

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:

Lajkovič, G., 2014. Model za poenostavljeno potresno analizo tipične družinske hiše na območju Krškega. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M.): 42 str.

Datum arhiviranja: 08-10-2014

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:

Lajkovič, G., 2014. Model za poenostavljeno potresno analizo tipične družinske hiše na območju Krškega. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Dolšek, M.): 42 pp.

Archiving Date: 08-10-2014

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:

Diplomska naloga št.: 135/B-GR

Graduation thesis No.: 135/B-GR

Mentor:

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Ljubljana, 18. 09. 2014

STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Podpisani Grega Lajkovič izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »Model za poenostavljeno potresno analizo tipične družinske hiše na območju Krškega«.

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

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

Ljubljana, 9.9.2014

Grega Lajkovič

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.042.7(497.4)(043.2)
Avtor: Grega Lajkovič
Mentor: izr. prof. dr. Matjaž Dolšek
Naslov: Model za poenostavljeno potresno analizo tipične družinske hiše na območju Krškega
Tip dokumenta: diplomska naloga
Obseg in oprema: 42 str., 38 pregl., 31 sl., 12 gr., 3 prilog
Ključne besede: potresno inženirstvo, Evrokod, zidana stavba, potisna analiza, potresna odpornost

Izvleček

V diplomski nalogi je obravnavana poenostavljena nelinearna analiza izbranih družinskih hiš na območju Krškega. Osnovo za modeliranje in analizo obravnavanih objektov sta predstavljala standarda Evrokod 6, ki obravnava zidane konstrukcije in Evrokod 8, ki obravnava potresno odporno projektiranje konstrukcij. Teoretične osnove in zaporedje postopka računa so predstavljene v prvem delu naloge. Na hitro se naloga dotakne nastanka potresov in njihovega vpliva na okolje, opisane so materialne karakteristike opečnih zidov in podane enačbe za račun nosilnosti zidovja. V nadaljevanju so predstavljene teoretične osnove za oceno potresne odpornosti zidanih objektov. V drugem delu naloge je podan primer potresne analize enega izmed objektov, nato pa je predlagan še model normirane potisne krivulje glede na rezultate potisnih analiz štirih značilnih zidanih hiš na območju Krškega. Predlagamo, da nosilnost značilnega zidanega objekta iz opečnih votlakov za šibko os znaša približno 27 % teže objekta, pomik etaže na meji porušitve pa približno 0.42 % višine etaže. Približno potisno krivuljo za izbran objekt lahko določimo enostavno tako, da normirane prečne sile s predlaganega modela potisne krivulje pomnožimo s težo objekta, normirane pomike pa z višino pritlične etaže, ki se za zidane objekte malo spreminja. Potrebno je poudariti, da so rezultati take ocene vsekakor precej negotovi tako zaradi uporabe precej poenostavljenih nelinearnih modelov, kot tudi zaradi majhnega števila objektov, ki smo jih upoštevali pri določitvi normirane potisne krivulje značilnih zidanih objektov. Zato je uporaba predlaganega modela primerna le za hitre ocene potresne odpornosti večjega števila objektov.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.042.7(497.4)(043.2)
Author: Grega Lajkovič
Supervisor: Assoc. Prof. Matjaž Dolšek, Ph.D.
Title: A model for a simplified seismic analysis of a typical family house in the Krško region
Document type: Graduation Thesis
Scope and tools: 42 p., 38 tab., 31 fig., 12 ch., 3 ann.
Keywords: earthquake engineering, Eurocode, masonry building, pushover analysis, seismic resistance

Abstract:

The diploma thesis addresses a simplified nonlinear seismic («pushover») analysis of selected family houses in the Krško region. Standards Eurocode 6 and 8, which, respectively, deals with masonry buildings and earthquake-resistant design of buildings, were used as a basis for modelling and seismic analysis of the examined houses. The theoretical background and sequences of seismic analysis are presented in the first part of the thesis, where the occurrence of earthquakes and their impact on environment are also briefly addressed. In addition, the mechanical characteristics and the models of resistance of the masonry walls are described. Follow an overview of the theoretical background for seismic performance assessment of masonry buildings. The second part of the thesis presents results of simplified seismic analysis of a family house. At the end of the thesis, the model for normalized pushover curve of masonry buildings in the Krško region is proposed by taking into account the results of seismic evaluation of four examined buildings. It is suggested that an average shear resistance in the weak direction of a building from Krško region, which is constructed by hollow bricks, is around 27 % of its weight, whereas the ultimate storey drifts is around 0.42 % of the storey height. The proposed model makes it possible to assess the pushover curve of the examined building simply by multiplying the normalized shear forces from the model by the weight of the examined building and by multiplying the normalized storey drifts by the storey height. It should be noted that the results of such an assessment is quite uncertain, not only due to the simplified models used for the pushover analysis, but also due to the fact that only a small number of buildings were used in the parametric study. Therefore, the use of the proposed normalized pushover curve is limited and may be suitable only for rapid seismic performance assessment of large number of buildings.

ZAHVALA

Zahvaljujem se mentorju izr. prof. dr. Matjažu Dolšku za vse nasvete in usmerjanje, predvsem pa dosegljivost pri nastajanju diplomske naloge. Zahvaljujem se Juretu Snoju za celoten pregled naloge in Petri Triller za pomoč pri računu z računalnikom.

Zahvaljujem se mami, očetu in sestri za podporo in finančno pomoč v času študija.

Zahvaljujem se tudi lastnikom stavb, brez katerih nastanek te naloge ne bi bil mogoč.

KAZALO VSEBINE

STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA	I
IZJAVE	II
BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK.....	III
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	IV
ZAHVALA.....	V
KAZALO PREGLEDNIC.....	VIII
1 UVOD	1
2 POTRESI IN POTRESNE SILE	2
2.1 Nastanek potresov	2
2.1.1 Tektonika plošč	2
2.2 Projektni pospešek tal	3
2.3 Projektni spekter pospeškov	3
2.4 Projektna potresna sila.....	5
3 MATERIALI	7
3.1 Zidaki	7
3.1.1 Razvrstitev zidakov	7
3.1.2 Tlačna trdnost zidakov	8
3.2 Malta	8
3.3 Zidovje	8
3.3.1 Karakteristična tlačna trdnost zidovja	9
3.3.2 Karakteristična strižna trdnost zidovja	9
3.3.3 Karakteristična natezna trdnost zidovja	10
3.3.4 Deformacijske lastnosti zidovja	11
4 OCENA POTRESNE ODPORNOSTI.....	12
4.1 Uvod	12
4.1.1 Mejno stanje nosilnosti	12
4.1.2 Mejno stanje uporabnosti	12
4.2 Kombinacija vplivov pri potresni obtežbi.....	13
4.3 Masa objekta.....	13
4.4 Varnostni faktorji za materiale	14
4.5 Togost zidov in porazdelitev potresne sile med zidovi	14
4.6 Efektivne višine zidov	15
4.7 Strižna nosilnost zidovja.....	15
4.7.1 Strižni mehanizem z nastankom diagonalnih razpok nearmiranega zidovja	15

4.7.2 Strižni mehanizem zaradi prestriga nearmiranega zidovja	16
4.7.3 Upogibni mehanizem porušitve nearmiranega zidovja	17
4.8 Potisna krivulja.....	17
5 PRIMER ANALIZE POTRESNE ODPORNOSTI ZIDANE STAVBE IN POTISNA ANALIZA	19
5.1 Opis objekta.....	19
5.2 Geometrija	19
5.3 Mehanske lastnosti materialov	21
5.3.1 Zidaki in malta.....	21
5.3.2 Zidovje	21
5.4 Lastna teža posameznih konstrukcijskih sklopov stavbe	22
5.4.1 Strop nad pritličjem	22
5.4.2 Strop nad mansardo	22
5.4.3 Zidovje	23
5.4.4 Streha	24
5.4.5 Balkon.....	24
5.4.6 Stopnice.....	24
5.4.7 Podest	25
5.5 Osnova obremenitev zidov	25
5.6 Masa objekta	27
5.6.1 Masa stropa nad mansardo.....	27
5.6.2 Masa stropa nad pritličjem	27
5.6.3 Masa strehe	27
5.6.4 Masa balkonov.....	27
5.6.5 Masa stopnic in podesta	27
5.6.6 Masa predelnih sten v pritličju in mansardi.....	28
5.6.7 Masa zidov.....	28
5.6.8 Masa celotne stavbe	28
5.7 Osnova sila.....	29
5.8 Projektna prečna sila v pritličju.....	30
5.9 Delež prečne sile v pritličju na posamezni zid	30
5.10 Potisna krivulja za smer X.....	33
5.11 Potisna krivulja za smer Y	34
5.12 Primerjava računa s programom 3Muri	35
5.13 Predlog modela potisne krivulje za značilno hišo na območju Krškega	37
5.13.1 Močna os objekta.....	37
5.13.2 Šibka os objekta.....	38
6 ZAKLJUČEK	39
VIRI	40

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Vrednosti parametrov elastičnega spektra tipa tipa 1 (SIST EN 1998-1:2005).	5
Preglednica 2: Tipi tal (SIST EN 1998-1:2005).	5
Preglednica 3: Geometrijske zahteve za razvrščanje zidakov v skupine (SIST EN 1996-1-1:2006).	7
Preglednica 4: Tipična sestava in trdnost predpisanih navadnih malt (Tomažević, 2009).	8
Preglednica 5: Vrednosti parametra K za malte za splošno uporabo, tankoslojne in lahke malte (SIST EN 1996-1-1:2006).	9
Preglednica 6: Vrednosti začetne strižne trdnosti zidovja f_{vko} za opečne zidake (SIST EN 1996-1-1:2006).	10
Preglednica 7: Priporočene vrednosti koeficienta $\Psi_{2,i}$ za vpliv spremenljive obtežbe (SIST EN 1990-1-1:2004).	13
Preglednica 8: Vrednosti faktorja ϕ za izračun koeficienta za kombinacijo vpliva $\psi_{E,i}$ (SIST EN 1998-1:2004).	14
Preglednica 9: Konstrukcijski sklop stropa nad pritličjem.	22
Preglednica 10: Konstrukcijski sklop stropa nad mansardo.	23
Preglednica 11: Lastna teža malte.	24
Preglednica 12: Konstrukcijski sklop strehe.	24
Preglednica 13: Konstrukcijski sklop balkonov.	24
Preglednica 14: Konstrukcijski sklop stopnic.	25
Preglednica 15: Konstrukcijski sklop podesta.	25
Preglednica 16: Izračun nosilnosti vseh zidov v pritličju v smeri X.	31
Preglednica 17: Izračun nosilnosti vseh zidov v pritličju v smeri Y.	32
Preglednica 18: Primerjava podatkov za stavbo.	A-1
Preglednica 19: Konstrukcijski sklop stropa nad pritličjem.	A-3
Preglednica 20: Konstrukcijski sklop stropa nad nadstropjem.	A-3
Preglednica 21: Konstrukcijski sklop strehe.	A-3
Preglednica 22: Konstrukcijski sklop stopnic.	A-4
Preglednica 23: Izračun nosilnosti vseh zidov v pritličju v smeri X.	A-7
Preglednica 24: Izračun nosilnosti vseh zidov v pritličju v smeri Y.	A-8
Preglednica 25: Konstrukcijski sklop stropa nad pritličjem.	B-3
Preglednica 26: Konstrukcijski sklop stropa nad nadstropjem.	B-3
Preglednica 27: Konstrukcijski sklop strehe.	B-4
Preglednica 28: Konstrukcijski sklop stopnic.	B-4
Preglednica 29: Konstrukcijski sklop balkona.	B-5
Preglednica 30: Izračun nosilnosti vseh zidov v pritličju v smeri X.	B-9
Preglednica 31: Izračun nosilnosti vseh zidov v pritličju v smeri Y.	B-9
Preglednica 32: Primerjava podatkov za stavbo.	C-1
Preglednica 33: Konstrukcijski sklop stropa nad pritličjem.	C-3
Preglednica 34: Konstrukcijski sklop strehe.	C-3
Preglednica 35: Konstrukcijski sklop stopnic.	C-4
Preglednica 36: Konstrukcijski sklop balkona.	C-4
Preglednica 37: Izračun nosilnosti vseh zidov v pritličju v smeri X.	C-7
Preglednica 38: Izračun nosilnosti vseh zidov v pritličju v smeri Y.	C-7

