

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:

Jenko, A. 2012. Ocena odpornosti enodružinske hiše. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M., somentor Snoj, J.): 35 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:

Jenko, A. 2012. Ocena odpornosti enodružinske hiše. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Dolšek, M., co-supervisor Snoj, J.): 35 pp.

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
gradbeništvo in
geodezijo



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

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ
PRVE STOPNJE
GRADBENIŠTVA

Kandidatka:

ANKA JENKO

**OCENA POTRESNE ODPORNOSTI ENODRUŽINSKE
HIŠE**

Diplomska naloga št.: 10/B-GR

**SEISMIC PERFORMANCE ASSESSMENT OF SINGLE-
FAMILY HOUSE**

Graduation thesis No.: 10/B-GR

Mentor:

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Somentor:

Jure Snoj, uni. dipl. inž. gr.

Član komisije:

izr. prof. dr. Marijan Žura

izr. prof. dr. Jana Šelih

Ljubljana, 21. 09. 2012

IZJAVE

Podpisana Anka Jenko izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »Ocena potresne odpornosti enodružinske hiše«.

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

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

Ljubljana, 20.8.2012

Anka Jenko

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.042.7(043.2)
Avtor: Anka Jenko
Mentor: izr. prof. dr. Matjaž Dolšek
Sommentor: Jure Snoj, univ. dipl. inž. grad.
Naslov: Ocena potresne odpornosti enodružinske hiše
Tip dokumenta: diplomska naloga
Obseg in oprema: 35 str., 21 pregl., 11 sl., 26 en.
Ključne besede: potresno inženirstvo, zidane stavbe, ocena potresne odpornosti konstrukcije, metoda s horizontalnimi silami, upogibna porušitev, strižna porušitev z zdrsom, strižna porušitev z nastankom diagonalnih razpok

Izvleček:

V diplomski nalogi obravnavamo potresno odpornost stare zidane hiše v Ljubljani. V prvem delu je predstavljen postopek za določitev potresne sile in izračun nosilnosti zidu ob upoštevanju upogibne porušitve, strižne porušitve z zdrsom in strižne porušitve z nastankom diagonalnih razpok. V drugem delu je prikazan izračun potresne odpornosti konkretnega objekta. Analizo izvedemo le za pritličje in sicer neodvisno za obe smeri stavbe. Potresno obtežbo določimo z uporabo metode z vodoravnimi silami ter jo v razmerju togosti razporedimo po posameznih zidovih. Za vsak zid smo določili merodajno (minimalno) nosilnost ter iz teh rezultatov sklepali o odpornosti konstrukcije kot celote. Rezultati kažejo, da konstrukcija ne dosega potresne varnosti, kot je predpisana s standardom Evrokod 6 in 8.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.042.7(043.2)
Author: Anka Jenko
Supervisor: Assoc. Prof. Matjaž Dolšek, Ph. D.
Cosupervisor: Jure Snoj, B. Sc.
Title: Seismic performance assessment of single-family house
Document type: thesis
Notes: 35 p., 21 tab., 11 fig., 26 eq.
Key words: earthquake engineering, masonry buildings, seismic performance assessment of buildings, lateral force method, flexural failure, sliding shear failure, shear failure due to formation of diagonal cracks

Abstract:

Seismic performance of an old masonry building, which is located in Ljubljana, is investigated in this thesis. Firstly, a procedure for determination of the seismic forces and that for an assessment of the bearing capacity associated with the flexural, the sliding shear and the shear failure due to formation of diagonal cracks is presented. In the second part of the thesis, seismic resistance of the building is evaluated with consideration of response of the critical bottom storey. Lateral force method of analysis is used for determination of base shear force, whereas seismic force on each wall is determined on the basis of its stiffness ratio. So determined seismic force on wall was compared with its bearing capacity, which was determined as minimum of bearing capacities corresponded to the three failure modes. Results of analysis have showed that building does not fulfil safety requirements according to Eurocode 6 and 8.

ZAHVALA

Zahvaljujem se mentorju izr. prof. dr. Matjažu Dolšku za pomoč in strokovno usmerjanje pri izdelavi diplomske naloge.

Prav tako se za uporabne nasvete in pojasnila zahvaljujem somentorju Juretu Snoju univ. dipl. inž. grad.

Posebna zahvala gre tudi družini in bližnjim, ki so mi stali ob strani tekom študija in me podpirali.

KAZALO VSEBINE

Izjave	I
Bibliografsko – dokumentacijska stran in izvleček	II
Bibliographic – documentalistic information and abstract	III
Zahvala	IV
1 UVOD	1
2 OBNAŠANJE ZIDANIH KONSTRUKCIJ MED POTRESI	2
3 PROJEKTNA POTRESNA OBTEŽBA	4
3.1 Projektni spekter pospeškov	5
3.2 Razporeditev potresnih sil po višini	7
3.3 Določitev obremenitve posameznega zidu	7
4 NOSILNOST NEPOVEZANEGA ZIDOVJA	9
4.1 Material	9
4.1.1 Karakteristična tlačna trdnost zidovja	9
4.1.2 Karakteristična natezna trdnost zidovja	9
4.1.3 Karakteristična strižna trdnost zidovja	10
4.1.4 Modul elastičnosti	10
4.1.5 Strižni modul	11
4.1.6 Varnostni faktorji za material	11
4.2 Porušni mehanizmi	12
4.2.1 Strižna nosilnost zidovja z zdrsom – za nepovezано in nearmirano zidovje	13
4.2.2 Strižna nosilnost nepovezanega zidu – diagonalne razpoke	14
4.2.3 Upogibna nosilnost zidu – nepovezано in nearmirano zidovje	14
5 OCENA ODPORNOSTI	16
6 PRIMER: ANALIZA POTRESNE ODPORNOSTI ZIDANE HIŠE	17
6.1 Zasnova	17
6.2 Material	17
6.3 Obtežba	18
6.4 Določitev mase	19
6.4.1 Strop nad pritličjem	19
6.4.2 Streha	20
6.4.3 Zid	21
6.4.4 Celotna masa konstrukcije	22
6.5 Določitev celotne potresne sile	22
6.6 Razporeditev potresne obtežbe po višini	23
6.7 Analiza potresne odpornosti pritličja	23
6.7.1 Potresna sila na posamezen zid	23
6.7.2 Osna sila posameznega zidu	26
6.7.3 Nosilnost zidu	28
6.7.4 Odpornost	31
7 ZAKLJUČEK	34
VIRI	35

KAZALO SLIK

Slika 2-1:	a) nepovezано zidovje, b) zidovje povezano z vezmi, lesen strop, c) toga armiranobetonska plošča (Tomaževič, 2009: str. 33)	3
Slika 3-1:	Razporeditev horizontalne potresne sile po višini konstrukcije; a) sorazmerno s prvo nihajno obliko, b) trikotna oblika potresne obtežbe (Tomaževič, 2009: str. 125)	7
Slika 4-1:	a) porušitev zaradi striga z zdrsom, b) porušitev zaradi nastanka diagonalnih razpok, c) upogibna porušitev (Tomaževič, 2009: str. 128)	13
Slika 6-1:	Tloris pritličja	17
Slika 6-2:	Tloris prvega nadstropja	17
Slika 6-3:	Površina medetažne konstrukcije v m ²	20
Slika 6-4:	Oznake elementov, ki ji upoštevamo pri analizi v smeri X (A) in smeri Y (B)	24
Slika 6-5:	Primer določitve efektivnih višin posameznih zidov	24
Slika 6-6:	Prikaz prenosa obtežbe medetažne konstrukcije nad pritličjem in prvim nadstropjem (A) ter strehe (B) na posamezne zidove v pritličju	26
Slika 6-7:	Določitev površin A za zid sy1	27
Slika 6-8:	Primerjava obeh načinov določanja strižne nosilnosti z zdrsom	29

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 3-1:	Vrednosti koeficienta Ψ za stavbe (Tomaževič, 2009: str. 109)	4
Preglednica 3-2:	Vrednost koeficienta φ (Tomaževič, 2009: str. 113)	5
Preglednica 3-3:	Vrednosti parametrov za elastični spekter odziva v Sloveniji (Tomaževič, 2009: str. 23)	6
Preglednica 3-4:	Opis posameznih tipov tal (Tomaževič, 2009: str. 24)	6
Preglednica 3-5:	Vrednosti faktorja obnašanja q (Tomaževič, 2009)	6
Preglednica 4-1:	Vrednosti začetne strižne trdnosti zidovja f_{vko} (Tomaževič, 2009: str. 55)	10
Preglednica 4-2:	Varnostni faktor za material (Tomaževič, 2009: str. 110)	12
Preglednica 4-3:	Vrednosti faktorja zaupanja (Podgorelec, 2011)	12
Preglednica 6-1:	Vrednosti materialnih karakteristik, ki jih bomo uporabili v analizi	18
Preglednica 6-2:	Konstrukcijski sklop stropa nad pritličjem	18
Preglednica 6-3:	Konstrukcijski sklop stropa nad nadstropjem	19
Preglednica 6-4:	Konstrukcijski sklop strehe	19
Preglednica 6-5:	Določitev togosti in potresnih sil posameznih zidov v smeri X	25
Preglednica 6-6:	Določitev togosti in potresnih sil posameznih zidov v smeri Y	25
Preglednica 6-7:	Osne sile za zidove v X smeri	27
Preglednica 6-8:	Osne sile za zidove v Y smeri	28
Preglednica 6-9:	Primer določanja strižne nosilnosti z zdrsom za zid $sy1$	29
Preglednica 6-10:	Izračun nosilnosti v spodnji etaži v smeri X	30
Preglednica 6-11:	Izračun nosilnosti v spodnji etaži v smeri Y	30
Preglednica 6-12:	Analiza v smeri X ob predpostavki, da strig z zdrsom v pritličju ni merodajen	32
Preglednica 6-13:	Analiza v smeri Y ob predpostavki, da strig z zdrsom v pritličju ni merodajen	32

»Ta stran je namenoma prazna.«

1 UVOD

Zidovje se v različnih oblikah pojavlja skozi celotno zgodovino kot osnovni konstrukcijski element. Ljudje so skozi izkušnje in prakso spoznavali lastnosti zidovja in njegovo obnašanje v različnih situacijah ter iskali čim bolj uspešne rešitve za preprečitev raznih poškodb. Danes poznamo tri osnovne oblike zidovja: armirano, nearmirano ter povezano zidovje (Tomažević, 2009). Za razliko od preteklosti, pa poleg vertikalni obtežbi, veliko pozornosti posvečamo tudi horizontalni obtežbi. Vedno manj stvari prepuščamo naključju, saj želimo biti pripravljeni na redke naravne pojave. Naš cilj je predvsem omejiti poškodbe za bolj pogoste vplive na konstrukcijo ter preprečiti porušitev konstrukcije v primeru močnejših potresov in s tem zavarovati človeška življenja.

V prvem delu diplomske naloge je predstavljen postopek za oceno potresne odpornosti zidane konstrukcije z metodo horizontalnih sil, medtem ko smo se v drugem delu lotili konkretnega računa zidanega objekta v Ljubljani. Obravnavani objekt je star in ni bil zidan po predpisih o protipotresni gradnji, zato je malo verjetno da je sposoben prevzeti projektno potresno obremenitev kot to predpisuje standard Evrokod 8.

Potresno odpornost preverjamo neodvisno v dveh pravokotnih smereh stavbe. Po določitvi mase konstrukcije izračunamo celotno potresno silo, ki bo delovala na objekt. Silo razdelimo po etažah in nato v razmerju togosti še po posameznih zidovih. Obravnavamo tri mehanizme porušitve: upogibna porušitev, strižna porušitev z zdrsom in strižna porušitev z nastankom diagonalnih razpok. Določimo nosilnost posameznega zidu in nosilnost celotne konstrukcije v obeh pravokotnih smereh ter iz rezultatov sklepamo o odpornosti našega objekta kot celote pri delovanju obravnavanega potresa.

