

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:

Andolšek, F., 2015. Ocena potresne odpornosti družinske hiše na obrobju Ljubljana. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M., somentor Snoj, J.): 36 str.

Datum arhiviranja: 05-10-2015

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:

A Andolšek, F., 2015. Ocena potresne odpornosti družinske hiše na obrobju Ljubljana. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Dolšek, M., co-supervisor Snoj, J.): 36 pp.

Archiving Date: 05-10-2015

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI
PROGRAM PRVE STOPNJE
GRADBENIŠTVO

Kandidat:

FILIP ANDOLŠEK

**OCENA POTRESNE ODPORNOSTI DRUŽINSKE HIŠE
NA OBROBJU LJUBLJANA**

Diplomska naloga št.: 209/B-GR

**ASSESSMENT OF SEISMIC RESISTANCE OF A SINGLE-
FAMILY BUILDING IN THE SUBURB OF LJUBLJANA**

Graduation thesis No.: 209/B-GR

Mentor:

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Somentor:

asist. dr. Jure Snoj

Ljubljana, 22. 09. 2015

STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Podpisani Filip Andolšek izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »Ocena potresne odpornosti družinske hiše na obrobju Ljubljane«.

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, 10. 9. 2015

Filip Andolšek

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.042.7:728.3(497.4)(043.2)

Avtor: Filip Andolšek

Mentor: izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Somentor: asist. dr. Jure Snoj

Naslov: Ocena potresne odpornosti družinske hiše na obrobju Ljubljane

Tip dokumenta: diplomska naloga

Obseg in oprema: X, 36 str., 15 pregl., 13 sl., 5 gr., 3 pril.

Ključne besede: potresno inženirstvo, Evrokod, zidana stavba, potisna analiza, potresna odpornost, mehanske karakteristike materialov, strižna trdnost.

Izvleček

V diplomski nalogi je obravnavana potresna analiza enodružinske zidane stavbe, zgrajene leta 1993, na obrobju Ljubljane. V prvem delu diplomske naloge je predstavljeno teoretično ozadje določitve potresne obtežbe in nosilnosti tako posameznih zidov kot tudi celotne konstrukcije. Pri določitvi nosilnosti so upoštevani trije značilni porušni mehanizmi, ki nastanejo v zidanih stavbah, pri kombinaciji vodoravne in navpične obtežbe: upogibni mehanizem in oba strižna mehanizma. V drugem delu je izračunana potresna odpornost obravnavanega objekta. Za trdnost materiala so upoštevane srednje vrednosti, ki so zmanjšane za faktor zaupanja. Potrebno je določiti lastne teže posameznih konstrukcijskih sklopov in mase celotne konstrukcije. Potresna sila je določena z metodo z vodoravnimi silami, pri čemer je bil upoštevan največji spektralni pospešek ter faktor obnašanja 1,5. V analizi je bila obravnavana le spodnja etaža, saj so tam največje potresne obremenitve. Najprej je bila ocenjena nosilnost celotne konstrukcije po elastični analizi, pri čemer je upoštevana popolna prerazporeditev sil iz preobremenjenih zidov na zidove, ki imajo še rezerve. Naredili smo tudi poenostavljeno nelinearno analizo pri čemer je bila tako dobljena nosilnost za y smer 797 kN, kar je le za približno 10% manjša vrednost od nosilnosti, ki smo jo ocenili na osnovi rezultatov linearno elastične analize (880 kN). Ugotovljeno je bilo, da projektna potresna obremenitev presega projektno nosilnost zidov iz česar sklepamo, da objekt v celoti ne zadosti zahtevam standarda Evrokod 8.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDK: 624.042.7:728.3(497.4)(043.2)**Author:** Filip Andošek**Supervisor:** Assoc. Prof. Matjaž Dolšek, Ph.D.**Cosupervisor:** Assistant Jure Snoj, Ph.D.**Title:** Assessment of seismic resistance of a single-family building in the suburb of Ljubljana**Document type:** Graduation Thesis**Scope and tools:** X, 36 p., 15 tab., 13 fig., 5 ch., 3 ann.**Keywords:** earthquake engineering, Eurocode, masonry building, pushover analysis, seismic assessment, mechanical characteristics of built materials, shear strength.

Abstract:

The thesis addresses assessment of seismic resistance of a single-family masonry building, built in 1993, in the suburb of Ljubljana. The theoretical background for determination of design seismic loads and capacity of both masonry walls as well as the whole structure is presented in the first part of the thesis. The determination of the strength of masonry walls is also described with consideration of three failure mechanisms that occur in masonry wall: sliding shear failure, shear failure with diagonal cracks, flexural failure. In the second part follows practical example where we calculate seismic resistance of the building. For the strength of materials we take into account the mean values reduced by a confidence factor. It is necessary to determine the weight of individual structural assemblies and the mass of the whole structure. Seismic force is determined by the method of horizontal forces, where is taken into account the maximum spectral acceleration, and behaviour factor 1,5. Seismic resistance is then checked only for the ground floor since there the greatest storey shear force occurs. Firstly the base shear was calculated on the basis of elastic analysis by taking into account the full redistribution of seismic forces to those walls which still had reserves. The simplified nonlinear analysis was also performed. So-determined base shear in y direction amounted to 797 kN, which is only about 10% less than the base shear estimated from linear elastic analysis (880 kN). It was found that design seismic load exceeded the estimated design value of base shear strength, which indicated that the investigated building does not comply the safety requirements of the Eurocodes 8.

Zahvala

Zahvaljujem se mentorju prof. dr. Matjažu Dolšku za vso pomoč in namenjen čas pri diplomski nalogi. Prav tako gre zahvala tudi dr. Juretu Snoju za nasvete in vodenje pri nastanku diplomske naloge.

Zahvaljujem se mami Stanki Magister, očetu Primožu Andolšku in puncu Maši Ban za vso podporo in pomoč.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	POTRESNA OBTEŽBA	2
2.1	Projektna prečna sila v pritličju	2
2.1.1	Masa stavbe	2
2.1.2	Nihajni čas (T)	3
2.1.3	Projektni spekter pospeškov (S_d)	3
2.1.4	Faktor obnašanja (q)	4
2.1.5	Karte potresne nevarnosti za Ljubljano	4
2.2	Kombinacija vplivov pri potresni obtežbi	5
3	MODELIRANJE NOSILNOSTI ZIDOV	6
3.1	Togost zidu in prerazporeditev potresne sile na obravnavan zid	6
3.2	Efektivna višina zidu	6
3.3	Mehanske lastnosti materialov	7
3.3.1	Varnostni faktorji materialov	7
3.3.2	Začetna strižna trdnost (f_{vk0})	8
3.3.3	Karakteristična tlačna trdnost zidovja (f_k)	8
3.3.4	Karakteristična strižna trdnost zidovja (f_{vk})	9
3.3.5	Karakteristična natezna trdnost (f_{tk})	9
3.3.6	Modul elastičnosti (E)	9
3.3.7	Strižni modul (G)	10
3.4	Porušni mehanizmi	10
3.5	Strižna nosilnost zidovja	11
3.5.1	Strižni mehanizem - prestrig zidovja	11
3.5.2	Strižni mehanizem - diagonalne razpoke	12
3.6	Upogibna nosilnost	13
3.7	Merodajna nosilnost	13
3.8	Določitev idealiziranega nelinearnega odnosa med silo in pomikom	14
3.9	Račun krivulje odpornosti etaže	14
3.10	Kontrola potresne odpornosti	15
4	PRIMER ANALIZE POTRESNE ODPORNOSTI STAVBE	16
4.1	Opis objekta	16
4.2	Geometrijske karakteristike	16
4.3	Zasnova objekta	17
4.4	Material	18

4.4.1	Varnostni faktorji materialov.....	18
4.5	Obtežba	18
4.5.1	Obtežba konstrukcijskih sklopov.....	18
4.5.2	Prostorninska teža zidu	20
4.6	Osna obremenitev zidov.....	21
4.7	Masa stavbe.....	24
4.7.1	Masa balkona.....	24
4.7.2	Masa podesta	24
4.7.3	Masa stopnic	24
4.7.4	Masa stropa nad nadstropjem	24
4.7.5	Masa strehe	25
4.7.6	Masa stropa nad pritličjem.....	25
4.7.7	Masa predelnih sten	25
4.7.8	Masa zidov.....	26
4.7.9	Masa celotnega objekta	26
4.8	Celotna potresna sila na podlagi mase in spektra pospeškov	27
4.8.1	Delež prečne sile v pritličju na posamezni zid.....	27
4.9	Nosilnosti zidov	28
4.10	Krivulja odpornosti (nelinearna analiza).....	31
4.11	Kontrola potresne odpornosti	33
5	ZAKLJUČEK.....	34
VIRI.....		35

KAZALO PREGLEDNIC

PREGLEDNICA 1: VREDNOST FAKTORJA ϕ PO SIST EN 1998-1-1:2004 (TOMAŽEVIČ, 2009)	3
PREGLEDNICA 2: VARNOSTNI FAKTOR ZA MATERIAL (TOMAŽEVIČ, 2009)	7
PREGLEDNICA 3: KARAKTERISTIČNE VREDNOSTI ZAČETNE STRIŽNE TRDNOSTI ZIDOVJA (TOMAŽEVIČ, 2009)	8
PREGLEDNICA 4: IZBRANE SREDNJE VREDNOSTI MEHANSKIH LASTNOSTI OBRAVNAVANEGA ZIDOVJA	18
PREGLEDNICA 5: KONSTRUKCIJSKI SKLOP STROPA NAD PRITLIČJEM.....	19
PREGLEDNICA 6: KONSTRUKCIJSKI SKLOP STROPA NAD NADSTROPJEM.....	19
PREGLEDNICA 7: KONSTRUKCIJSKI SKLOP BALKONA.....	19
PREGLEDNICA 8: KONSTRUKCIJSKI SKLOP STOPNIC (NAKLON=32°, š/v=17,5 CM / 28 CM)	19
PREGLEDNICA 9: KONSTRUKCIJSKI SKLOP PODESTA	19
PREGLEDNICA 10: KONSTRUKCIJSKI SKLOP STREHE	20
PREGLEDNICA 11: TOGOSTI ZIDOV, PREČNE SILE NA POSAMEZNEM ZIDU - SMER X	27
PREGLEDNICA 12: TOGOSTI ZIDOV, PREČNE SILE NA POSAMEZNEM ZIDU - SMER Y	28
PREGLEDNICA 13: GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE, OSNE SILE IN NAPETOSTI, POTRESNE SILE, NOSILNOSTI PORUŠNIH MEHANIZMOV, VRSTA PORUŠITVE.....	30
PREGLEDNICA 14: MASA ZIDOV V PRITLIČJU IN NADSTROPJU - SMER X	A
PREGLEDNICA 15: MASA ZIDOV V PRITLIČJU IN NADSTROPJU - SMER Y	A

KAZALO GRAFIKONOV

GRAFIKON 1: NOSILNOSTI POSAMEZNEGA PORUŠENEGA MEHANIZMA.....	28
GRAFIKON 2: KRIVULJE ODPORNOSTI PRITLIČNIH ZIDOV V SMERI X	31
GRAFIKON 3: KRIVULJE ODPORNOSTI PRITLIČNIH ZIDOV V SMERI Y	32
GRAFIKON 4: KRIVULJA ODPORNOSTI (BREZ UPOŠTEVANJA PRESTRŽNEGA MEHANIZMA) CELOTNE KONSTRUKCIJE V OBEH SMEREH	32
GRAFIKON 5: KRIVULJA ODPORNOSTI (Z UPOŠTEVANJEM PRESTRŽNEGA MEHANIZMA) CELOTNE KONSTRUKCIJE V OBEH SMEREH	33

KAZALO SLIK

SLIKA 1: PROJEKTI SPEKTER POSPEŠKOV (SD)	3
SLIKA 2: KARTA PROJEKTNEGA POSPEŠKA TAL ZA OBMOČJE SLOVENIJE (ARSO, 2015)	4
SLIKA 3: DOLOČITEV EFEKTIVNE VIŠINE	7
SLIKA 4: VRSTE PORUŠITVE: A)ZARADI STRIGA Z ZDRSOM, B)ZARADI NASTANKA DIAGONALNIH RAZPOK, C)UPOGIBNA PORUŠITEV. (TOMAŽEVIČ, 2009)	10
SLIKA 5: OBRAVNAVANI OBJEKT	16
SLIKA 6: TLORIS PRITLIČJA	17
SLIKA 7: TLORIS NADSTROPJA	17
SLIKA 8: KONSTRUKCIJSKI SKLOP STOPNIC	19
SLIKA 9: VPLIVNE POVRŠINE STROPA NAD PRITLIČJEM	21
SLIKA 10: VPLIVNE POVRŠINE STROPA NAD NADSTROPJEM	21
SLIKA 11: VERTIKALNE VPLIVNE POVRŠINE V PREREZU	22
SLIKA 12: VPLIVNE POVRŠINE STREHE	22
SLIKA 13: PRIKAZ VPLIVNIH POVRŠIN ZIDOV	26

1 UVOD

Zidane stavbe so lahko potresno precej ranljive, kot se lahko opazi na območjih kjer se pojavijo močni potresi. V preteklosti se potresnoodporni gradnji stavb ni pripisovalo posebne pozornosti, kar je razvidno iz analiz nastalih poškodb na objektih, katerih območja so bila v preteklosti prizadeta med potresom. Danes so v veljavnosti evropski standardi Evrokod (v nadaljevanju EC), ki obravnavajo tudi zidane stavbe. Projektiranje zidanih stavb je predpisano z EC 6 in EC 8, ki podajata dodatne kriterije za potresnoodporno projektiranje. Predpisani postopki nam omogočajo, da določimo potresno odpornost obstoječih objektov na potresno obtežbo in jih tako lahko po potrebi ustrezno utrdimo (EC 8 - 3).

Potres predstavlja eno večjih obremenitev na konstrukcijo in pri nearmiranih zidanih stavbah pogosto predstavlja poglavitni vzrok za izgubo človeških življenj nastanka materialne škode. Še zlasti problematično je dejstvo, da potres povzroča poleg vertikalnih tudi horizontalne obremenitve, ki so za samo konstrukcijo bolj neugodne. Zelo pomembno je, da imajo konstrukcije ustrezno zasnovano in mehanske lastnosti materialov. S projektiranjem potresne odpornosti objekta zagotovimo, da je objekt sposoben prevzeti dovolj močno potresno obtežbo, s čimer se smatra, da je zagotovljena primerna varnost proti porušitvi objekta.

V diplomski nalogi je na začetku opisan teoretičen postopek določitve potresne obtežbe po metodi z vodoravnimi silami z vsemi ključnimi spremenljivkami, ki vplivajo na njeno vrednost. Pri tem upoštevamo faktor obnašanja, ki nam omogoča, da dimenzioniramo na sile, ki so manjše kot sile, ki bi nastale pri elastičnem odzivu. Sledi opis postopka razdelitve potresne obtežbe na posamezne zidove. V nadaljevanju so predstavljeni postopki določanja nosilnosti posameznih zidov, vključno s postopki določanja idealiziranega nelinearnega odnosa med silo in pomikom. Pri zidanih konstrukcijah, kjer je prisotna kombinacija navpične in vodoravne obtežbe, prevladujejo trije porušni mehanizmi: strižna porušitev z zdrsom, strižna porušitev z nastankom diagonalnih razpok in upogibna porušitev.

V zadnjem delu diplomske naloge je teoretična predstavitev pravega dela podprta s praktičnim primerom. Za praktični primer sem si izbral konstrukcijo moje družinske hiše z namenom, da bi preveril njeno potresno odpornost. Slovenija namreč leži na potresno dejavnem južnem robu Evrazijske tektonske plošče. Ravno zaradi tega podatka me je zanimala potresna odpornost objekta glede na trenutno zakonodajo. Predvsem pa podatek ali živim v potresno varni zgradbi.

