Projektni koeficienti potresne odpornosti SRC in dopustno število etaž stavbe v  $x$  smeri s izračunanih programom Sremb



Grafikon 2: Projektni koeficienti potresne odpornosti SRC in dopustno število etaž stavbe v y smeri s izračunanih programom Sremb

### 6.5.2 Analiza s programom AmQuake

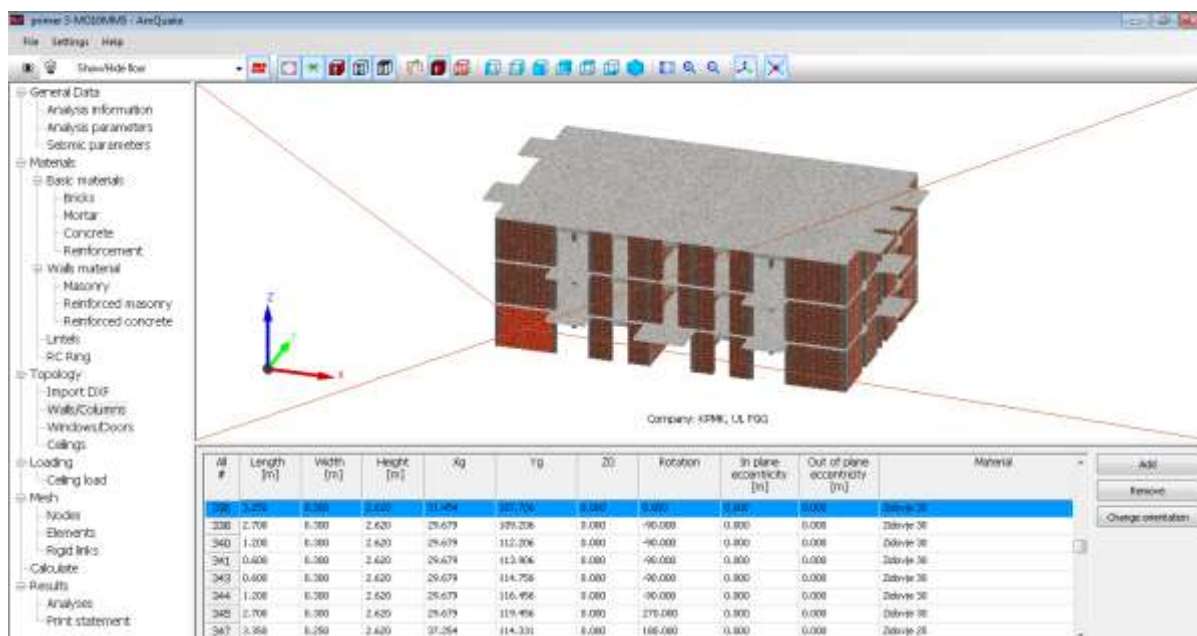
V programu so najprej definirani nekateri parametri analize, in sicer država kjer se nahaja objekt, kategorija pomembnosti stavbe in  $\gamma_M$ . Ostale parametre pa program poda sam glede na standard posamezne države. Definirati je bilo treba tudi potresne parametre, tip tal in referenčni pospešek tal, medtem ko ostale potresne parametre program sam povzame po EC 8-1.

Nato je bilo potrebno podati oz. izbrati ustrezen material (opeka, beton, armatura, malta) glede na karakteristike objekta (preglednica 7). Določil sem potrebno geometrijo osnovnih elementov modela. Zidovju, armiranemu betonu, prekladam in vencu je bilo potrebno podati dimenzije in ustrezen material.

Preglednica 7: karakteristike zidov v odvisnosti od MO in MM za program AmQuake

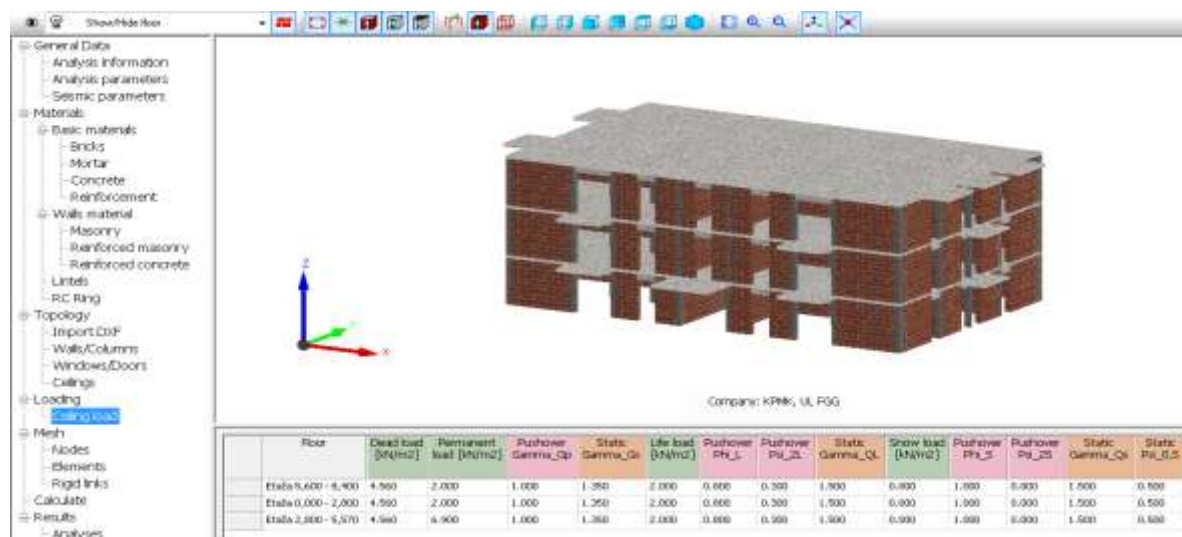
	$\gamma_M$	$f_k$ [MPa]	$f_{v0}$ [MPa]	G [MPa]	E [MPa]
<b>MO 10, MM5</b>	2,0	4,00	0,20	1600	4000
<b>MO 15, MM10</b>	2,0	6,19	0,30	2476,8	6192

V AutoCadu sem generiral DXF datoteko s potrebnimi informacijami o zidovih, odprtinah in stropih ter jo prenesel v AmQuake. Program je te informacije samodejno preoblikoval v model konstrukcije. Za vsak sklop (zidovi, okna/vrata, stropi) sem moral podati višine in material, iz katerega so grajeni (slika 25). Preden sem lahko generiral mrežo, sem moral podati še obremenitve stropov (lastna, stalna in koristna obtežba).