2 OBNAŠANJE ZIDANIH KONSTRUKCIJ MED POTRESI

Zidovje sodi med najpomembnejše in najstarejše gradbene materiale. V preteklosti so se stavbe zidale predvsem na podlagi izkušenj in prakse. Graditelji so skozi zgodovino spoznali pomanjkljivosti takšne gradnje, ki so jo izpopolnili z različnimi ukrepi za preprečitev porušitve zidanih stavb zaradi potresne aktivnosti (Tomažević, 2009). Z uvedbo standardov Evrokod je preverjanje potresne odpornosti in/ali načrtovanje konstrukcij usklajeno s trenutnim poznavanjem obnašanja konstrukcij. Standard Evrokod 6 v povezavi z Evrokodom 8 predpisuje načrtovanje zidanih konstrukcij.

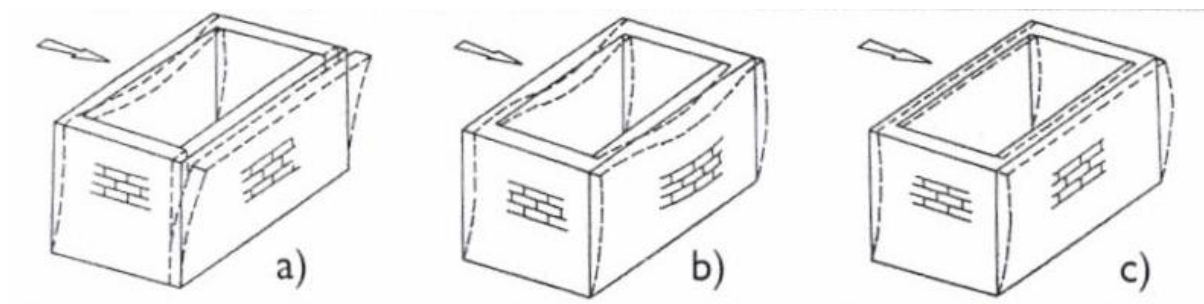
Posledica potresov je nihanje konstrukcije, kar povzroči dodatne strižne in upogibne napetosti v nosilnih elementih zidane stavbe. Ker zidovje prenaša velike tlačne, ne pa tudi upogibne in strižne obremenitve, lahko napetosti ob potresu presežejo trdnost materialov. Posledica tega so lahko hujše poškodbe ali celo porušitev konstrukcije (Tomažević, 2009).

Za dobro obnašanje stavbe ob potresu je ključnega pomena, da so nosilni zidovi čim bolj simetrično razporejeni tako v eni kot tudi v drugi smeri tlorisa stavbe. Nesimetrija v tlorisu lahko povzroči odmik masnega težišča od težišča togosti, kar povzroča dodatne učinke torzije v naši konstrukciji, ta pa je vzrok za preobremenitev v delu stavbe (Tomažević, 2009). Izogibamo se tudi velikim odprtinam ter kratkim stebrom. Pomembna je prav tako pravilnost gradnje po višini konstrukcije. Če slednjega ne upoštevamo, lahko pride do koncentracije poškodb v eni od etaž, kar je lahko vzrok za nastanek t.i. mehke etaže. Če so predelne stene zgrajene iz enakega materiala kot nosilne stene, se priporoča, da jih prav tako upoštevamo pri računu potresne odpornosti. Seveda pa na potresno odpornost konstrukcije ključno vplivata tudi kakovost malte in opeke zidovja (Tomažević, 2009).

Na konstrukcijo delujeta tako vertikalna kot horizontalna obtežba. Vertikalna obremenitev se preko medetažnih konstrukcij z upogibom prenaša na nosilne vertikalne elemente – zidane stene. Zidovje v tlaku prenese obtežbo preko temeljev v nosilna tla. Horizontalna potresna sila se prav tako preko medetažne konstrukcije s strigom in upogibom prenaša po vertikalnih elementih v tla v razmerju togosti (Podgorelec, 2011).

Tomažević (2009) meni, da je za stare zidane hiše z lesenimi stropi brez vodoravnih zidanih vezi značilno, da vztrajnostne sile, ki delujejo pravokotno na ravnino zidov, povzročijo porušitev stika med zidovi. Kot posledica ob navpičnih stikih zidov nastanejo razpoke. Zaradi takšnih pogojev lahko izpadejo deli zidu oziroma celotni fasadni zidovi (Slika 1-1: a). Boljše obnašanje stavb med potresi Tomažević (2009) pripisuje zidovom, ki so med seboj povezani z jeklenimi vezmi (Slika 1-1: b). V tem primeru stavba prevzame večjo potresno obtežbo, vendar je upogib zidov pravokotno na ravnino še vedno močan in povzroča navpične vertikalne razpoke zaradi prekoračenih natezних napetosti na mestih največjega upogibnega momenta. Tudi v tem primeru lahko pride do izpadanja zidov. Ta problem lahko izboljšamo z menjavo lesenih stropov s stropno konstrukcijo, ki deluje kot toga diafragma v svoji ravnini (slika 1-1: c). Tako izkoristimo celotno razpoložljivo potresno odpornost zidane konstrukcije, saj se potresna obtežba lahko razdeli na posamezne zidove v razmerju togosti. Veliko večino potresne sile prevzamejo zidovi, ki stojijo v smeri obtežbe. Taki zidovi se lahko porušijo na strig ali upogib. Upogibne porušitve prevladujejo pri visokih in ozkih zidovih. Porušitev nastane zaradi razpok med fugami v natezni coni in drobljenja v tlačnem robu. Pri zidovih običajnih dimenzij so pogosto merodajne strižne obremenitve. Horizontalne sile v zidu

povzročijo glavne natezne napetosti v smeri diagonal. Če je več močnih sunkov potresa, nastane v pravokotni smeri nova razpoka (Tomažević, 2009).



Slika 2-1: a) nepovezано zidovje, b) zidovje povezano z vezmi, lesen strop, c) toga armiranobetonska plošča (Tomažević, 2009: str. 33)

3 PROJEKTNA POTRESNA OBTEŽBA

Odziv konstrukcij na potres je prostorski, vendar ko govorimo o pravih zidanih stavbah z razmeroma enakomerno porazdelitvijo nosilnih elementov v pravokotnih smereh, je dovolj, če potresno odpornost preverimo le za horizontalni komponenti potresnega vpliva. Tako dobljeno obtežbo pretvorimo v ekvivalentne statične vodoravne sile. Račun obsega tudi navpično potresno obtežbo, le v primerih, ko obravnavamo elemente z velikimi razponi ali konzole, pri katerih lahko navpična nihanja kritično vplivajo na stabilnost (Tomažević, 2009).

V skladu s poenostavljenim postopkom, ki ga predpisuje Evrokod 8, se projektno potresno obtežbo določi kot produkt korigirane mase celotne konstrukcije in spektralnega pospeška, ki je določen na osnovi projektne spektra pospeškov in osnovnega nihajnega časa stavbe (Tomažević, 2009). Celotno potresno silo lahko določimo na naslednji način:

$$F_{b,d} = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda \quad (3-1)$$

kjer je:

$S_d(T)$ – ordinata projektne spektra odziva pospeškov pri nihajnem času T

T – osnovni nihajni čas konstrukcije v obravnavani smeri

m – celotna masa stavbe nad temelji oziroma nad togo kletjo

λ – korekcijski faktor za maso, ki je $\lambda = 0,85$ pri pogoju, da je $T \leq 2T_c$ in je stavba višja od dveh nadstropij, v vseh drugih primerih pa je $\lambda = 1,0$.

V izračunu projektne vpliva upoštevamo tisto maso konstrukcije, ki je predpisana za potresno obtežno kombinacijo. Torej celotno maso izračunamo z upoštevanjem stalnega in spremenljivega vpliva, kot to predpisuje Evrokod 8:

$$m = \frac{\sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}}{g} \quad (3-2)$$

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

kjer je:

G – stalna obtežba

Q – spremenljiva obtežba

$\Psi_{2,i}$ – koeficient za kombinacijo navidezno stalne vrednosti spremenljivega vpliva i ; glej Preglednico 3-1

φ – koeficient določen v EC8; glej Preglednico 3-2

Preglednica 3-1: Vrednosti koeficienta Ψ za stavbe (Tomažević, 2009: str. 109)

Vpliv	$\Psi_{2,i}$
Kategorija A: bivalni prostori	0,3
Kategorija B: pisarne	0,3
Kategorija C: stavbe, kjer se zbirajo ljudje	0,6
Kategorija D: trgovine	0,6
Kategorija E: skladišča	0,8

Preglednica 3-2: Vrednost koeficienta φ (Tomažević, 2009: str. 113)

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
*Kategorije so opredeljene v EN 1991-1-1:2002		

3.1 Projektni spekter pospeškov

Zadovoljivo potresno odpornost konstrukcije dosežemo s primerno nosilnostjo in duktilnostjo. Tako za projektni potres dovolimo, da se stavba poškoduje, ne sme pa se porušiti. Lahko bi zagotovili, da bi se stavba pod vplivom potresa, ki odgovarja projektni povratni dobi, obnašala elastično, vendar bi bil ta način načrtovanja precej neekonomičen, saj bi zahteval ogromne prereze zidov, sten in stebrov (Tomažević, 2009).

Ker je račun odziva konstrukcije z neposredno nelinearno dinamično analizo za zidane konstrukcije zelo zapleten, ga v praksi še ne uporabljamo. Zato si pomagamo s konceptom redukcije potresnih sil. Namesto elastičnega spektra pospeškov, uporabljamo projektni spekter pospeškov, pri čemer vpeljemo faktor obnašanja konstrukcije q . S tem faktorjem zmanjšamo spektralne pospeške, kar povzroči zmanjšanje potresnih sil, ki jih upoštevamo v analizi (Tomažević, 2009).

Projektni spekter pospeškov z upoštevanjem 5% dušenja se tako definira z naslednjimi enačbami:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3-4)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3-5)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{array} \right. \quad (3-6)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{array} \right. \quad (3-7)$$

kjer je:

S_d – projektni spekter

T – nihajni čas konstrukcije

a_g – projektni pospešek tal

T_B – spodnja meja nihajnega časa na območju spektra s konstantno vrednostjo spektralnega pospeška

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

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

S – faktor tal

q – faktor obnašanja

β – faktor, ki določa spodnjo mejo vodoravnega projektnega spektra pospeškov

Vrednosti nihajnih časov T_B , T_C in T_D faktorja tal S so odvisne od tipa tal ter so prikazane v Preglednici 3-3. Tla ločimo na pet tipov A, B, C, D in E, ki so na kratko opisana v Preglednici 2-4.

Preglednica 3-3: Vrednosti parametrov za elastični spekter odziva v Sloveniji (Tomažević, 2009: str. 23)

Tip tal	S	$T_B(S)$	$T_C(S)$	$T_D(S)$
A	1,0	0,10	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,7	0,10	0,4	2,0

Preglednica 3-4: Opis posameznih tipov tal (Tomažević, 2009: str. 24)

Tip tal	Opis stratigrafskega profila
A	Skala ali druga skali podobna geološka formacija, na kateri je največ 5 m slabšega površinskega materiala.
B	Zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj deset metrov, pri katerih mehanske značilnosti postopoma naraščajo z globino.
C	Globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, proda ali toge gline globine nekaj deset do več sto metrov.
D	Sedimenti rahlih do srednje gostih nevezljivih zemljin (z nekaj mehкими vezljivimi plastmi ali brez njih) ali pretežno mehkih do trdnih vezljivih zemljin.
E	Profil tal, kjer površinska aluvialna plast debeline med okrog 5 in 20 metri z vrednostmi V_s , ki ustrezajo tipoma C ali D, leži na bolj togem materialu z $V_s > 800$ m/s.