2 POTRESNA OBTEŽBA

2.1 Projektna prečna sila v pritličju

Za enostavne konstrukcije, kot so zidane stavbe, lahko obnašanje konstrukcije nadomestimo z ekvivalentnim sistemom z eno prostostno stopnjo, kar nam omogoči, da projektno potresno obtežbo določimo kot produkt mase celotne konstrukcije in spektralnim projektnim pospeškom pri lastnem nihajnem času. Na ta način določimo celotno potresno silo na objekt, ki je enaka etažni prečni sili v pritličju (EC 8 - 1):

$$F_b = S_d \times m \times \lambda \quad (2-1)$$

Pri čemer je:

m ...masa celotne konstrukcije nad tlemi oz. nad togo kletjo,
 S_d ...ordinata projektnega spektra odziva pospeškov pri nihajnem času T ,
 T ...nihajni čas v obravnavani smeri,
 λ ...korekcijski faktor za maso. Za zidne stavbe velja, da je $\lambda = 1$.

2.1.1 Masa stavbe

Pri potresni analizi je potrebno za izračun projektne potresne obtežbe upoštevati vse stalne in spremenljive težnostne vplive (stalno in koristno obtežbo). Upoštevati je potrebno vso maso, ki prispeva k povečanju potresnih sil. Izraz za določitev težnostnih vplivov po EC 8 - 1 se glasi:

$$W = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{E,i} \times Q_{k,i} \quad (2-2)$$

Pri čemer je:

W ...teža stavbe nad obravnavanim prerezom,
 $G_{k,j}$...karakteristična vrednost stalnega vpliva,
 $\Psi_{E,i}$...kombinacijski koeficient,
 $Q_{k,i}$...karakteristična vrednost spremenljivega vpliva.

Kombinacijski koeficient $\Psi_{E,i}$ je določen z izrazom:

$$\Psi_{E,i} = \varphi \times \Psi_{2,i} \quad (2-3)$$

Kombinacijski koeficient izraža verjetnost, da bo konstrukcija obtežena s koristno obtežbo v času potresa. Pri bivalnih prostorih in pisarnah upoštevamo vrednost $\Psi_{2,i} = 0,3$ (upoštevamo le 30% vrednosti karakteristične koristne obtežbe). Faktor φ je odvisen od vrste spremenljivega vpliva in zasedenosti etaže.

Preglednica 1: Vrednost faktorja φ po SIST EN 1998-1-1:2004 (Tomažević, 2009).

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	φ
Kategorije A-C	Vrhnja etaža (streha)	1,0
	Zasedba nekaterih etaž je povezana	0,8
	Etaže so zasedene neodvisno	0,5
Kategorije D-F in arhivi		1,0

Maso izračunamo z izrazom:

$$m = \frac{W}{g} \quad (2-4)$$

Pri čemer je:

W ...teža stavbe nad obravnavanim prerezom,

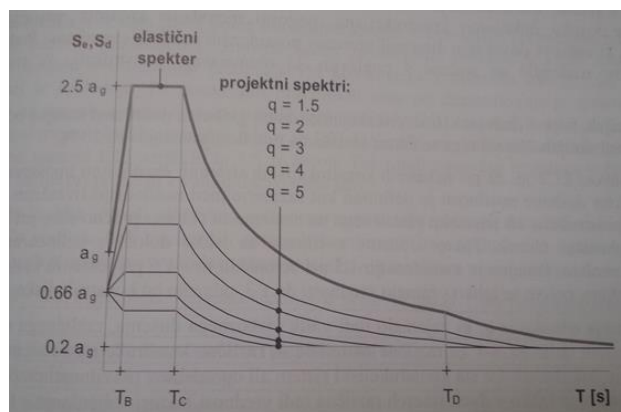
g ...težnostni pospešek.

Maso celotne konstrukcije dobimo, če seštejemo mase posameznih konstrukcijskih sklopov:

- stopnic,
- podesta,
- stropa nad pritličjem in nad nadstropjem,
- balkona,
- strehe,
- zidov v mansardi in v pritličju.

2.1.2 Nihajni čas (T)

Za običajne zidane stavbe lahko zaradi razmeroma nizkih nihajnih časov predpostavimo vrednost nihajnega časa tako, da je vrednost projektnega pospeška tal na platoju. Taka ocena je varna, saj so v tem primeru projektne potresne sile največje. Za doseg tega se mora nihajni čas gibati med vrednostima T_B in T_C .



Slika 1: Projektni spekter pospeškov (S_d)

2.1.3 Projektni spekter pospeškov (S_d)

Projektni spekter pospeškov (S_d) je odvisen predvsem od tipa tal (S) in od nihajnega časa (T)

konstrukcije. Če se torej nihajni čas giblje med omenjenima vrednostima, izračunam projektni spekter po izrazu podan v standardu SIST EN 1998-1:2005:

$$S_d = S \times a_g \times \frac{2,5}{q} \quad (2-5)$$

Pri čemer je:

S ...koeficient tal,

q ...faktor obnašanja,

a_g ...projektni pospešek tal.

2.1.4 Faktor obnašanja (q)

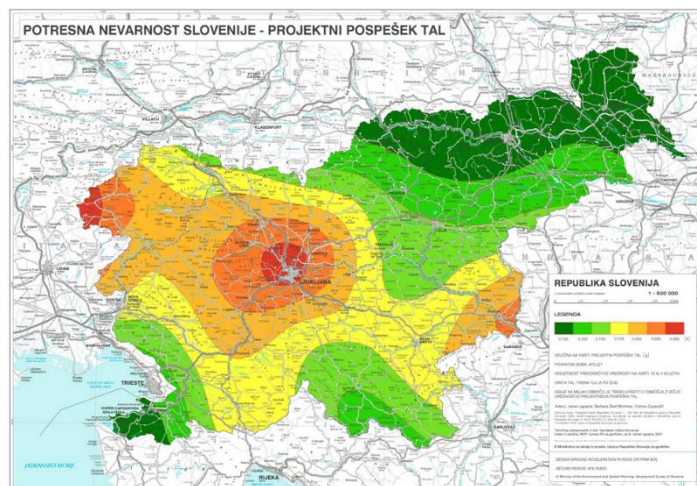
Zidane stavbe so do določene mere sposobne sipati energijo z majhnimi poškodbami, kar nam omogoča, da jih dimenzioniramo na sile, ki so manjše od tistih, ki bi nastale pri elastičnem odzivu. Zatorej potresne sile, dobljene po elastični analizi, zmanjšamo za faktor obnašanja (q). S tem upoštevamo, da ima konstrukcija sposobnost deformiranja v nelinearnem območju. S tem zagotovimo minimalno potrebno odpornost, ki jo je potrebno zagotoviti pri dimenzioniranju na potres, ki ima povratno dobo 475 let. EC 8 - 1 za nearmirane zidane konstrukcije dopušča velikost faktorja obnašanja v mejah med 1,5 in 2,5. Priporočeno je, da se upošteva spodnja vrednost.

2.1.5 Karte potresne nevarnosti za Ljubljano

Karte potresne nevarnosti so sestavni del predpisov o potresno odporni gradnji. Učinki potresa na lokaciji so odvisni od več dejavnikov, kot so (Zupančič, 2013):

- žariščne lastnosti potresa ,
- regionalne geološke zgradbe,
- lokalne geološke zgradbe.

Projektni pospešek tal je po EC 8 enak maksimalnemu pospešku tal na tleh tipa A (trdna skalnata tla). Za druge vrste tal je potrebno projektni pospešek pomnožiti z ustreznim faktorjem tal (S). S faktorjem tal (S) upoštevamo, da se objekt nahaja na tleh, ki bolj neugodno delujejo na konstrukcijo v času potresa, kot če objekt stoji na skalnati podlagi. Zato je potrebno projektni pospešek množiti s faktorjem večjim od 1 in tako povečati projektno potresno obtežbo.



Slika 2: Karta projektnega pospeška tal za območje Slovenije (ARSO, 2015)

Vrednosti projektnega pospeška za posamezna območja Slovenije so predpisane in so prikazane v karti projektnega pospeška tal, ki jo je izdelal Agencija Republike Slovenije za Okolje (ARSO, 2015).

2.2 Kombinacija vplivov pri potresni obtežbi

Ker EC 8 – 1 obravnava potres kot posebno projektno stanje, moramo vso obtežbo, ki deluje na konstrukcijo, upoštevati v projektni kombinaciji vplivov. Projektna kombinacija vplivov je podana z izrazom:

$$E_d = \sum_{j=1}^n G_{k,j} + P + \gamma_1 \times A_{Ed} + \sum_{i=1}^n \Psi_{2,i} \times Q_{k,i} \quad (2-6)$$

Pri čemer je:

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

P ...vpliv prednapetja (če je prisoten),

γ_1 ...faktor pomembnosti (za običajne stavbe ima vrednost 1),

A_{Ed} ...projektna vrednost potresne obtežbe,

$Q_{k,i}$...karakteristična vrednost spremenljive obtežbe,

$\Psi_{2,i}$...kombinacijski koeficient za spremenljivo obtežbo.

Faktor pomembnosti (γ_1) odraža pomembnost stavbe oz. kolikšne so posledice poškodb konstrukcije stavbe zaradi potresa pomembne za varnost ljudi in okolja.

3 MODELIRANJE NOSILNOSTI ZIDOV

3.1 Togost zidu in prerazporeditev potresne sile na obravnavan zid

Prečna sila, ki nastane med potresom, se prenese na pritlične zidove v razmerju togosti v obravnavani smeri. Togost celotne konstrukcije v eni izmed pravokotnih smeri dobimo tako, da seštejemo togosti zidov v isti smeri. Togost zidu je odvisna od mehanskih lastnosti materiala, geometrije in robnih pogojev. Torej na zid z večjo togostjo odpade večja potresna sila. Togosti zidov izračunamo po izrazu (Tomažević, 2009):

$$k_i = \frac{G \times A_w}{1,2 \times h_{eff,i} \times \left[1 + \alpha \times \frac{G}{E} \times \left(\frac{h_{eff,i}}{l_i} \right)^2 \right]} \quad (3-1)$$

Pri čemer je:

A_w ...strižna površina obravnavanega zidu,

E ...elastični modul zidovja,

G ...strižni modul zidovja,

α ...koeficient vpetostnih pogojev (0,83 za polno vpeti zid, 3,33 za konzolni zid),

$h_{eff,i}$...efektivna višina obravnavanega zidu,

l_i ...dolžina obravnavanega zidu.

Potresna sila se na zidove porazdeli z izrazom iz standarda SIST EN 1998-1:2006:

$$F_{z,i} = F_b \times \frac{k_i}{\sum k} \quad (3-2)$$

Pri čemer je:

$F_{z,i}$...delež potresne sile na obravnavani zid,

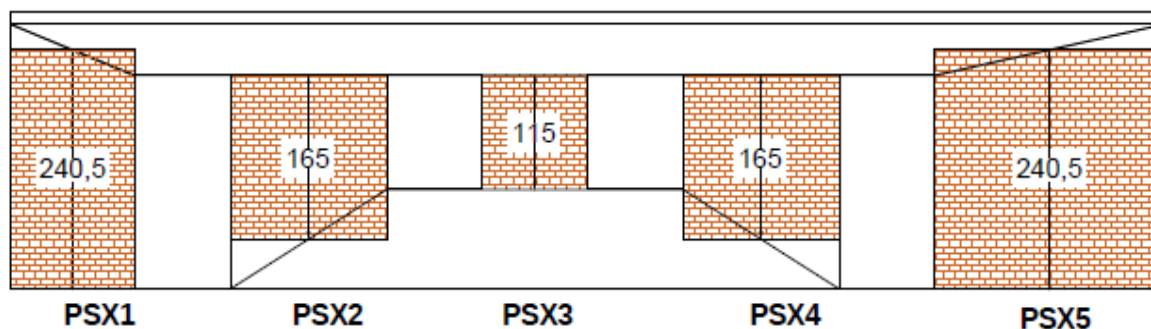
F_b ...potresna sila,

k_i ...togost i-tega zidu,

$\sum k$...togost celotne konstrukcije v eni od smeri.

3.2 Efektivna višina zidu

Pri računu osnih sil in mas zidov uporabljamo polno površino zidov. Pri izračunu nosilnosti delamo z efektivnimi višinami. Med potresom se zaradi oslabitev v steni ne upošteva celotna višina zidu, temveč tako imenovana efektivna višina. Določimo jo tako, da med seboj povežemo robove odprtin ter določimo srednjo višino. V primeru, da je $\frac{h}{l} < 1$ (h je višina zidu in l je dolžina zidu) in je mesto okenske odprtine na koncu zidu, zmanjšamo le zgornji del zidu. V nasprotnem primeru zmanjšamo oba dela zidu. Postopek je prikazan na sliki 3.



Slika 3: Določitev efektivne višine

3.3 Mehanske lastnosti materialov

3.3.1 Varnostni faktorji materialov

Karakteristične trdnosti materialov so določene na podlagi preizkusov narejenih na večjem številu preizkušancev. Če preizkušancev nimamo na razpolago, določimo trdnosti na podlagi empiričnih enačb. Pri določanju projektnih vrednosti upoštevamo tudi materialne varnostne faktorje, ki upoštevajo možnost odstopanja od predvidene karakteristične vrednosti, zaradi napak v materialih in postopkih izdelave.

Delni faktorji varnosti za materiale (γ_M), ki zmanjšujejo karakteristične trdnosti materialov, so podani za različne tipe zidov v standardu SIST EN 1996-1-1:2006. Te faktorje uporabljamo pri projektiranju z namenom doseganja zadostne varnosti pred porušitvijo zidu. Varnostni faktor za materi (γ'_M) po EC 6 - 1 je podan v preglednici 2.

Preglednica 2: Varnostni faktor za material (Tomažević, 2009)

Material		γ_M				
		Razred				
		1	2	3	4	5
	Zidovje sezidano iz					
A	Zidakov kategorije I, projektirana malta ^a	1,5	1,7	2,0	2,2	2,5
B	Zidakov kategorije I, projektirana malta ^b	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
C	Zidakov kategorije II, katera koli malta ^{a,b,c}	2,0	2,2	2,5	2,7	3,0
^a	Zahteve za projektirano malto so podane v EN 998-2 in -en 1996-2					
^b	Zahteve za predpisano malto so podane v EN 998-2 in -en 1996-2					
^c	Če koeficient variacije za zidake kategorije II ni večji kot 25%					

Varnostni faktorji za zidane konstrukcije so relativno visoki, kar lahko razberemo v podani preglednici, zato nam EC 8 - 1 dopušča zmanjšanje vrednosti varnostnega faktorja za $\frac{1}{3}$, vendar vrednost varnostnega faktorje ne sme biti manjša od 1,5. Varnostni faktorji za materiale se tako lahko izračunajo po izrazu:

$$\gamma_M = \frac{2}{3} \times \gamma'_M \times CF_M \quad (3-3)$$

Pri čemer je:

γ'_M ...delni varnostni faktor materiala,

CF_M ...stopnja poznavanja konstrukcije,

2/3...vrednost varnostnega faktorja za materiale se lahko zmanjša za tretjino.

Poleg delnega varnostnega faktorja za materiale (γ'_M), se v primeru preverjanja nosilnosti obstoječih konstrukcij upošteva še faktor zaupanja (CF_M), ki je odvisen od stopnje poznavanja konstrukcije. EC 8 - 3 predpisuje tri stopnje poznavanja konstrukcije:

- omejeno poznavanje konstrukcije (brez preiskav na terenu) $CF_M = 1,35$,
- normalno poznavanje konstrukcije (s preiskavami na teren) $CF_M = 1,2$,
- dobro poznavanje konstrukcije (vzorci v laboratoriju) $CF_M = 1,0$.

3.3.2 Začetna strižna trdnost (f_{vko})

Začetna strižna trdnost pri ničelni tlačni napetosti (f_{vko}) se po standardu SIST EN 1052-3 določi s preiskavo preizkušanca, pripravljenega iz treh zidakov. Preizkušanec mora biti podprt tako, da se prepreči zaklinjenje zidakov. S tem zagotovimo nastanek zgolj strižnih napetosti v malti. V primeru, da preiskav ni na voljo, lahko začetno strižno trdnost določimo iz preglednice 3 (Tomažević, 2009).