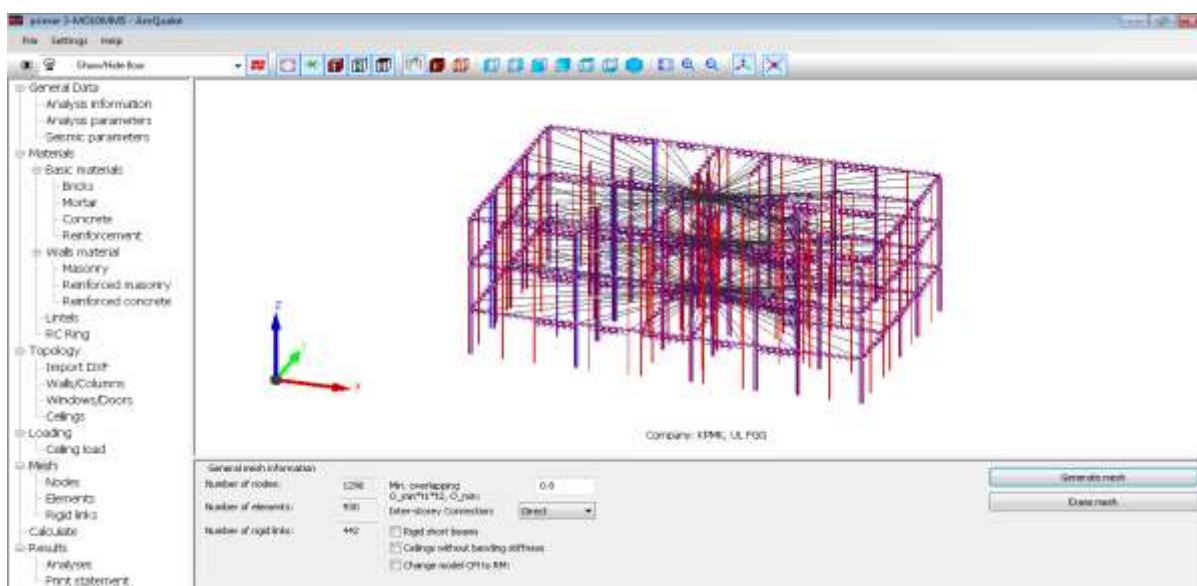
Slika 25: Primer 3D modela konstrukcije s karakteristikami MO10 MM5 za povezano zidovje

Ker program trenutno ne omogoča konstruiranja strešne konstrukcije, sem streho, strop nad mansardo in zidove mansarde moral preoblikovati v dodatno obtežbo konstrukcije in jo dodati kot stalno obtežbo stropu vrhnje etaže (slika 26).



Slika 26: Primer podajanja obtežbe na stropno konstrukcijo zadnje etaže

Sledilo je generiranje mreže modela (slika 27) in analiza. Pri analizi sem upošteval tako enakomerno kot modalno razporeditev obtežbe. AmQuake je na podlagi vnesenih podatkov oblikoval pushover krivuljo in izpisal rezultate potresne analize. Podrobnejši postopek modeliranja konstrukcije v programu AmQuake je opisan v poglavju 5.2.



Slika 27: Generiranje mreže obravnavanega modela konstrukcije

Ker je s programom AmQuake možno preveriti tudi statično analizo konstrukcije, sem to pri vseh mojih modelih tudi izvedel kot predpogoj seizmične analize. V vseh primerih je bilo statični analizi zadoščeno, kar pomeni, da ima konstrukcija zadostno statično nosilnost.

Z začetnim modeliranjem parapetov so se pokazale težave, saj so parapeti vplivali na lokalno porušitev. Zaenkrat AmQuake ne omogoča pravičnega modeliranja parapetov, ker le-ti ne prejmejo vertikalne obtežbe. Potrebno bi bilo tudi zagotoviti ustrezno natezno trdnost parapeta, vendar je to šele v postopku raziskav s strani Cervenka Consulting. Zaradi tega smo se odločili, da smo okenske odprtine modelirali brez parapetov. Zaradi boljše primerjave z rezultati dobljenimi s programom Sremb, sem obtežbo parapetov dodal k stalni obtežbi stropa vrhnje etaže.

Zaradi lažje primerjave rezultatov med obema programoma, sem moral izračunati koeficiente potresne odpornosti *SRC* za dobljene rezultate analiz s programom AmQuake. Potresno odpornost sem dobil iz razmerja med doseženo nosilnostjo in težo objekta. Ker v programu AmQuake trenutno ni možno razbrati teže obravnavanega objekta, sem s pomočjo enačbe za račun *mas* (enačba 6.5), katero sem pomnožil z težnostnim pospeškom, dobil celotno težo objekta. Celotno težo objekta pa sem moral zmanjšati za težo polovice višine pritlične etaže in dobljeno težo upoštevati pri računu *SRC*-jev.

Rezultati analiz so zbrani v naslednjih preglednicah (preglednica 8 in preglednica 9), del rezultatov pa je predstavljen tudi na grafih (grafikon 3 in grafikon 4).

Preglednica 8: Projektni koeficienti potresne odpornosti SRC izračunani s programom AmQuake

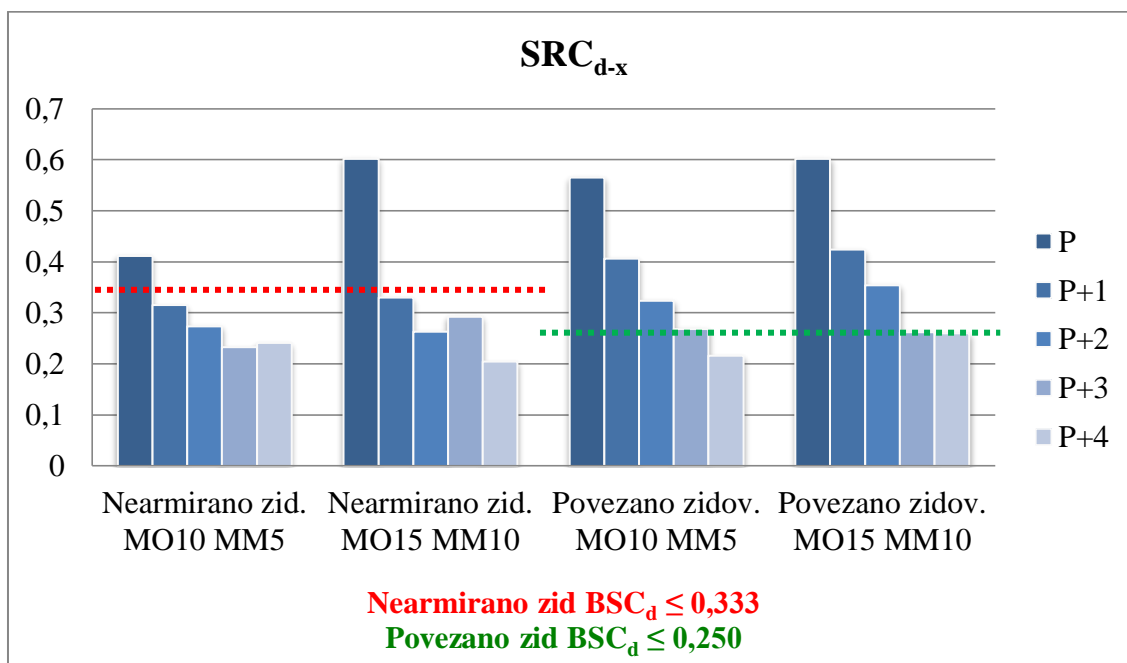
Zidovje	$\gamma_m$	Smer x: SRC <sub>d-x</sub>					Smer y: SRC <sub>d-y</sub>				
		P	P+1	P+2	P+3	P+4	P	P+1	P+2	P+3	P+4
<b>Nearmirano zidovje</b>											
<b>MO10 MM5</b>	2,0	0,412	0,316	0,271	0,243	0,241	0,350	0,275	0,232	0,231	0,204
<b>MO15 MM10</b>		0,602	0,360	0,263	0,252	0,209	0,544	0,317	0,245	0,233	0,195
<b>Povezano zidovje</b>											
<b>MO10 MM5</b>	2,0	0,565	0,406	0,324	0,267	0,212	0,522	0,377	0,306	0,268	0,249
<b>MO15 MM10</b>		0,601	0,423	0,354	0,262	0,261	0,544	0,365	0,285	0,257	0,243