KAZALO GRAFIKONOV

Grafikon 1: Primerjava nosilnosti za obe smeri s projektno vrednostjo potresne sile.	33
Grafikon 2: Nosilnost zidov in pripadajoči pomiki konstrukcije v smeri X.	34
Grafikon 3: Nosilnost zidov in pripadajoči pomiki konstrukcije v smeri Y.	35
Grafikon 4: Potisna krivulja za obe smeri, določena s programom 3Muri.	36
Grafikon 5: Normirana potisna krivulja za močno os objekta.	37
Grafikon 6: Normirana potisna krivulja za šibko os objekta.	38
Grafikon 7: Nosilnost zidov in pripadajoči pomiki konstrukcije v smeri X za objekt št. 2.	A-9
Grafikon 8: Nosilnost zidov in pripadajoči pomiki konstrukcije v smeri Y za objekt št. 2.	A-9
Grafikon 9: Nosilnost zidov in pripadajoči pomiki konstrukcije v smeri X za objekt št. 3.	B-10
Grafikon 10: Nosilnost zidov in pripadajoči pomiki konstrukcije v smeri Y za objekt št. 3.	B-10
Grafikon 11: Nosilnost zidov in pripadajoči pomiki konstrukcije v smeri X za objekt št. 4.	C-8
Grafikon 12: Nosilnost zidov in pripadajoči pomiki konstrukcije v smeri Y za objekt št. 4.	C-8

KAZALO SLIK

Slika 1: Oblike medsebojnega gibanja litosferskih plošč (Ambrožič, 2013).	2
Slika 2: Širjenje L in R valov (Exploratum, 2014).	3
Slika 3: Elastični spekter odziva in projektni spekter odziva, z upoštevanjem faktorja $q = 1,5,4$	
Slika 4: Prikaz diagonalnih razpok v zidovju in smeri nateznih napetosti.	10
Slika 5: Prikaz izračuna efektivnih višin zidov.	15
Slika 6: Strižna porušitev zidovja (Fischinger, 1998).	16
Slika 7: Pogled na obravnavano stavbo.	19
Slika 8: Tloris pritličja z označenimi zidovi.	20
Slika 9: Tloris mansarde z označenimi zidovi.	21
Slika 10: Konstrukcijski sklop stropa nad pritličjem.	22
Slika 11: Zid debeline 19 cm z regami na levi in debeline 29 cm z regami na desni.	23
Slika 12: Vplivne površine nosilnih zidov v pritličju [m ²].	25
Slika 13: Vplivne površine nosilnih zidov v mansardi [m ²].	26
Slika 14: Vplivne površine zidov v mansardi za elemente strehe.	26
Slika 15: Vplivne površine v prerezu za prenos obtežbe iz mansarde v pritličje.	27
Slika 16: Tloris modela pritličja v programu 3Muri.	36
Slika 17: Tloris pritličja z oznakami zidov.	A-1
Slika 18: Tloris mansarde z označenimi zidovi.	A-2
Slika 19: Vplivne površine nosilnih zidov v pritličju [m ²].	A-4
Slika 20: Vplivne površine nosilnih zidov v nadstropju [m ²].	A-4
Slika 21: Vplivne površine zidov v nadstropju za elemente strehe.	A-5
Slika 22: Tloris kleti z označenimi zidovi.	B-1
Slika 23: Tloris pritličja z označenimi zidovi.	B-2
Slika 24: Tloris mansarde z označenimi zidovi.	B-2
Slika 25: Vplivne površine zidov v kleti.	B-5
Slika 26: Vplivne površine zidov v pritličju.	B-5
Slika 27: Vplivne površine zidov v mansardi za elemente strehe.	B-6
Slika 28: Tloris pritličja z označenimi zidovi.	C-1
Slika 29: Tloris mansarde z označenimi zidovi.	C-2
Slika 30: Vplivne površine zidov v pritličju.	C-4
Slika 31: Vplivne površine zidov v mansardi za elemente strehe.	C-5

SEZNAM PRILOG

- PRILOGA A: ANALIZA OBJEKTA št. 2
- PRILOGA B: ANALIZA OBJEKTA št. 3
- PRILOGA C: ANALIZA OBJEKTA št. 4

1 UVOD

Zidane stavbe so najbolj pogosti stanovanjski objekti v Sloveniji. Opečni zidaki so se najprej pojavili v obliki standardne opeke, ki danes ni več uporabljena kot osnovni material za zidanje nosilnih zidov. Razvoj opečnega votlaka predstavlja velik napredek s tehničnega in ekonomičnega vidika gradnje hiš.

Slovenija leži na potresno aktivnem območju, saj so potresi pri nas vsakodnevni pojav. Najšibkejših potresov ljudje ne zaznamo, močnejši potresi pa lahko imajo katastrofalne posledice na ljudi in stavbe. Pojav potresa je nemogoče napovedati, zato se v gradbeništvu poslužujemo verjetnostnih metod napovedovanja potresov, s katerimi ocenimo odnos med intenziteto potresa, ki jo največkrat izrazimo kar z maksimalnim pospeškom tal, in povratno dobo. Običajne stavbe projektiramo na osnovi potresa, ki ima povratno dobo 475 let. Intenziteta projektne potresa se zato spreminja v odvisnosti od lokacije objekta. Poleg tega je intenziteta projektne potresa odvisna tudi od pomembnosti objekta, ki ga gradimo. Območje Krškega je v Sloveniji med bolj ogroženimi, saj projektna vrednost pospeška tal za običajne objekta, kamor sodijo tudi stanovanjske stavbe, znaša $a_g = 0.225 g$ (ARSO I, 2014).

Razvoju modernega gradbeništva v smislu uvajanja novih tehnologij gradnje, je sledilo tudi potresno inženirstvo, katerega cilj je zagotoviti potresnoodporna gradnja. Trenutno je potresnoodporna gradnja v Sloveniji urejena s standardom Evrokod 8. Standard predpisuje, da se potresnoodporni objekti pri projektne potresu lahko močno poškodujejo, vendar se ne smejo porušiti. Na ta način se z določeno stopnjo zanesljivosti preprečuje porušitev objekta ter varuje človeška življenja.

V diplomski nalogi je za več objektov na območju Krškega izvedena poenostavljena nelinearna potisna («pushover») analiza. Na začetku sta na kratko opisana nastanek in širjenje potresov. Definirane so enačbe, s katerimi ocenimo vpliv potresa na projektno obremenitev konstrukcije. Sledi celoten popis uporabljenih materialov in določitev njihovih karakteristik. S pomočjo enačb iz standardov se določijo skupne lastnosti homogenega zidovja. V zadnjem delu naloge so, na osnovi teorije iz prvega dela diplomske naloge, izračunane potisne krivulje izbranih zidanih objektov. Upoštevani sta obe glavni smeri objektov.

Na podlagi potresnih krivulj za obravnavane objekte je podan splošen normiran model za poenostavljeno potresno analizo. Za poljuben objekt na območju Krškega lahko s pomočjo modela določimo potisno krivuljo, če poznamo maso objekta in višino pritlične etaže in se na ta način izognemo celotni potresni analizi. Dobljeno nosilnost na potisni krivuljo lahko primerjamo s potresno silo in ocenimo odpornost konstrukcije proti porušitvi.

2 POTRESI IN POTRESNE SILE

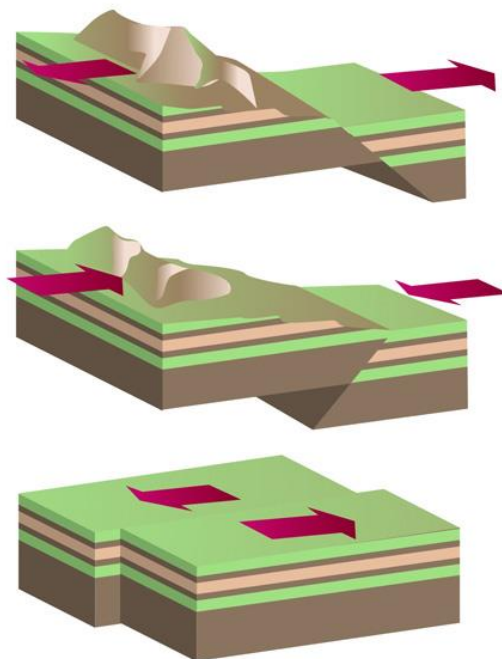
2.1 Nastanek potresov

Potresi nastajajo v notranjosti zemeljske skorje, zaradi različnih geoloških vplivov. Lahko so posledica premikanja tektonskih plošč v litosferi, izbruhov vulkanov, lahko pa so tudi posledica vpliva človeka in njegovega večjega posega v naravo. Jakost potresa je odvisna od količine sproščene energije, ki se sprosti pri posameznem vzroku nastanka potresa (Tomaževič, 2009).

Zemlja je sestavljena iz različnih slojev po debelini njenega volumna, ki so med seboj zelo različni. Litosfera, ki je zunanja plast zemeljske oble, plava na bolj viskoznih plasteh pod njo, kar ji omogoča gibanje v različnih smereh. Pri takšnih gibanjih se sprošča energija, ki je posledica trenja med posameznimi litosferskimi ploščami. Poznamo več vrst delovanja plošč, od načina premikanja pa je odvisna količina nastale energije in posledično jakost potresa. Energija se v obliki seizmičnega delovanja širi v vse smeri, zato potrese zaznamo tudi na površju (ARSO II, 2014)

2.1.1 Tektonika plošč

Premikanje zemeljskih plošč opišemo po splošni teoriji tektonike plošč. Toge tektonske plošče, ki so del litosfere, se prosto gibljejo po viskozni astenosferi. Spreminjanje zemeljskega površja nakazuje aktivnost plošč. Poznamo tri vrste delovanja litosferskih plošč, in sicer primikanje, razmikanje in drsenje plošč (slika 1). Oceanske litosferske plošče so težje in se zato ob približevanju celinski plošči podrivajo pod celinsko. Dvigovanje površja in nastanek gorstev je posledica narivanja plošč. Pri podrivanju se oceanska plošča potopi globlje v astenosfero, kjer se raztaplja. Z razmikanjem plošč nastanejo tektonski jarki in nova zemeljska skorja. Tretja oblika delovanja pa je drsenje med ploščami (Tomaževič, 2009). Pogoste posledice zemeljskega delovanja so potresi in izbruhi vulkanov.

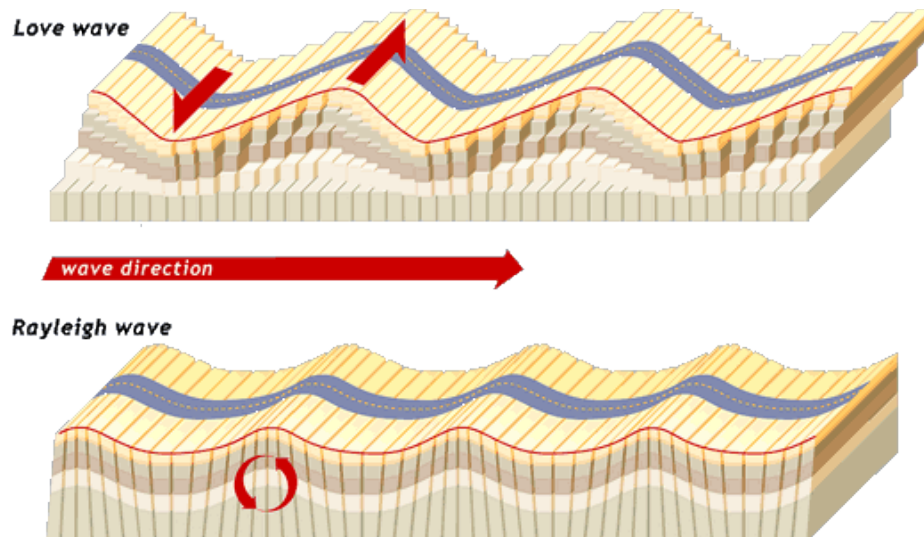


Slika 1: Oblike medsebojnega gibanja litosferskih plošč (Ambrožič, 2013).