V Preglednici 3-5 so podane vrednosti faktorja obnašanja q , ki so odvisne od konstrukcijskega sistema.

Preglednica 3-5: Vrednosti faktorja obnašanja q (Tomažević, 2009)

Vrsta gradnje	q
Nearmirano zidovje	1,5 – 2,5
Povezano zidovje	2,0 – 3,0
Armirano zidovje	2,5 – 3,0

3.2 Razporeditev potresnih sil po višini

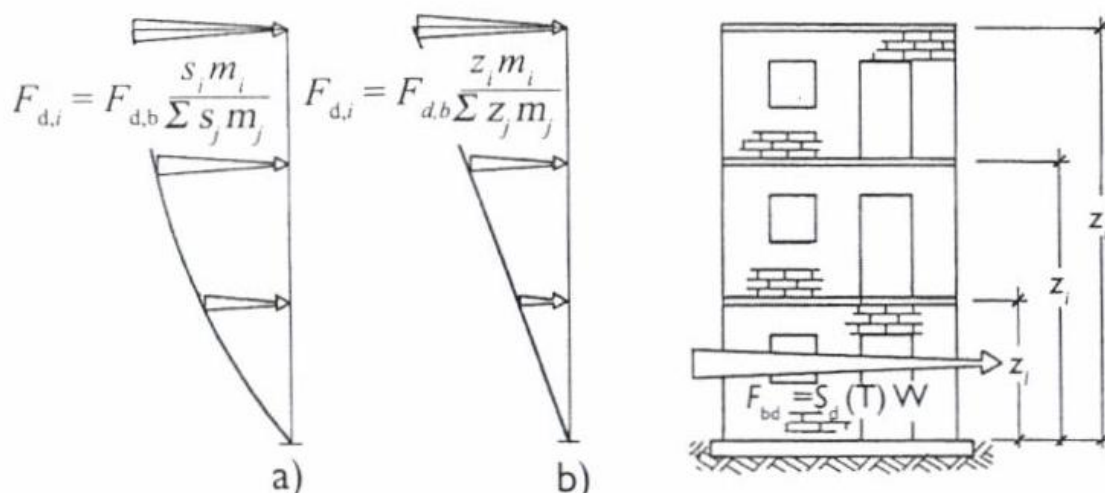
Po enačbi (3-1) smo določili celotno projektno potresno silo, ki predstavlja vpliv na konstrukcijo. Pravilen vpliv potresne obtežbe na konstrukcijo lahko določimo, le če celotno potresno silo razporedimo po višini. V splošnem se potresne sile od prve do zgornje etaže povečujejo. Pri zidanih konstrukcijah Tomažević predlaga da, predpostavimo razporeditev sil po višini v sorazmerju s prvo nihajno obliko (Slika 3-1: a) ali pa v sorazmerju mas in višinskih kot etaž (Slika 3-1: b).

$$F_{b,d,i} = F_{b,d} \cdot \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j} \quad (3-8)$$

kjer je:

z_i, z_j – višini mas m_i, m_j nad nivojem delovanja potresne obtežbe

$F_{b,d}$ – celotna potresna sila ob vpetju



Slika 3-1: Razporeditev horizontalne potresne sile po višini konstrukcije; a) sorazmerno s prvo nihajno obliko, b) trikotna oblika potresne obtežbe (Tomažević, 2009: str. 125)

3.3 Določitev obremenitve posameznega zidu

Celotno potresno silo razdelimo med izbrane zidove v razmerju togosti. Za vsak posamezen zid moramo določiti togost in nato potresno silo, ki jo mora ta v primeru potresa prevzeti. Togost določimo po enačbi (Tomažević, 2009):

$$k_i = \frac{G \cdot A_w}{1,2 \cdot h \cdot [1 + \alpha \frac{G}{E} (\frac{h}{l})^2]} \quad (3-9)$$

kjer je:

A_w – tlorisna površina posameznega zidu

h – efektivna višina posameznega zidu

l – dolžina posameznega zidu

α – koeficient odvisen od vpetostnih pogojev

Nato s pomočjo enačbe (3-10) določimo potresno silo za vsak zid posebej.

$$F_i = F_b \cdot \delta \cdot \frac{k_i}{k} \quad (3-10)$$

kjer je:

k_i – togost posameznega zidu

Σk_i – togost vseh zidov

δ – vpliv torzije zaradi slučajne ekscentričnosti

Pri izračunu sil na posamezen zid moramo upoštevati tudi faktor δ , ki podaja vpliv torzije zaradi slučajne ekscentričnosti pri analizi z vodoravnimi silami (Evrokod 8).

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L} \quad (3-11)$$

kjer je:

x – razdalja obravnavanega elementa od masnega središča stavbe v tlorisu, merjena pravokotno na smer upoštevane potresne vpliva

L – razdalja med dvema skrajnima elementoma, ki prenašata vodoravno obtežbo, merjena pravokotno na smer upoštevane potresne vpliva

4 NOSILNOST NEPOVEZANEGA ZIDOVJA

V tem poglavju bomo opisali materialne karakteristike zidovja ter modele za določitev nosilnosti zidu. Osredotočili se bomo na določitev nosilnosti nearmiranih zidov. Predstavili bomo enačbe za izračun nosilnosti v primeru porušitve zaradi striga z zdrsom, striga z nastankom diagonalnih razpok in porušitve zaradi upogiba.

4.1 Material

Pri preverjanju nosilnosti zidovja imajo pomembno vlogo materialne karakteristike. Pri izračunu upoštevamo mehanske lastnosti celotnega zidovja kot homogenega materiala sestavljenega iz različnih materialov (zidaki, malta). Zanimajo nas trdnostne (tlačna, strižna, upogibna trdnost zidovja) in deformabilnostne karakteristike (elastični in strižni modul), ki jih lahko določimo s pomočjo Evrokoda (EC6 in EC8) (Tomažević, 2009).

Predstavili bomo tudi varnostni faktor γ_M , s katerim določimo projektne vrednosti materialnih karakteristik.

4.1.1 Karakteristična tlačna trdnost zidovja

Tlačno trdnost zidovja sicer določamo s testi po standardu SIST EN 1052-1 na vsaj treh preizkušancih ustrezne velikosti. Test izvajamo z navpičnim obremenjevanjem preizkušanca do porušitve (Tomažević, 2009). Evrokod 6 nam v primeru, da nimamo možnosti preiskav materiala, narekuje določitev karakteristične tlačne trdnosti po naslednji enačbi:

$$f_k = K \cdot f_b^{0.7} \cdot f_m^{0.3} [MPa] \quad (4-1)$$

kjer je:

f_k – karakteristična tlačna trdnost zidu

f_b – tlačna trdnost zidaka

f_m – tlačna trdnost malte

K – konstanta odvisna od vrste zidaka in malte

4.1.2 Karakteristična natezna trdnost zidovja

Natezno trdnost zidovja navadno določamo z nestandardiziranimi metodami na simetričnih ali konzolno vpetih zidovih ustreznih dimenzij. Vodoravna obremenitev je lahko ciklična ali monotona, medtem ko je navpična sila konstantna. Preizkus lahko izvedemo tudi z diagonalno delujočo silo (Tomažević, 2009).

Na podlagi eksperimentalnih rezultatov lahko določimo približno vrednost karakteristične natezne trdnosti (Tomažević, 2009):

$$0,03 \cdot f_k \leq f_{tk} \leq 0,09 \cdot f_k \quad (4-2)$$

kjer je:

f_k – karakteristična tlačna trdnost zidovja

f_{tk} – karakteristična natezna trdnost zidovja

4.1.3 Karakteristična strižna trdnost zidovja

Strižna odpornost zidovja je pri zidanih konstrukcijah bistvenega pomena. K temu prispevajo tako mehanske lastnosti zidovja kot geometrija zidov (Tomažević, 2009).

V primeru, da so vse rege v celoti zapolnjene z malto, lahko karakteristično strižno trdnost zidovja določimo po enačbi (Tomažević, 2009):

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d, \quad (4-3)$$

kjer je:

f_{vko} – začetna strižna trdnost pri ničelni tlačni napetosti

σ_d – projektna tlačna napetost v prerezu v pravokotni smeri na strižno silo

Evrokod 6-1 priporoča vrednosti začetne strižne trdnosti glede na material zidakov in trdnost malte.

Preglednica 4-1: Vrednosti začetne strižne trdnosti zidovja f_{vko} (Tomažević, 2009: str. 55)

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	

4.1.4 Modul elastičnosti

V skladu z Evrokodom 6 modul elastičnosti zidovja določimo s tlačno preiskavo z upoštevanjem odvisnosti med napetostmi in deformacijo. Če nimamo podatkov preiskav, uporabimo enačbo (Tomažević, 2009):

$$E = K_E \cdot f_k \quad (4-4)$$

kjer je:

K_E – konstanta določena v nacionalnem dodatku k Evrokodu 6-1 (priporočena vrednost je $K_E = 1000$)

Tomaževič (2009) na podlagi preiskav ugotavlja, da se običajno modul elastičnosti giblje znotraj določenih mej:

$$1000 \cdot f_k \leq E \leq 2000 \cdot f_k \quad (4-5)$$

4.1.5 Strižni modul

Enoten način določitve strižnega modula zidovja ne obstaja. Evrokod 6-1 priporoča uporabo enačbe:

$$G = 0,4 \cdot E \quad (4-6)$$

kjer je:

G – strižni modul

E – elastični modul

Tomaževič (2009) priporoča uporabo enačbe:

$$1000 \cdot f_{tk} \leq G \leq 2700 \cdot f_{tk} \quad (4-7)$$

kjer je:

f_{tk} – karakteristična natezna trdnost zidovja

4.1.6 Varnostni faktorji za material

Projektne vrednosti odpornosti elementov zidanih konstrukcij zmanjšamo z delnim varnostnim faktorjem γ_M , ki je določen na podlagi materialov, ki sestavljajo zidovje ter nivoja kontrole gradnje. Varnostni faktorji so pri zidanih stavbah precej visoki zaradi velikega raztrosa materialnih karakteristik. Pri starih zidanih stavbah, ki so bile zgrajene predvsem na podlagi izkušenj in tradicije ter ob vprašljivem nadzoru pri gradnji, lahko varnostni faktorji dosežejo tudi vrednost 3 (Tomaževič, 2009).

Preglednica 4-2: Varnostni faktor za material (Tomažević, 2009: str. 110)

Zidovje sezidano iz:		γ_M				
		Razred				
		1	2	3	4	5
A	Zidakov kategorije I in projektirane malte ^a	1,5	1,7	2,0	2,2	2,5
B	Zidakov kategorije I in predpisane malte ^b	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
C	Zidakov kategorije II in katerekoli malte ^{a,b,e}	2,0	2,2	2,5	2,7	3,0

a Zahteve za projektirano malto so podane v SIST EN 998-2 in SIST EN 1996-2.
b Zahteve za predpisano malto so podane v SIST EN 998-2 in SIST EN 1996-2.
e Če koeficient variacije za zidake kategorije II ni večji kot 25 %.