Preglednica 9: Izračunano dopustno število etaž stavbe s programom AmQuake

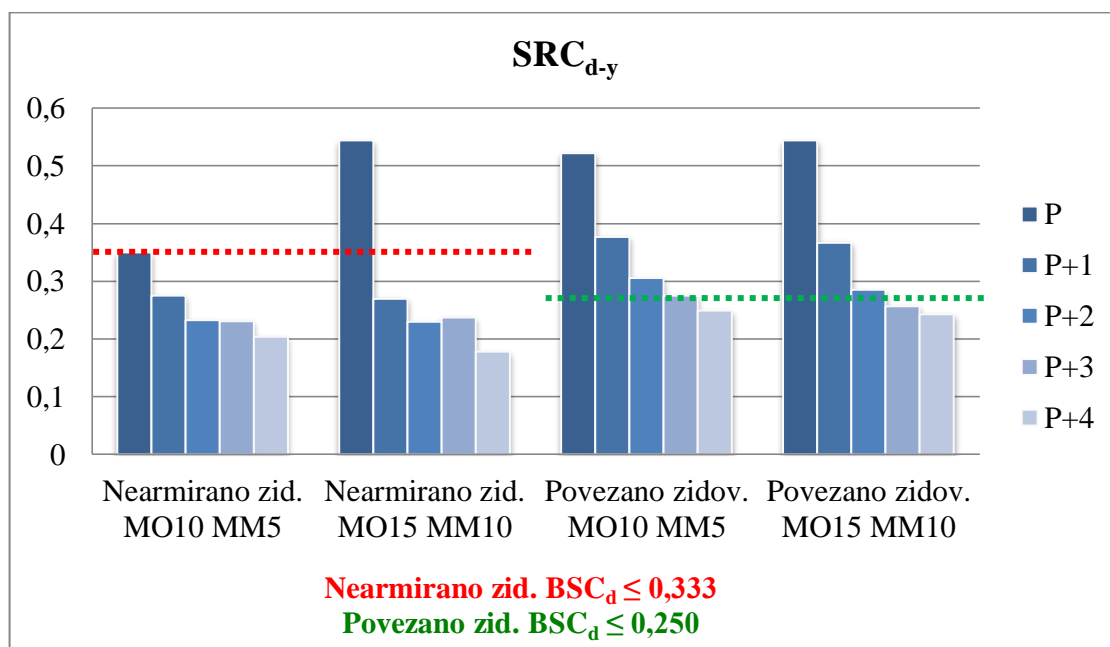
Zidovje		Smer	MO10 MM5	MO15 MM10
$\gamma_M$			2,0	2,0
$a_g S \leq 0,2g$	<b>Nearmirano zidovje BSC<sub>d</sub> ≤ 0,333</b>	X smer	P	P+1
		Y smer	P	P
	<b>Povezano zidovje BSC<sub>d</sub> ≤ 0,250</b>	X smer	P+3	P+4
		Y smer	P+3	P+3

Iz dobljenih rezultatov je razvidno in na grafih nazorno prikazano (grafikon 3 in grafikon 4), da objekt pri nearmiranem načinu gradnje zadovolji potresne kriterije v x in y smeri le za pritličje (MO10 MM5 in MO15 MM10) oz. za pritličje z enim nadstropjem v x smeri za MO15 MM10. Pri graditvi s povezanim zidovjem pa iz grafov (grafikon 3 in grafikon 4), z upoštevanjem minimalne dobljene potresne odpornosti v x in y smeri sledi, da povezano zidovje ne nudi zadostne potresne odpornosti le za model s pritličjem in štirimi nadstropji (P + 4 + M). V vseh ostalih primerih pa doseže zahtevano vrednost 0,250.





Grafikon 3: Projektni koeficienti potresne odpornosti SRC in dopustno število etaž stavbe v x smeri izračunan s programom AmQuake



Grafikon 4: Projektni koeficienti potresne odpornosti SRC in dopustno število etaž stavbe v y smeri izračunan s programom AmQuake