Preglednica 3: Karakteristične vrednosti začetne strižne trdnosti zidovja (Tomažević, 2009)

Material zidakov	f_{vko} [MPa]		
	Malta za splošno uporabo (glede na trdnostni razred)	Tankoslojna malta (naležna rega $\geq 0,5$ mm in ≤ 3 mm)	Lahka malta
Opeka	M10 - M20	0,30	0,30
	M2,5 - M9	0,20	
Kalcijev silikat	M10 - M20	0,20	0,40
	M2,5 - M9	0,15	
Beton	M10 - M20	0,20	0,30
Avtoklavirani celični beton	M2,5 - M9	0,15	
Umetni kamen in obdelani naravni kamen	M1 - M2	0,10	

3.3.3 Karakteristična tlačna trdnost zidovja (f_k)

Pri projektiranju nosilnosti zidov in zidanih konstrukcij na navpično in vodoravno obtežbo ne upoštevamo mehanskih lastnosti posameznih sestavnih materialov (npr. zidakov in malte), pač pa uporabljamo mehanske lastnosti zidovja, ki ga upoštevamo kot iz različnih posameznih materialov sestavljen homogen konstrukcijski material.

Karakteristična trdnost (f_k) je odvisna od tlačne trdnosti malte in zidakov. Določimo jo z izrazom (Tomažević, 2009):

$$f_k = K \times f_b^\alpha \times f_m^\beta \quad (3-4)$$

Pri čemer je:

f_b ...ocenjena tlačna trdnost zidaka,

f_m ...ocenjena tlačna trdnost malte,

K ...koeficient, ki je za malte splošne uporabe in zidake razreda 2, enak 0,45,

α ...konstanta z vrednostjo 0,7 za malte splošne uporabe,

β ...konstanta z vrednostjo 0,3 za malte splošne uporabe.

Na potresno aktivnih območjih standard predpisuje minimalno tlačno trdnost zidakov (10 MPa) in malte (5 MPa).

3.3.4 Karakteristična strižna trdnost zidovja (f_{vk})

Karakteristična strižna trdnost je definirana na podlagi prestrižnega mehanizma, ki ga EC 6 predpostavi kot edino kritičnega, kadar na zid v njegovi ravnini deluje vodoravna obtežba. Strižno trdnost definiramo kot seštevek začetne strižne trdnosti in prirastka zaradi tlačne napetosti v obravnavanem vodoravnem prerezu pravokotno na strig. Strižna trdnost se v primeru, da so navpične in vodoravne rege v celoti napolnjene z malto, izračuna po izrazu (Tomaževič, 2009):

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \times \sigma_d \leq 0,065 \times f_b \quad (3-5)$$

V primeru, da navpične rege niso zapolnjene z malto, se izraz glasi:

$$f_{vk} = 0,5 \times f_{vk0} + 0,4 \times \sigma_d \leq 0,065 \times f_b \quad (3-6)$$

Pri čemer je:

f_{vk0} ...začetna strižna trdnost pri ničelni tlačni napetosti,

f_b ...normalizirana tlačna trdnost zidakov,

σ_d ...projektna tlačna napetost v prerezu v pravokotni smeri na strižno silo,

f_{vk} ...karakteristična strižna trdnost zidovja.

3.3.5 Karakteristična natezna trdnost (f_{tk})

Natezna trdnost zidovja določa strižno odpornost zidu pri strižni porušitvi z nastankom poševnih razpok. V tem primeru se v smeri pravokotno na porušno ravnino pojavijo natezne napetosti. Na podlagi preizkusov in analiz pri spreminjanju navpične in vodoravne sile, je definirana zveza med natezno in tlačno trdnostjo zidovja, ki pa nam predstavlja zgolj približno oceno karakteristične natezne trdnosti. Velja ocena (Tomaževič, 2009):

$$0,03 \times f_k \leq f_{tk} \leq 0,09 \times f_k \quad (3-7)$$

Pri čemer je:

f_k ...karakteristična tlačna trdnost zidovja,

f_{tk} ...karakteristična natezna trdnost zidovja.

3.3.6 Modul elastičnosti (E)

V primeru, da nam preizkušanci niso na voljo, nam EC 6 dovoljuje, da izračunamo modul elastičnosti (E) po navedenem izrazu:

$$E = K_E \times f_k \quad (3-8)$$

Pri čemer je:

K_E ...konstanta za katero EC 6 - 1 priporoča vrednost 1000,

f_k ...karakteristična tlačna trdnost zidovja.

3.3.7 Strižni modul (G)

Standard sicer predpisuje način določanja elastičnega modula, za strižni modul pa takega predpisa ni. EC 6 - 1 priporoča, da se za strižni modul (G) vzame vrednost, ki je enaka 40% vrednosti elastičnega modula (E). Analize pa kažejo, da je dejanska vrednost strižnega modula manjša od te vrednosti.

Literatura navaja (Tomažević, 2009), da se dejanski vrednosti strižnega modula najbolj približamo, če upoštevamo izraz:

$$1000 \times f_{tk} \leq G \leq 2700 \times f_{tk} \quad (3-9)$$

Pri čemer je:

f_{tk} ...karakteristična natezna trdnost zidovja.

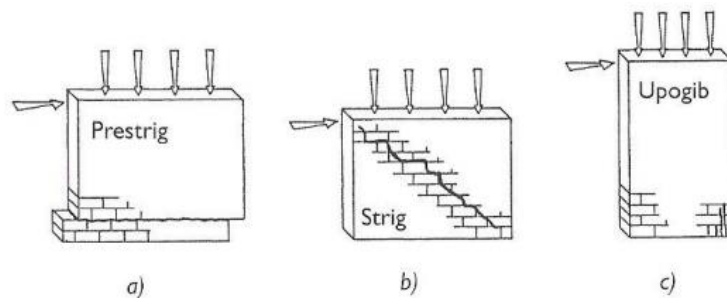
3.4 Porušni mehanizmi

V primeru pojava potresne obremenitve, preverjamo kombinacijo navpične težnostne obtežbe in vodoravnih vztrajnostnih sil. Le-te nam povzročajo nihanje konstrukcije z amplitudami, ki niso več v področju linearnega obnašanja konstrukcije. V takem primeru imamo opravka z velikimi strižnimi in upogibnimi napetostmi

Prof. Tomažević v svoji knjigi navaja, da kljub temu, da je potresno gibanje tal sicer prostorsko, lahko zaradi ustrezne zasnove konstrukcije in velikih varnosti, ki jo ima zidovje za prevzem navpične obtežbe, v večini primerov preverjamo zgolj na vodoravno obremenitev. Težnostnih obremenitev v tem primeru ni potrebno preverjati (Tomažević, 2009).

Pri obremenitvi z vodoravnimi silami praviloma lahko nastopijo trije tipi porušitve:

- strižna porušitev zaradi prestriга z zdrsom,
- strižna porušitev zaradi nastanka diagonalnih razpok,
- upogibna porušitev.



Slika 4: Vrste porušitve: a)zaradi striga z zdrsom, b)zaradi nastanka diagonalnih razpok, c)upogibna porušitev. (Tomažević, 2009)

Vrsta nastalega porušnega mehanizma je odvisna od:

- razmerja vodoravne in navpične obtežbe,
- geometrijskih karakteristik zidovja,
- mehanskih lastnosti zidovja,
- smeri delovanja vodoravne obtežbe.

Z metodo mehanizma zmanjšamo razlike med projektno in dejansko odpornostjo konstrukcije oziroma zmanjšamo rezerva v odpornosti na minimum.

3.5 Strižna nosilnost zidovja

Poševne razpoke, ki potekajo v eni ali obeh diagonalnih smereh površine zidu, so posledica premajhne natezna trdnost zidovja, ki ne more prenesti med potresom nastale strižne sile. Zaradi materialnih lastnosti zidovja, zasnove zidane konstrukcije in geometrije zidov je strižna porušitev zaradi tega v diagonalni smeri najbolj pogosta oblika za porušitev zidov pri potresni obtežbi, ne glede na vrsto zidane konstrukcije. Strižna nosilnost zidu je odvisna od navpične tlačne napetosti (Tomažević, 2009).

Na splošno velja, da strižno nosilnost določata dva mehanizma porušitve:

- prestrižni mehanizem, pri katerem je kritični parameter strižna trdnost zidovja,
- strižni mehanizem z nastankom poševnih razpok, pri katerem je kritični parameter natezna trdnost zidovja.

3.5.1 Strižni mehanizem - prestrig zidovja

Ta oblika porušitve je najpogostejša, ko imamo prisotne majhne težnostne obremenitve zidu in slabo kvaliteto vezne malte. Tu se pojavi zdrs med zidovjem po eni izmed naležnih - vodoravnih leg. Zid se prestriže na dva dela. Ta oblika porušitve je pogosta v višjih delih konstrukcij, saj so tam manjše normalne napetosti v zidu, hkrati pa največji potresni pospeški (Tomažević, 2009).

Strižna nosilnost na zdrs je ob vpetju zidu največja zaradi vpliva lastne teže, najmanjša pa na vrhu zidu. Prav tako je na spodnjem delu zidu potresna obremenitev največja, zato navadno računamo povprečno nosilnost na sredini zidu. Strižno nosilnost zidovja glede na prestrig izrazimo z izrazom po EC 6:

$$R_{ds,w} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \times t \times l_c \quad (3-10)$$

Pri čemer je:

t ...debelina zidu,

l_c ...dolžina tlačnega dela zidu,

f_{vk} ...strižna trdnost.

Pri prestrigu upoštevamo, da je nosilni zgolj tisti del zidu, ki je v tlaku. Za natezni del zidu predpostavimo, da ne nosi ničesar. Nosilnost zidu je največja, ko je enaka največji horizontalni sili, ki jo zid še prenese brez porušitve.

Dolžina tlačnega dela zidu, se v primeru, da je ekscentričnost e večja od $\frac{1}{6}$ dolžine zidu, določi z izrazom (Tomažević, 2009):

$$l_c = 3 \times \left(\frac{l}{2} - e \right) = 3 \times \left(\frac{l}{2} - \frac{F_d \times h}{N_d} \right) \quad (3-11)$$

Pri čemer je:

l ...dolžina zidu,

h ...višina zidu,

e ...ekscentričnost osne sile,

F_d ...projektna potresna sila, ki deluje na obravnavani zid,

N_d ...projektna osna sila, ki delu na zid.

V primeru, da ekscentričnost (e) ni večja od $\frac{1}{6}$ dolžine zidu, je dolžina tlačnega dela kar enaka dolžini zidu.

3.5.2 Strižni mehanizem - diagonalne razpoke

V primeru, ko se normalne in strižne obremenitve nahajajo v mejah običajnih obremenitev, je pogostejši mehanizem porušitev zidov po diagonalnih razpokah. Ta pojav je posledica prekoračene natezne trdnosti zidovja. Diagonalne razpoke lahko nastanejo v eni ali v obeh smereh. Porušitev nastopi po zidakih.

Za izračun odpornosti nearmiranega zidu je potrebno določiti maksimalno prečno silo ($H_{d,max}$), ki jo zid še lahko prenese (Tomaževič, 2009):

$$R_{ds,w,diag} = A_w \times \frac{f_{tk}}{\gamma_M} \times \frac{1}{b} \times \sqrt{\left(\frac{\gamma_M}{f_{tk}} \times \sigma_d + 1 \right)} \quad (3-12)$$

Pri čemer je:

A_w ...površina obravnavanega prečnega prereza,

b ...faktor, ki zajema vpliv geometrije zidu in dejansko razmerje med vodoravno in navpično obtežbo pri porušitvi zaradi prekoračitve strižnih napetosti,

σ_d ...povprečna tlačna napetost v vodoravnem prerezu zidu zaradi dejanske konstantne navpične sile,

f_{td} ...projektna natezna trdnost zidu.

Površino obravnavanega prečnega prereza izračunamo z izrazom:

$$A_w = l \times t \quad (3-13)$$

Za faktor b upoštevamo naslednje meje oz. vrednosti:

$$b = \begin{cases} 1,5 & \text{za } \frac{h}{l} \geq 1,5 \\ 1,1 & \text{za } \frac{h}{l} \leq 0,7 \end{cases} \quad (3-14)$$

sicer linearna interpolacija

Povprečno tlačno napetost v vodoravnem prerezu izračunamo z izrazom:

$$\sigma_d = \frac{N}{A_w} \quad (3-15)$$

3.6 Upogibna nosilnost

Ta tip porušitve je pri zidanih konstrukcijah redko merodajen, zlasti zaradi majhnega razmerja med strižno in tlačno trdnostjo in prav tako zaradi majhnega razmerja med upogibnim momentom in strigom pri potresni sili (Tomažević, 2009).

Pogosto pride do napačne interpretacije upogibne nosilnosti, saj se često povezuje z nastankom vodoravnih razpok (izkoriščena natezna trdnost zidu). Vendar nastanek vodoravnih razpok ni merodajen podatek, ker ob nastanku le-teh zid še ne odpove. Odpornost na vodoravno obtežbo se lahko povečuje vse dotlej, da tlačna napetost ob najbolj obremenjenem vogalu ne doseže tlačne trdnosti zidovja in se zidaki zdrobijo. EC 6 - 1 preverjanja upogibne odpornosti narmiranega zidu na kombinacijo vodoravne in navpične obtežbe v ravnini zidu ne pozna. Pri upoštevanju dejstva, da je obnašanje zidovja pri tlaku podobno obnašanju betona, lahko preverjamo tudi upogibno odpornost.

Zidaki se zdrobijo, ko postane efektivna tlačna površina prereza tako majna, da tlačne napetosti ob najbolj obremenjenem delu robu, dosežejo tlačno trdnost zidovja. Pojav je posledica povečanja razpok na nateznem delu zidu zaradi vodoravne sile. Tedaj je odpornost na upogib že izčrpana. Prof. Tomažević (Tomažević, 2009) definira mejni upogibni moment z enačbo:

$$M_{du,w} = N_d \times e = \frac{\sigma_d \times t \times l^2}{2} \left(1 - \frac{\sigma_d}{0,85 \times f_d}\right) \quad (3-16)$$

Pri čemer je:

σ_d ...povprečna tlačna trdnost zidu,

t ...debelina zidu,

l ...dolžina zidu,

f_d ...tlačna trdnost zidu.

Če poznamo upogibni moment, lahko ob poznavanju pogojev vpetja določimo največjo prečno silo, ki jo lahko prevzame zid. Izraz za računanje upogibne nosilnosti se tako glasi:

$$R_{df,w} = \frac{M_{du,w}}{\alpha \times h} \quad (3-17)$$

Pri čemer je:

α ...koeficient, ki določa ničelno momentno točko. V primeru obojestranske vpetosti zidu je vrednost koeficienta enaka 0.5, v primeru konzolnega zidu pa 1,

h ...višina zidu.

3.7 Merodajna nosilnost

Merodajno nosilnost določenega zidu določimo na podlagi najmanjše vrednosti nosilnosti obravnavanega zidu izmed vseh treh porušnih mehanizmov:

$$R_d = \min(R_{ds,w}, R_{ds,w,diag}, R_{df,w}) \quad (3-18)$$

3.8 Določitev idealiziranega nelinearnega odnosa med silo in pomikom

Krivulja odpornosti posameznega zidu prikazuje odvisnost med nosilnostjo zidu in vsiljenimi pomiki. Z njo določimo silo, s katero se zid opira pomiku. Odnos med nosilnostjo in pomikom je idealiziran z bilinearno zvezo. Do meje plastičnosti velja linearna zveza, ko pa je dosežen pomik na meji plastičnosti, pa nastopi plato plastičnega tečenja dokler ni presežen končni pomik na meji porušitve.

Začetni pomik oz. pomik na meji plastičnosti je odvisen od nosilnosti ter togosti zidu in ga določa izraz:

$$u_{zač} = \frac{R_d}{k} \quad (3-19)$$

Pri čemer je:

R_d ...merodajna nosilnost zidu (upogibna ali strižna),

k ...togost zidu.

Končni pomik, pri katerem se zid zaradi horizontalne obtežbe poruši, je odvisen od načina porušitve zidu. V primeru, da gre za strižno porušitev, se pomik določi z izrazom:

$$u_{kon} = 0,4\%h_{eff} \quad (3-20)$$

Pri čemer je:

h_{eff} ...efektivna višina zidu.