Do samega premikanja med ploščami ne pride, dokler ni izčrpana strižna trdnost kamnine. Ko napetosti presežejo to vrednost, se vsa nakopičena energija sprosti v obliki primarnih

(longitudinalnih) P valov oziroma sekundarnih (strižnih) S valov. P valovi so najhitrejši in jih tudi z merilnimi napravami najhitreje zaznamo. Gibljejo se skozi vse trdnine, prav tako tudi skozi tekočine, medtem ko se S valovi po tekočini ne gibljejo. Obe obliki valov sta prostorninski (MTU, 2007).

Na površju poznamo dva tipa valov, in sicer L in R valove (slika 2). Oboji se širijo le v ravnini, kar je bistvena razlika med prostorninskimi, notranjimi valovi in površinskimi valovi. Delci L oziroma Lovejevih valov nihajo v ravnini, ki je vzporedna površju zemlje, delci R ali Rayleighovih valov pa nihajo v obliki elipse v ravnini, ki je pravokotna na zemeljsko površino (Tomažević, 2009).



Slika 2: Širjenje L in R valov (Exploratium, 2014).

Kako se bodo valovi širili skozi zemljino skorjo, je odvisno od vrste kamnine. Ko dosežejo površje, lahko na podlagi merjenj določimo ne le lastnosti izvora, pač pa tudi značilnosti kamnin skozi katere so se seizmični valovi širili (Tomažević, 2009). Lastnosti kamnin so pomemben dejavnik pri določitvi projektnega pospeška tal v seizmični analizi konstrukcij.

2.2 Projektni pospešek tal

Projektni potresni vpliv je določen za posamezna območja znotraj vsake države. Parameter, s katerim ga podajamo je vrednost največjega pospeška na tleh tipa A, a_{gR} . Največji projektni pospešek je določen na podlagi povratne dobe T_{NCR} potresnega vpliva za zahtevo po neporušitvi. Za objekte običajne pomembnosti v Sloveniji sta priporočeni vrednosti $T_{NCR} = 475$ let in verjetnost prekoračitve $P_{NCR} = 10\%$. Za te zahteve je faktor pomembnosti $\gamma_I = 1$ in vrednost projektnega pospeška tal (SIST EN 1998-1:2005):

$$a_g = \gamma_I a_{gR} = a_g. \quad (1-1)$$

Potresno gibanje na površju je predstavljeno v obliki elastičnega spektra pospeškov, ki je opisan v nadaljevanju.

2.3 Projektni spekter pospeškov

Projektni spekter pospeškov se uporablja v skladu s standardom Evrokod 8. Vrednosti projektnih pospeškov so odvisne predvsem od tipa tal in lastnega nihajnega časa konstrukcije. Za posamezna območja nihajnih časov so podane enačbe, s pomočjo katerih določimo vrednosti spektra pospeškov za vsak nihajni čas. Ker gre za projektno vrednost

elastičnega spektra pospeškov, uvedemo faktor obnašanja q . Redukcija potresnih sil se vpelje zaradi dopuščanja poškodb objekta za projektni potres, zato lahko posledično projektiramo na manjše potresne sile, z upoštevanjem 5 % viskoznega dušenja.

Če se upošteva drugačne vrednosti viskoznega dušenja, se faktor q ustrezno spremeni. Spremembe so možne glede na stopnjo duktilnosti konstrukcije, vrednosti pa podaja SIST EN 1998-1:2005.

Za potrebe te naloge se omejimo samo na vodoravni komponenti elastičnega spektra odziva $S_d(T)$ (slika 3), ki je po SIST EN 1998-1:2005 podan z enačbami:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2-1)$$

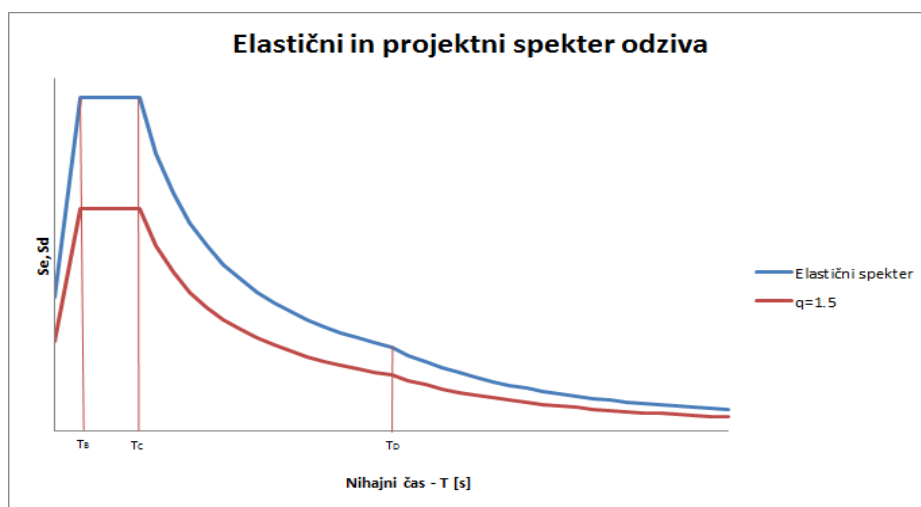
$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad (2-2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2-3)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2-4)$$

kjer so:

- $S_d(T)$ projektni spekter,
- a_g projektni pospešek za tla tipa A, po enačbi (1-1),
- T nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo,
- T_B spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,
- T_C zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,
- T_D vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika,
- S faktor tal,
- q faktor obnašanja.



Slika 3: Elastični spekter odziva in projektni spekter odziva, z upoštevanjem faktorja $q = 1,5$.

Vrednosti faktorja tal S in vrednosti posameznih nihajnih časov so podane v preglednici 1 za različen tip tal. Standard navaja dva tipa spektrov, in sicer tip 1 in tip 2. V Sloveniji se uporablja le spekter tipa 1.

Preglednica 1: Vrednosti parametrov elastičnega spektra tipa tipa 1 (SIST EN 1998-1:2005).

TIP TAL	S	$T_B(S)$	$T_C(S)$	$T_D(S)$
A	1,0	0,1	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,2	0,6	2,0
D	1,35	0,2	0,8	2,0
E	1,7	0,1	0,4	2,0

Projektni pospešek tal je podan za tip tal A. Vpliv značilnosti lokalnih tal upoštevamo z uporabo tipov tal A,B,C,D in E, oziroma vrednostjo parametra S , ki ga upoštevamo pri izračunu potresne sile. Parameter je določen na podlagi terenskih preiskav in strižne trdnosti materiala (preglednica 2).

Preglednica 2: Tipi tal (SIST EN 1998-1:2005).

Tip tal	Opis stratigrafskega profila	Parametri		
		$V_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (udarcev/30cm)	C_u (kPa)
A	Skala ali druga skali podobna geološka formacija, na kateri je največ 5 m slabšega površinskega materiala	> 800	/	/
B	Zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj deset metrov, pri katerih mehanske značilnosti z globino postopoma naraščajo	360-800	> 50	> 250
C	Globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, prod ali toge gline nekaj deset do več sto metrov	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Sedimenti rahlih do srednje gostih nevezljivih zemljin (z nekaj mehкими vezljivimi plastmi ali brez njih) ali pretežno mehkih do trdnih vezljivih zemljin	< 180	< 15	< 70
E	Profil tal, kjer površinska aluvialna plast z debelino med okrog 5 in 20 metri in vrednostmi v_s , ki ustrezajo tipoma C ali D, leži na bolj togem materialu z $v_s > 800$ m/s			
S_1	Sedimenti, ki vsebujejo najmanj 10 m debele plasti mehke gline/melja z visokim indeksom plastičnosti ($PI > 40$) in visoko vsebnostjo vode	< 100 (indikativno)	/	10-20
S_2	Tla, podvržena likvefakciji, občutljive gline ali drugi profili tal, ki niso vključeni v tipe A-e ali S_1			

Nihajni čas konstrukcije je ocenjen glede na konstrukcijsko zasnovo objekta. Zidane stavbe imajo manjše nihajne čase, zaradi uporabljenih materialov in relativno nizke višine objekta. Nihajni čas ocenimo tako, da je vrednost projektnega pospeška tal v spektru pospeškov na platoju. Takšna ocena je varna, saj so projektne potresne sile v tem primeru največje.

2.4 Projektna potresna sila

Zidane konstrukcije so v splošnem enostavne in pravilne, zato lahko dinamično obnašanje poenostavimo na sistem z eno prostostno stopnjo, kar pomeni, da je možna le prva oblika nihanja konstrukcije (Tomažević, 2009). Za določitev projektno potresne sile je potreben izračun celotne mase objekta in določitev projektnega spektra S_d za pripadajoč nihajni čas konstrukcije. Po SIST EN 1998-1:2005 se projektna potresna sila določi z izrazom:

$$F_{a,b} = S_d(T_1) m \lambda \quad (2-5)$$

kjer so:

$S_d(T_1)$ ordinata v projektnem spektru pri nihajnem času T_1 ,

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

m celotna masa stavbe nad temelji ali nad togo kletjo,

λ korekcijski faktor, ki ima za stavbe, ki imajo dve ali manj nadstropij vrednost $\lambda = 1,0$.

3 MATERIALI

Tipične zidane stavbe z nearmiranim zidovjem so zgrajene iz zidakov in malte. Malta povezuje zidake v celoto, ki jo imenujemo in v analizi obravnavamo kot zidovje. V tej nalogi je obravnavano le nearmirano zidovje. Zidane stene so v vseh vogalih, okoli večjih odprtih in na razponih večjih od 5 metrov, povezane z navpičnimi armiranobetonskimi vezmi. V horizontalnih ravninah med etažami so horizontalne armiranobetonske vezi in plošče, ki stavbo povezujejo v kompaktno konstrukcijsko celoto. Pri zidanju veljajo konstrukcijska pravila, ki so navedena v SIST EN 1996-1-1:2006, standardu, ki obravnava zidane konstrukcije. V nadaljevanju so na kratko opisani vsi sestavni materiali zidanih konstrukcijah in navedene njihove mehanske lastnosti.

3.1 Zidaki

3.1.1 Razvrstitev zidakov

Zidaki, ki jih uporabljamo pri gradnji zidanih stavb, morajo biti v skladu z ustreznim standardom. Vsi objekti, ki so v nadaljevanju obravnavani so zidani z opečnimi votlaki, ki jih podrobneje obravnava EN 771-1. Poleg nosilne funkcije moramo upoštevati še dodatne zahteve:

- ustrezno toplotno in zvočno izolativnost zidovja,
- zmanjševanje mase kot ukrep zmanjševanja potresnih sil,
- ekonomičnost tehnologije zidanja.

Votli zidaki so tisti, kjer je prostornina navpičnih lukenj med 25 % in 50 %. Na potresnih območjih je zelo pomembna tudi robustnost zidaka. Če zidak ni dovolj robusten, obstaja verjetnost, da se zidovje lokalno poruši. Lokalne porušitve so krhke porušitve, ki se jih vedno želimo izogniti (Tomažević, 2009).

Standard SIST EN 1998-1-1:2006 zidake razvršča v skupine glede na geometrijske karakteristike. V preglednici 3 je prikazana razvrstitev za opečne zidake.

Preglednica 3: Geometrijske zahteve za razvrščanje zidakov v skupine (SIST EN 1996-1-1:2006).