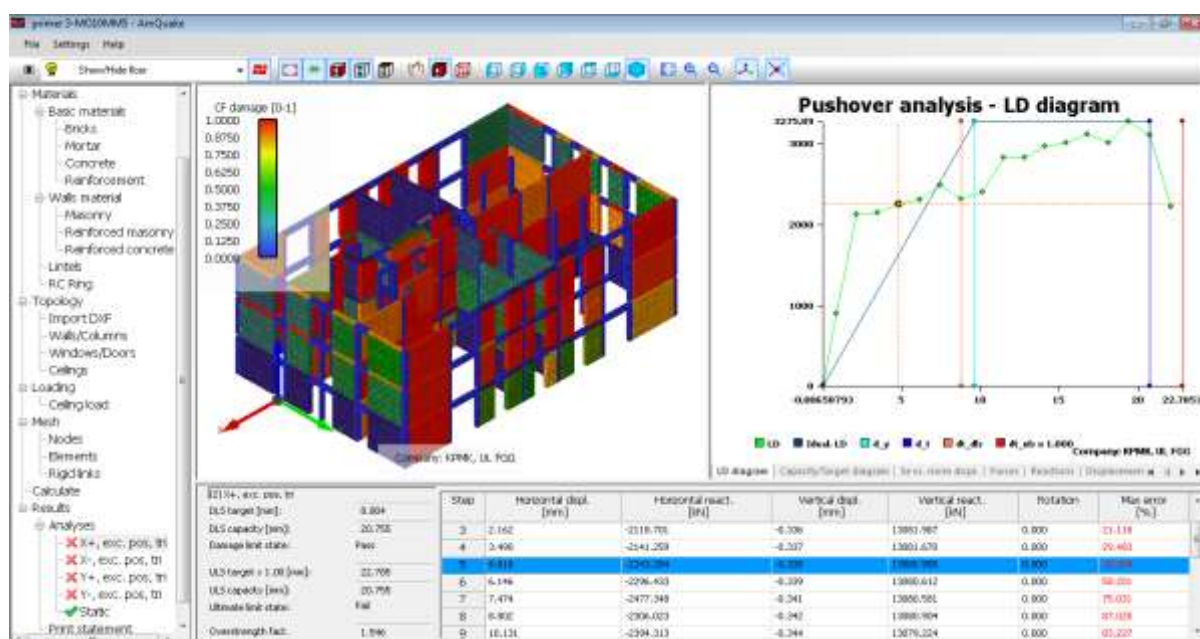
Obsežnejši izpis rezultatov je podan v preglednici 10, kjer so podane dosežene nosilnosti, pomik na meji elastičnosti in na meji porušitve ter togosti in duktilnosti konstrukcij. Togost izračunamo kot razmerje med maksimalno doseženo nosilnost in horizontalnim pomikom na meji elastičnosti. Poleg tega je za vsako analizo izračunana tudi duktilnost konstrukcije, katera je določena kot razmerje med maksimalnim pomikom na meji porušitve in horizontalnim pomikom na meji elastičnosti.

Iz primerov je razvidno, da je dosežena nosilnost nearmirane konstrukcije za 8–10 % v smeri  $x$  večja kot v smeri  $y$ , ter da je nosilnost povezanega zidovja za 9–11 % v smeri  $x$  večja kot v smeri  $y$ . Razlog za to je večji delež nosilnih zidov v smeri  $x$ . V enakem razmerju se za oba načina gradnje (povezano in nearmirano zidovje) spreminja togost konstrukcije na delovanje potresne obtežbe v  $x$  smeri. V nasprotju s tem pa so dosežne duktilnosti za obe smeri obremenjevanja primerljive. Opazi pa se, da bolj povezano zidovje in boljše mehanske lastnosti zidovja ustrezajo manjši duktilnosti konstrukcije.

Preglednica 10: Dosežene nosilnosti, pomika na meji elastičnosti in porušitve, togost in duktilnost konstrukcije s programom AmQuake

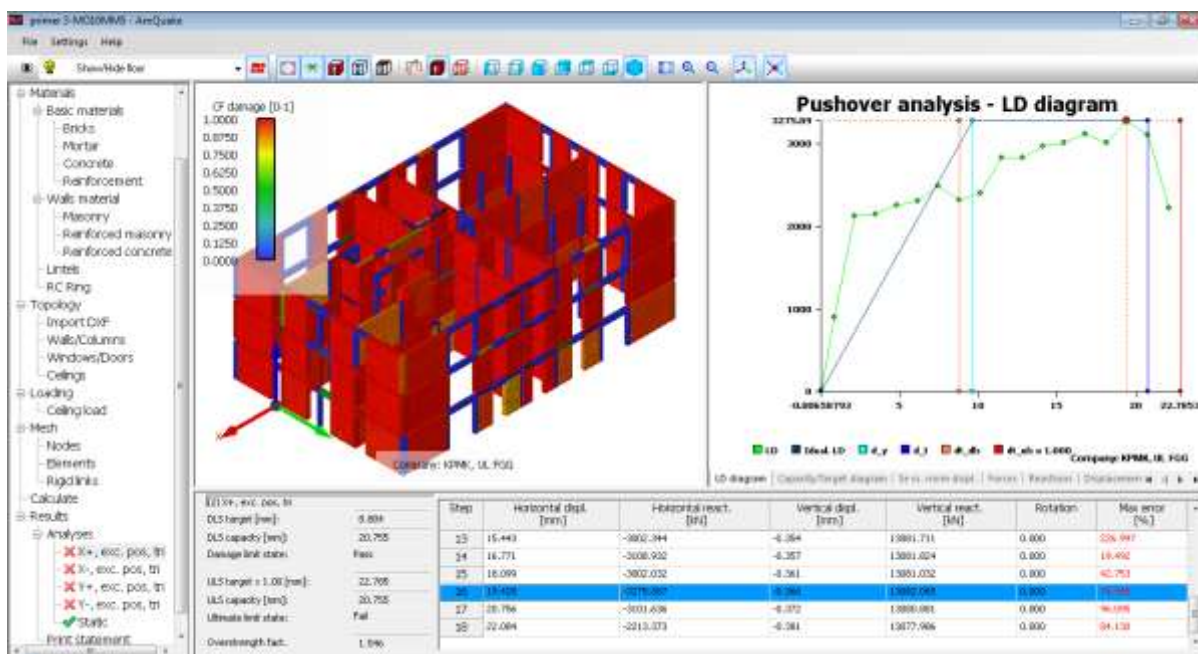
Smer	Dosežena nos. konstr. [kN]		Pomik na meji elastičn. [cm]		Pomik na meji porušitve [cm]		Togost konst. [kN/cm]		Duktilnost konstrukcije		
	MO10 MM5	MO15 MM10	MO10 MM5	MO15 MM10	MO10 MM5	MO10 MM5	MO10 MM5	MO15 MM10	MO10 MM5	MO15 MM10	
<b>Nearmirano zidovje</b>											
<b>P</b>	x	1365,6	1965,8	1,20	2,65	8,68	7,28	1121,3	741,8	7,23	2,75
	y	1142,4	1777,5	1,48	3,08	10,08	10,08	771,9	577,1	6,81	3,27
<b>P+1</b>	x	1949,4	2010,6	2,34	2,75	11,75	11,75	829,5	738,4	2,95	4,27
	y	1667,0	1662,4	3,12	1,90	8,97	11,76	547,4	874,9	2,89	6,19
<b>P+2</b>	x	2478,4	2378,3	4,70	2,93	13,41	17,62	522,3	806,2	2,85	5,97
	y	2107,7	2081,5	4,65	4,40	13,42	17,63	453,3	473,3	2,85	4,01
<b>P+3</b>	x	2776,6	3497,8	6,15	6,63	12,37	17,88	451,8	526,0	2,01	2,69
	y	2756,2	2832,6	6,72	6,80	12,30	17,91	411,4	416,6	1,84	2,63
<b>P+4</b>	x	3578,5	3036,6	9,95	6,45	15,54	22,47	352,6	472,3	1,56	3,48
	y	3022,0	2634,7	8,45	7,60	15,34	22,38	357,6	346,7	1,83	2,95
<b>Povezano zidovje</b>											
<b>P</b>	x	1846,5	1935,8	3,40	2,75	10,08	7,28	543,08	714,8	2,96	2,65
	y	1766,7	1777,5	3,85	3,08	10,07	10,08	443,30	677,1	2,62	3,27
<b>P+1</b>	x	2505,8	2615,4	6,02	4,05	14,56	11,76	417,64	645,8	2,43	2,90
	y	2320,4	2263,6	6,74	4,93	14,56	14,56	343,76	467,9	2,23	2,97
<b>P+2</b>	x	2913,2	3208,1	8,95	6,85	21,75	21,83	327,73	468,3	2,24	3,19
	y	2768,3	2564,4	10,40	6,40	21,83	17,64	266,19	403,8	2,10	2,76
<b>P+3</b>	x	3218,1	3134,8	16,90	10,75	23,54	23,54	190,42	291,6	1,37	2,19
	y	3282,6	2716,6	13,84	11,00	29,13	23,53	237,87	277,0	2,11	2,14
<b>P+4</b>	x	3202,4	3858,3	13,70	13,03	29,43	29,43	223,75	255,7	2,15	2,26
	y	2896,6	3610,3	17,95	13,80	36,42	29,41	21,48	211,6	2,02	2,13