V primeru, da gre za upogibno porušitev, se pomik določi z izrazom:

$$u_{kon} = 0,8\%h_{eff} \quad (3-21)$$

Pri čemer je:

h_{eff} ...efektivna višina zidu.

3.9 Račun krivulje odpornosti etaže

Krivulja odpornosti celotne konstrukcije prikazuje odvisnost nosilnosti kritične etaže od vodoravnih pomikov. Pri tem je kritična etaža kar pritličje oz. etaža nad togo kletjo. Z vsiljevanjem pomikov deformiramo kritično etažo in na ta način izračunamo sile s katerimi se zidovi v kritični etaži opirajo vsiljenim pomikom. Nastanek in razvoj poškodb lahko opazujemo, če korakoma povečujemo pomike (do porušitve) in prikažemo odpornost posameznih zidov v odvisnosti od pomikov. Na ta način lahko določimo nastanek, lokacijo in širjenje poškodb po elementih konstrukcije (Tomažević, 2009).

S tem ko vsiljujemo pomike in merimo sile s katerimi se zidovi opirajo pomikom, lahko opazujemo obnašanje konstrukcije v nelinearnem območju, tudi po tem ko že upada njena odpornost. Na najbolj enostaven način se krivuljo odpornosti določi s superpozicijo krivulj odpornosti posameznih zidov v obravnavani etaži pri enakem pomiku. Krivuljo odpornosti določimo za vsak zid v pritličju posebej. Pri tem moramo poznati merodajen porušni mehanizem.

Konstrukciji vsiljujemo pomike na mestih kjer tudi sicer delujejo potresne sile; to je v masnem težišču. Če težišči mas in togosti sovpadata, se vsi zidovi pomaknejo za enak pomik. Zidovi prenašajo potresno

obtežbo dokler ne dosežejo predpisane meje duktilnosti. Duktilnost predstavlja sposobnost deformacije v nelinearnem območju in je odvisna od vrste zidovja. Predpostavlja se, da kljub porušitvi zaradi vodoravne obtežbe, zidovi še vedno prevzemajo navpične obtežbe zaradi težnostnih sil. Pri večjih vsiljenih pomikih, zid odpove, zato se njegov prispevek k nosilnosti in togosti konstrukcije ne upošteva več in obremenitev se prenese na ostale zidove, katerih deformacije so še znotraj dopustnega območja. Pomik na meji plastifikacije posameznega zidu je odvisen od togosti in nosilnosti zidu. Predpostavljena je elasto-plastična zveza med silo in pomikom brez utrditve.

3.10 Kontrola potresne odpornosti

Potresno odpornost objekta v brezdimenzionalni obliki izraža koeficient potresne odpornosti SRC :

$$SRC = \frac{R_d}{W} \quad (3-19)$$

Pri čemer je:

SRC ...koeficient potresne odpornosti objekta,

R_d ...potresna nosilnost objekta - vsota vseh nosilnosti zidov v obravnavani smeri,

W ...teža objekta.

Projektno prečno silo v pritlični etaži se izrazi v brezdimenzionalni obliki s koeficientom prečne sile BSC :

$$BSC = \frac{F_b}{W} \quad (3-20)$$

Pri čemer je:

BSC ...koeficient računske prečne sile,

F_b ... potresna sila v pritlični etaži,

W ...teža objekta.

Ko preverjamo potresno odpornost konstrukcije, se projektno odpornost, izraženo s projektom koeficientom potresne odpornosti SRC , primerja s projektnim koeficientom prečne sile BSC . Projektna odpornost konstrukcije bo izpolnjevala pogoje, če bo veljal izraz:

$$SRC \geq BSC \quad (3-21)$$

4 PRIMER ANALIZE POTRESNE ODPORNOSTI STAVBE

4.1 Opis objekta

V tej diplomski nalogi smo preverili potresno odpornost enonadstropne enodružinske zidane konstrukcije, zgrajene leta 1993 in postavljene na obrobju Ljubljane. Objekt se nahaja na naslovu Stanežiče 82. Sezidana je iz modularnega zidaka dimenzij 29 cm / 19 cm / 19 cm, ki je uporabljen za stene debeline 19 cm in 29 cm. Predelne stene so izdelane iz porolita debeline 8 cm. Objekt ima dokaj enakomerno razporeditev zidov v pritličju in nadstropju. Pri analizi smo upoštevali porušne mehanizme za zidane konstrukcije, v primeru ko imamo vodoravno in navpično obtežbo. Potresno odpornost smo kontrolirali v pritličju, saj so tam največje potresne sile. Ker je hiša stara 22 let, je pričakovano, da potresna odpornost ne bo zadoščala sedanjim predpisanim potresnim standardom.

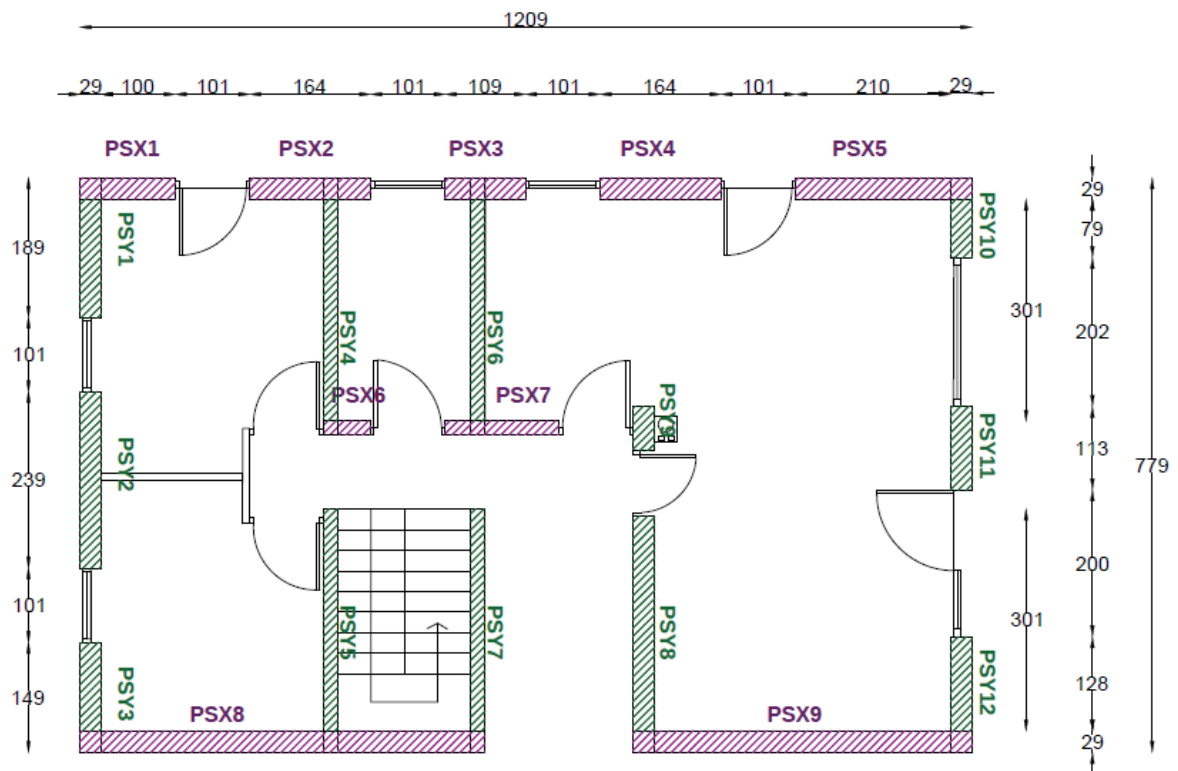
4.2 Geometrijske karakteristike

- površina pritličja je 94,2 m²,
- površina nadstropja je 88,7 m²,
- površina balkona je 8,6 m²,
- etažna višina pritličja je 2,65 m, nadstropja pa 2,85 m,
- armirano betonska stropna plošča nad pritličjem je debela 14 cm,
- ostrešje sestavljajo lege dimenzij 16 cm / 20 cm in 16 cm / 22 cm, špirovci so dimenzij 12cm / 14 cm ter škarje 5 cm / 20 cm.

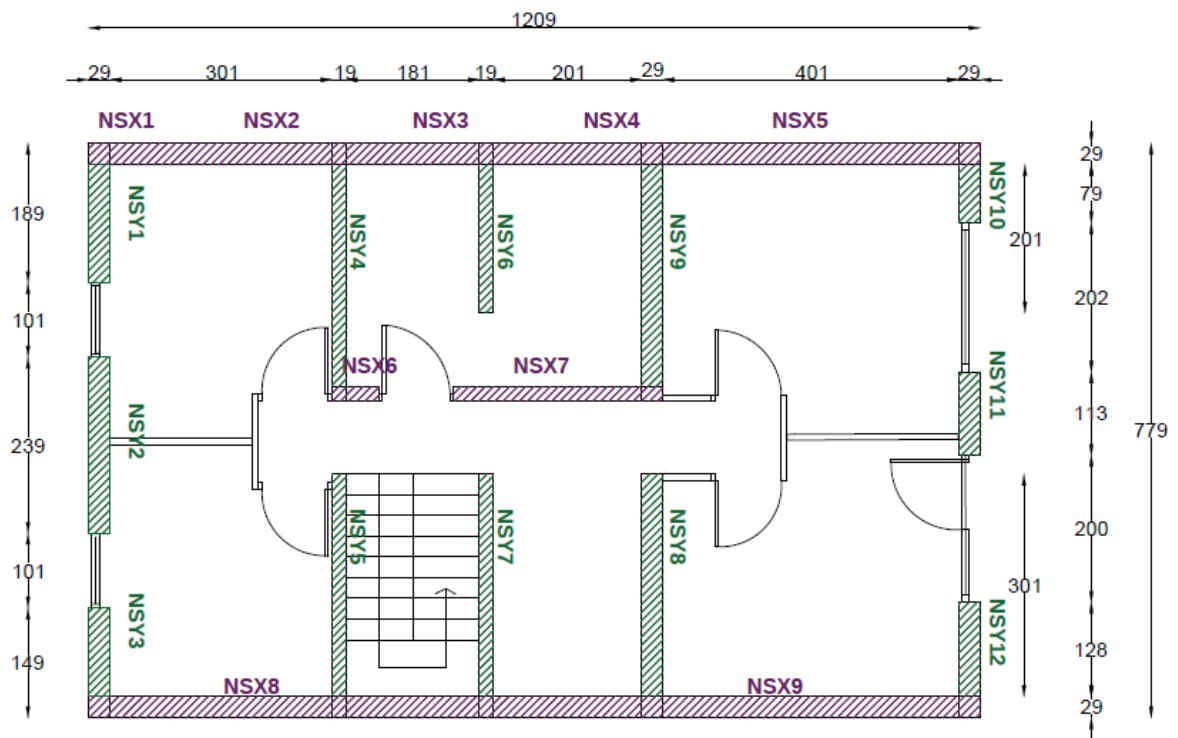


Slika 5: Obravnavani objekt

4.3 Zasnova objekta



Slika 6: Tloris prtiličja



Slika 7: Tloris nadstropja

Zidovi so poimenovani s tremi črkami in številko. Prva izmed črk označuje mesto nahajanja stene (P pritličje, N - nadstropje), druga označuje steno S, tretja označuje smer: X ali Y. Zaporedna številka določa za katerega izmed zidov gre.

4.4 Material

V poglavju 3.3 je predstavljen postopek, kako se po EC 6 določa materialne karakteristike zidovja za projektiranje novogradenj v primeru, da nimamo rezultatov podanih s preiskavami. Pri modeliranju in preverjanju odpornosti obstoječih objektov, pa nas zanima dejansko obnašanje konstrukcije v primeru potresa, zato ne vzamemo karakterističnih trdnosti materiala temveč vzamemo srednje trdnosti, ki jih dobimo na podlagi preiskav.

Vrednosti materialnih karakteristik smo dobili iz preiskav, ki jih je naredil prof. dr. Bosiljkov (Tomaževič, M. 2009. Potresno odporne zidane stavbe. Ljubljana, Tehnis: str. 59, 63, 64.):

Preglednica 4: Izbrane srednje vrednosti mehanskih lastnosti obravnavanega zidovja

f_b (MPa)	f_m (MPa)	f_k (MPa)	f_{ik} (MPa)	f_{vko} (MPa)	E (MPa)	G (MPa)
12,2	5,2	4,7	0,23	0,26	4500	500

4.4.1 Varnostni faktorji materialov

Po EC 6 projektiramo nove zidane konstrukcije tako, da je zadoščeno varnosti proti prevelikim pomikom, poškodbam in proti porušitvi. Pri tem EC 6 upošteva, da karakteristične vrednosti materialov zmanjšamo z varnostnimi faktorji za materiale, ki so za zidane stavbe zelo veliki. S tem upoštevamo, da so možne napake v materialih in postopkih izdelave in s tem ne dosežemo predvidenih karakterističnih vrednosti.

Za preverjanje nosilnosti že obstoječih objektov, pa EC 8 - 3 upošteva, da namesto karakterističnih vrednosti, zmanjšanih za varnostni faktor dobljen po izrazu (3-3), upoštevamo srednje vrednosti materialnih karakteristik, zmanjšane zgolj za faktor zaupanja CF_M .

V nalogi izvedemo račun nelinearne potresne analize, zato nebi imelo smisla, da vzamemo varnostne faktorje materialov, kot jih določa EC 6, saj ne bi dobili primerljivih rezultatov. Torej karakteristične vrednosti zmanjšamo zgolj s faktorjem zaupanja, ki je v mojem primeru $CF_M = 1,35$, saj na terenu niso bile izvedene nobene preiskave materialov.

4.5 Obtežba

4.5.1 Obtežba konstrukcijskih sklopov

Konstrukcija je obremenjena s stalno in spremenljivo vertikalno in horizontalno obtežbo (vodoravno potresno silo). Vertikalno obtežbo posameznega sklopa se določi na podlagi materialnih lastnosti posameznih sklopov. Te so prikazane v spodnjih preglednicah.

Preglednica 5: Konstrukcijski sklop stropa nad pritličjem

Material	Spec. teža (kN/m ³)	Debelina (m)	Obtežba (kN/m ²)
Keramične ploščice	23	0,01	0,2
Estrih	24	0,04	1,0
Stiropor	0,33	0,05	0,02
AB	25	0,14	3,5
Omet	18	0,02	0,4
		Σ	5,1

Preglednica 6: Konstrukcijski sklop stropa nad nadstropjem

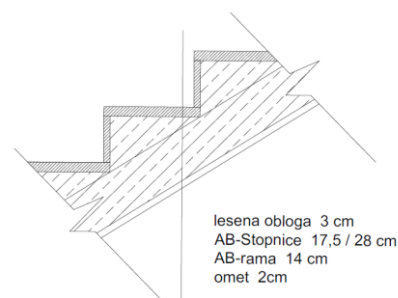
Material	Spec. teža (kN/m ³)	Debelina (m)	Obtežba (kN/m ²)
Opaž	4	0,02	0,1
Steklena volna	0,6	0,1	0,1
Leseni plohi	7	0,03	0,2
		Σ	0,4

Preglednica 7: Konstrukcijski sklop balkona

Material	Spec. teža (kN/m ³)	Debelina (m)	Obtežba (kN/m ²)
AB-plošča	25	0,14	3,5
Ker. ploščice	23	0,01	0,2
Omet	18	0,02	0,4
		Σ	4,1

Preglednica 8: Konstrukcijski sklop stopnic (naklon=32°,š/v=17,5 cm / 28 cm)

Material	Spec. teža (kN/m ³)	Debelina (m)	Obtežba (kN/m ²)
Lesena obloga	7	0,03	0,4
AB-stopnice	25	/	2,2
AB-rama	25	0,14	4,1
Omet	18	0,02	0,4
		Σ	7,1



Slika 8: Konstrukcijski sklop stopnic

Preglednica 9: Konstrukcijski sklop podesta

Material	Spec. teža (kN/m ³)	Debelina (m)	Obtežba (kN/m ²)
Parket	7	0,03	0,2
AB-rama	25	0,14	3,5
Omet	18	0,02	0,4
		Σ	4,1

Preglednica 10: Konstrukcijski sklop strehe

Material	Dimenzije (cm)	Razdalja (m)	Spec. teža (kN/m ³)	(kos/m ²)	Obtežba (kN/m ²)
Kritina	/	/	4,5 kg/kos	10	0,5
Letve	3/5	0,3	4,7	/	0,02
Špirovci	12/14	0,78	4,7	/	0,1
Lege	16/22	2,65	4,7	/	0,1
Vmesne lege	16/20	7,43	4,7	/	0,02
Škarje*	2 x 5/20	0,78	4,7	/	0,1
				Σ	0,7
				Σ cos35°	0,9*

* Obtežba na tlorisno površino

Po standardu SIST EN 1991-1-1:2004 se podaja koristna obtežba z vrednostmi:

- tla na splošno $q=1,5$ do $2,0 \frac{kN}{m^2}$,
- stopnice, podest $q=2,0$ do $4,0 \frac{kN}{m^2}$,
- balkon $q=2,5$ do $4,0 \frac{kN}{m^2}$.