Evrokod 8-1 dovoljuje zmanjšanje delnega varnostnega faktorja γ_M pri potresni obtežbi na $\frac{2}{3}\gamma_M$. Pri računu obstoječih konstrukcij se poleg delnega faktorja varnosti uporablja tudi faktor zaupanja, ki se določi glede na stopnjo poznavanja konstrukcije (Jovanovski, 2011).

$$\gamma_M = \frac{2}{3} \cdot \gamma_M \cdot CF_{KL} \quad (4-8)$$

kjer je:

γ_M – materialni varnostni faktor

CF – faktor zaupanja

Preglednica 4-3: Vrednosti faktorja zaupanja (Podgorelec, 2011)

CF_{KL1}	1,35	slabo poznavanje konstrukcije
CF_{KL2}	1,2	normalno poznavanje konstrukcije
CF_{KL3}	1	dobro poznavanje konstrukcije

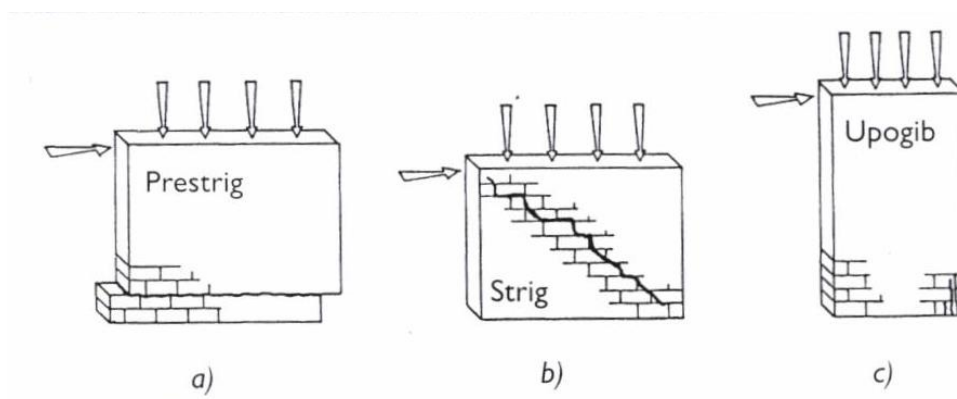
4.2 Porušni mehanizmi

Gibanje tal med potresom povzroči prostorsko nihanje konstrukcije, kar povzroči vodoravne in navpične spreminjajoče se vztrajnostne sile, vendar odpornost zidov na navpično potresno obtežbo navadno ne preverjamo (Tomažević, 2009).

Mehanizem porušitve zidu je odvisen od:

- geometrije zidu,
- mehanskih lastnosti materiala,
- pogojev vpetosti na podprtih robovih,
- razmerja med navpično in vodoravno obtežbo,
- smeri delovanja vodoravne obtežbe (Tomažević, 2009).

Zid dobro prenaša tlačne obremenitve, strig in upogib pa sta navadno kritična. Ločimo tri mehanizme porušitve (Slika 4-1): porušitev zaradi striga z zdrsom, porušitev zaradi nastanka diagonalnih razpok in upogibna porušitev (Tomažević, 2009).



Slika 4-1: a) porušitev zaradi striga z zdrsom, b) porušitev zaradi nastanka diagonalnih razpok, c) upogibna porušitev (Tomažević, 2009: str. 128)

4.2.1 Strižna nosilnost zidovja z zdrsom – za nepovezano in nearmirano zidovje

Do strižne porušitve zidu lahko pride zaradi majhnih navpičnih obremenitev ali pa slabe kakovosti malte. Zid se prestrigne na dva dela, pri čemer zgornji del drsi po eni od naležnih reg. Ker so v pritličju običajno tlačne vertikalne napetosti zelo visoke, v tem delu objekta navadno v realnosti strižna porušitev z zdrsom ne nastopa. Do zdrsa navadno prihaja v zgornjih delih objekta, kjer je vertikalna obremenitev najmanjša in pospešek zaradi potresa največji (Tomažević, 2009).

Pri tem mehanizmu porušitve je kritičen parameter strižna trdnost zidovja. Strižno odpornost nearmiranega zidu določimo po enačbi (Tomažević, 2009):

$$R_{ds,w} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \cdot t \cdot l_c \quad (4-9)$$

kjer je:

f_{vk} – karakteristična strižna trdnost zidu

t – debelina zidu

l_c – dolžina tlačnega dela zidu

γ_M – delni faktor varnosti za zidovje

Dolžino tlačnega dela prereza v primeru, da rezultanta deluje izven jedra prereza določimo po enačbi (Tomažević, 2009):

$$l_c = 3 \cdot \left(\frac{l}{2} - \frac{F_d \cdot h}{N_d} \right) \quad (4-10)$$

kjer je:

e – ekscentričnost konstantne osne sile

F_d – projektna potresna sila

N_d – projektna osna sila

h – višina zidu

Zaradi razmerij med višino in širino zidu lahko po enačbi (4-10) dobimo negativni rezultat. V tem primeru je tudi strižna nosilnost z zdrsom negativna, kar ni realno. V primeru, da naletimo na takšne težave, se računa lotimo na drug način. Problem rešujemo iterativno, pri čemer bo naša merodajna nosilnost elementa enaka horizontalni sili na element.

4.2.2 Strižna nosilnost nepovezanega zidu – diagonalne razpoke

Zaradi kombinacije navpičnih in horizontalnih sil lahko na sredini zidu glavne natezne napetosti presežejo natezno trdnost zidovja. Kot posledica nastanejo značilne diagonalne razpoke, ki lahko potekajo po navpičnih in naležnih regah ali pa preko zidakov (Tomažević, 2009).

Pri tem mehanizmu porušitve je kritični parameter natezna trdnost zidovja. Strižno nosilnost zidu določimo kot maksimalno prečno silo, ki jo zid še lahko prenese. S faktorjem b zajamemo vpliv geometrije zidu (Tomažević, 2009).

$$R_{s,w} = A_w \cdot \frac{f_t}{b} \sqrt{\frac{\sigma_o}{f_t} + 1} \quad (4-11)$$

kjer je:

A_w – površina vodoravnega prereza zidu

σ_o – povprečna tlačna napetost v vodoravnem prerezu zaradi konstantne navpične sile

f_t – natezna trdnost zidu

b – faktor odvisen od razmerja geometrije zidu

$$b = \begin{cases} 1,5 & \frac{h}{l} > 1,5 \\ 1,1 & \frac{h}{l} < 0,7 \\ \text{drugače linearna interpolacija} & \end{cases} \quad (4-12)$$

4.2.3 Upogibna nosilnost zidu – nepovezano in nearmirano zidovje

Upogibna porušitev se med potresom le redko pojavi pri nearmiranem zidovju. Taka porušitev nastane predvsem zaradi majhnega razmerja med natezno in tlačno trdnostjo. Na tlačnih robovih zidu prihaja do drobljenja zidakov in do vodoravnih razpok na natezni strani. V primeru, da se v osrednjem delu pojavijo tudi diagonalne razpoke, se zidovje poruši zaradi striga (Tomažević, 2009). Tomažević (2009) za izračun upogibne nosilnosti prereza nearmiranega prereza zidu predlaga enačbo:

$$M_{u,w} = \frac{\sigma_o \cdot t \cdot l^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_o}{0,85 \cdot f}\right) \quad (4-13)$$

$$R_{f,w} = \frac{M_{u,w}}{\alpha \cdot h} \quad (4-14)$$

kjer je:

t – debelina zidu

l – dolžina zidu

h – višina zidu

$$\alpha = \begin{cases} 0,5; & \text{polno vpet zid na zgornjem in spodnjem robu} \\ 1,0; & \text{konzolni zid} \end{cases}$$

5 OCENA ODPORNOSTI

Končno stanje konstrukcije preverimo glede na odpornost in glede na sposobnost deformiranja in sipanja energije, ki je zajeta v faktorju obnašanja q (Tomaževič, 2009).

Potresno odpornost konstrukcije lahko ocenimo na nivoju konstrukcije ali na nivoju elementa, pri čemer primerjamo projektno potresno obremenitev z nosilnostjo.

Pri kontroli na nivoju elementa primerjamo velikost potresne sile, ki odpade na posamezen zid ter minimalno izmed nosilnosti zidu, ki so opisane v prejšnjem poglavju. Ko potresna sila preseže nosilnost zidu, zid odpove. V primeru odpovedi zidu se potresna sila lahko prerazporedi po sosednjih zidovih, vendar so prerazporeditve prečnih sil na elemente navzgor in navzdol omejene (Podgorelec, 2011).

Nosilnost posameznega zidu določimo na podlagi vseh treh mehanizmov porušitve. Merodajna je minimalna nosilnost.

Kontrolo na nivoju konstrukcije izvedemo s primerjavo koeficienta potresne odpornosti SRC in mejnega koeficienta prečne sile v pritličju BSC . Potresna odpornost je zadovoljiva, če je izpolnjen pogoj (Tomaževič, 2009):

$$SRC \geq BSC \quad (5-1)$$

BSC je koeficient prečne sile v pritličju, ki predstavlja razmerje med projektno prečno silo v pritličju in težo stavbe nad pritličjem (Tomaževič, 2009).

SRC je koeficient potresne odpornosti, ki predstavlja razmerje med nosilnostjo konstrukcije in težo stavbe nad pritličjem.

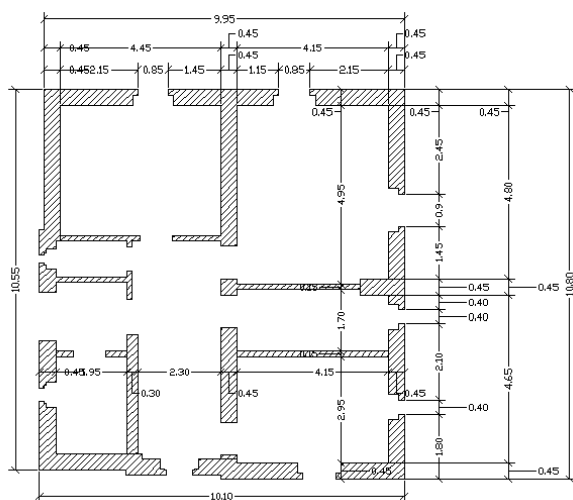
Nosilnost celotne konstrukcije določimo kot vsoto nosilnosti posameznih zidov.

6 PRIMER: ANALIZA POTRESNE ODPORNOSTI ZIDANE HIŠE

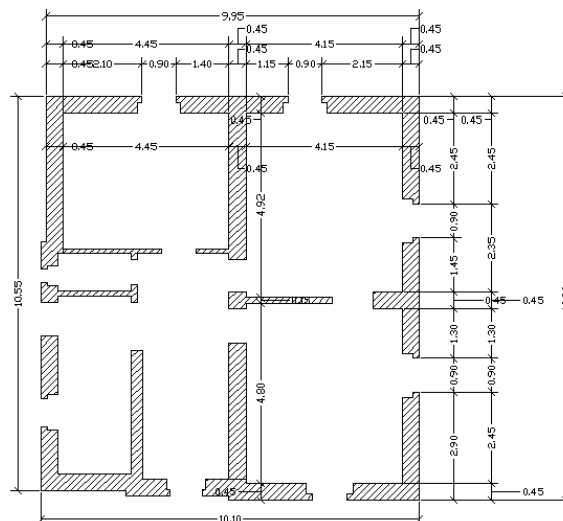
Analizirali bomo potresno odpornost stare zidane stavbe, ki se nahaja ob Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo v Ljubljani. Izračun bomo izvedli le za pritličje konstrukcije. Podatke o materialih ter tlorise posameznih etaž in ostrejša konstrukcije smo dobili na osnovi predhodne raziskave (Snoj 2012). Za analizo smo uporabili metodo s horizontalnimi silami. Najprej preverimo nosilnost in obremenitev posameznih elementov, nato sledi globalna kontrola na nivoju konstrukcije.

6.1 Zasnova

Stavba je bila zgrajena v tridesetih letih 20. stoletja in zato njeno zidovje ni niti povezano niti armirano. Stene debeline 45 cm, so zgrajene iz polnih zidakov starega avstrijskega formata povezanih z apneno malto. Strop nad pritličjem je lesen, nad prvim nadstropjem pa je na lesenem stropu izveden estrih v debelini 6 cm. Stavba je dvo-etažna in ni podkletena. Tlorisa etaž sta razvidna iz Slike 6-1 in 6-2.