	Materiali in meje za zidake							
	Skupina 1	Zidaki	Skupina 2		Skupina 3		Skupina 4	
			Navpične luknje				Vodoravne luknje	
Prostornina lukenj (% bruto prostornine)	≤ 25	opečni	> 25; ≤ 50		≥ 25; ≤ 70		> 25; ≤ 70	
Prostornina posamezne luknje (% bruto prostornine)	≤ 12,5		Vsaka luknja ≤ 2 Luknje za prijem v celoti do 12,5		Vsaka luknja ≤ 2 Luknje za prijem v celoti do 12,5		Vsaka luknja ≤ 30	
Deklarirane vrednosti debeline reber in sten (mm)	Ni zahtev		rebro	stena	rebro	Stena	rebro	stena
			≥ 5	≥ 8	≥ 3	≥ 6	≥ 5	≥ 6
Deklarirana vrednost kombinirane debeline ^a Reber in sten (% celotne širine)	Ni zahtev	≥ 16		≥ 12		≥ 12		

^a Kombinirana debelina je debelina reber in sten, merjena vodoravno v ustrezni smeri. Preverjanje je mišljeno kot kvalifikacijska preiskava, ki jo je treba ponoviti samo v primeru bistvenih sprememb projektnih dimenzij zidakov.

3.1.2 Tlačna trdnost zidakov

Tlačna trdnost zidakov je deklarirana s strani proizvajalca ali se dobi s pretvorbo tlačne trdnosti po standardu EN 772-1, dodatek A. Pri projektiranju uporabljamo t.i. normalizirano povprečno vrednost tlačne trdnosti zidaka f_b (SIST EN 1996-1-1:2006). To je srednja vrednost referenčne trdnosti, ki jo dobimo na podlagi ustreznih preizkušancev v laboratoriju. Preizkušancev mora biti vsaj deset in morajo imeti podobne geometrijske in mehanske lastnosti (Tomažević, 2009). Na podlagi preiskav nato s statističnimi metodami določimo karakteristično vrednost tlačne trdnosti, z upoštevanjem variacije rezultatov. Za gradnjo na potresno aktivnih območjih se za zidake zahteva minimalna vrednost normalizirane tlačne trdnosti $f_{b,min} = 10$ MPa, navaja Evrokod 8.

3.2 Malta

Malta je osnovno vezivo, ki zidake povezuje v zidovje. Je mešanica agregata, vode, cementa in/ali apna in različnih dodatkov. Dodatki se uporabljajo v primerih, ko je potrebno zagotoviti ustrezne lastnosti zidovja, transporta, zahtevnosti zidanja ipd.

Standard navaja različne delitve malte, in sicer:

- malte za splošno uporabo, tankoslojne malte in lahke malte,
- projektirane ali predpisane malte,
- malte v celoti pripravljene v tovarni, napol končane, delno pripravljene v tovarni ali pripravljene na gradbišču.

Vse malte morajo ustrezati standardu, ki obravnava malte glede na zgornjo delitev. (SIST EN 1998-1-1:2006).

Malte ne glede na vrsto malte klasificiramo po tlačni trdnosti (preglednica 4). Tlačna trdnost je odvisna od razmerja mešanice. Na potresno aktivnih območjih se lahko uporabljajo le malte, ki imajo tlačno trdnost $f_m \geq 5$ MPa za nearmirano zidovje (SIST EN 1998-1:2005). Pri potresu se v zidovju pojavijo vodoravne sile, ki bi v primeru nezadostne trdnosti malte lahko povzročile porušitev stika med malto in zidakom.

Preglednica 4: Tipična sestava in trdnost predpisanih navadnih malt (Tomažević, 2009).

Tip malte	Srednja tlačna trdnost	Sestava malte (volumsko razmerje)		
		Cement	Hidratizirano apno	Pesek
M2	2,5 MPa	1	1,25-2,50	2,23-3-kratna količina cementa in apna
M5	5 MPa	1	0,50-1,25	
M10	10 MPa	1	0,25-0,50	
M20	20 MPa	1	0-0,25	

Določanje karakteristične tlačne trdnosti obravnava EN 1015-11.

3.3 Zidovje

Pri projektiranju in analizah zidov upoštevamo lastnosti zidovja in ne posameznih materialov, ki ga sestavljajo. Potrebno je poznati mehanske lastnosti posameznih materialov in načina zidanja, da lahko s pomočjo enačb določimo trdnostne in deformacijske parametre za homogeno zidovje (Tomažević, 2009). Ocena teh vrednosti ni odvisna le od trdnostnih lastnosti materialov zidovja, pač pa tudi izvedbe. V enačbah se določene vrednosti zmanjšajo glede na način izvedbe, dejanske kvalitete zidovja pa ni moč določiti. Metode ocene karakterističnih vrednosti trdnostnih količin se praktično določijo s preizkusi v laboratoriju.

3.3.1 Karakteristična tlačna trdnost zidovja

Karakteristična tlačna trdnost zidovja f_k je določena na podlagi rezultatov preiskav vzorcev zidovja. Pri določitvi se lahko uporabijo rezultati preiskav konkretnih vzorcev ali podatki preteklih preiskav (SIST EN 1996-1-1:2006). Rezultati preiskav so podani z enačbo:

$$f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta \quad (3-1)$$

kjer so:

- f_k karakteristična tlačna trdnost, v N/mm²,
- K konstanta, ki je odvisna od oblike in tipa zidaka,
- α, β konstanti,
- f_b normalizirana povprečna tlačna trdnost zidakov v smeri vpliva obtežbe, v N/mm²,
- f_m tlačna trdnost malte, v N/mm.

Konstanti α in β imata vrednost $\alpha = 0,7$ in $\beta = 0,3$ za zidovje, sezidano z malto za splošno uporabo in lahke malte. Vrednosti konstante K za malte za splošno uporabo, tankoslojne in lahke malte so v preglednici 5 podane za opečne zidake.

Preglednica 5: Vrednosti parametra K za malte za splošno uporabo, tankoslojne in lahke malte (SIST EN 1996-1-1:2006).

Zidak		Malta za splošno uporabo	Tankoslojna malta (naležna rega $\geq 0,5$ mm in ≤ 3 mm)	Lahka malta in gostota	
				$600 \leq \rho_d \leq 800$ kg/m ³	$800 < \rho_d \leq 1300$ kg/m ³
Opečni	Skupina 1	0,55	0,75	0,30	0,40
	Skupina 2	0,45	0,70	0,25	0,30
	Skupina 3	0,35	0,50	0,20	0,25
	Skupina 4	0,35	0,35	0,20	0,25

3.3.2 Karakteristična strižna trdnost zidovja

Porazdelitev potresnih sil na posamezne elemente konstrukcije pri potresni obtežbi je odvisna od strižnega modula zidovja, ki ga določimo na podlagi strižne trdnosti. Strižna trdnost po Evrokodu 6-1 je določena z mehanizmom prestriga, ko v ravnini zidu deluje vodoravna obtežba. Velja predpostavka, da porušitev nastane zaradi zdrsa zidakov po regah. Karakteristična strižna trdnost zidovja je za vse tipe malt definirana z dvema enačbama, katero bomo uporabili pa je odvisno kako so rege med zidaki zapolnjene z malto (Tomažević, 2009).

Ko so navpične in horizontalne rege zapolnjene z malto, uporabimo za izračun enačbo:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d, \quad (3-2)$$

če pa navpične rege niso zapolnjene z malto, pa uporabimo enačbo:

$$f_{vk} = 0,5f_{vko} + 0,4\sigma_d, \quad (3-3)$$

kjer so:

- f_{vk} karakteristična strižna trdnost zidovja,
- f_{vko} karakteristična začetna strižna trdnost pri ničelni tlačni napetosti,

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

Vrednost f_{vk} ne sme presegati vrednosti $0,065 f_b$ oziroma f_{vlt} . Katero izmed vrednosti bomo uporabili, je odvisno od natezne trdnosti zidakov in/ali preklopa zidakov v zidovju, izbiro pa nam narekuje nacionalni dodatek k standardu SIST EN 1996-1-1:2006.

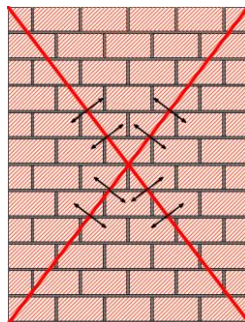
Začetno strižno trdnost določamo bodisi z vrednotenjem baze že opravljenih preiskav strižne trdnosti zidovja ali z vrednostmi, ki so podane v preglednici 6 za opečne zidake. Izbiro se zopet utemelji na podlagi nacionalnega dodatka.

Preglednica 6: Vrednosti začetne strižne trdnosti zidovja f_{vko} za opečne zidake (SIST EN 1996-1-1:2006).

Zidaki	f_{vko} (N/mm ²)			
	Malta za splošno uporabo danega trdnostnega razreda	Tankoslojna malta (naležna rega $\geq 0,5$ mm in ≤ 3 mm)	Lahka malta	
Opečni	M10 – M20	0,30	0,30	0,15
	M2,5 – M9	0,20		
	M1 - M2	0,10		

3.3.3 Karakteristična natezna trdnost zidovja

Natezna trdnost zidovja je pomembna pri strižnem mehanizmu porušitve z nastankom diagonalnih razpok (slika 4). V tem primeru se v smeri pravokotno na porušno ravnino pojavijo natezne napetosti. Strižna trdnost, ki jo dobimo na podlagi prestriga zidovja, v tem primeru nima bistvenega pomena. Tudi zahteva Evrokoda 8-1, da mora biti zidovje zidano z malto, ki doseže trdnost vsaj 5MPa, da zidovje ne razpade, nima pomena, saj porušitev nastopi v zidaku.



Slika 4: Prikaz diagonalnih razpok v zidovju in smeri nateznih napetosti.

Evrokod 8-1 posebej ne obravnava natezne trdnosti zidovja. Določamo jo na podlagi preiskav porušitve zidovja v laboratoriju. Za potrebe naloge na podlagi velikega števila preiskav natezno trdnost opišemo v povezavi s tlačno trdnostjo zidovja (Tomažević, 2009):

$$0,03f_k \leq f_{tk} \leq 0,09f_k. \quad (3-4)$$

3.3.4 Deformacijske lastnosti zidovja

3.3.4.1 Odvisnost med napetostmi in deformacijami

Zidovje se v območju tlaka in natega obnaša izrazito nelinearno in krhko. Pri projektiranju in analiziranju zidanih prereзов pa lahko privzamemo poenostavljeno obnašanje, linearno, parabolično ali parabolično-pravokotno (SIST EN 1996-1-1:2006). Odvisnost med napetostmi in deformacijami določimo s tlačno preiskavo zidovja. V analizi pri računu merodajne nosilnosti pri potresni obtežbi upoštevamo linearno obnašanje zidovja do začetnega pomika oz. pomika na meji plastifikacije u_{zac} , ki je odvisen od togosti zidovja in merodajne nosilnosti zidovja. Postopek računa merodajne nosilnosti je opisan v točki 4.8.

3.3.4.2 Modul elastičnosti

Sekantni modul elastičnosti pri kratki obremenitvi E , določimo v skladu s standardiziranimi preiskavami, pri tretjini tlačne trdnosti zidovja. Pri obremenjevanju vzorca in merjenju sprotnih deformacij dobimo graf odvisnosti napetosti in deformacij. Kot naklona napetostne krivulje glede na abscisno os je neposredno povezan s sekantnim modulom elastičnosti z enačbo:

$$E = \tan(\varphi) \quad (3-5)$$

V praktičnih primerih velikokrat rezultatov preiskav nimamo, zato lahko vrednost modula elastičnosti ocenimo na podlagi karakteristične tlačne trdnosti zidovja f_k , z empirično enačbo:

$$E = K_E f_k, \quad (3-6)$$

pri čemer je priporočena vrednost je $K_E = 1000$ (SIST EN 1996-1-1:2006).

3.3.4.3 Strižni modul

Evrokod 6-1 navaja, da se lahko za vse strižnega modula G privzame 40 % vrednosti elastičnega modula E (SIST EN 1996-1-1:2006), vendar raziskave kažejo, da je ocena neustrezna, saj so dejanske vrednosti manjše. Rezultati analiz kažejo, da se vrednosti strižnega modula G gibljejo med 6 % in 25 % vrednosti modula elastičnosti E (Tomažević, 2009). V vseh računih te naloge privzamemo za velikost strižnega modula G , 20 % vrednosti elastičnega modula E .