Za stopnice, podest in balkon smo uporabili spremenljivo obtežbo $q = 2,5 \frac{kN}{m^2}$, za strop nad pritličjem pa $q = 2,0 \frac{kN}{m^2}$. Strop nad nadstropjem ni pohoden, zato tam ni spremenljive obtežbe.

4.5.2 Prostorninska teža zidu

Na obravnavanem objektu je zidovje dimenzij 19 cm in 29 cm. Sezidano je iz zidakov, ki so dimenzij 29 cm / 19 cm / 19 cm. Za vsako dimenzijo smo določili prostorninsko težo glede na porabo opeke in malte v kubičnem metru zidovja. Debelino reg smo predpostavili 1 cm. Malta zapolnjuje tako navpične kot tudi naležne rege. Poraba malte za en kvadratni meter zidu debeline 19 cm znaša $V_{19} = 0,028 \text{ m}^3$, za zid debeline 29 cm pa $V_{29} = 0,05 \text{ m}^3$. V enem kvadratnem metru porabimo 16,6 kosov zidakov debeline 19 cm in 25 kosov zidakov debeline 29 cm. Količinske vrednosti in mehanske karakteristike zidakov so povzete po proizvajalcu (Goriške opekarne I, 2015).

Prostorninska teža zidovja debeline 19 cm znaša:

$$\gamma_{19} = \frac{8,2 \frac{kg}{kos} \times 16,6 \frac{kos}{m^2} \times 9,81 \frac{m}{s^2} \times \frac{1}{1000} + 0,028 \frac{m^3}{m^2} \times 20 \frac{kN}{m^3} + 0,04 m \times 18 \frac{kN}{m^3}}{0,19 m} = 13,8 \frac{kN}{m^3}$$

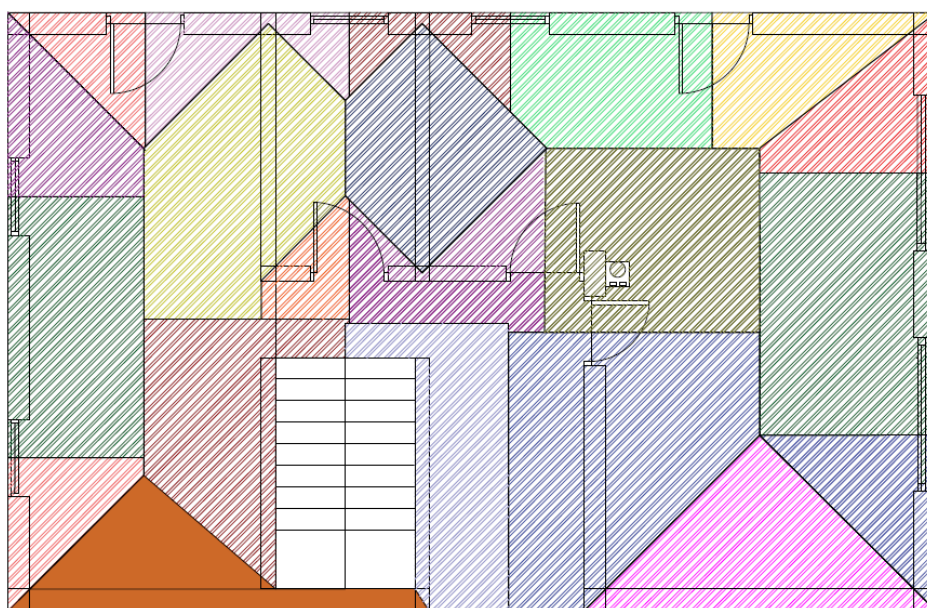
Prostorninska teža zidovja debeline 29 cm znaša:

$$\gamma_{29} = \frac{8,2 \frac{kg}{kos} \times 25 \frac{kos}{m^2} \times 9,81 \frac{m}{s^2} \times \frac{1}{1000} + 0,05 \frac{m^3}{m^2} \times 20 \frac{kN}{m^3} + 0,04 m \times 18 \frac{kN}{m^3}}{0,29 m} = 12,8 \frac{kN}{m^3}$$

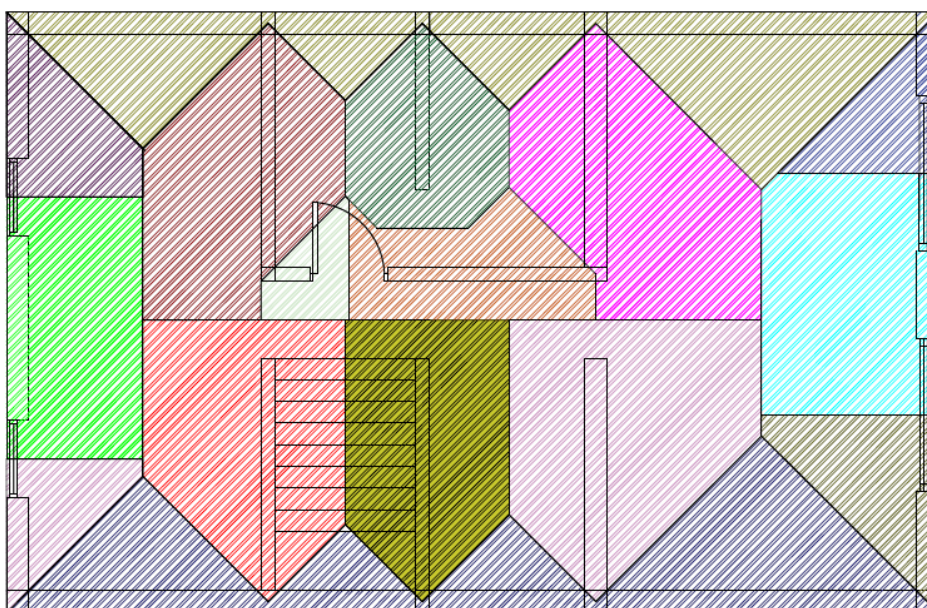
4.6 Osna obremenitev zidov

Osne sile vplivajo na potresno odpornost zidov. Računamo jih le za pritlične zidove, saj je tam obremenitev največja. Računamo jih na sredini zidov. Na osno silo vplivajo horizontalni in vertikalni elementi. Če želimo ugotoviti vpliv horizontalnih elementov na posamezen zid, moramo določiti vplivne površine. To izvedemo s pomočjo strešnega pravila pod kotom 45° . Horizontalne vplivne površine določajo delež horizontalnih elementov, ki jih prevzame posamezen zid.

Obtežba stropa nad pritličjem se prenese na zidove v pritličju, obtežba stropa nad nadstropjem pa na zidove v nadstropju. Zaradi različnega poteka zidov v pritličju in nadstropju, določimo vplivne površine ločeno za pritličje in nadstropje. Vplivne površine so prikazane na slikah 9 in 10.

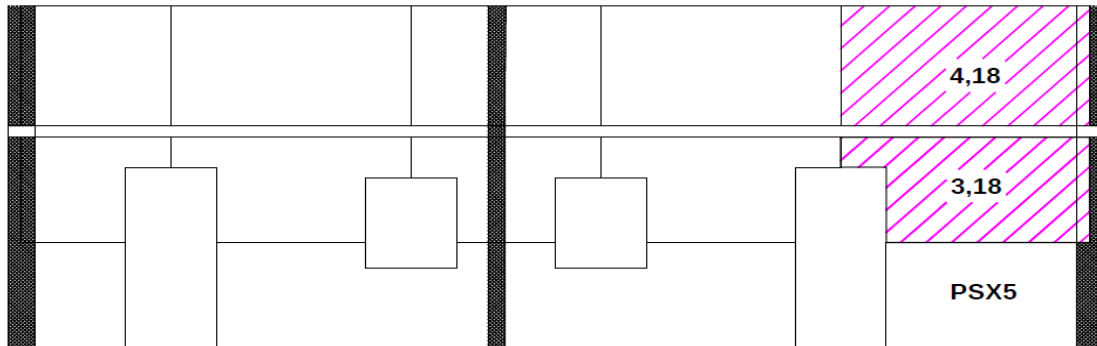


Slika 9: Vplivne površine stropa nad pritličjem



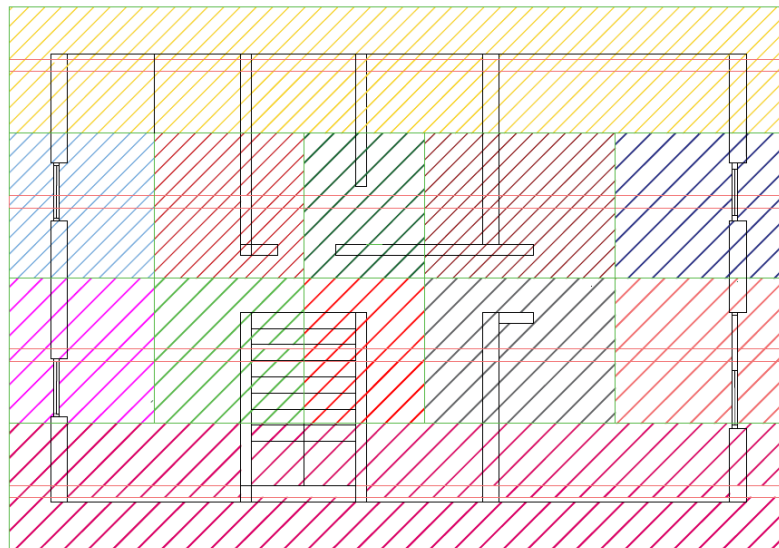
Slika 10: Vplivne površine stropa nad nadstropjem

Obtežba zaradi zidov v nadstropju se prenese na zidove v pritličju. Ker zidovi v nadstropju in pritličju niso enaki (razporeditev zidov, pozicija odprtin...), se izračuna tudi vplivne površine vertikalnih elementov. Vpliv je prikazan na sliki 11.



Slika 11: Vertikalne vplivne površine v prerezu

Vplivne površine pri strehi potekajo nekoliko drugače kot pri stropu, saj se vsa obtežba strehe prenese preko leg na zidove. Zatorej so obteženi le tisti zidovi, ki podpirajo lege. Ostali zidovi ne čutijo vpliva obtežbe strehe. Vplivne površine so prikazane na sliki 12.



Slika 12: Vplivne površine strehe

Osna sila v zidu je posledica obtežbe vseh konstrukcijskih sklopov stavbe in vpliva na nosilnost posameznega zidu med prevzemom obtežbe potresne sile. Zato je potrebno izračunati prispevke osne sile različnih konstrukcijskih sklopov in jih sešteti, tako da dobimo osno silo, ki nastopa v posameznem zidu v pritličju.

V nadaljevanju je prikazan postopek izračuna osne sile za zid PSX5. Za ostale zidove so izračunane vrednosti prikazane v preglednici 13. Izračun je potekal na enak način kot za zid PSX5.

Na zid PSX5 se prenaša obtežba:

- strehe,

- stropa nad pritličjem,
- stropa nad nadstropjem,
- zidov v pritličju,
- zidov v nadstropju.

Pri tem je potrebno upoštevati vplivne površine za horizontalne in vertikalne elemente, da lahko določimo delež celotne horizontalne obtežbe, ki jo prevzame zid PSX5. Osnovna sila zaradi horizontalnih elementov dobimo tako, da se teža horizontalnega sklopa množi z vplivno tlorisno površino stropne konstrukcije.

- Osnovna sila zaradi stropa nad pritličjem

Vplivne površine so izračunane s programom Autocad.

$$A_{PSX5,stop,P} = 3,13 \text{ m}^2$$

$$g_{stop,P} = 5,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{stop,P} = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\begin{aligned} N_{PSX5,stop,P} &= A_{PSX5,stop,P} \times (g_{stop,P} + \varphi \times \Psi_2 \times q_{stop,P}) = \\ &= 3,13 \times (5,1 + 0,3 \times 0,5 \times 2) = 16,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Osnovna sila zaradi stropa nad nadstropjem

Strop nadstropja ni pohoden, zato v izračunu upoštevamo samo prispevek stalne obtežbe.

$$A_{PSX5,stop,N} = 3,9 \text{ m}^2$$

$$g_{stop,N} = 0,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{stop,N} = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\begin{aligned} N_{PSX5,stop,N} &= A_{PSX5,stop,N} \times (g_{stop,N} + \varphi \times \Psi_2 \times q_{stop,N}) = \\ &= 3,9 \times (0,4 + 0,3 \times 0,5 \times 0) = 1,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Osnovna sila zaradi strehe

$$A_{PSX5,streha} = 8,0 \text{ m}^2$$

$$g_{streha} = 0,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$N_{PSX5,streha} = A_{PSX5,streha} \times g_{streha} = 8,0 \times 0,9 = 7,2 \text{ kN}$$

- Osnovna sila zaradi zidov v nadstropju in pritličjem

$$A_{PSX5,zid,P} = 3,18 \text{ m}^2$$

$$A_{PSX5,zid,N} = 4,18 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} N_{PSX5,zid} &= A_{PSX5,zid,P} \times t_{29} \times \gamma_{29} + A_{PSX5,zid,N} \times t_{29} \times \gamma_{29} = \\ &= 3,18 \times 0,29 \times 12,8 + 4,18 \times 0,29 \times 12,8 = 27,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

Skupna osna sila zidu PSX5:

$$\begin{aligned} N_{PSX5} &= N_{PSX5,strop,P} + N_{PSX5,strop,N} + N_{PSX5,streha} + N_{PSX5,zid} = \\ &= 16,9 + 1,5 + 7,2 + 27,3 = 52,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.7 Masa stavbe

4.7.1 Masa balkona

Balkon je vpet v zidove PSY10, PSY11 in PSY12. Obtežba se porazdeli med omenjene zidove (PSY10, PSY11 in PSY12).

$$\begin{aligned} m_{balkon} &= \frac{g_{balkon} \times A_{balkon}}{g} + \varphi \times \Psi_2 \times \frac{q_{balkon} \times A_{balkon}}{g} = \\ &= \frac{4,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 8,6 \text{ m}^2}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} + \frac{0,5 \times 0,3 \times 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 8,6 \text{ m}^2}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 3,9 \text{ t} \end{aligned}$$

4.7.2 Masa podesta

Podest je vpet med zidove PSY5, PSY7 in PSX8 (lokacijo zidov prikazuje slika 6), zato se obtežba porazdeli mednje.

$$\begin{aligned} m_{podest} &= \frac{g_{podest} \times A_{podest}}{g} + \varphi \times \Psi_2 \times \frac{q_{podest} \times A_{podest}}{g} = \\ &= \frac{4,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 1,39 \text{ m}^2}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} + \frac{0,5 \times 0,3 \times 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 1,39 \text{ m}^2}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 0,6 \text{ t} \end{aligned}$$

4.7.3 Masa stopnic

Stopnice so vpete na dveh robovih. Na enem robu so vpete v podest in spodnjo ploščo, na drugem robu pa v podest in ploščo nad pritličjem.