Slika 6-1: Tloris pritličja



Slika 6-2: Tloris prvega nadstropja

6.2 Material

Natančne preiskave materiala z odvzemom vzorcev zidakov niso bile izvedene, ker poseg v stavbo ni bil dovoljen. V nadaljnji potresni analizi enodružinske hiše bomo zato uporabili podatke (Preglednica 6-1), ki so bili določeni s predhodno preiskavo glede na nihajni čas konstrukcije (Snoj, 2012). Nihajni čas stavbe v dveh smereh je bil ugotovljen s pomočjo meritev ambientnih in vsiljenih vibracij s strojem Vibroscan. Modul elastičnosti in strižni modul sta bila določena tako, da se nihajni čas ujema z meritvami (Snoj, 2012). Tudi Tomaževič (2009) v svoji knjigi opozarja na odstopanje deformacijskih lastnosti pridobljenih s preiskavami in priporočili Evrokoda 6 ter priporoča uporabo enačb (4-5) in (4-7). Dejanska gostota zidakov znaša $14,8 \text{ kN/m}^3$, vendar smo skupno gostoto zidovja zaradi lastnosti malte

povečali na 16 kN/m^3 . Karakteristično strižno trdnost zidovja f_{vko} smo določili na podlagi Preglednice 4-1.

Preglednica 6-1: Vrednosti materialnih karakteristik, ki jih bomo uporabili v analizi

Karakteristična tlačna trdnost zidovja f_k	Karakteristična natezna trdnost zidovja f_{tk}	Karakteristična strižna trdnost zidovja f_{vko}	Modul elastičnosti E	Strižni modul G	Specifična teža γ
2,5 MPa	0,1 MPa	0,2 MPa	1000 MPa	250 MPa	16 kN/m ³

Varnostni faktor za material določimo s pomočjo Preglednice 4-2. Izberemo razred nadzora nad izvedbo 4 (vprašljiva kontrola) ter zidovje zidano iz zidakov kategorije I in predpisane malte. Razberemo lahko $\gamma_M = 2,5$. Določimo še vrednost faktorja zaupanja $CF_{KL} = 1,35$, ki ustreza slabemu poznavanju konstrukcije, ki temelji zgolj na pregledu geometrijskih dimenzij elementov. Tako dobimo skupni varnostni faktor, ki ga uporabimo pri potresni analizi:

$$\gamma_M = \frac{2}{3} \cdot 2,5 \cdot 1,35 = 2,25$$

6.3 Obtežba

Na konstrukcijo delujeta horizontalna in vertikalna obtežba, pri čemer slednjo razdelimo na stalno in spremenljivo vertikalno obtežbo. Za spremenljivo porazdeljeno obtežbo q vzamemo kar vrednost 2 kN/m^2 , porazdeljeno vertikalno stalno obtežbo pa smo določili na podlagi konstrukcijskih sklopov medetažnih konstrukcij in strehe.

Preglednica 6-2: Konstrukcijski sklop stropa nad pritličjem

sloj	d [m]	γ [kN/m ³]	g [kN/m ²]
parket	0,02	7	0,14
slepi pod	0,024	7	0,17
stropniki	0,14x0,24/0,9	6	0,22
deske	0,024	7	0,17
omet	0,02	16	0,32
			1,02

Preglednica 6-3: Konstrukcijski sklop stropa nad nadstropjem

sloj	d [m]	γ [kN/m ³]	g [kN/m ²]
estrih	0,06	20	1,2
slepi pod	0,024	7	0,17
stropniki	0,14x0,24/0,9	6	0,22
deske	0,024	7	0,17
omet	0,02	16	0,32
			2,08

Preglednica 6-4: Konstrukcijski sklop strehe

sloj	d [m]	γ [kN/m ³]	g [kN/m ²]
kritina + izolacija +knauf	tlorisna površina		0,75
špirovci + lege + povezniki	tlorisna površina		0,5
			1,25

Horizontalno obremenitev predstavlja potresna obtežba, ki jo določajo naslednji parametri:

- tip tal B – zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj deset metrov
- II kategorija namembnosti (običajne stavbe)
- nearmirano zidovje, ki izpolnjuje samo zahteve EN 1996; $q = 1,5$
- $a_g = 0,25 g$

6.4 Določitev mase

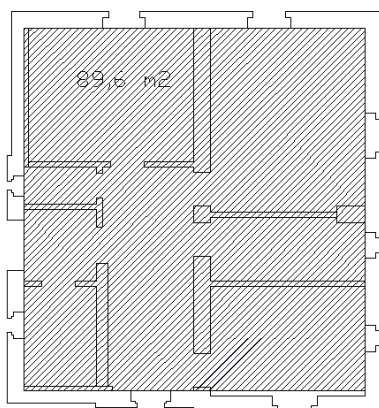
Maso določimo ločeno za strop nad pritličjem, podstrešje ter zidovje. V pritličju upoštevamo le polovično višino zidu. Najprej izračunamo maso pritličja in prvega nadstropja posebej ter ju nato seštejemo tako, da določimo celotno maso konstrukcije.

6.4.1 Strop nad pritličjem

$$g_1 = 1,02 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_1 = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$A_{medetažna} = 89,6 \text{ m}^2$$

Slika 6-3: Površina medetažne konstrukcije v m²Lastna teža:

$$m_g = \frac{g_1 \cdot A_{\text{medetažna}}}{g} = \frac{1,02 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 89,6 \text{ m}^2}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 9,3 \text{ t}$$

Spremenljiva obtežba:

$$m_q = \psi_2 \cdot \varphi \cdot \frac{q \cdot A_{\text{medetažna}}}{g} = 0,3 \cdot 0,5 \cdot \frac{2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 89,6 \text{ m}^2}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 2,7 \text{ t}$$

Skupaj:

$$m_{\text{medetažna}} = m_g + m_q = 9,3 \text{ t} + 2,7 \text{ t} = 12,0 \text{ t}$$

6.4.2 StrehaStrop nad drugo etažo:

$$g_{\text{strop}} = 2,08 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_1 = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$m_{s,g} = \frac{g_{\text{strop}} \cdot A_{\text{strop}}}{g} = \frac{2,08 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 89,6 \text{ m}^2}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 19,0 \text{ t}$$

$$m_{s,q} = \psi_2 \cdot \varphi \cdot \frac{q \cdot A_{\text{strop}}}{g} = 0,3 \cdot 1,0 \cdot \frac{2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 89,6 \text{ m}^2}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 5,5 \text{ t}$$

$$m_{\text{strop}} = m_{s,g} + m_{s,q} = 19,0 \text{ t} + 5,5 \text{ t} = 24,5 \text{ t}$$

Streha:

$$m_{streha} = \frac{g_{streha} \cdot A_{streha}}{g} = \frac{1,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 134,34 \text{m}^2}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 17,1 \text{ t}$$

Skupaj:

$$m_{podstrešje} = m_{strop} + m_{streha} = 24,5 \text{ t} + 17,1 \text{ t} = 41,6 \text{ t}$$

6.4.3 Zid

Maso zidu smo določili za vsako etažo ločeno. V pritličju smo upoštevali le zgornjo polovico zidov ter preklade nad okni in vrati. V zgornji etaži smo celotni višini zidov prišteli še preklade in parapete pod okni. Določili smo tudi maso 60 cm visokega in 30 cm širokega kolenčnega zidu, ki se nahaja nad stropom zgornje etaže. Mase v vseh etažah smo sešteli in dobili maso celotnega zidovja.

$$m_{zid,1} = \left[A_1 \cdot \frac{h_1}{2} + \sum_{i=1}^n (A_{p,i} \cdot h_{p,i}) \right] \cdot \frac{\gamma}{g}$$

$$m_{zid,2} = \left[A_2 \cdot h_2 + \sum_{i=1}^n (A_{p,i} \cdot h_{p,i}) \right] \cdot \frac{\gamma}{g}$$

$$m_{zid,3} = A_3 \cdot h_3 \cdot \frac{\gamma}{g}$$

kjer je:

A_1, A_2, A_3 – tlorisna površina zidov v spodnji etaži, zgornji etaži, pod streho

A_p – tlorisna površina parapetnih zidov, preklad

h_1, h_2, h_3, h_p – višina spodnje, zgornje etaže, višina zidov pod streho, parapeta/preklade

$$m_{zid,1} = \left[20,3 \text{ m}^2 \cdot \frac{3,4}{2} \text{ m} + 6,1 \text{ m}^3 \right] \cdot \frac{16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 66,2 \text{ t}$$

$$m_{zid,2} = \left[19,8 \text{ m}^2 \cdot 3,4 \text{ m} + 8,8 \text{ m}^3 \right] \cdot \frac{16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 124,2 \text{ t}$$

$$m_{zid,3} = 12,1 \text{ m}^2 \cdot 0,6 \text{ m} \cdot \frac{16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 11,8 \text{ t}$$

$$m_{zid} = m_{zid,1} + m_{zid,2} + m_{zid,3} = 66,2 \text{ t} + 124,2 \text{ t} + 11,8 \text{ t} = 202,2 \text{ t}$$

6.4.4 Celotna masa konstrukcije

Ločeno smo določili mase za obe etaži.

V prvi etaži smo upoštevali:

- maso zidovja v pritličju, za katero je bila že v predhodnih izračunih upoštevana le polovična višina zidov
- spodnjo polovico mase zidovja v prvem nadstropju
- strop nad pritličjem

Masa v drugi etaži pa vključuje:

- zgornjo polovico mase zidovja v prvem nadstropju
- kolenčni zid
- maso stropu nad prvim nadstropjem
- maso strehe

MASA V PRITLIČJU:

$$m_1 = m_{zid,1} + \frac{m_{zid,2}}{2} + m_{medetažna} = 66,2 t + \frac{124,2}{2} t + 12 t = 140,3 t$$

MASA V PRVEM NADSTROPJU:

$$m_2 = \frac{m_{zid,2}}{2} + m_{zid,3} + m_{podstrešje} = \frac{124,2}{2} t + 11,8 t + 41,6 t = 115,5 t$$

SKUPAJ:

$$m = m_1 + m_2 = 140,3 t + 115,5 t = 255,8 t$$

6.5 Določitev celotne potresne sile

Predpostavimo, da se nahajamo na platoju spektra odziva, kar je pri običajnih zidanih stavbah upravičeno, saj imajo nihajni čas večinoma med časoma T_B in T_C predpisanima v Evrokodu. Ker smo predpostavili tip tal B, za naš primer velja (Preglednica 3-3):

$$0,15 s \leq T \leq 0,5 s$$

Z enačbo (3-5) lahko določimo spektralno vrednost odziva $S_e(T)$:

$$S_d = 1,2 \cdot 0,25 \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} \cdot \frac{2,5}{1,5} = 4,91 \frac{m}{s^2}$$

Določimo celotno potresno silo s pomočjo enačbe (3-1):

$$F_{b,d} = 4,91 \frac{m}{s^2} \cdot 255,8 t \cdot 1,0 = 1256 \text{ kN}$$

Ker ima obravnavana stavba le 2 etaži, vzamemo za korekcijski faktor λ vrednost 1.