Med izvajanjem potresnih analiz na modelih konstrukcije se je izkazalo, da poškodovanost konstrukcije narašča z naraščanjem etaž. Glede na modeliranje konstrukcije se je, odvisno od smeri delovanja potresne obtežbe, zgradba tudi različno obnašala.



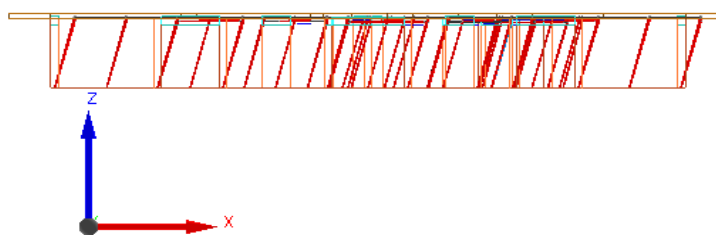
Slika 28: Rezultati analize potresne odpornosti obravnavanega modela

Iz slike 28, ki predstavlja model P + 2 + M, je razvidno, da se v procesu deformiranja pričnejo rušiti tako zunanji kot notranji elementi konstrukcije. Rdeča barva pomeni, da prevladuje strižni mehanizem porušitve zidov v smeri obremenjevanja konstrukcije. Ko je nosilnost konstrukcije dosežena, je velika večina elementov porušena, kot je razvidno iz naslednje slike (slika 29).

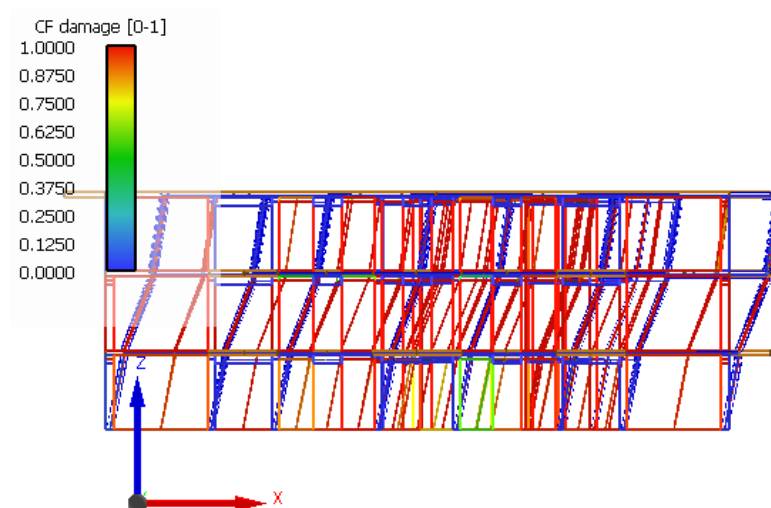


Slika 29: Primer poškodovanosti konstrukcije ob doseženi nosilnosti

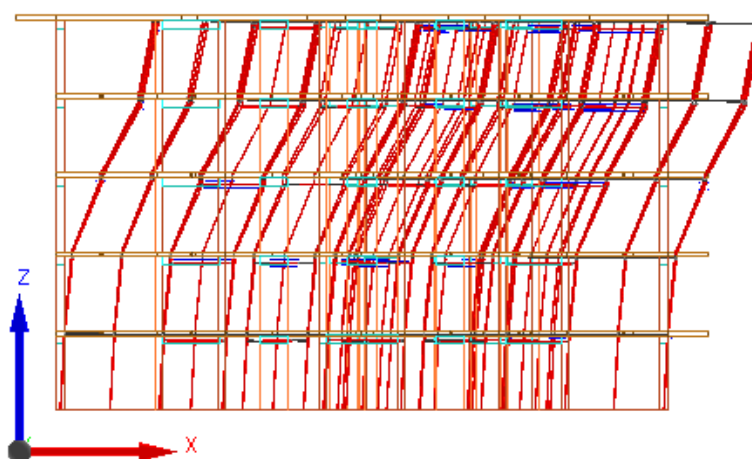
Iz primerov konstrukcije, kateri so prikazani na naslednjih slikah (slike 30–32), je razvidno, da z naraščanjem števila etaž narašča tudi poškodovanost konstrukcijskih elementov.