$$\begin{aligned} m_{stopnice} &= \frac{g_{stopnice} \times A_{stopnice}}{g} + \varphi \times \Psi_2 \times \frac{q_{stopnice} \times A_{stopnice}}{g} = \\ &= \frac{7,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 3,04 \text{ m}^2}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} + \frac{0,5 \times 0,3 \times 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 3,04 \text{ m}^2}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 2,3 \text{ t} \end{aligned}$$

4.7.4 Masa stropa nad nadstropjem

Tu ni vpliva spremenljive obtežbe, saj strop nad nadstropjem ni pohoden. Zato sem predpostavil, da je:

$$q_{strop,N} = 0 \frac{kN}{m^2}.$$

$$\begin{aligned} m_{strop,N} &= \frac{g_{strop,N} \times A_{strop,N}}{g} + \varphi \times \Psi_2 \times \frac{q_{strop,N} \times A_{strop,N}}{g} = \\ &= \frac{0,4 \frac{kN}{m^2} \times 94,2 m^2}{9,81 \frac{m}{s^2}} + \frac{0,5 \times 0,3 \times 0 \frac{kN}{m^2} \times 94,2 m^2}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 3,8 t \end{aligned}$$

4.7.5 Masa strehe

Po standardu SIST EN 1990-1-1:2004 velja, da za kraje v Sloveniji, katerih nadmorska višina ne presega 1000 m, obtežbe snega, vetra in vplivov zaradi spremembe temperature ni potrebno upoštevati pri določanju potresnega vpliva ($\Psi_2=0$). Ravno tako se mase snega ne upošteva pri izračunu mase, ki se upošteva za določitev potresne obtežbe.

$$m_{streha} = \frac{g_{streha} \times A_{streha}}{g} = \frac{0,9 \frac{kN}{m^2} \times 127,8 m^2}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 11,7 t$$

4.7.6 Masa stropa nad pritličjem

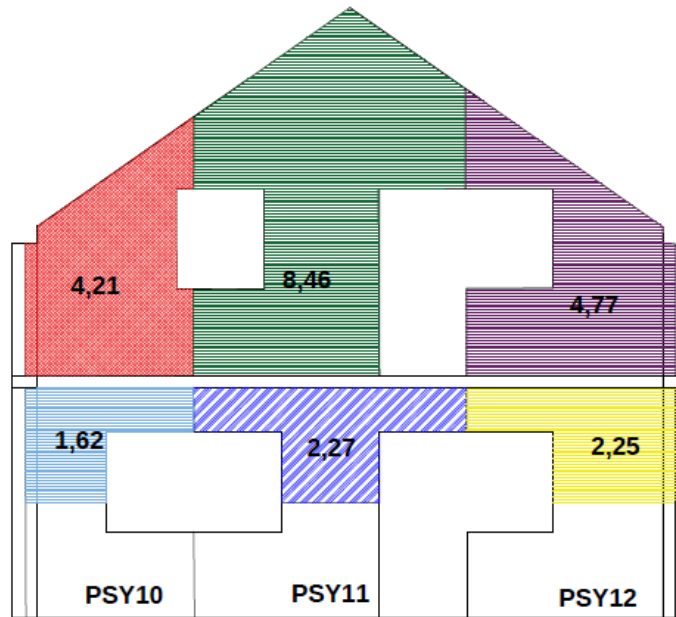
$$\begin{aligned} m_{strop,P} &= \frac{g_{strop,P} \times A_{strop,P}}{g} + \varphi \times \Psi_2 \times \frac{q_{strop,P} \times A_{strop,P}}{g} = \\ &= \frac{5,1 \frac{kN}{m^2} \times 88,7 m^2}{9,81 \frac{m}{s^2}} + \frac{0,5 \times 0,3 \times 2 \frac{kN}{m^2} \times 88,7 m^2}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 48,8 t \end{aligned}$$

4.7.7 Masa predelnih sten

Predelne stene so iz porolita, debeline 8 cm. Skupna površina predelnih sten v pritličju in nadstropju znaša 25,7 m². Specifična teža porolitne stena znaša 19,7 $\frac{kN}{m^3}$.

$$m_{predelna\ stena} = \frac{t_8 \times \gamma_8 \times A_{predelna\ stena}}{g} = \frac{0,08 m \times 19,7 \frac{kN}{m^3} \times 25,7 m^2}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 4,1 t$$

4.7.8 Masa zidov



Slika 13: Prikaz vplivnih površin zidov

Maso zidov določimo tako, da upoštevamo celotno površino posamezne stene. Pri računu mase zidov v pritličju upoštevamo samo polovico etažne višine, ker predpostavimo, da spodnja polovica ne sodeluje med nastankom potresne obremenitve, saj se prenese neposredno v temelje. Maso zidov v nadstropju izračunamo z upoštevanjem celotne višine zidov. Vplivne površine sem izračunal s programom Autocad in že zajemajo tudi površine preklad in parapetov.

Masa zidu PSX1 (lokacijo zidov prikazuje slika 5) v pritličju:

$$m_{PSX1} = \frac{t_{29} \times \gamma_{29} \times A_{PSX1}}{g} = \frac{0,29 \text{ m} \times 12,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 1,72 \text{ m}^2}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 0,6 \text{ t}$$

Masa vseh zidov v pritličju je izračunana na enak način kot zid PSX1. Za zidovje v nadstropju so upoštevane vplivne površine kot je prikazano na sliki 13. Izračun mase vseh zidov je izveden s programom Microsoft Excel in je podan v prilogi A.

Za obravnavani objekt znašata masi zidov v pritličju in nadstropju:

$$m_{\text{zidov v pritličju}} = 21,6 \text{ t}$$

$$m_{\text{zidov v nadstropju}} = 43,2 \text{ t}$$

Skupna masa zidov:

$$m_{\text{zidov}} = 64,8 \text{ t}$$

4.7.9 Masa celotnega objekta

$$\begin{aligned} m_{\text{celotnega objekta}} &= \\ &= 3,9 \text{ t} + 0,6 \text{ t} + 2,3 \text{ t} + 3,8 \text{ t} + 48,8 \text{ t} + 64,8 \text{ t} + 4,1 \text{ t} + 11,7 \text{ t} = 140 \text{ t} \end{aligned}$$

4.8 Celotna potresna sila na podlagi mase in spektra pospeškov

Na velikost potresne sile in s tem na velikost prečne sile na posamezen zid v pritličju vplivata masa celotne konstrukcije (m) in spekter projektnih pospeškov (S_d). Masa celotne konstrukcije znaša 140 t. Vrednosti faktorja tal znaša za naš primer $S=1,15$, vrednost pospeška tal (očitan iz slike 2) pa znaša $a_g=0,25g$. Faktor obnašanje je za nearmirane zidane konstrukcije enak 1,5, saj velja, da le-te nimajo ravno velike duktilnosti.

Nihajni čas konstrukcije je ocenjen tako, da je spekter projektnih pospeškov na platuju, zato lahko za račun vrednosti spektralnega pospeška uporabimo izraz (2-5):

$$S_d = S \times a_g \times \frac{2,5}{q} = 1,15 \times 0,25 \times 9,81 \times \frac{2,5}{1,5} = 4,7 \frac{m}{s^2}$$

Potresno silo smo določili po izrazu (2-1):

$$F_b = S_d \times m \times \lambda = 4,7 \times 140 \times 1 \approx 658 \text{ kN}$$

4.8.1 Delež prečne sile v pritličju na posamezni zid

Pečno silo določimo za pritlične zidove, saj imamo tam potresne sile največje. Koliko prečne sile odpade na posamezne zidove nam pove razmerje togosti zidov v izbrani smeri. Velja predpostavka, da obtežbo v smeri x prevzamejo zidovi v smeri x , v smeri y pa zidovi v smeri y . Nosilnost zidov pravokotno na zidove sicer je, vendar jo po navadi ne upoštevamo pri računu nosilnosti.

Togost zidov v posamezni smeri določimo po izrazu (3-1). Prečno silo na posamezen zida pa po izrazu (3-2). Vrednosti so prikazane v preglednicah 11 in 12.

Preglednica 11: Togosti zidov, prečne sile na posameznem zidu - smer x

oznaka zidu	GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE ZIDOV						$F_{b,i}$ (kN)
	l (m)	t (m)	h_{eff} (m)	A_w (m ²)	$K_{e,i}$ (kN/m)	$K_{e,i}/\Sigma K_{e,i}$ (%)	
PSX1	1,15	0,29	2,41	0,33	40891	0,04	28,5
PSX2	1,64	0,29	1,65	0,48	109847	0,12	76,5
PSX3	1,09	0,29	1,15	0,32	103867	0,11	72,4
PSX4	1,64	0,29	1,65	0,48	109847	0,12	76,5
PSX5	2,25	0,29	2,41	0,65	101999	0,11	71,0
PSX6	0,55	0,19	2,38	0,10	6603	0,01	4,6
PSX7	1,54	0,19	2,09	0,29	49864	0,05	34,7
PSX8	5,25	0,29	2,66	1,52	232971	0,25	162,3
PSX9	4,30	0,29	2,66	1,25	188674	0,20	131,5
						SKUPAJ	658

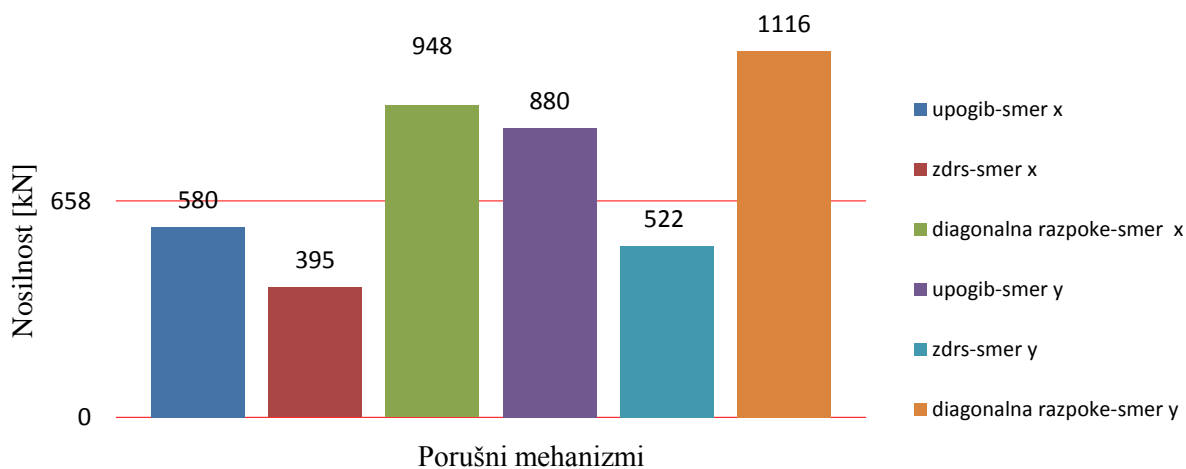
Preglednica 12: Togosti zidov, prečne sile na posameznem zidu - smer y

GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE ZIDOV							
oznaka zidu	l (m)	t (m)	h _{eff} (m)	A _w (m ²)	K _{e,i} (kN/m)	K _{e,i} /ΣK _{e,i} (%)	F _{b,i} (kN)
PSY1	1,75	0,29	1,91	0,51	99724	0,09	59,2
PSY2	2,39	0,29	1,15	0,69	245873	0,22	146,0
PSY3	1,35	0,29	1,91	0,39	71994	0,06	42,7
PSY4	3,11	0,19	2,66	0,59	86553	0,08	51,4
PSY5	3,01	0,19	2,66	0,57	83565	0,08	49,6
PSY6	3,01	0,19	2,66	0,57	83565	0,08	49,6
PSY7	3,16	0,19	2,66	0,60	88122	0,08	52,3
PSY8	0,60	0,29	2,38	0,17	12485	0,01	7,4
PSY9	3,06	0,29	2,38	0,89	147224	0,13	87,4
PSY10	0,94	0,29	1,91	0,27	42888	0,04	25,5
PSY11	1,13	0,29	1,65	0,33	69155	0,06	41,1
PSY12	1,42	0,29	1,91	0,41	77248	0,07	45,9
SKUPAJ							658

4.9 Nosilnosti zidov

Za določitev nosilnosti posameznega zidu v pritlični etaži upoštevamo izraze (3-10), (3-12) in (3-16). Pri določitvi nosilnosti so upoštevane osne sile, ki smo jih določili v poglavju 4.6. Materialne karakteristike so prikazane v preglednici 4.

Nosilnosti za posamezne zidove določimo za vse tri tipe porušitve. Na podlagi merodajnega mehanizma - najmanjše nosilnosti, določimo nosilnost konstrukcije v smeri x in y. Izračunane vrednosti nosilnosti za vse tri tipe porušnih mehanizmov, so prikazane v preglednici 13. Na podlagi teh vrednosti smo določili merodajni porušni mehanizem ter ustrezno nosilnost posameznega zidu.



Grafikon 1: Nosilnosti posameznega porušenega mehanizma

Strižno nosilnost z zdrsom se določi kot produkt tlačnega dela zidu in projektne strižne trdnosti zidovja. Tlačno cono (l_c) zidu določimo za primer, ko je nosilnost zidu enaka obremenitvi. To ustreza poružitvi zidu z nastankom zdrsa. Ker je nosilnost odvisna od obremenitve, je potrebno postopek reševati iterativno. Določimo maksimalno prečno silo, ki jo zid še lahko prevzame. Dobljena prečna sila je enaka nosilnosti zidu. Dolžino tlačene cone zidu določimo po izrazu (3-11), nosilnost pa po izrazu (3-10).

Pri strižnem mehanizmu poružitve z nastankom diagonalnih razpok smo uporabili izraze od (3-12) do (3-15). Izračunati je potrebno faktor b , ki upošteva geometrijske značilnosti zidovja in dejansko razmerje med vodoravno in navpično obtežbo pri poružitvi. Strižna nosilnost je enaka povprečni vrednosti strižnih napetosti pri poružitvi zidu pomnoženimi s površino prereza zidu.

Nosilnost za posamezne zidove določimo za vse tri porušne mehanizme. Za vsak porušni mehanizem določimo nosilnost celotne konstrukcije kot vsota nosilnosti posameznega zidov v isti smeri pri istem porušnem mehanizmu. Iz preglednice 13 vidimo, da zelo veliko zidov ni sposobno prevzeti obtežbe, ki odpade nanje. Obtežbo na posamezni zid smo določili na podlagi togosti zidov - enačba (3-2). Pri tem upoštevamo popolno prerazporeditev obtežbe iz zidov, ki niso sposobni prevzeti obtežbe na zidove, ki imajo še rezerve. Tako dobimo v smeri x in y merodajni mehanizem porušitve po zdrsu. Nosilnost v smeri x je 395 kN, v smeri y pa 522 kN. Smiselno je neupoštevati zdrsa, saj ni merodajni mehanizem v pritličnih zidovih. V primeru neupoštevanja prestriga je nosilnost v smeri x 580 kN, v smeri y pa 880 kN. Vidimo, da je v smeri y zadostna nosilnost glede na potresno obtežbo, v x pa ne.

EC 8 - 1 dopušča prerazporeditev prečne sile po posameznih zidovih v pritličju, če so pri tem izpolnjeni ravnotežni pogoji in prerazporeditev prečne sile ne vpliva neugodno na stropne konstrukcije. Pri tem se prečna sila v nobenem elementu ne sme niti zmanjšati za več kot 15%, niti povečati za več kot eno tretjino njene prvotne vrednosti. To je zelo poenostavljen način prerazporeditve, saj s tem le ocenimo ali je potresna odpornost stavbe kot celote ustrezna ali ne (Tomaževič, 2009).

Iz grafikona 1 je vidno, da so nosilnosti po zdrsu najmanjše, po diagonalnih razpokah pa predstavljajo največje, kar je v nasprotju z zgornjo trditvijo, da je ta najpogostejši mehanizem poružitve. Rdeča črta prikazuje vrednost potresne obtežbe. Vidimo, da je potresna odpornost premajhna. V smeri y ima konstrukcija večjo nosilnost kot v x smeri. To gre na račun zasnove konstrukcije.