6.6 Razporeditev potresne obtežbe po višini

Predpostavimo trikotno razporeditev potresne obtežbe po višini konstrukcije. Pomagamo si z enačbo (3-8).

$$m_1 = 140,3 \text{ t}$$

$$m_2 = 115,5 \text{ t}$$

$$z_1 = 3,4 \text{ m}$$

$$z_2 = 6,8 \text{ m}$$

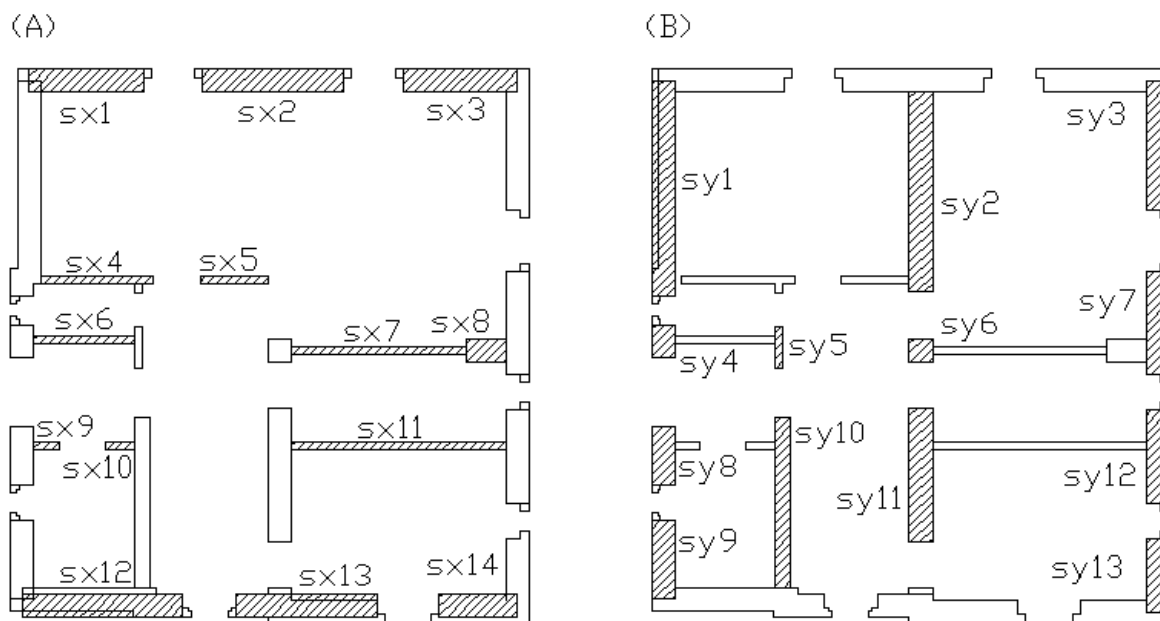
$$F_{d,1} = F_{d,b} \cdot \frac{z_1 m_1}{z_1 m_1 + z_2 m_2} = 1256 \text{ kN} \cdot \frac{3,4 \text{ m} \cdot 140,3 \text{ t}}{3,4 \text{ m} \cdot 140,3 \text{ t} + 6,8 \text{ m} \cdot 115,5 \text{ t}} = 475 \text{ kN}$$

$$F_{d,2} = F_{d,b} \cdot \frac{z_2 m_2}{z_1 m_1 + z_2 m_2} = 1256 \text{ kN} \cdot \frac{6,8 \text{ m} \cdot 115,5 \text{ t}}{3,4 \text{ m} \cdot 140,3 \text{ t} + 6,8 \text{ m} \cdot 115,5 \text{ t}} = 781 \text{ kN}$$

6.7 Analiza potresne odpornosti pritličja

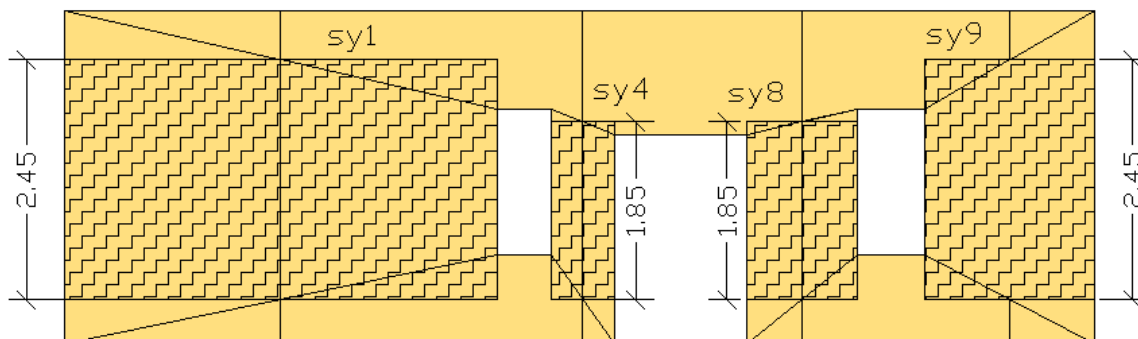
6.7.1 Potresna sila na posamezen zid

Stene razdelimo na posamezne zidove, ki jih bomo obravnavali ločeno za vse tri mehanizme porušitve. Potres obravnavamo v smeri X in Y. Da bi bil račun v nadaljevanju čim bolj pregleden, zidove primerno označimo (slika: 6-4). Nosilnost zidov izven ravnine zanemarimo.



Slika 6-4: Oznake elementov, ki jih upoštevamo pri analizi v smeri X (A) in smeri Y (B)

Za višine posameznih zidov moramo vzeti učinkovite vrednosti (Slika: 6-5).



Slika 6-5: Primer določitve učinkovnih višin posameznih zidov

V Preglednici 6-5 je prikazan izračun togosti in razdelitev potresne sile po posameznih zidovih. V prvih stolpcih so podane geometrijske karakteristike zidov, ki smo jih uporabili pri nadaljnjih izračunih. Prvi stolpec prikazuje dolžino l , drugi pa širino zidov t . V tretjem stolpcu so zapisane učinkovite višine posameznih zidov h , ki jih določimo, kot kaže Slika (6-5). V četrtem stolpcu preglednice se nahaja tlorisna površina zidu, ki je določena kot produkt dolžine in širine elementa. Določili smo tudi razmerje h/l , ki vpliva na togost zidu. S pomočjo enačbe (3-9) izračunamo togosti, pri čemer upoštevamo obojestransko vpetost zidov. Z enačbo (3-10) v razmerju togosti določimo potresno silo, ki deluje na posamezen zid. Pri izračunu upoštevamo faktor δ , ki podaja vpliv torzije zaradi slučajne ekscentričnosti, kot kaže enačba (3-11). Evrokod 8 (enačba (3-11)) predpisuje faktor 1,2, če uporabimo ravninski model konstrukcije. Ne glede na to smo se zaradi simetrične oblike konstrukcije odločili, da

uporabimo faktor 0,6, ki je predpisan za primer uporabe prostorskega modela konstrukcije. Predhodno si pripravimo še razdaljo obravnavanega elementa od masnega središča stavbe v tlorisu. Pri tem si pomagamo s koordinato posameznih sten glede na koordinatni sistem X oz. Y, katerega izhodišče leži v levem zgornjem robu tlorisa konstrukcije. Določimo tudi razdaljo med dvema skrajnima elementoma, ki prenašata vodoravno obtežbo. Ta za zidove v smeri X meri 10,7 m, za zidove v smeri Y pa 10,1 m. Pri izračunu upoštevamo vrednosti $E = 1000 \text{ MPa}$ in $G = 250 \text{ MPa}$.

Preglednica 6-5: Določitev togosti in potresnih sil posameznih zidov v smeri X

zid	l [m]	t [m]	h [m]	A [m ²]	h/l	k_i [kN/m]	y [m]	L_y [m]	δ	F_i [kN]	
sx1	2,25	0,45	2,55	1	1,1	64988	0,00	5,1	1,29	153	
sx2	2,75	0,45	1,65	1,24	0,6	145683	0,00	5,1	1,29	343	
sx3	2,25	0,45	2,55	1	1,1	64988	0,00	5,1	1,29	153	
sx4	2,2	0,15	2,8	0,33	1,3	18676	3,90	1,2	1,07	36	
sx5	1,35	0,15	2,8	0,2	2,1	7917	3,90	1,2	1,07	15	
sx6	2	0,15	3,4	0,29	1,7	10939	5,05	0,05	1,00	20	
sx7	3,4	0,15	0	0,71	1,0	36029	5,25	0,15	1,01	66	
sx8	1	0,45	3,4	0,45	3,4	8113	5,25	0,15	1,01	15	
sx9	0,5	0,15	2,7	0,07	5,7	700	7,10	2	1,11	1	
sx10	0,6	0,15	2,7	0,09	4,7	1239	7,10	2	1,11	3	
sx11	4,15	0,15	3,4	0,63	0,8	33923	7,10	2	1,11	69	
sx12	3,1	0,45	2,45	1,4	0,8	105543	10,20	5,1	1,29	248	
sx13	2,75	0,45	1,6	1,23	0,6	151716	10,20	5,1	1,29	357	
sx14	1,55	0,45	2,55	0,69	1,7	36250	10,2	5,1	1,29	85	
Skupaj:						686704					

Preglednica 6-6: Določitev togosti in potresnih sil posameznih zidov v smeri Y

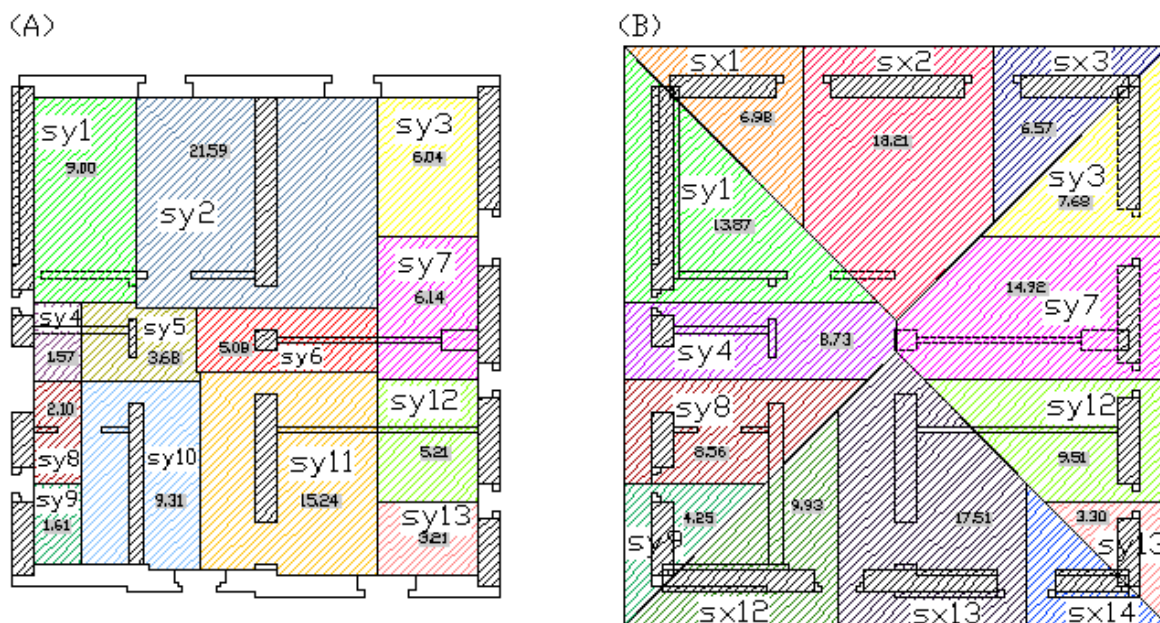
zid	l [m]	t [m]	h [m]	A [m ²]	h/l	k_i [kN/m]	x [m]	L_x [m]	δ	F_i [kN]	
sy1	4,2	0,45	2,45	1,89	0,6	150115	0,00	4,8	1,29	293	
sy2	3,9	0,45	2,8	1,75	0,7	119089	5,00	0,2	1,01	183	
sy3	2,55	0,45	2,55	1,14	1,0	77742	9,65	4,8	1,29	152	
sy4	0,65	0,45	1,8	0,29	2,8	12637	0,00	4,8	1,29	25	
sy5	0,8	0,15	2,1	0,12	2,6	4951	2,25	2,7	1,16	9	
sy6	0,45	0,45	2,15	0,2	4,8	3420	5,00	0,2	1,01	5	
sy7	2	0,45	1,65	0,9	0,8	99574	9,65	4,8	1,29	194	
sy8	1,15	0,45	1,8	0,51	1,6	37951	0,00	4,8	1,29	74	
sy9	1,5	0,45	2,45	0,68	1,6	37570	0,00	4,8	1,29	73	
sy10	3,3	0,3	2,8	0,99	0,8	64961	2,35	2,6	1,15	114	
sy11	2,6	0,45	2,15	1,18	0,8	100906	5,00	0,2	1,01	155	
sy12	1,8	0,45	1,65	0,81	0,9	87088	9,65	4,8	1,29	170	
sy13	1,4	0,45	2,55	0,64	1,8	31773	9,65	4,8	1,29	62	
Skupaj:						827777					

6.7.2 Osnova sila posameznega zidu

Za določitev osne sile na posamezen zid v pritličju smo upoštevali vso lastno težo ter del spremenljive obtežbe. Za primer zidu v pritličju smo za določitev celotne osne sile upoštevali:

- osno silo zaradi polovične lastne teže obravnavanega zidu,
- osno silo zaradi teže stropa nad pritličjem, ki deluje nanj na vplivni površini (upoštevamo tudi spremenljivo obtežbo)
- osno silo zaradi teže celotnega zidu nad njim v prvem nadstropju
- osno silo zaradi teže stropa nad prvim nadstropjem, ki se deluje nanj (upoštevamo tudi spremenljivo obtežbo)
- osno silo kolenčnega zidu
- osno silo zaradi lastne teže strehe, ki se prenaša nanj

Upošteevamo, da se lastna teža strehe prenaša le na zunanje zidove. Teža lesene medetažne konstrukcije pa se raznaša po stropnikih v smeri X in jo prevzamejo le zidovi usmerjeni vzporedno s smerjo Y.