4 OCENA POTRESNE ODPORNOSTI

4.1 Uvod

Potres predstavlja za konstrukcijo eno največjih obremenitev. Sama narava obtežbe je zelo zapletena in nepredvidljiva. Vpliv se na elemente stavbe prenese v vseh smereh in v različnih ciklih. Tla nihajo, stavba pa sledi tlom v odvisnosti od lastnega nihajnega časa.

Konstrukcija mora v času potresa ustrezati pogoju neporušitve kot celote ali posameznega dela konstrukcije. V splošnem pa mora konstrukcija ustrezati:

- mejnemu stanju nosilnosti,
- mejnemu stanju uporabnosti,

za projektni potres. Potres je sicer lahko še hujši ali pa je nižje jakosti, vendar je frekvenčni sestav za objekt bolj neugoden kot tisti, ki ga predpisuje standard preko spektra pospeškov.

4.1.1 Mejno stanje nosilnosti

Mejno stanje nosilnosti (MSN) je tisto, ki je povezano s porušitvijo ali z drugimi oblikami odpovedi konstrukcije, ki lahko ogrozijo varnost ljudi (SIST EN 1998-1-1:2005).

Osnovna zahteva MSN je opisana s pogojem:

$$E_d \leq R_d, \quad (4-1)$$

kjer sta:

E_d projektna vrednost vplivov na konstrukcijo,
 R_d projektna odpornost konstrukcije.

Projektne vrednosti določimo za zunanje vplive in odpornost konstrukcije s pomočjo varnostnih faktorjev. V splošnem velja, da vrednosti zunanje obtežbe s faktorji povečamo, odpornost konstrukcije pa zmanjšamo. Pri potresni obtežbi je potrebno zagotoviti ustrezno sipanje energije do temeljev oz. temeljnih tal, ki morata biti ravno tako sposobna potresne vplive, brez večjih stalnih deformacij (SIST EN 1998-1-1:2006).

4.1.2 Mejno stanje uporabnosti

Mejno stanje uporabnosti je tisto, ki je povezana s poškodbami na meji uporabnosti. Pri poškodbah, večjih od teh, predpisani pogoji za obratovanje niso več izpolnjeni (SIST EN 1998-1-1:2005). Izpolnjene morajo biti osnovne zahteve glede omejitve pomikov, vibracij in razpok. Mejno stanje uporabnosti pri potresni obtežbi se določajo za povratno dobo potresa 95 let.

V času potresa se omejimo na račun etažnih pomikov (SIST EN 1998-1-1:2005):

$$v \cdot dr = \alpha \cdot h, \quad (4-2)$$

kjer so:

v redukcija povratne dobe potresa iz 495 let na 95 let,
 dr pomik na vrhu obravnavane etaže,
 α faktor, ki upošteva duktilnost konstrukcijskih elementov,
 h višina etaže.

4.2 Kombinacija vplivov pri potresni obtežbi

Evrokod standardi obravnavajo potres kot posebno projektno stanje. Vso obtežbo, ki deluje na konstrukcijo, upoštevamo v projektni kombinaciji vplivov, ki jo opisuje enačba:

$$E_d = \sum_{j=1}^n G_{k,j} + P + \gamma_I A_{Ed} + \sum_{i=1}^n \psi_{2,i} Q_{k,i}, \quad (4-3)$$

kjer so:

- $G_{k,j}$ karakteristična vrednost stalnega vpliva,
- P vpliv prednapetja (če je prisoten),
- γ_I faktor pomembnosti,
- A_{Ed} projektna vrednost potresne obtežbe,
- $Q_{k,i}$ karakteristična vrednost spremenljive obtežbe,
- $\psi_{2,i}$ kombinacijski koeficient za spremenljivo obtežbo.

Vrednosti faktorja $\psi_{2,i}$ so podane v preglednici 7 za različne kategorije stavb. Vrednosti so manjše od ena, kar pomeni, da se vpliv spremenljive obtežbe ustrezno zmanjša zaradi upoštevanja verjetnosti, da bi bila konstrukcija v času potresa obtežena s polno vrednostjo vseh spremenljivih obtežb.

Preglednica 7: Priporočene vrednosti koeficienta $\psi_{2,i}$ za vpliv spremenljive obtežbe (SIST EN 1990-1-1:2004).

Vpliv	$\psi_{2,i}$
Kategorija A: stanovanja, 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
Kategorija H: strehe	0
Obtežba snega v krajih z nadmorsko višino nad 1000m	0,2
Obtežba snega v krajih z nadmorsko višino pod 1000m	0

Faktor pomembnosti ima večji pomen pri stavbah, ki imajo v družbi večji pomen, npr. bolnišnice, gasilske postaje ipd. Za običajne zidane stavbe upoštevamo enako kot pri projektni vrednosti pospeška tal vrednost $\gamma_I = 1$.

4.3 Masa objekta

Od mase objekta nad temeljnimi tlemi je odvisna velikost potresnih sil. Pri večjih masah objekta so tudi potresne sile večje, zato je masa eden od ključnih faktorjev pri določanju projektne potresne sile. Evrokod 8-1 podaja enačbo za račun mase v projektne potresnem stanju. Maso določamo za stalne in spremenljive vplive, ki jih še dodatno zmanjšamo v odvisnosti od vrste spremenljivega vpliva. Skupna masa se določi z enačbo:

$$W = \sum_{j=1}^n G_{k,j} + \sum_{i=1}^n \psi_{E,i} Q_{k,i}, \quad (4-4)$$

kjer je $\psi_{E,i}$ kombinacijski koeficient, s katerim upoštevamo verjetnost, da bo spremenljiva obtežba v času potresa, res delovala na konstrukcijo. Določimo ga z izrazom:

$$\psi_{E,i} = \varphi \psi_{2,i}. \quad (4-5)$$

Preglednica 8: Vrednosti faktorja ϕ za izračun koeficienta za kombinacijo vpliva $\psi_{E,i}$ (SIST EN 1998-1:2004).

Vrsta spremenljivega vpliva*	Nadstropje	ϕ
Kategorije A-C	Streha	1,0
	Nadstropja, katerih naseljenost je soodvisna	0,8
	Nadstropja, katerih naseljenost ni soodvisna	0,5
Kategorije D-F in arhivi		1,0

*Kategorije so definirane v SIST EN 1991-1-1:2004

Koristna obtežba konstrukcijskega sklopa stropov, balkona in stopnic je povzeta po standardu SIST EN 1991-1-1:2004. Vrednost koristne obtežbe q_k za kategorije površin A:

- tla na splošno $q_k = 1,5$ do $2,0$ kN/m²
- stopnice $q_k = 2,0$ do $4,0$ kN/m²
- balkoni $q_k = 2,5$ do $4,0$ kN/m²

4.4 Varnostni faktorji za materiale

Pri projektiranju gradbenih konstrukcij si najbolj želimo doseči varnost, bodisi proti porušitvi, bodisi proti prevelikim pomikom, razpokam in podobnim poškodbam. Karakteristične vrednosti trdnosti za posamezne materiale so določene na podlagi preizkusov večjega števila vzorcev. Zaradi napak pri materialih ali v izvedbi, obstaja možnost, da te vrednosti dejansko ne dosežemo. Zato pri projektiranih vrednostih materialnih trdnosti upoštevamo faktorje, s katerimi zmanjšamo karakteristično vrednost trdnosti materiala in zagotovimo dodatno varnost pred neželenimi posledicami.

Faktorje, ki zmanjšujejo karakteristične trdnosti materiala, imenujemo delni faktorji varnosti za materiale γ_M in so za različne tipe zidovja podani v SIST EN 1996-1-1:2006.

Materialne varnostne faktorje uporabljamo za projektiranje, da se doseže zadostna verjetnost porušitve. V nalogi izvedemo račun nelinearne potresne analize, v kateri je uporaba varnostnih faktorjev nesmiselna. Za materiale uporabimo karakteristične vrednosti trdnosti, v enačbah nosilnosti zidovja pa varnostni faktor izpustimo oziroma uporabimo vrednost 1.

4.5 Togost zidov in porazdelitev potresne sile med zidovi

Za določitev nosilnosti zidu v konstrukciji je potrebno vedeti, kolikšen bo delež projektne potresne sile na posameznem zidu. Potresno silo za razdelimo med zidove v razmerju togosti posameznega zidu glede na togost celotnega zidovja:

$$F_{z,i} = F_b \frac{k_i}{k}, \quad (4-6)$$

kjer so:

- $F_{z,i}$ delež potresne sile na i-tem zidu v določeni smeri,
- k_i togost i-tega zidu,
- k togost celotne konstrukcije v določeni smeri.

Togost vsakega zidu izračunamo po Tomaževiču (2009):

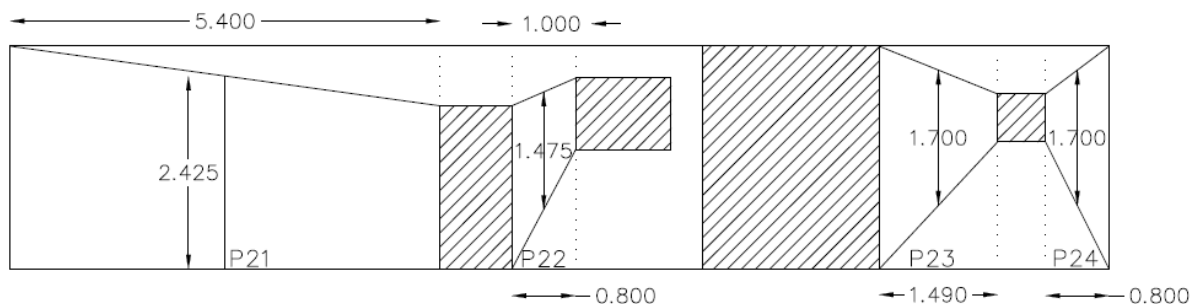
$$k_i = \frac{GA_w}{1,2h_{eff,i} \left[1 + \alpha \frac{G}{E} \left(\frac{h_{eff,i}}{l_i} \right)^2 \right]}, \quad (4-7)$$

kjer so:

G	strižni modul zidovja,
E	elastični modul zidovja,
A_w	strižna površina zidu,
$h_{eff,i}$	efektivna višina zidu,
α	koeficient vpetostnih pogojev,
l_i	dolžina zidu

4.6 Efektivne višine zidov

Od višine zidov je odvisna njihova nosilnost za vse oblike porušnih mehanizmov. Zaradi odprtih v zidovih se njihova višina zmanjša po postopku, ki je prikazan na sliki 5. Za vsak zid posebej so efektivne višine določene s programom AutoCAD. Zidovi dolžine 30 cm niso upoštevani kot nosilni zidovi in jih zanemarimo.



Slika 5: Prikaz izračuna efektivnih višin zidov.

4.7 Strižna nosilnost zidovja

Diagonalne razpoke so najpogostejši vzrok porušitve zidovja zidane konstrukcije, vzrok nastanka pa je izčrpanost natezne trdnosti zidovja. Takšna oblika porušitve zidovja je v praksi ne glede na konstrukcijsko zasnovo pri zidanih stavbah najpogostejša. (Tomažević, 2009). Nastanek razpok in delovanje nateznih napetosti prikazuje slika 4 v poglavju 3.3.3. Za različne tipe zidovja veljajo različni izrazi za določitev strižne odpornosti. Ta pa je v vseh primerih odvisna od tlačnih napetosti, ki delujejo na zidovje. Vse stavbe, ki so analizirane v nalogi, so zgrajene iz nearmiranega zidovja, zato so tudi vse enačbe nosilnosti zidovja podane za nearmirano zidovje.

V splošnem poznamo dva strižna mehanizma:

- diagonalna porušitev, kjer je merodajni parameter natezna trdnost zidovja,
- prestrig zidovja, kjer je merodajni parameter strižna trdnost zidovja.

4.7.1 Strižni mehanizem z nastankom diagonalnih razpok nearmiranega zidovja

Nosilnost nearmiranega zidovja $R_{s,w}$ se izračuna tako, da se povprečna vrednost strižne napetosti pri porušitvi zidu pomnoži s površino prereza. Pri tem je pomemben faktor b , s katerim se zajame vpliv geometrije zidu in razmerje tlačnih in strižnih napetosti v zidovju. (Tomažević, 2009).