Preglednica 13: Geometrijske karakteristike, osne sile in napetosti, potresne sile, nosilnosti porušnih mehanizmov, vrsta porušitve

oznaka zidu	GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE ZIDOV						SILE IN NAPETOSTI			ZDRS		DIAG. RAZP.		UPOGIB		ZDRS UPOŠTEVAMO			ZDRSA NE UPOŠTEVAMO		
	l [m]	t [m]	h _{eff} [m]	A _w [m ²]	h _{eff} / l	faktor b	N _d [kN]	σ _d [kN/m ²]	F _d [kN]	R _{vd} [kN]	F _d /R _{vd}	R _{td} [kN]	F _d /R _{td}	R _{fd} [kN]	F _d /R _{fd}	R _{dmer} [kN]	F _d /R _{dmer}	porušitev	R _{dmer} [kN]	F _d /R _{dmer}	porušitev
PSX1	1,15	0,29	2,41	0,33	2,10	1,50	30,0	90,4	28,5	11,5	2,47	46,7	0,61	13,9	2,06	11,5	2,47	ZDRS	13,9	2,06	UPOGIB
PSX2	1,64	0,29	1,65	0,48	1,01	1,25	42,8	90,0	76,5	22,4	3,41	79,9	0,96	41,2	1,86	22,4	3,41	ZDRS	41,2	1,86	UPOGIB
PSX3	1,09	0,29	1,15	0,32	1,06	1,28	31,6	100,1	72,4	11,9	6,09	53,1	1,36	29,0	2,50	11,9	6,09	ZDRS	28,97	2,50	UPOGIB
PSX4	1,64	0,29	1,65	0,48	1,01	1,25	68,3	143,7	76,5	33,7	2,27	87,8	0,87	64,6	1,18	33,7	2,27	ZDRS	64,6	1,18	UPOGIB
PSX5	2,25	0,29	2,41	0,65	1,07	1,29	52,9	81,3	71,1	36,7	1,94	104,9	0,68	48,0	1,48	36,7	1,94	ZDRS	48,0	1,48	UPOGIB
PSX6	0,55	0,19	2,38	0,10	4,36	1,50	17,5	168,8	4,6	3,4	1,36	16,6	0,28	3,8	1,22	3,4	1,36	ZDRS	3,8	1,22	UPOGIB
PSX7	1,54	0,19	2,09	0,29	1,36	1,43	46,2	157,8	34,7	21,3	1,63	48,4	0,72	32,2	1,08	21,3	1,63	ZDRS	32,2	1,08	UPOGIB
PSX8	5,25	0,29	2,66	1,52	0,51	1,10	102,5	67,3	162,3	142,8	1,14	278,5	0,58	197,7	0,82	142,8	1,14	ZDRS	197,7	0,82	ne
PSX9	4,30	0,29	2,66	1,25	0,62	1,10	95,0	76,2	131,5	111,5	1,18	232,3	0,57	149,6	0,88	111,5	1,18	ZDRS	149,6	0,88	ne
SKUPAJ							658			395		948		580	SKUPAJ	395		SKUPAJ	580		
$F_{d\text{tot}} / R_{d\text{tot}} =$																				1,13	

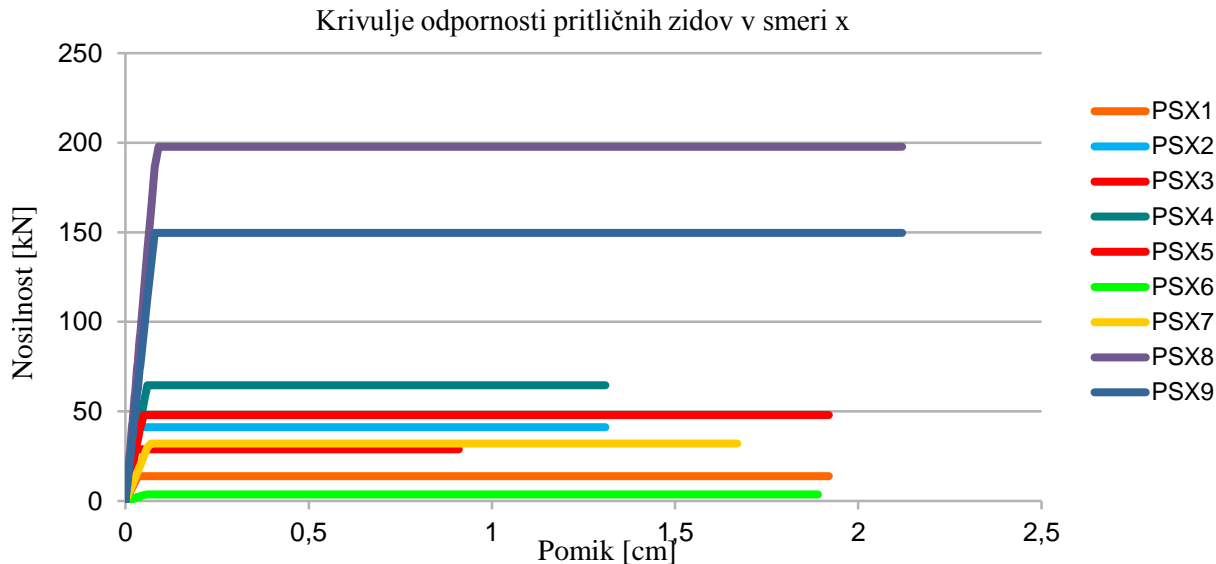
oznaka zidu	GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE ZIDOV						SILE IN NAPETOSTI			ZDRS		DIAG. RAZP.		UPOGIB		ZDRS UPOŠTEVAMO			ZDRSA NE UPOŠTEVAMO		
	l [m]	t [m]	h _{eff} [m]	A _w [m ²]	h _{eff} / l	faktor b	N _d [kN]	σ _d [kN/m ²]	F _d [kN]	R _{vd} [kN]	F _d /R _{vd}	R _{td} [kN]	F _d /R _{td}	R _{fd} [kN]	F _d /R _{fd}	R _{dmer} [kN]	F _d /R _{dmer}	porušitev	R _{dmer} [kN]	F _d /R _{dmer}	porušitev
PSY1	1,75	0,29	1,91	0,51	1,09	1,30	42,8	84,6	59,2	24,0	2,46	81,39	0,73	38,1	1,55	24,0	2,46	ZDRS	38,1	1,55	UPOGIB
PSY2	2,39	0,29	1,15	0,69	0,48	1,10	115,3	166,4	146,0	73,8	1,98	150,9	0,97	226,2	0,65	73,8	1,98	ZDRS	150,9	0,97	ne
PSY3	1,35	0,29	1,91	0,39	1,42	1,46	38,1	97,6	42,7	16,8	2,54	57,2	0,75	26,0	1,65	16,8	2,54	ZDRS	26,0	1,65	UPOGIB
PSY4	3,11	0,19	2,66	0,59	0,86	1,18	75,5	128,0	51,4	61,7	0,83	112,9	0,46	84,3	0,61	61,7	0,83	ne	84,3	0,61	ne
PSY5	3,01	0,19	2,66	0,57	0,88	1,19	76,6	133,9	49,6	60,5	0,82	109,2	0,45	82,7	0,60	60,5	0,82	ne	82,7	0,60	ne
PSY6	3,01	0,19	2,66	0,57	0,88	1,19	57,0	99,7	49,6	48,2	1,03	102,9	0,48	62,3	0,80	48,2	1,03	ZDRS	62,3	0,80	ne
PSY7	3,16	0,19	2,66	0,60	0,84	1,17	80,8	134,8	52,3	65,1	0,80	116,7	0,45	91,5	0,57	65,1	0,80	ne	91,5	0,57	ne
PSY8	0,60	0,29	2,38	0,17	3,96	1,50	74,0	425,4	7,4	13,4	0,55	37,0	0,20	16,0	0,46	13,4	0,55	ne	16,0	0,46	ne
PSY9	3,06	0,29	2,38	0,89	0,78	1,14	90,8	102,5	87,4	77,6	1,13	167,8	0,52	112,8	0,78	77,6	1,13	ZDRS	112,8	0,78	ne
PSY10	0,94	0,29	1,91	0,27	2,04	1,50	56,7	209,2	25,5	16,8	1,52	46,0	0,55	25,9	0,98	16,8	1,52	ZDRS	25,9	0,98	ne
PSY11	1,13	0,29	1,65	0,33	1,46	1,48	126,4	385,6	41,1	39,8	1,03	68,1	0,60	75,3	0,55	39,8	1,03	ZDRS	68,1	0,60	ne
PSY12	1,42	0,29	1,91	0,41	1,34	1,42	54,0	131,2	45,9	24,0	1,91	65,7	0,70	38,5	1,19	24,0	1,91	ZDRS	38,5	1,19	UPOGIB
SKUPAJ							658			522		1116		880	SKUPAJ	522		SKUPAJ	797		
$F_{d\text{tot}} / R_{d\text{tot}} =$																				0,83	

4.10 Krivulja odpornosti (nelinearna analiza)

Krivulja odpornosti prikazuje odnos med nosilnostjo konstrukcije in vsiljenimi pomiki. Določimo jo na podlagi merodajnega mehanizma porušitve za posamezni zid. V primeru, da porušni mehanizem z zdrsom upoštevam, se izkaže, da je ta mehanizem merodajen za vse zidove. Končni pomik zidu pri strižni porušitvi določimo po enačbah (3-20) in (3-21).

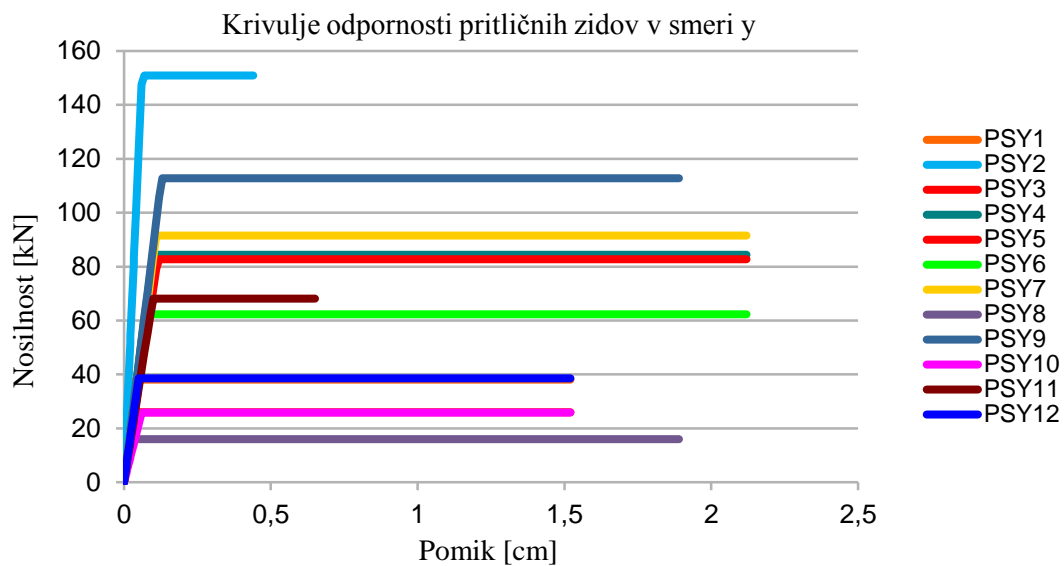
S tem ko vsiljujemo pomike in merimo sile s katerimi se zidovi upirajo le-tem, lahko opazujemo obnašanje konstrukcije v nelinearnem območju tudi po tem, ko že upada nosilnost zidov. Najpreprostejši način določitve krivulje odpornosti je s superpozicijo krivulje odpornosti posameznih zidov v obravnavani etaži pri enakem pomiku. Krivuljo odpornosti določimo za vsak zid v pritličju posebej.

Po določitvi vseh nosilnosti zidov, dobljenih pri elastični analizi, smo za posamezen zid določili začetne in končne pomike po enačbah (3-19), (3-20) in (3-21). Začetni pomiki so odvisni od togosti in nosilnosti, končni pa od efektivne višine. Velja predpostavka, da preden pride do plastifikacije, se zid obnaša linearno elastično, nato sledi plato plastičnega tečenja. Pri doseženem končnem pomiku se zid poruši. Krivulje odpornosti posameznih zidov pri istem pomiku smo seštelili in tako dobili krivuljo odpornosti celotne konstrukcije. Ker so prispevki posameznih zidov vključeni v odpornost etaže, ni več treba preverjati stanja posameznih zidov. Razvidno je, da se plato plastičnega tečenja zaključi, ko odpove prvi zid. Nato odpornost konstrukcije upada, glede na končni pomik posameznega zidu. Pri nelinearni statični analizi projektno potresno obtežbo določimo na enak način kot pri metodi z vodoravnimi silami.

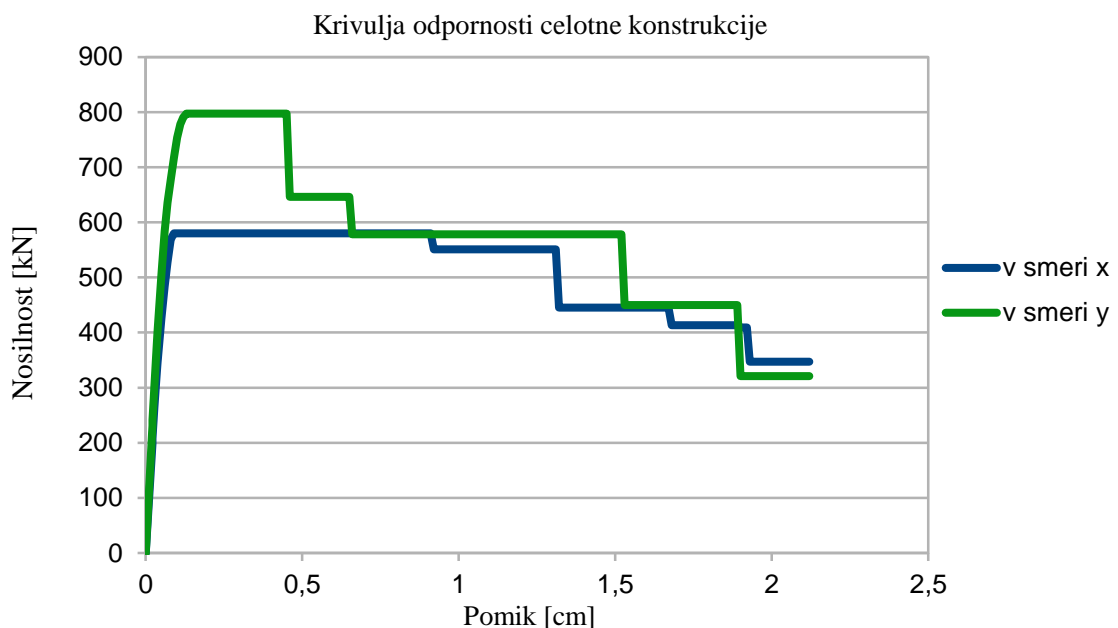


Grafikon 2: Krivulje odpornosti pritličnih zidov v smeri x

Grafikona 2 in 3 prikazujeta krivulje odpornosti posameznih zidov (brez upoštevanja prestrižnega mehanizma) v obeh smereh. Predpostavljena je bilinearna zveza med nosilnostmi in pomiki.