Slika 6-6: Prikaz prenosa obtežbe medetažne konstrukcije nad pritličjem in prvim nadstropjem (A) ter strehe (B) na posamezne zidove v pritličju

Primer izračuna osne sile za zid sy1:

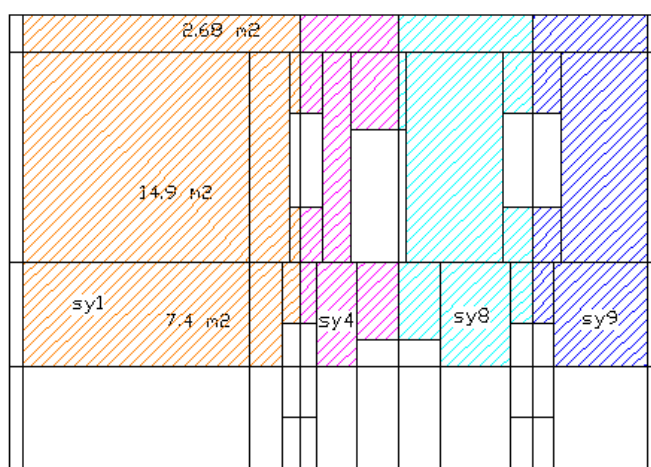
$$\begin{aligned}
 N_{zid} &= A_1 \cdot t_1 \cdot \gamma + A_2 \cdot t_2 \cdot \gamma + A_3 \cdot t_3 \cdot \gamma \\
 &= 7,4 \text{ m}^2 \cdot 0,45 \text{ m} \cdot 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 14,9 \text{ m}^2 \cdot 0,45 \text{ m} \cdot 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 2,68 \text{ m}^2 \cdot 0,30 \text{ m} \\
 &\quad \cdot 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 173 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{strop} &= A_{vplivna\ medetažna,1} \cdot (g_1 + \Psi_2 \cdot q_1) + A_{vplivna\ medetažna,2} \cdot (g_{strop} + \Psi_2 \cdot q_2) \\
 &= 9\text{ m}^2 \cdot \left(1,02 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,3 \cdot 0,5 \cdot 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right) + 9\text{ m}^2 \cdot \left(2,08 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,3 \cdot 1,0 \cdot 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right) \\
 &= 36\text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$N_{streha} = A_{streha} \cdot g_{streha} = 13,9\text{ m}^2 \cdot 1,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 17\text{ kN}$$

$$N_{skupaj} = N_{zid} + N_{strop} + N_{streha} = 173\text{ kN} + 36\text{ kN} + 17\text{ kN} = 226\text{ kN}$$

Iz izračuna je razvidno, da je največji delež osne sile pri obravnavani stavbi posledica teže zidov.



Slika 6-7: Določitev površin A za zid sy1

Preglednica 6-7: Osne sile za zidove v X smeri

	zid spodnja etaža (polovica) [kN]	zid zgornja etaža [kN]	kolenčni zid [kN]	streha [kN]	skupaj [kN]
sx1	31	62	8	9	109
sx2	41	82	11	23	156
sx3	31	62	8	8	109
sx4	10	22	0	0	32
sx5	7	10	0	0	17
sx6	8	22	0	0	29
sx7	14	22	0	0	36
sx8	12	24	0	0	37
sx9	3	0	0	0	3
sx10	4	0	0	0	4
sx11	17	0	0	0	17
sx12	39	83	10	12	145
sx13	39	81	11	22	152
sx14	22	45	6	4	77
					924

Preglednica 6-8: Osne sile za zidove v Y smeri

	zid spodnja etaža (polovica) [kN]	zid zgornja etaža [kN]	strop nad pritličjem [kN]	strop nad nadstropjem [kN]	kolenčni zid [kN]	streha [kN]	skupaj [kN]
sy1	53	107	12	24	13	17	227
sy2	52	99	28	22	0	0	201
sy3	35	69	8	16	9	10	147
sy4	16	23	2	2	5	11	58
sy5	7	8	5	10	0	0	30
sy6	14	19	7	14	0	0	53
sy7	2	65	8	16	8	0	100
sy8	22	46	3	6	6	11	94
sy9	21	40	2	4	5	5	78
sy10	30	57	12	25	0	0	124
sy11	44	93	20	41	0	0	198
sy12	26	47	7	14	7	12	114
sy13	20	43	4	9	5	4	85
							1509

6.7.3 Nosilnost zidu

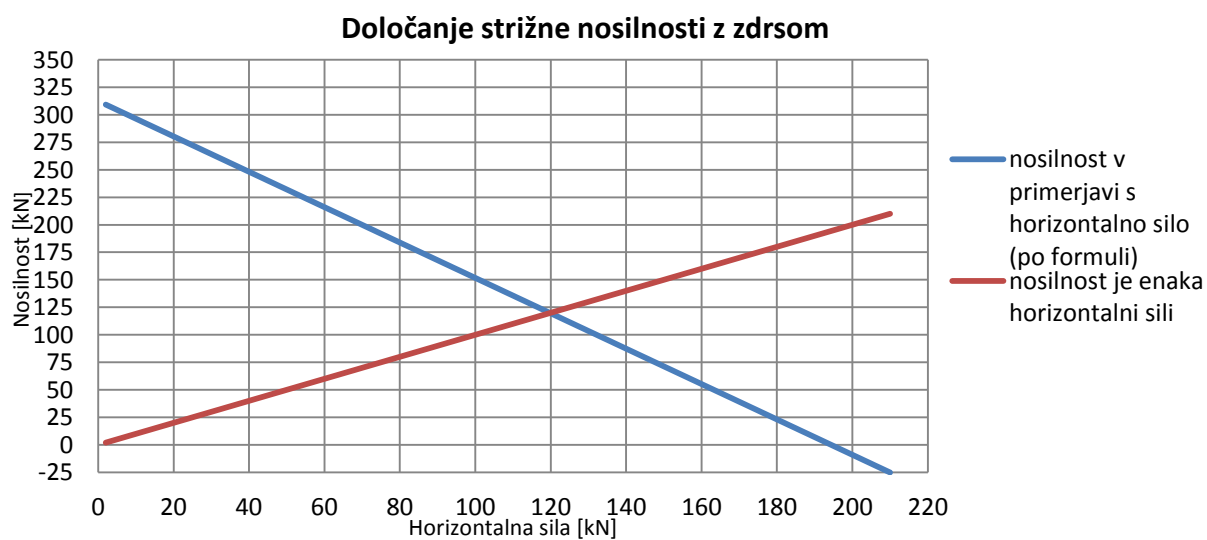
Nosilnosti posameznih zidov smo izračunali v Preglednicah 6-10 in 6-11. Ponovno smo izpisali geometrijske karakteristike elementov. Po vrsti si sledijo širina t , efektivna višina h in dolžina zidu l . V naslednjem stolpcu je izračunana tlorisna površina posameznega elementa. Sledita horizontalna sila F_d , ki smo jo prepisali iz Preglednic 6-5 in 6-6 ter vertikala sila na element N_d , ki smo jo predhodno določili v Preglednicah 6-7 in 6-8. Ko imamo zapisane vse že znane količine, se lotimo določitve količin, ki jih bomo potrebovali pri nadaljnjih izračunih nosilnosti. σ_d predstavlja povprečno tlačno napetost v vodoravnem prerezu zaradi konstantne navpične sile in jo določimo kot količnik osne sile in prereza elementa. Pri strižni nosilnosti z diagonalnimi razpokami bomo potrebovali faktor b , ki je odvisen od geometrije zidu in ga določimo po enačbi (4-12). Za določitev upogibne nosilnosti najprej izračunamo upogibni moment, ki je definiran kot produkt ekscentričnosti in navpične sile. Pomagamo si z enačbo (4-13). Določimo še karakteristično strižno trdnost f_{vk} po enačbi (4-3). Projektno strižno trdnost f_{vd} dobimo, če karakteristično strižno trdnost delimo z varnostnim faktorjem za material γ_M .

Lotimo se izračuna nosilnosti za vse tri mehanizme porušitve: strižna porušitev z zdrsom, strižna porušitev z nastankom diagonalnih razpok ter upogibna porušitev.

Pri določanju strižne nosilnosti z zdrsom smo imeli nekaj težav. Pri računu s pomočjo enačb (4-9) in (4-10) se zaradi razmerij med dolžino in višino zidu ter potresno in osno silo na posamezen zid pojavijo negativne vrednosti nosilnosti, kar ni mogoče. Zato smo se problema lotili na drugačen način (slika 6-8). Potresno silo smo povečevali toliko časa, da je bila obremenitev enaka izračunani nosilnosti (Jovanovski, 2011). V primeru, da izberemo preveliko prečno silo, dobimo ponovno negativno nosilnost. Primer je prikazan v Preglednici 6-9.

Preglednica 6-9: Primer določanja strižne nosilnosti z zdrsom za zid sy1

F_d [kN]	l_c [m]	$R_{s,w,zdrs}$ [kN]
30	5	264
50	5	232
100	3	152
200	0	-9
150	1	71
120	2	120



Slika 6-8: Primerjava obeh načinov določanja strižne nosilnosti z zdrsom

Določimo še strižno nosilnost s pojavom diagonalnih razpok, pri čemer si pomagamo z enačbo (4-11) ter upogibno nosilnost, kjer nam je v pomoč enačba (4-14).