Faktor b je določen z enačbo:

$$b = \begin{cases} 1,5 & \text{za } \frac{h}{l} = 1,5 \\ 0,7 & \text{za } \frac{h}{l} = 0,7 \end{cases} \quad (4-8)$$

Za vmesne vrednosti pa je dovoljena interpolacija.

Enačba za račun strižne nosilnosti pa se glasi:

$$R_{s,w} = A_w \frac{f_t}{b} \sqrt{\frac{\sigma_o}{f_t} + 1}, \quad (4-9)$$

kjer so:

$A_w = t l$ površina vodoravnega prereza zidu,

$\sigma_o = N/A_w$ povprečna tlačna napetost v vodoravnem prerezu zaradi navpične sile N .



Slika 6: Strižna porušitev zidovja (Fischinger, 1998).

4.7.2 Strižni mehanizem zaradi prestriga nearmiranega zidovja

Delež potresne sile, ki se porazdeli na posamezen del zidovja, povzroči po horizontalni strižni ravnini zidu strižne napetosti. Ko nastopi prekoračitev strižne nosilnosti, se zid poruši zaradi zdrsa po naležnih regah. Strižno nosilnost zidovja glede na prestrig opišemo z enačbo:

$$R_{ds,w} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} t l_c, \quad (4-10)$$

kjer sta:

t debelina zidu,

l_c dolžina tlačnega dela zidu.

Dolžina tlačnega dela zidu je kar dolžina zidu, če ekscentričnost tlačne osne sile ni večja od 1/6 dolžine zidu. Če je ekscentričnost večja, se dolžina tlačnega dela l_c izračuna z izrazom (Tomažević, 2009):

$$l_c = 3 \left(\frac{l}{2} - e \right) = 3 \left(\frac{l}{2} - \frac{F_d h}{N_d} \right), \quad (4-11)$$

kjer so:

e ekscentričnost osne sile,

F_d projektna potresna sila,

N_d projektna osna sila v zidu,

l dolžina zidu,

h višina zidu.

4.7.3 Upogibni mehanizem porušitve nearmiranega zidovja

Pri stenastih konstrukcijah redko najdemo poškodbe upogibnega tipa, vendar pa se pojavijo pri vitkih zidovih z zadostno višino. Upogibni moment zaradi horizontalne sile v času potresa povzročajo razpoke na natezni strani zidu in drobljenje zidakov na tlačni strani. S sukanjem zidu v smeri delovanja horizontalne sile, se v tlačni coni zidu povečujejo tlačne napetosti zaradi osnih sil v zidu. Ko se dolžina tlačne cone zadosti zmanjša, so tlačne napetosti v tej coni prevelike in pride do drobljenja zidakov zaradi izčrpanosti njihove tlačne trdnosti. Takrat govorimo o upogibni porušitvi zidu (Tomažević, 2009).

Mejni upogibni moment $M_{u,w}$, s katerim se določa upogibna nosilnost nearmiranega prereza, se po Tomaževiću izračuna z enačbo:

$$M_{u,w} = \frac{\sigma_o t l^2}{2} \left(1 - \frac{\sigma_o}{0,85 f_k} \right), \quad (4-12)$$

kjer so:

- t dolžina zidu,
- l dolžina zidu,
- f_k karakteristična tlačna trdnost zidovja in
- σ_o tlačna napetost v prerezu zidu.

S pomočjo mejnega upogibnega momenta in vpetostnih pogojev za posamezni zid, lahko določimo upogibno nosilnost $R_{f,w}$, ki jo zid še lahko prevzame:

$$R_{f,w} = \frac{M_{u,w}}{\alpha h}, \quad (4-13)$$

kjer je α koeficient, ki določa momente infleksijske točke vzdolž višine zidu. Za polno vpete zidove privzamemo vrednost $\alpha = 0,5$ in za konzolne zidove $\alpha = 1,0$ (Tomažević, 2009).

4.8 Potisna krivulja

Na podlagi merodajne nosilnosti zidovja v posamezni smeri želimo dobiti t.i. potisno krivuljo konstrukcije. Krivulja prikazuje odnos med horizontalno silo in pomikom. Pomik ocenimo na vrhu posameznega zidu za pritlično etažo.

Pomik na meji plastifikacije posameznega zidu je določen pri največji sili in je odvisen od togosti in nosilnosti zidu. Predpostavljeno je, da se zid obnaša linearno elastično, dokler ni dosežena meja plastifikacije, kar je razvidno tudi iz krivulje, bodisi za posamezen zid, bodisi za celotno zidovje v eni smeri. Vrednost pomika na meji plastifikacije, ki ga imenujemo začetni pomik, določimo z izrazom:

$$u_{zač} = \frac{F}{k}, \quad (4-14)$$

kjer sta:

- F merodajna nosilnost zidu, bodisi upogibna, bodisi strižna,
- k togost zidu.

Končni pomik u_{kon} je pomik, pri katerem se zid zaradi horizontalne obtežbe poruši, odvisen pa je od načina porušitve zidu. Če gre za strižno porušitev, se pomik določi na naslednji način (SIST EN 1998-1-1):

$$u_{kon} = 0,4\% h_{eff}, \quad (4-15)$$

če pa imamo opravka z upogibno porušitvijo, uporabimo izraz:

$$u_{kon} = 0,8\%h_{eff}, \quad (4-16)$$

kjer je:

h_{eff} efektivna višina posameznega zidu.

Pri zidanih stavbah se osredotočimo na analizo pritlične etaže. Praktično je težko določiti kateri izmed porušnih mehanizmov bo ključen v določenem primeru. Standard Evrokod 6 mehanizma strižnih diagonal sploh ne upošteva, čeprav je v pritličnih etažah pogost. Dejanske poškodbe objektov so različne in so lahko posledica porušitve zaradi odpovedi več mehanizmov hkrati. V nalogi upoštevamo vse tri mehanizme porušitve, potisna krivulja pa je izrisana na podlagi merodajnega mehanizma.

Potisna krivulja celotne konstrukcije je določena na osnovi predpostavke, da so pomiki vseh zidov na višini plošče enaki. Zato lahko pri vsakem kontrolnem pomiku seštejemo trenutno obremenitev zidov v dani smeri. Obremenitev zidu za pomik, ki je manjši od pomika na meji tečenja, določimo po enačbi 4-14. Za večje pomike, predpostavimo, da je idealno elasto-plastičen odnos med silo in pomikom, pri čemer še upoštevamo, da se zid poruši, ko je dosežen mejni pomik (enačbi 4-15 oz. 4-16). Celotno prečno silo etaže določimo tako, da seštejemo vse obremenitve zidov pri danem pomiku, ki smo ga povečevali s korakom 0,5 mm. Rezultat je odnos med celotno prečno silo v etaži ter etažnim pomikom (zamikom).

5 PRIMER ANALIZE POTRESNE ODPORNOSTI ZIDANE STAVBE IN POTISNA ANALIZA

5.1 Opis objekta

Potresno analizo izvedemo za družinsko hišo na sliki 7. V primeru je podan izračun objekta, katerega tloris ni enostaven, zato pride v računu do nekaterih poenostavitev. Analiza se prične z določitvijo ustreznih tlorisnih in materialnih lastnosti. Geometrija stavbe v računu je upoštevana na podlagi dejanskih načrtov stavbe in primerjave s spletno bazo podatkov registra nepremičnin, na spletnem naslovu <http://prostor3.gov.si/>. Objekt se nahaja v vasi Veliko Mraševo v okolici Krškega in je nadomestna gradnja. Objekt je bil dokončan leta 2009, v spletni bazi podatkov pa so še vedno podatki objekta, ki je bil porušen pred začetkom nadomestne gradnje, zato primerjava v tem primeru ni relevantna. Podatke o materialih in načinu izvedbe smo pridobili od lastnika, saj je bil objekt zgrajen v lastni režiji.

Objekt je podkletena enoetažna stavba z mansardo. Neto tlorisna površina objekta je 130 m², bruto tlorisna površina pa 162 m² v pritličju. Potresno analizo izvedemo v pritličju objekta.



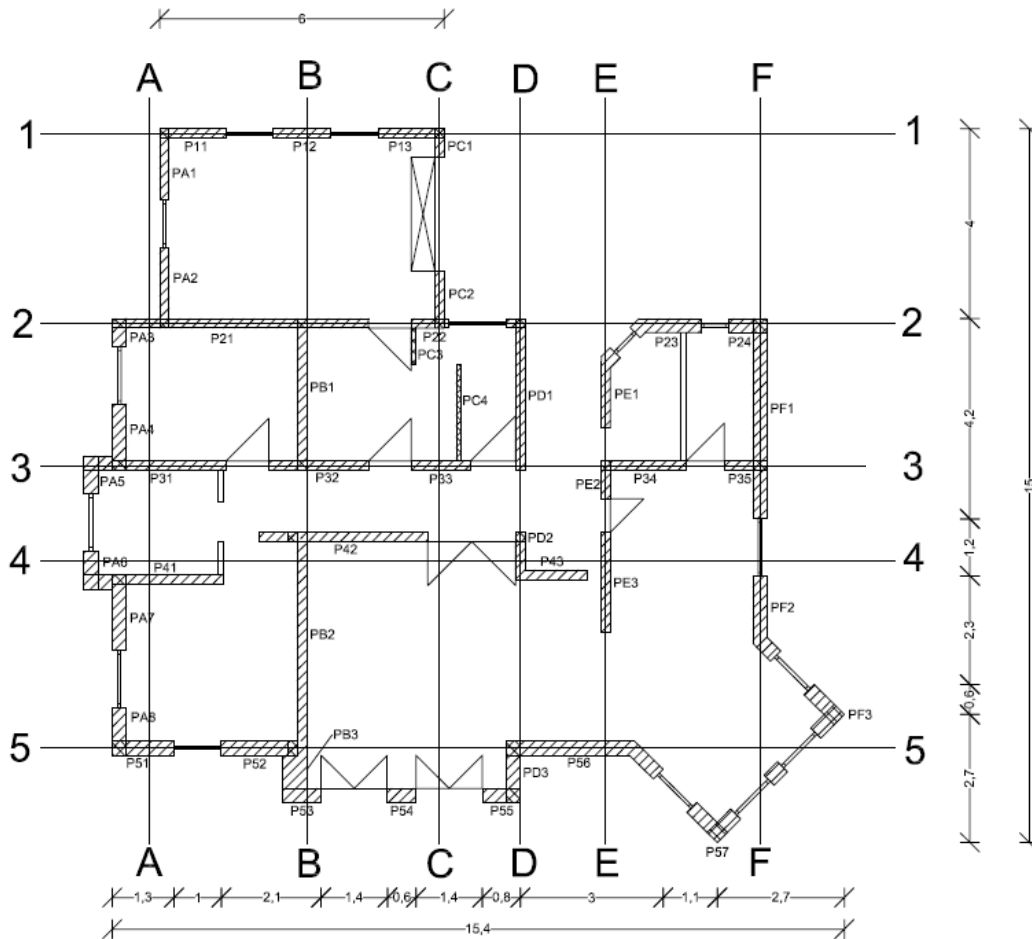
Slika 7: Pogled na obravnavano stavbo.