Grafikon 3: Krivulje odpornosti pritličnih zidov v smeri y



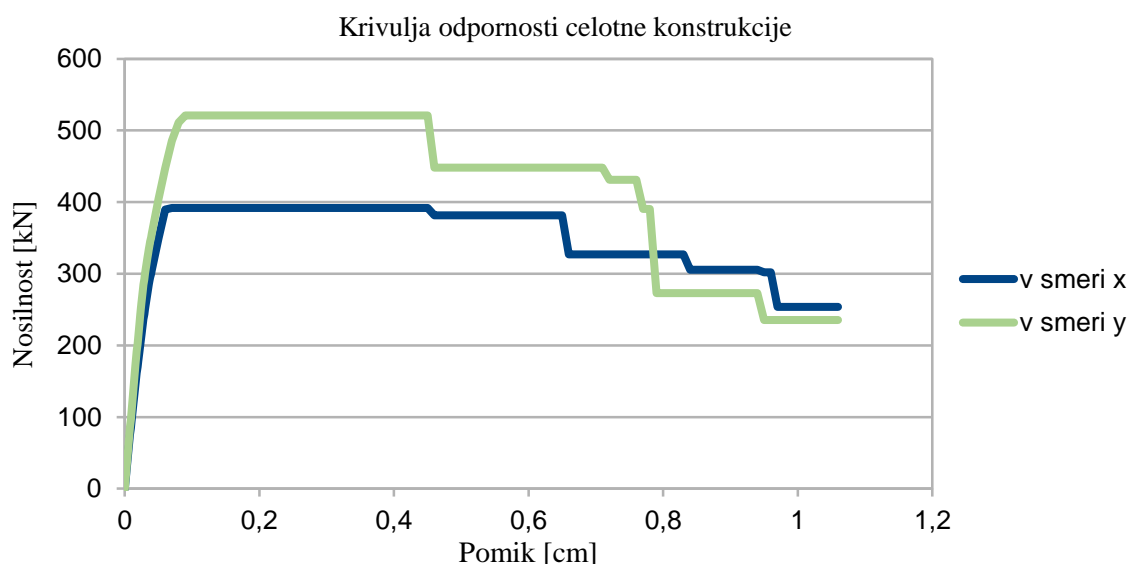
Grafikon 4: Krivulja odpornosti (brez upoštevanja prestrižnega mehanizma) celotne konstrukcije v obeh smereh

- Smer X:

V smeri x ima zid PSX8 največjo nosilnost. Razlog za to sta predvsem dolžina zidu in relativno velika vertikalna obremenitev. Odpornost konstrukcije (v primeru da zdrsa ne upoštevam) v smeri x ni zadostna, saj je potresna obremenitev (658 kN) večja od nosilnosti (580 kN). Nosilnost po elastični analizi in nelinearni analizi je enaka. V smeri x vsi zidovi odpovejo po upogibni porušitvi. Iz grafikona 2 lahko odčitamo vrstni red odpovedi posameznih zidov: PSX3, PSX2 in PSX4, PSX7, PSX6, PSX1 in PSX5, PSX8 in PSX9. Odpoved zidov je povezana z mejnim pomikom, le-tega pa smo definirali na podlagi efektivne višine zidu. Torej so zidovi z večjo efektivno višino sposobni prevzeti večji pomik.

- Smer Y:

Iz grafikona 4 je razvidno, da je nosilnost celotne konstrukcije po nelinearni analizi (797 kN) nekoliko manjša kot pri elastični analizi (880 kN), saj se upošteva, da lahko nastopijo porušitve v pritličnih zidovih po različnih porušnih mehanizmih hkrati. Pri elastični analizi smo upoštevali popolno prerezporeditev obtežbe iz zidov, ki je niso sposobni prevzeti na zidove, ki imajo še rezerve. Vidimo, da je razlika med linearno in nelinearno analizo manjša od 10%, zato lahko sklepamo, da je metoda vredno in da lahko seštejemo nosilnosti. Vsi zidovi dosežejo svojo nosilnost preden pride do porušitve najšibkejšega zidu. V smeri y je odpornost konstrukcije na potresno obtežbo zadostna, saj je nosilnost (797 kN) večja od potresne obremenitve (658 kN). Nosilnost je zadostna vse dokler se vsiljeni pomik ne poveča preko vrednosti 0,45 cm. V smeri y se vsi zidovi, z izjemo zidov PSY2 in PSY11, porušijo po upogibu. PSY2 in PSY11 pa se porušita s strižno porušitvijo z nastankom diagonalnih razpok. Iz grafikona 3 lahko odčitamo vrstni red odpovedi posameznih zidov: PSY2, PSY11, PSY1, PSY3, PSY10, PSY12, PSY9, PSY8, PSY4, PSY5, PSY6, PSY7.



Grafikon 5: Krivulja odpornosti (z upoštevanjem prestrižnega mehanizma) celotne konstrukcije v obeh smereh

Grafikon 5 prikazuje nosilnost po nelinearni analizi za primer, ko upoštevamo tudi zdrs zidovja. V tem primeru je merodajen porušni mehanizem v vseh zidovih zdrs, zaradi česar se izkaže, da je nosilnost po nelinearni analizi enaka nosilnosti po elastični analizi. Nosilnost je premajhna glede na potresno obtežbo. Končni vsiljeni pomik je določen na podlagi efektivne višine.- enačba (3-20). V primeru, da se zdrs upošteva kot merodajni mehanizem, vidimo, da se duktilnost konstrukcije zmanjša na polovico duktilnosti, kot jo dobimo, če ne upoštevamo zdrsa.

4.11 Kontrola potresne odpornosti

Za določitev potresne odpornosti stavb upoštevamo izraze (3-19), (3-20) in (3-21).

V smeri x:

SRC		BSC
0,42	<	0,48

V smeri y:

SRC		BSC
0,58	>	0,48

Vidimo, da je potresna odpornost v smeri y zadostna, v smeri x pa ne.

5 ZAKLJUČEK

Iz analize objekta smo ugotovili, da je pri vseh zidovih merodajen strižni mehanizem porušitve z zdrsom zidovja. Ta način porušitve v realnosti ni pogost v pritlični etaži. Omenjeni način porušitve je značilen za višja nadstropja, kjer so osne obremenitve manjše, potresni pospeški pa največji. Za bolj realno oceno potresne odpornosti smo zato kriterij prestriga v spodnji etaži izključili. V primeru, da zdrsa ne upoštevamo, je merodajni mehanizem porušitve upogibna porušitev pri vseh zidovih, razen pri zidu PSY2 in PSY11, kjer je merodajna strižna porušitev z nastankom diagonalnih razpok. To je v nasprotju s trditvijo iz poglavja 3.6, ki pravi, da je upogibni mehanizem porušitve pri zidanih konstrukcijah redko merodajen. Do take vrste porušenega mehanizma pride zaradi razmeroma majhnih osnih sil v zidovih.

Iz rezultatov izračunanih odpornosti posameznih zidov je razvidno, da je nosilnost v smeri y večja kot v smeri x . To je posledica zasnove objekta, katerega skupna površina zidov v smeri x glede na tloris pritličja znaša 5,7%, v y smeri pa 6,4%.

Tudi v primeru neupoštevanja prestriga zidovja je bilo ugotovljeno, da je potresna obremenitev (658 kN) večja od odpornosti zidovja v smeri x (580 kN). V smeri y je odpornost (880 kN) v primeru, da izključimo prestižni mehanizem, večja od potresne obremenitve (658 kN). V računu odpornosti ne upoštevamo povezanosti sten z vmesnimi pregradami. To pomeni, da ima konstrukcija še določene rezerve. Tudi, če naša izračunana odpornost v smeri x ne zadošča pogojem standarda Evrokod 6, se konstrukcija v primeru projektnega potresa verjetno ne bo porušila, temveč le poškodovala.

Z nelinearno potresno analizo smo ocenili nosilnost in deformacijsko kapaciteto konstrukcije (dopustni pomik zidov). V projektni situaciji preverjanja končnega mejnega stanja za izračun krivulje odpornosti uporabljamo projektne parametre za obtežbo in za mehanske lastnosti materialov. Hkrati nam poenostavljena nelinearna analiza omogoča sledljivost prerazporeditve obtežbe in poškodovanosti zidov v odvisnosti od pomika etaže. Zidovi namreč prenesejo zahtevano obremenitev vse dokler ne dosežejo predpisane mejne duktilnosti. V kolikor se vsiljeni pomik zidu povečuje preko meje dovoljene duktilnosti, se odpornost in togost zidu izključita in obremenitev se prenese na ostale zidove, katerih deformacije so še v dopustnem območju. Iz krivulje odpornosti je razvidno, da so pomiki v obeh smereh skoraj enaki, saj so določeni po enakem postopku – glede na efektivno višino h_{eff} . V smeri y imata zidova PSY2 in PSY11 merodajni mehanizem diagonalne razpoke, kar pomeni, da je v primerjavi z upogibno porušitvijo mejni pomik manjši. Zidovi z večjo efektivno višino so sposobni prevzeti večje pomike. Pomik, ki ga konstrukcija še prenese v smeri y , znaša 21 mm (nosilnost je že zelo majhna), pomik na meji elastičnosti je manjši od 1 mm. Pomik, pri katerem pa je konstrukcija še sposobna prenesti obtežbo znaša 0,45 cm. Realne vrednosti so nekoliko večje, saj v izračunu nisem upošteval spremembe togosti.

Nelinearna analiza nam omogoča, da ocenimo, ali lahko upoštevamo popolno prerazporeditev prečnih sil z zidov, ki niso sposobni prevzeti pripadajoče sile, na zidove ki imajo še rezerve. V smeri y je nosilnost po nelinearni analizi nekoliko manjša od nosilnosti po elastični analizi, vendar je odstopanje zelo majhno, tako da lahko upoštevamo popolno prerazporeditev sil med zidovi. Iz krivulje odpornosti celotne konstrukcije je razvidno, pa je v smeri y nosilnost zadostna ter da vsi zidovi dosežejo nosilnost preden so prekoračeni pomiki. Nosilnost je v smeri y zadostna glede na obremenitev, v smeri x pa ni zadostna.

Cilj diplomske naloge je bil preučiti odpornost enodružinske hiše na potresno obremenitev. Na podlagi dobljenih rezultatov je razvidno, da konstrukcija ne izpolnjuje zahtev, ki jih predpisujeta standarda EC 6 in EC 8.

VIRI

ARSO I. 2014.

http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektني_pospešek_tal.html
(Pridobljeno 1. 9. 2015.)

Goriške opekarne I. 2014. Modularni blok MB 29-19.

http://www.goopekarne.si/index.php?vie=ctl&strId=13_slo&id=2006032009353827&mIOpen=2
(Pridobljeno 10. 8. 2015.)

Goriške opekarne II. 2014. Go max 8 PU.

http://www.go-opekarne.si/index.php?vie=ctl&strId=13_slo&id=2010071614034720&mIOpen=2
(Pridobljeno 10. 8. 2015.)

Gostič, S., Jarc Simončič, M., Bosiljkov, V. 2011. Upoštevanje različnih predpostavk pri izračunu potresne odpornosti zidane stavbe. V: Lopatič, J. (ur.), Markelj, V. (ur.), Saje, F. (ur.). Zborovanje gradbenih konstruktorjev Slovenije, Bled, Slovenija, 6-7 oktober 2011: Ljubljana, Slovensko društvo gradbenih konstruktorjev: str. 119-126.

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

Podgorelec, D. 2011. Ocena potresne odpornosti stanovanjske hiše v Ljubljani. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 83 str.

SIST EN 1991-1-1: 2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije -1-1.

del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb.

SIST EN 1996-1-1: 2006. Evrokod 6: Projektiranje zidanih

konstrukcij – 1. del: Splošna pravila za armirano in nearmirano zidovje.

Zupančič, P. 2013. Potresna mikrorajonizacija Ljubljane. Ujma 27: 149.

Žižmond, J., Dolšek, M. 2015. Projektni pospešek tal z upoštevanjem ciljne verjetnosti porušitve. Gradbeni vestnik 64: 123 - 131.

SEZNAM PRILOG**PRILOGA A: MASE ZIDOV V PRITLIČJU IN NADSTROPJU****PRILOGA B: EFEKTIVNE VIŠINE ZIDOV V SMERI X****PRILOGA C: EFEKTIVNE VIŠINE ZIDOV V SMERI Y**

PRILOGA A: MASE ZIDOV V PRITLIČJU IN NADSTROPJU

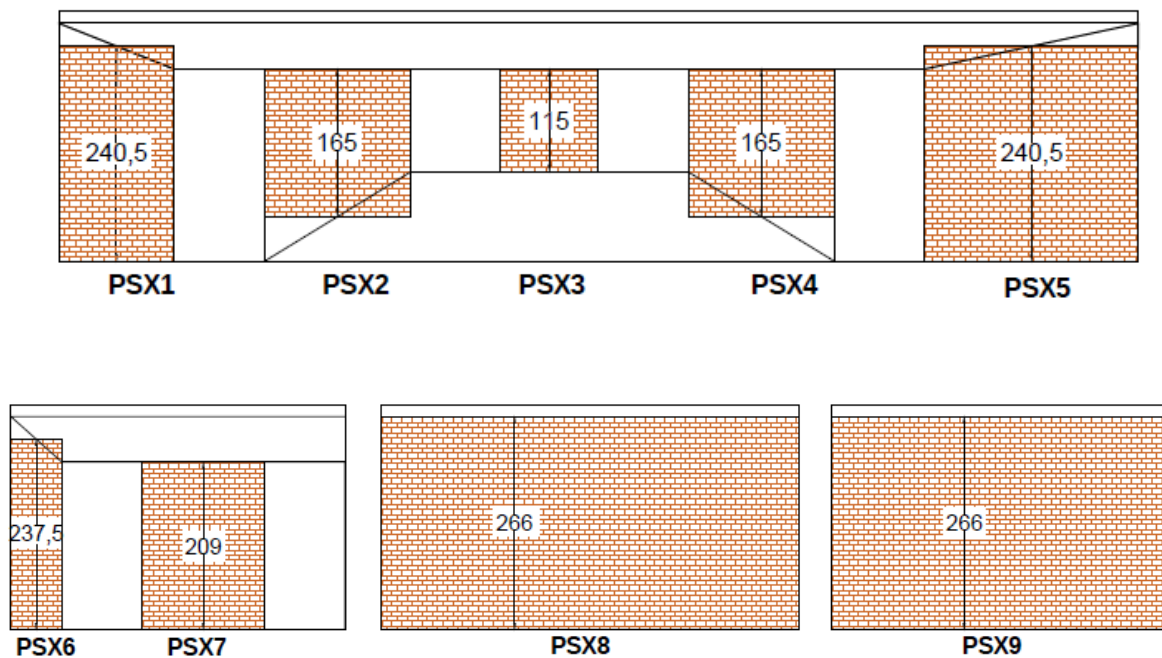
Preglednica 14: Masa zidov v pritličju in nadstropju - smer x

Zid	A _{zidu} (m ²)	m zidov v pritličju (t)	Zid	A _{zidu} (m ²)	m zidov v nadstropju (t)
PSX1	1,72	0,6	NSX1	2,51	0,9
PSX2	2,63	1,0	NSX2	4,03	1,5
PSX3	1,98	0,7	NSX3	3,20	1,2
PSX4	2,63	1,0	NSX4	4,03	1,5
PSX5	3,18	1,2	NSX5	4,18	1,5
PSX6	1,01	0,3	NSX6	2,99	0,8
PSX7	2,91	0,8	NSX7	7,25	1,9
PSX8	6,98	2,6	NSX8	9,69	3,6
PSX9	5,72	2,2	NSX9	8,24	3,1
Σ		10,4	Σ		16,0

Preglednica 15: Masa zidov v pritličju in nadstropju - smer y

Zid	A _{zidu} (m ²)	m zidov v pritličju (t)	Zid	A _{zidu} (m ²)	m zidov v nadstropju (t)
PSY1	2,58	1,0	NSY1	4,82	1,8
PSY2	3,69	1,3	NSY2	11,22	4,1
PSY3	2,05	0,7	NSY3	3,58	1,3
PSY4	4,13	1,1	NSY4	7,94	2,1
PSY5	4,00	1,0	NSY5	7,66	2,0
PSY6	4,00	1,0	NSY6	5,39	1,4
PSY7	4,14	1,1	NSY7	7,66	2,0
PSY8	0,80	0,3	NSY8	7,94	2,9
PSY9	4,06	1,5	NSY9	7,66	2,9
PSY10	1,62	0,6	NSY10	4,21	1,6
PSY11	2,27	0,8	NSY11	8,46	3,2
PSY12	2,25	0,8	NSY12	4,77	1,8
Σ		11,2	Σ		27,2

Vrednosti vplivnih površin so določene s programom Autocad.

PRILOGA B: EFEKTIVNE VIŠINE ZIDOV V SMERI X

PRILOGA C: EFEKTIVNE VIŠINE ZIDOV V SMERI Y