Slika 30: Poškodovanost konstrukcijskih elementov v smeri x za model P + M



Slika 31: Poškodovanost konstrukcijskih elementov v smeri x za model P + 2 + M



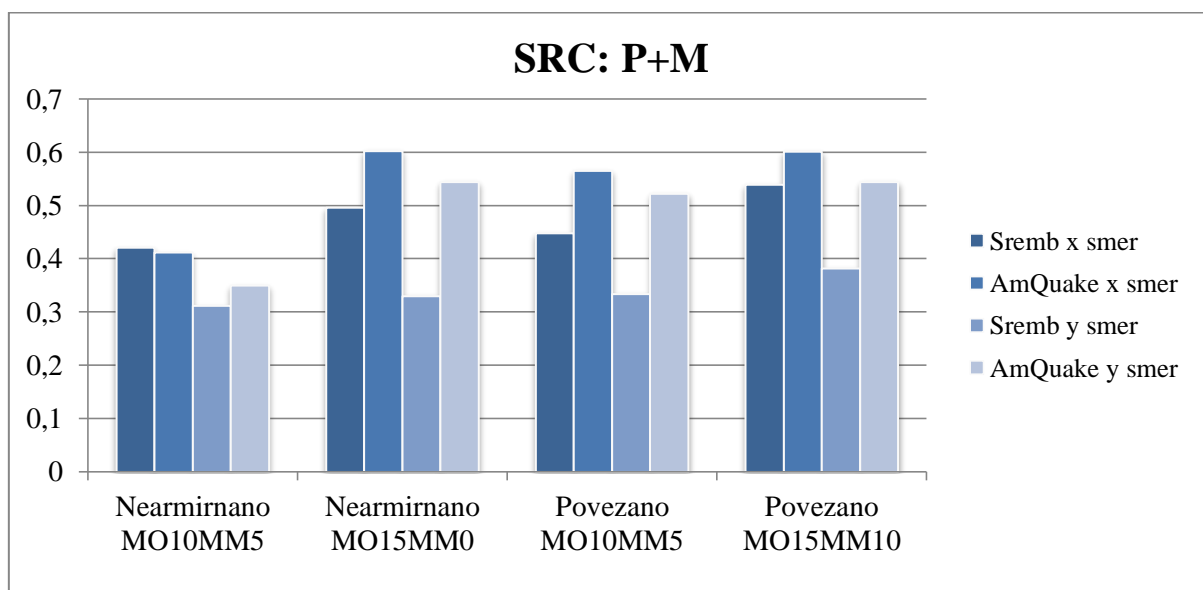
Slika 32: Poškodovanost konstrukcijskih elementov v smeri x za model P + 4 + M

Pri vseh modelih obravnavane konstrukcije se pojavljajo zgoraj navedene posebnosti.

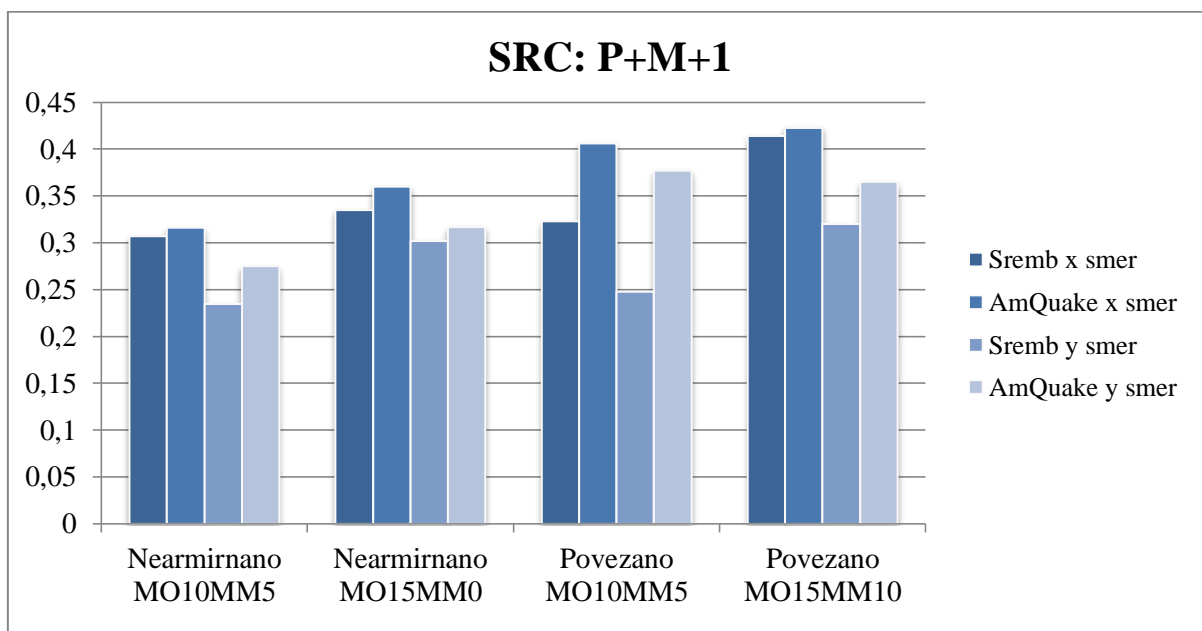
## 7 ZAKLJUČKI

Po številnih analizah je bilo pričakovati, da bodo rezultati obeh uporabljenih programov (Sremb-a in AmQuake-a) med seboj različni, saj programa temeljita na različnih predpostavkah. Poleg tega, da Sremb temelji na etažnem porušnem mehanizmu, AmQuake pa upošteva globalno obnašanje konstrukcije, Sremb tudi omejuje duktilnost zidov ter strižno nosilnost zaradi strižnega mehanizma pa določa na podlagi referenčne natezne trdnosti, za razliko od AmQuake-a, ki jo določa na podlagi strižne trdnosti zidu.

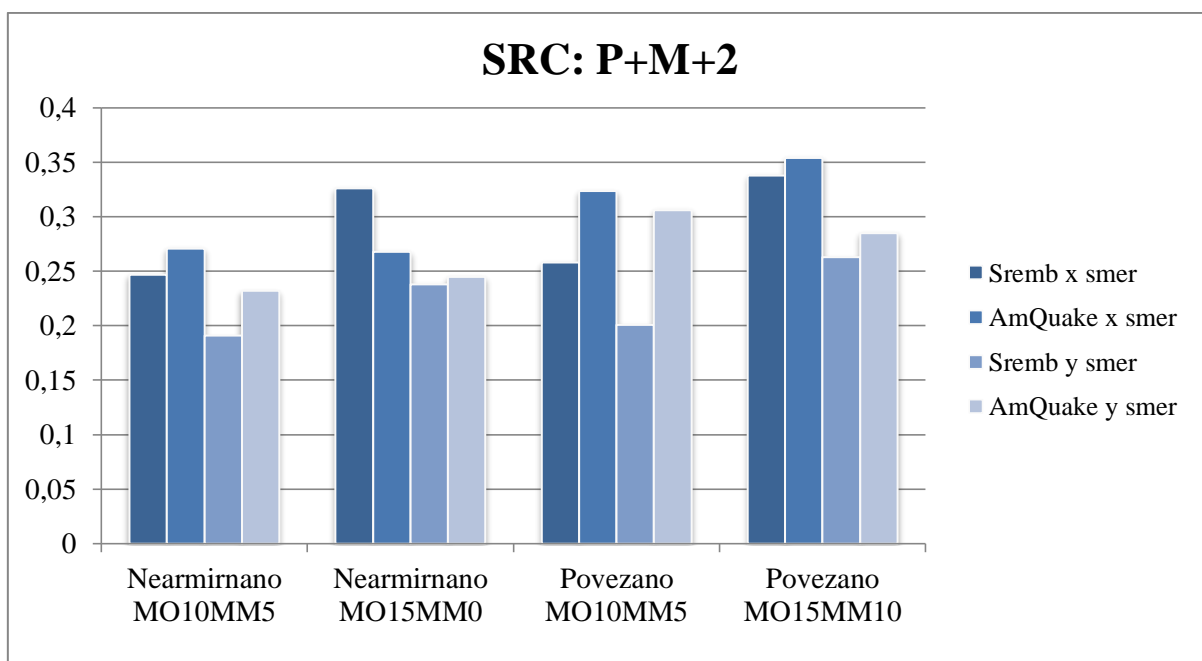
Iz rezultatov analiz je bilo ugotovljeno, da je potresna odpornost objekta v  $x$  smeri večja kot v  $y$  smeri. Razlog je predvsem v večjem deležu nosilnih zidov v  $x$  smeri. Med obema programoma je prišlo do odstopanj v vrednostih koeficienta potresne odpornosti. Poleg zgoraj omejenih vzrokov je razlog za to najverjetneje tudi dejstvo, da s programom AmQuake nisem mogel modelirati parapetnih zidov. V nadaljevanju bodo na grafikoni (grafikoni 5– 9) predstavljeni odstopanja v vrednostih koeficienta potresne odpornosti, dobljena z obema računalniškima programoma.