5.2 Geometrija

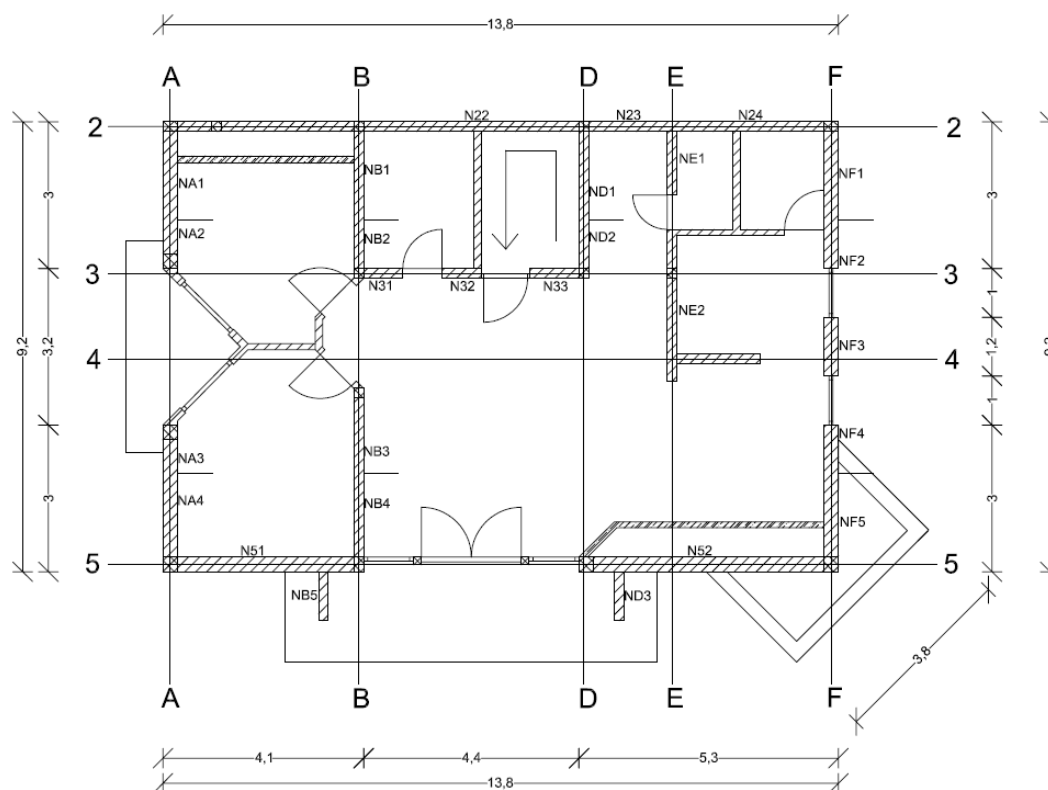
Stanovanjski del pritličja ima dolžino 15.4 m in širino 9.2 m (Slika 8). Garaža, ki je tudi del pritličja, ima dolžino 6 m in širino 4 m. Delež zidov v pritličju glede na bruto tlorisno površino je približno 8 %. Višina pritlične etaže je 2,8 m po celotni tlorisni površini. Nosilni zidovi so zidani z modularno opeko širine 30 cm in 20 cm. Temelji imajo širino 80 cm in so minimalno armirani z vzdolžno in strižno armaturo. Osi glavnih nosilnih zidov so vrisane v tlorisu, kuhinja pa ni v liniji teh osi. Nosilni zidovi v tem predelu so ravno tako pomembni, zato njihovo dolžino v vsaki izmed pravokotnih smeri analize upoštevamo kot projekcijo na glavno os. Zidovje, ki je sestavljeno iz modularnih blokov, malte in armiranobetonskih vezi upoštevamo kot homogen material z ustreznimi mehanskimi lastnostmi. Armiranobetonska plošča nad kletjo je debeline 10 cm in 15 cm nad pritličjem, uporabljen je beton trdnostnega razreda C30/37. Nad mansardo ni izvedena plošča, pač pa je strop iz lesenih hrastovih plohov, debeline 5 cm. Višina parapetov v mansardi je 0,8 m, višina slemena pa 2,6 m, merjeno od plošče nad pritličjem. Nad mansardo je klasično leseno ostrešje, pokrito z

opečnimi strešniki. Streha je v splošnem dvokapnica, ki ima več nadzidkov z odprtini za večjo osvetljenost zgornjih prostorov. Naklon strehe znaša 40° .

Oznake zidov so sestavljene iz treh delov. Prvi del predstavlja bodisi pritličje – P bodisi nadstropje – N (sliki 8,9). Drugi del oznake pove, na kateri osi leži zid, tretja del pa je zaporedna številka zidu na posamezni osi.



Slika 8: Tloris pritličja z označenimi zidovi.



Slika 9: Tloris mansarde z označenimi zidovi.

5.3 Mehanske lastnosti materialov

5.3.1 Zidaki in malta

Objekt je zidan z opečnimi votlaki predpostavljene tlačne trdnosti $f_b = 10$ MPa. Glede na geometrijske značilnosti ustreza skupini 2 v preglednici 2. Tlačna trdnost zidaka in malte sta karakteristiki, ki ju potrebujemo za račun mehanskih lastnosti zidovja kot celote po Evrokod standardu.

Malta na potresnih območjih mora ustrezati zahtevati, da je njena tlačna trdnost f_m večja od 5 MPa. Glede na delitev po Evrokodu 6, mora malta s srednjo vrednostjo tlačne trdnosti 5 MPa ustrezati tipu M5 (preglednica 4). Tlačna trdnost malte je odvisna od volumskega razmerja sestavnih materialov.

5.3.2 Zidovje

➤ Karakteristična tlačna trdnost zidovja f_k

Tlačno trdnost zidovja določimo s pomočjo enačbe (3-1). Vrednost koeficienta K , ki je odvisen od vrste zidaka in malte pa odčitamo iz preglednice 5, glede na odstotek votlin zidaka (v našem primeru skupina 2) in malto za splošno uporabo:

$$f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta = 0,45 \cdot 10^{0,7} \cdot 5^{0,3} = 3,66 \text{ MPa.}$$

➤ Začetna strižna trdnost zidovja f_{vko}

Vrednost začetne strižne trdnosti za opečne zidake odčitamo v preglednici 6. Za malto trdnostnega razreda M5 je $f_{vko} = 0,2$ MPa.

➤ Karakteristična natezna trdnost zidovja

Natezno trdnost zidovja ocenimo po enačbi (3-4). Ker za zidovje danega objekta ni bila opravljena nobena preiskava, je povprečna vrednost v enačbi (3-4) smiselna ocena:

$$0,03f_k \leq f_{tk} \leq 0,09f_{tk} \rightarrow \frac{0,03 \cdot 3,66 + 0,09 \cdot 3,66}{2} = 0,22 \text{MPa}.$$

➤ Elastični modul zidovja

Elastični modul določimo v skladu z enačbo (3-6):

$$E = K_E f_k = 1000 f_k = 1000 \cdot 3,66 = 3660 \text{MPa}.$$

➤ Strižni modul zidovja

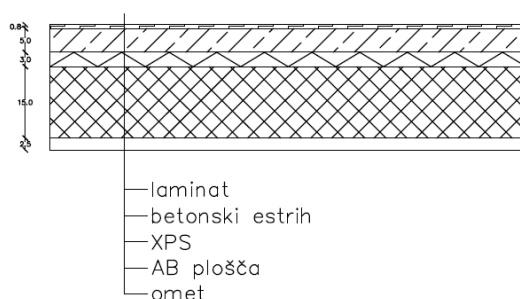
Vrednost strižnega modula določimo neposredno iz elastičnega modula. Ocena se razlikuje od tiste, ki jo priporoča standard Evrokod 6, v skladu z razlago iz poglavja 3.3.5.3:

$$G = 0,2E = 0,2 \cdot 3660 = 732 \text{MPa}.$$

5.4 Lastna teža posameznih konstrukcijskih sklopov stavbe

Za določitev mase je potrebno najprej določiti sestavo konstrukcijskih sklopov. Masa se določi glede na debelino posameznega materiala v sklopu in specifične teže materiala. Posebej so obravnavani strop nad pritličjem, strop nad mansardo, zidovi, streha, balkoni, stopnice in podest.

5.4.1 Strop nad pritličjem



Slika 10: Konstrukcijski sklop stropa nad pritličjem.

Preglednica 9: Konstrukcijski sklop stropa nad pritličjem.

MATERIAL	Prostorninska teža γ [kN/m ³]	Debelina [m]	Teža g [kN/m ²]
hrastov laminat	6,5	0,01	0,05
betonski estrih	24	0,05	1,2
AB ploščica	25	0,15	3,75
omet	18	0,03	0,45
		Σ	5,45

5.4.2 Strop nad mansardo

Obtežba stropa nad mansardo, kot tudi stropa nad pritličjem se določa kot produkt ekvivalentne debeline in prostorninske teže materiala.

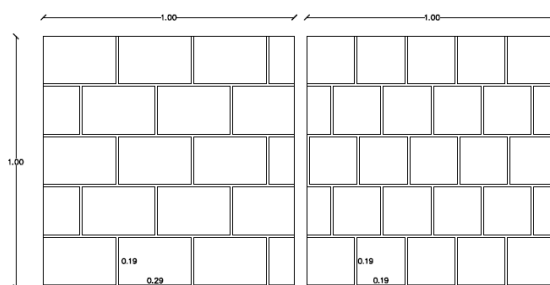
Preglednica 10: Konstrukcijski sklop stropa nad mansardo.

MATERIAL	Prostorninska teža γ [kN/m ³]	Debelina [m]	Teža g [kN/m ²]
ploh (smreka)	4,3	0,05	0,22
mavčna plošča s konstrukcijo	/	0,013	0,15
		Σ	0,37

5.4.3 Zidovje

Zunanji nosilni zidovi imajo debelino 29 cm, nekateri notranji pa 19 cm. Za vsak tip zidovja sta posebej določeni specifični teži glede na porabo opeke in malte. Debelina reg je predpostavljena na povprečno 1 cm po celotnem objektu. Teža modularnega bloka je povzeta s spletnega vira goriških opekarn in znaša 8,2 kg/kos (Goriške opekarne I, 2014). Zidovje je sicer zidano iz opeke neznanega proizvajalca, vendar je masa podana za votlake istih dimenzij, zato lahko predpostavimo, da je podatek ustrezen.

Poraba malte je ocenjena za debelino reg 1 cm po višini in dolžini in je izračunana s pomočjo programa AutoCAD za zid debeline 29 cm in 19 cm posebej (slika 11). Za zid debeline 29 cm znaša volumen malte navpičnih in horizontalnih reg $V_{29} = 0,028 \text{ m}^3$, za zid debeline 19 cm pa $V_{19} = 0,015 \text{ m}^3$. Poraba zidakov za 1 m² zidu debeline 29 cm, je 25 kosov in 16,7 kosov za 1 m² zidu debeline 19 cm.



Slika 11: Zid debeline 19 cm z regami na levi in debeline 29 cm z regami na desni.

Pri računu prostorninske teže zidovja debeline upoštevamo zidake, malto in omet. Prostorninska teža zidovja debeline 29 cm znaša:

$$\gamma_{29} = \frac{8,2 \frac{\text{kg}}{\text{kos}} \cdot 25 \frac{\text{kos}}{\text{m}^2} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot \frac{1}{1000} + 0,028 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 0,05 \text{m} \cdot 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{0,29 \text{m}} = 12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Prostorninska teža zidovja debeline 19 cm pa znaša:

$$\gamma_{19} = \frac{8,2 \frac{\text{kg}}{\text{kos}} \cdot 16,7 \frac{\text{kos}}{\text{m}^2} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot \frac{1}{1000} + 0,015 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 0,05 \text{m} \cdot 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{0,19 \text{m}} = 13,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Težo malte določimo za masno razmerje cement:pesek:apno = 1:1:4. Na podlagi prostorninske teže materiala določimo težo posameznega materiala v enem kubičnem metru malte.

Preglednica 11: Lastna teža malte.

MATERIAL	Prostorninska teža γ [kg/m ³]	Masa v enem m ³ [kg]	Teža g [kN/m ³]
pesek	1700	1133	/
cement	3100	517	
apno	1700	283	
	Σ	1933	19,0
	$\approx \Sigma$	2000	20

5.4.4 Streha

Streha je za celoten tloris obravnavana kot dvokapnica. Nadzidki z oknom nad kapom niso posebej obravnavani, saj se obtežba ostrejša in kritine v tem delu bistveno ne spremeni. Obtežbo celotne strehe pretvorimo na tlorisno obtežbo. Razdalja med špirovci je 90 cm, upoštevane pa so tudi vmesne lege.

Preglednica 12: Konstrukcijski sklop strehe.