Preglednica 6-10: Izračun nosilnosti v spodnji etaži v smeri X

	t [m]	h [m]	l [m]	A [m ²]	F_d [kN]	N_d [kN]	$\bar{\sigma}_d$ [MPa]	b	$M_{du,w}$ [kNm]	\bar{f}_{vd} [MPa]	STRIG		UPOGIB [kN]	MIN [kN]
											ZDRS [kN]	DIAG. RAZP. [kN]		
sx1	0,45	2,53	2,2	1	153	109	0,11	0,94	107,9	0,11	37	88	85	37
sx2	0,45	1,65	2,8	1,24	343	156	0,13	1,1	186,0	0,11	80	98	225	80
sx3	0,45	2,53	2,2	1	153	109	0,11	0,94	107,9	0,11	37	88	85	37
sx4	0,15	2,77	2,2	0,33	36	32	0,10	0,87	31,6	0,11	10	30	23	10
sx5	0,15	2,77	1,3	0,2	15	17	0,08	1,5	10,1	0,10	4	10	7	4
sx6	0,15	3,4	2,0	0,29	20	29	0,10	1,5	25,8	0,11	7	16	15	7
sx7	0,15	3,4	3,4	0,51	66	36	0,07	1	56,7	0,10	15	36	33	15
sx8	0,45	3,4	1,0	0,45	15	37	0,08	1,5	16,8	0,10	5	22	10	5
sx9	0,15	2,72	0,5	0,07	1	3	0,05	1,5	0,8	0,10	0,2	3	1	0
sx10	0,15	2,72	0,6	0,09	3	4	0,04	1,5	1,0	0,10	0,4	4	1	0
sx11	0,15	3,4	4,2	0,63	69	17	0,03	1,09	34,2	0,09	9	33	20	9
sx12	0,45	2,45	3,1	1,4	249	145	0,10	1,11	202,5	0,11	66	102	165	66
sx13	0,45	1,58	2,7	1,23	357	152	0,12	1,1	181,6	0,11	80	97	230	80
sx14	0,45	2,53	1,5	0,69	85	77	0,11	1,5	52,1	0,11	19	38	41	19
														370

Preglednica 6-11: Izračun nosilnosti v spodnji etaži v smeri Y

	t [m]	h [m]	l [m]	A [m ²]	F_d [kN]	N_d [kN]	$\bar{\sigma}_d$ [MPa]	b	$M_{du,w}$ [kNm]	\bar{f}_{vd} [MPa]	STRIG		UPOGIB [kN]	MIN [kN]
											ZDRS [kN]	DIAG. RAZP. [kN]		
sy1	0,45	2,45	4,2	1,89	293	227	0,12	1,1	415,7	0,11	120	147	339	120
sy2	0,45	2,77	3,9	1,75	183	201	0,11	1,15	343,8	0,11	95	128	248	95
sy3	0,45	2,53	2,5	1,14	152	147	0,13	1	160,1	0,11	53	100	127	53
sy4	0,45	1,82	0,7	0,29	25	58	0,20	1,5	15,0	0,12	9	20	17	9
sy5	0,15	2,09	0,8	0,12	9	30	0,25	1,5	8,8	0,13	5	9	8	5
sy6	0,45	2,14	0,5	0,2	5	53	0,27	1,5	8,7	0,14	5	16	8	5
sy7	0,45	1,65	2,0	0,9	194	100	0,11	1,09	88,4	0,11	43	69	107	43
sy8	0,45	1,82	1,1	0,51	74	94	0,18	1,5	42,5	0,12	22	34	47	22
sy9	0,45	2,45	1,5	0,68	73	78	0,12	1,5	52,6	0,11	20	38	43	20
sy10	0,3	2,77	3,3	0,99	114	124	0,13	1,08	177,3	0,11	51	80	128	51
sy11	0,45	2,14	2,6	1,18	155	198	0,17	1,09	213,1	0,12	77	105	199	77
sy12	0,45	1,65	1,8	0,81	170	114	0,14	1,04	87,0	0,11	43	71	106	43
sy13	0,45	2,53	1,4	0,64	62	85	0,13	1,5	51,7	0,11	20	38	41	20
														561

6.7.4 Odpornost

Preverili bomo potresno odpornost na nivoju konstrukcije za smer X in smer Y ločeno. Primerjamo koeficient potresne odpornosti SRC z mejnim koeficientom prečne sile v pritličju BSC . Veljati mora: $BSC < SRC$, sicer potresna odpornost konstrukcije ni zadovoljiva. Težo celotne konstrukcije smo določili kot vsoto osnih sil v smeri X in smeri Y.

Smer X:

$$SRC = \frac{\text{nosilnost } x}{W} = \frac{370 \text{ kN}}{2433 \text{ kN}} = 0,152$$

$$BSC = \frac{F_b}{W} = \frac{1256 \text{ kN}}{2433 \text{ kN}} = 0,516$$

$$BSC > SRC$$

Smer Y:

$$SRC = \frac{\text{nosilnost } y}{W} = \frac{561 \text{ kN}}{2433 \text{ kN}} = 0,231$$

$$BSC = \frac{F_b}{W} = \frac{1256 \text{ kN}}{2433 \text{ kN}} = 0,516$$

$$BSC > SRC$$

Tako pri analizi v X kot v Y smeri je idealizirani koeficient potresne odpornosti celotnega objekta manjši v primerjavi z nosilnostjo v ustrezni smeri, kar pomeni da naša konstrukcija ni sposobna prenesti predvidenega potresa.

Kot je bilo pričakovati, je nosilnost v smeri Y precej večja od nosilnosti v smeri X. Vzrok za to je predvsem o tem, da v smeri X stojita samo dve steni, v smeri Y pa tri. K večji nosilnosti v smeri Y prispeva tudi sestava stropov po katerih se sile horizontalno prenašajo po stropnikih in jih večinoma prevzamejo le zidovi usmerjeni v Y smer. Torej imajo ti zidovi večjo lastno težo, večjo osno silo in s tem tudi večjo nosilnost. Pri zidovih, ki so usmerjeni v nasprotno smer, k osni sili prispeva le lastna teža zidov samih in zidov v višjih etažah ter na robu tudi teža ostrešja.

Pri analizi smo upoštevali vse tri mehanizme porušitve. Merodajno nosilnost predstavlja minimalna vrednost. Torej smo kot rezultat nosilnosti v posamezni smeri vzeli vsoto minimumov vseh treh mehanizmov. Iz Preglednic 6-10 in 6-11 je razvidno, da je v vseh primerih merodajen mehanizem porušitve strig z zdrsom, kar v praksi za pritličje ne velja, saj se zdrs navadno pojavlja v višjih etažah, kjer so potresne sile večje in osne sile manjše.

Naredimo še analizo potresne odpornosti, kjer upoštevamo predpostavko, da strig z zdrsom v pritličju ni merodajen.

Preglednica 6-12: Analiza v smeri X ob predpostavki, da strig z zdrsom v pritličju ni merodajen

	STRIG	UPOGIB	MIN
	DIAG. RAZP.		
	[kN]	[kN]	[kN]
sx1	88	85	85
sx2	98	225	98
sx3	88	85	85
sx4	30	23	23
sx5	10	7	7
sx6	16	15	15
sx7	36	33	33
sx8	22	10	10
sx9	3	1	1
sx10	4	1	1
sx11	33	20	20
sx12	102	165	102
sx13	97	230	97
sx14	38	41	38
			616

Preglednica 6-13: Analiza v smeri Y ob predpostavki, da strig z zdrsom v pritličju ni merodajen

	STRIG	UPOGIB	MIN
	DIAG. RAZP.		
	[kN]	[kN]	[kN]
sy1	128	248	128
sy2	100	127	100
sy3	20	17	17
sy4	9	8	8
sy5	16	8	8
sy6	69	107	69
sy7	34	47	34
sy8	38	43	38
sy9	80	128	80
sy10	105	199	105
sy11	71	106	71
sy12	38	41	38
sy13	42	50	42
			737

Smer X:

$$SRC = \frac{\text{nosilnost } x}{W} = \frac{616 \text{ kN}}{2433 \text{ kN}} = 0,253$$

$$BSC = \frac{F_b}{W} = \frac{1256 \text{ kN}}{2433 \text{ kN}} = 0,516$$

$$BSC > SRC$$

Smer Y:

$$SRC = \frac{\text{nosilnost } x}{W} = \frac{737 \text{ kN}}{2433 \text{ kN}} = 0,303$$

$$BSC = \frac{F_b}{W} = \frac{1256 \text{ kN}}{2433 \text{ kN}} = 0,516$$

$$BSC > SRC$$

Ko smo predpostavili, da strig z zdrsom v pritličju ni merodajna nosilnost, smo v obeh smereh izračunali večjo skupno nosilnost (Preglednica 6-12 in preglednica 6-13), vendar konstrukcija še vedno ni sposobna prenesti predvidenega potresa.

Potresno odpornost lahko preverimo tudi na nivoju elementa. Pri tem primerjamo velikost potresne sile z nosilnostjo posameznega zidu. Potresne sile so zapisane v Preglednicah 6-10 in 6-11. Če te sile primerjamo z nosilnostmi elementov v Preglednicah 6-12 in 6-13 ugotovimo, da v smeri X potresa ne zdrži noben zid, v smeri Y pa sta potresno odporna le dva zidova, zato je možnost prerazporeditve obtežbe majhna.

7 ZAKLJUČEK

V prvem delu smo pregledali postopek analize potresne odpornosti objekta z metodo s horizontalnimi silami. Zapisali smo enačbe za določitev potresne sile in za razdelitev te sile po etažah. Obravnavali smo tri mehanizme porušitve: strig z zdrsom, strig z diagonalnimi razpokami in upogib. Za vsak mehanizem smo navedli enačbe za določitev nosilnosti. Naš račun temelji na standardih EC6 in EC8 ter nekaterih priporočilih Tomaževiča (2009).

V drugem delu smo obravnavali konkreten objekt. Gre za nepovezано nearmirano zidano konstrukcijo z lesenimi stropi. Ker so pri zidanih konstrukcijah spodnje etaže bolj kritične, smo se odločili le za analizo pritličja. Konstrukcijo smo ločeno obravnavali v dveh pravokotnih smereh. Zidove, ki so pravokotni na obravnavano smer smo zanemarili zaradi njihovega minimalnega vpliva. Potresno silo smo po zidovih razporedili v razmerju togosti in sprva obravnavali vsak zid posebej na vse mehanizme porušitve, na koncu pa nosilnosti sešteli in sklepali o odpornosti celotne konstrukcije na predviden potres. Pri analizi striga z zdrsom smo naleteli na nerealne rezultate. Zaradi razmerja velikosti osne in prečne sile, je bila izračunana nosilnost negativna. Izračuna te nosilnosti smo se lotili na drug način. Predpostavili smo, da je nosilnost zidu enaka obremenitvi in se izračuna lotili na iterativni način.

Končni račun nam pokaže, da je potresna odpornost objekta manjša od tiste, ki jo zahtevata Evrokod 6 in 8. Izkaže se, da je projektna nosilnost konstrukcije v smeri Y precej večja kot nosilnost v smeri X, saj se vsa vertikalna obtežba preko stropnikov prenese v stene, ki so nosilne v Y smeri. Nosilnost smo izračunali kot vsoto minimalnih vrednosti vseh treh mehanizmov porušitve za posamezen zid. Čeprav Evrokod 6 predvideva porušitev na zdrs v stenah, je to v pritličju malo verjetno, vendar je zaradi standarda Evrokod 6 ta mehanizem porušitve v večini primerov merodajen. Če v našem primeru upoštevamo vse tri porušne mehanizme zidu, se izkaže, da je v vseh primerih projektna obremenitev večja od projektne nosilnosti. Ob upoštevanju, da zdrs ni merodajen za nekatere zidove, prejšnja trditev ne velja, saj je tako določena nosilnost nekaterih zidov večja od obremenitve. Izkaže se, da je zaloga neizkoriščenosti zidov premajhna, da bi s prerazporeditvijo obremenitve lahko bistveno vplivali na rezultat analize potresne odpornosti obravnavanega objekta.

VIRI

Jovanovski, M. 2011. Ocena potresne odpornosti zidane enodružinske hiše v Grosupljem. Diplomatska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer (samozaložba M. Jovanovski): 71 str.

Podgorelec, D. 2011. Ocena potresne odpornosti stanovanjske hiše v Ljubljani. Diplomatska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer (samozaložba D. Podgorelec): 72 str.

Snoj, J. 2012. Experimentally supported modelling of an existing masonry building by measuring ambient and forced vibrations. Lisboa, Proceedings of the 15th WCEE: 10 str. (neobjavljen vir)

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

Standardi:

SIST EN 1991-1-1: 2004, Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije -1-1. Del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo: 44 str.

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

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

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

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

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