Grafikon 5: Razlike v SRC-jih, dobljene s programoma Sremb in AmQuake za model P + M v  $x$  in  $y$  smer

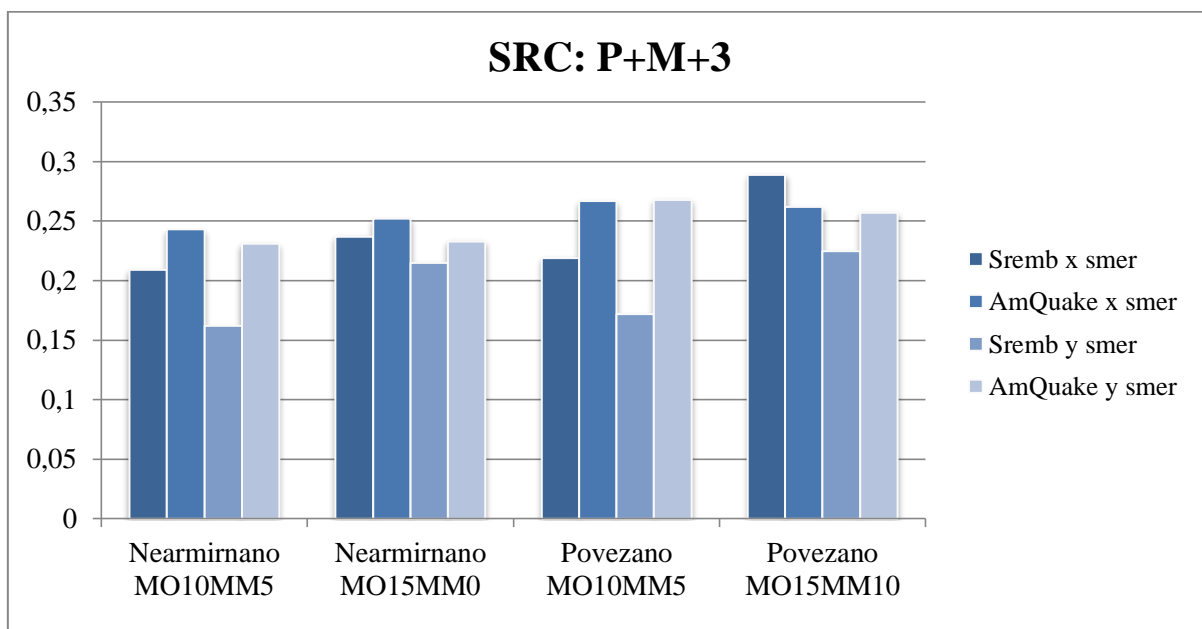


Grafikon 6: Razlike v SRC-jih, dobljene s programoma Sremb in AmQuake za model P + M + 1 v x in y smer

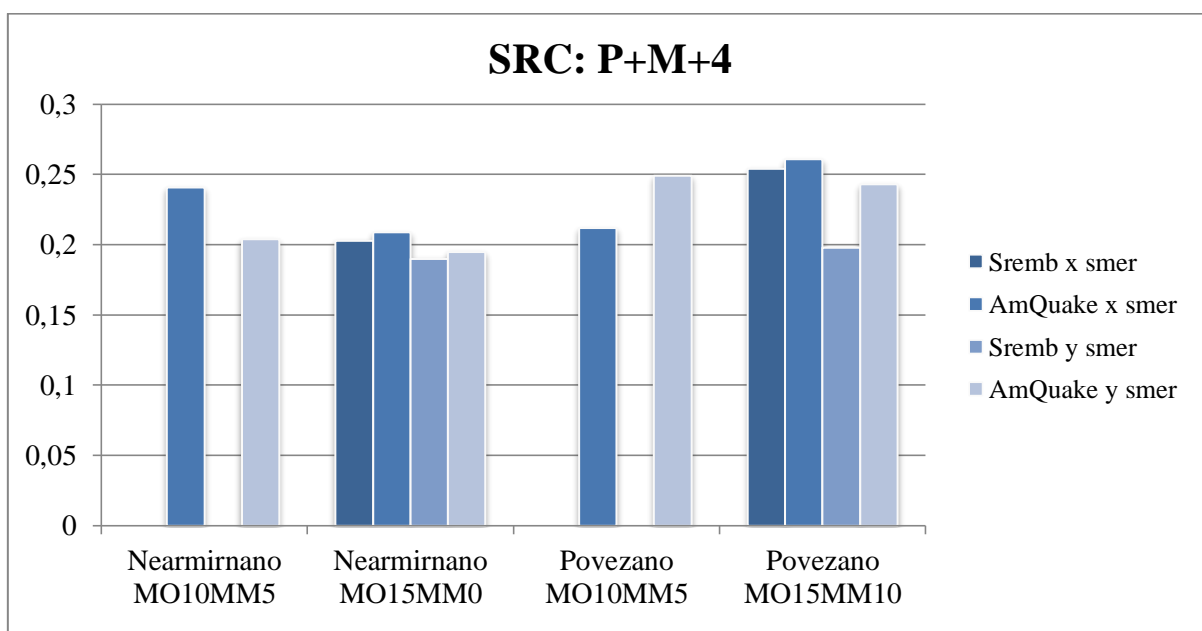


Grafikon 7: Razlike v SRC-jih, dobljene s programoma Sremb in AmQuake za model P + M + 2 v x in y smer





Grafikon 8: Razlike v SRC-jih, dobljene s programoma Sremb in AmQuake za model P + M + 3 v x in y smer



Grafikon 9: Razlike v SRC-jih, dobljene s programoma Sremb in AmQuake za model P + M + 4 v x in y smer

Koeficient potresne odpornosti konstrukcije je pri rezultatih iz Sremb-a v največ primerih za 10–15 % nižji v primerjavi z vrednostmi iz programa AmQuake, kar je razvidno tudi iz zgornjih grafikonov (grafikoni 5–9). Potrebno je omeniti, da pri modelu P + M + 4 in materialnimi karakteristikami MO10 MM5 program Sremb ni podal vrednosti za koeficient potresne odpornosti, ker pri stavbi s štirimi etažami osne napetosti zaradi navpične obtežbe v nekaterih elementih presegajo projektne tlačne trdnosti zidovja.

Večja razlika med programoma pa se pokaže pri določanju največjega števila etaž pri stavbi. Ker Sremb uporablja etažni mehanizem, je model konstrukcije bolj tog. Zaradi večanja števila etaž se namreč večajo vertikalne obremenitve v zidovih pri nespremenjeni geometriji kritične etaže, kar pomeni, da se konstrukcija obnaša bolj togo. V nasprotju s tem se pri programu AmQuake, ki uporablja globalni mehanizem odziva, togost konstrukcije manjša zaradi večanja števila etaž. Omenjene razlike v določanju dopustnega števila etaž z obema programoma so prikazane v preglednici 11.

Preglednica 11: Dopustno število etaž stavbe, določeno s programoma Sremb in AmQuake

Zidovje		Smer	MO10 MM5		MO15 MM10	
$\gamma_M$			2,0		2,0	
Program			Sremb	AmQuake	Sremb	AmQuake
$a_g S \leq 0,2g$	Nearmirano zidovje $BSC_d \leq 0,333$	x smer	P	P	P+1	P+1
		y smer	-	P	-	P
	Povezano zidovje $BSC_d \leq 0,250$	x smer	P+2	P+3	P+4	P+4
		y smer	P	P+3	P+2	P+3

Glede zahtev EC 8-1 za dopustno število etaž nad nivojem terena in najmanjšo površino strižnih sten za enostavne zidane stavbe sem, glede na rezultate analiz in dopustnega števila etaž iz preglednice 10 in dopustne vrednosti iz preglednice 1, dobil precejšnje razhajanje. S programom Sremb sem namreč za nearmirano zidovje dobil rezultat, da še za pritlična stavba ne zadovoljuje zahtevani potresni odpornosti, medtem ko bi s programom AmQuake konstrukcija zahtevano odpornost še dosegla s pritlično zasnovo. Glede na izračunano minimalno vsoto površin vodoravnih prerezov strižnih sten v vsaki smeri kot odstotek celotne površine etaže ( $\rho_{A,min}$ ), ki je v mojem primeru znašala 4,49 % in glede

na pospešek na lokaciji, ki za  $k = 1,45$  pade v območje  $\leq 0,1 \text{ k}\cdot\text{g}$ , bi po preglednici 1 za nearmirano zidovje lahko dopustili dve etaži nad nivojem terena. Odstotki celotne površine etaže ( $\rho_{A,min}$ ) so bili v poročilih ZAG-a in ZRMK-ja nekoliko, vendar ne bistveno drugačni (Lutman, 2006; Gostič, 2006). Podobne rezultate glede na določila iz preglednice 1, sem dobil za rezultate analiz povezanega zidovja, kjer program Sremb za materialne karakteristike MO10 MM5 dopušča le pritličje, za materialne karakteristike MO15 MM10 pa pritličje z dvema nadstropjema, AmQuake pa za obe materialni karakteristiki zidovja dopušča pritličje s tremi etažami. Pri tem je iz preglednice 1 razvidno, da povezano zidovje dopušča pritličje z dvema etažama. Iz opisanega lahko sklepamo, da je le program Sremb glede določila največje dopustne etažnosti iz preglednice 1 na varni strani, program AmQuake pa v obeh primerih, pri materialnih karakteristikah MO10 MM5 in MO15 MM10, presega določila iz preglednice standarda.

V diplomskem delu je bilo skupno analiziranih 20 modelov konstrukcij in izvedene so bile primerjave med rezultati v vrednostih koeficienta potresne odpornosti in največjega števila etaž, dobljenimi s programoma Sremb in AmQuake. Za bolj učinkovito primerjavo analiz bi bilo potrebno uporabiti večje število modelov konstrukcije z različnimi tlorisnimi zasnovami. Zanimiva bi tudi bila primerjava rezultatov za različne stopnje potresne obremenitve, tj. za različne vrednosti največjega referenčnega pospeška tal. Z bolj obsežno študijo odziva zidanih konstrukcij z obema računalniškima programoma, bi mogoče prišli do boljše primerjave in manjših odstopanj med rezultati. Zanimiva in potrebna bi bila tudi primerjava ostalih rezultatov, ki jih dobimo z računalniškima programoma (togosti, največjih pospeškov, ki jih konstrukcija prenese ter duktilnosti), kar pa bi presegalo okvire mojega diplomskega dela.

## VIRI IN LITERATURA

**Cervenka, J., Jendale, L., Janda, Z.** 2010. AmQuake program documentation. Prague: 106 str.

**Cotič, P.** 2010. Eksperimentalno podprta parametrična nelinearna seizmična analiza kamnite zidane stavbe. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba P. Cotič): 114 str.

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

**Ganc, M.** 2009. Analiza potresne odpornosti zidane konstrukcije. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Ganc): 82 str.

**Gostič, S.** 2006. Študija potresne odpornosti tipične večstanovanjske zidane stavbe iz toplotno izolativne opeke. Ljubljana, ZRMK: 22 str.

**Lutman, M.** 2006. Poročilo št. P 895/06-650-1 o parametrični študiji Projektni parametri za zidane konstrukcije v nacionalnem dodatku SIST EN 1998-1:2005/A101 in predlog za spremembe. Ljubljana, ZAG: 43 str.

**SIST EN 1998-1:** 2006, Evrokod 8: Projektiranje potresno odpornih konstrukcij - 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 229 str.

**SIST EN 1998-1:** 2005/A101, Evrokod 8: Projektiranje potresno odpornih konstrukcij - 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 13 str.

**SIST EN 1996-1-1:** 2004, Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij - 1. del: Splošna pravila, armirane in nearmirane konstrukcije, Slovenski inštitut za standardizacijo: 123 str.

**SIST EN 1998-3:** 2005, Evrokod 8. Projektiranje potresno odpornih konstrukcij – 3. Del: Ocena in prenova stavb. Slovenski inštitut za standardizacijo: 89 str.

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

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

(pridobljeno

26.09.2011)