MATERIAL	Dimenzije	Razdalja [m]	Prostorninska teža γ	kos/m ²	Teža g
kritina	/	/	4,2 kg/kos	10	0,42
letve	3/5	0,33	4,3*	/	0,02
špirovci	12/14	0,9	4,3*	/	0,08
kapna lega	16/16	9,2	4,3*	/	0,01
vmesna lega	22/24	4,1	4,3*	/	0,05
				Σ	0,59
				$\Sigma (40^\circ)$	0,77

*Opomba: Prostorninska teža smreke (SIST EN 1991-1-1:2004).

5.4.5 Balkon

Za dva balkona določimo obtežbo na kvadratni meter, podobno kot že za strop in streho. Ker obtežba balkona ne deluje po celotnem tlorisu, jo upoštevamo samo pri računu osne sile v zidovih, kjer je balkon vpet. Enako velja za stopnice in podeste. Balkona sta vrisana v tlorisu mansarde na sliki 9. Vpeta sta v zidove PA5, PA6, PB3, PD3 in P53, P54, P55. Poleg armiranobetonske plošče kot obtežbo upoštevamo še keramične ploščice, lepilo zanemarimo.

Preglednica 13: Konstrukcijski sklop balkonov.

MATERIAL	Prostorninska teža γ	Debelina [m]	Teža g [kN/m ²]
AB plošča	25	0,15	3,75
ker. ploščice	1,9	0,008	0,02
		Σ	3,77

5.4.6 Stopnice

Dvoramne stopnice so vpete v pritlične zidove PC3, PC4 in PD1. Teža stopnic se preko vplivnih površin zidov prenese v te zidove in poveča osno silo v zidu. Dodatno je izračunana še teža na tlorisno površino, kot stopnic glede na horizontalno ravnino je 31°. Podest se upošteva posebej, njegova teža pa se ravno tako preko vplivnih površin prenese v zidove, kjer je podest vpet.

Preglednica 14: Konstruktivski sklop stopnic.

MATERIAL	Prostorninska teža γ	Debelina [m]	Teža g [kN/m ²]
lesena obloga	6,5	0,02	0,13
stopnice - AB	25	/	2,19
rama - AB	25	0,15	3,75
		Σ	6,07
		$\Sigma (31^\circ)$	7,10

5.4.7 Podest

Težo podesta določimo podobno kot težo armiranobetonskih plošč. Podest je vpet v zidova PD1 in PC2.

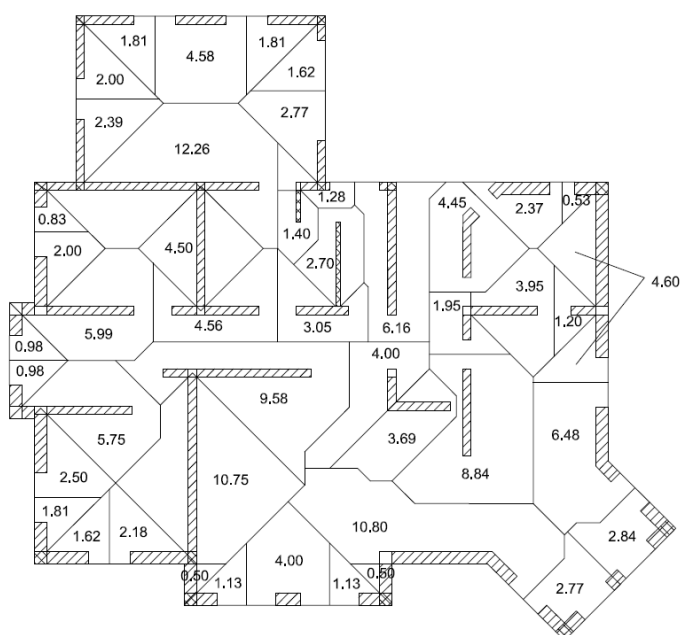
Preglednica 15: Konstruktivski sklop podesta.

MATERIAL	Prostorninska teža γ [kg/m ³]	Debelina [m]	Teža g [kN/m ²]
lesena deska	6,5	0,02	0,13
AB plošča	25	0,15	3,75
		Σ	3,88

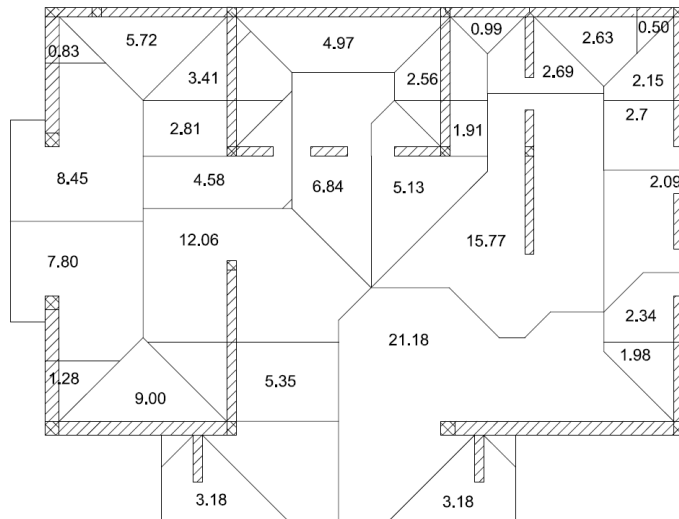
*Opomba: Prostorninska teža hrasta (SIST EN 1991-1-1:2004).

5.5 Osa obremenitev zidov

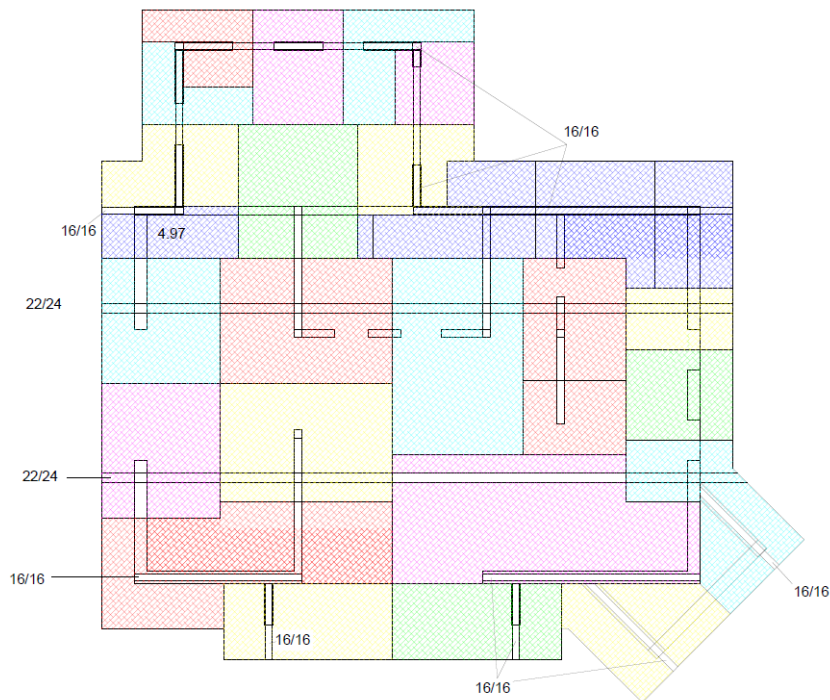
Vplivne površine zidov določimo posebej za pritličje in mansardo, pod kotom 45° po strešnem pravilu (slike 12, 13, 14). Od vplivne površine zidu je odvisno, kolikšen del mase drugih elementov se prenese na posamezen zid. Za pritlične zidove je potrebno upoštevati tudi, da se teža iz zidov v mansardi vertikalno prenese v zidove v pritličju, zato je potrebna tudi vertikalna povezanost vplivnih površin. Zaradi zelo različne razporeditve nosilnih zidov v pritličju in mansardi, vplivne površine v obeh etažah niso enake. Račun osnih sil za obe etaži se v nadaljevanju izvede za vsako posebej, prenos osnih sil iz zidov v mansardi v zidove v pritličju pa je korigiran v razmerju površin. Zaradi preglednosti zidovi na tlorisih vplivnih površin niso označeni, oznake pa so razvidne že v tlorisu (slike 8,9).



Slika 12: Vplivne površine nosilnih zidov v pritličju [m²].



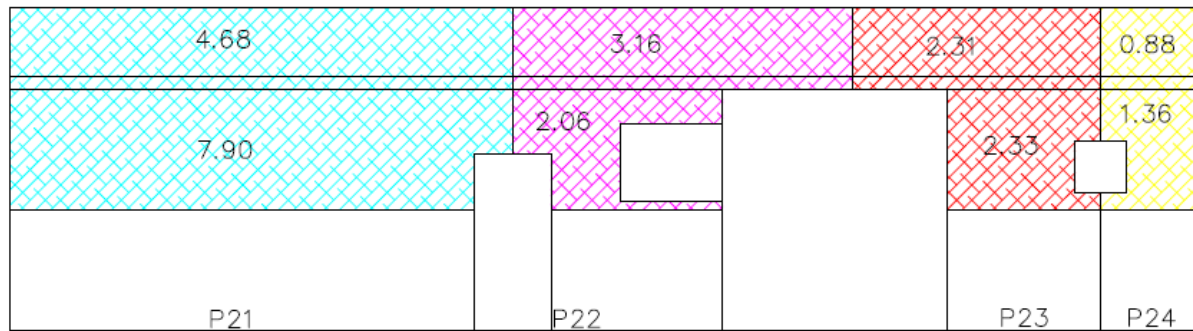
Slika 13: Vplivne površine nosilnih zidov v mansardi [m²].



Slika 14: Vplivne površine zidov v mansardi za elemente strehe.

Vplivne površine strehe se razlikujejo od tistih v mansardi zaradi položaja ostrešnih elementov. Obtežba se preko leg prenaša na tiste zidove, ki podpirajo lege, na ostalih obtežbe strehe ni.

Vplivne površine v pogledu so odvisne od razporeditve zidov in pozicije odprtin (slika 15). V primeru, da se odprtina v pritličju nahaja ravno pod zidom v mansardi, se teža preko preklade prenese v zidove ob odprtini. V pritličju se za račun osne sile in mase upošteva samo zgornja polovica zidovja.



Slika 15: Vplivne površine v prerezu za prenos obtežbe iz mansarde v pritličje.

5.6 Masa objekta

5.6.1 Masa stropa nad mansardo

$$A_{strop,m} = 133,3 \text{ m}^2$$

$$g_{strop,m} = 0,37 \text{ kN/m}^2$$

$$m_{strop,m} = A_{strop,m} \left(\frac{g_{strop,m}}{g} \right) = 133,3 \left(\frac{0,37}{9,81} \right) = 5t.$$

5.6.2 Masa stropa nad pritličjem

$$A_{strop,p} = 156,7 \text{ m}^2$$

$$g_{strop,p} = 5,45 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{strop,p} = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

$$m_{strop,p} = A_{strop,p} \left(\frac{g_{strop,p}}{g} + \psi_{2,i} \cdot \varphi \cdot \frac{q_{strop,p}}{g} \right) = 156,7 \left(\frac{5,45}{9,81} + 0,3 \cdot 0,5 \cdot \frac{2,0}{9,81} \right) = 91,8 \approx 92t.$$

5.6.3 Masa strehe

$$A_{streha} = 236,5 \text{ m}^2$$

$$g_{streha} = 0,77 \text{ kN/m}^2$$

$$m_{streha} = A_{streha} \cdot \frac{g_{streha}}{g} = 236,5 \cdot \frac{0,77}{9,81} = 18,6 \approx 19t.$$

5.6.4 Masa balkonov

$$A_{balkoni} = 17,32 \text{ m}^2$$

$$g_{balkoni} = 3,77 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{balkoni} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$m_{balkoni} = A_{balkoni} \left(\frac{g_{balkoni}}{g} + \psi_{2,i} \cdot \varphi \cdot \frac{q_{balkoni}}{g} \right) = 17,32 \left(\frac{3,77}{9,81} + 0,3 \cdot 0,5 \cdot \frac{2,5}{9,81} \right) = 7,32 \approx 7t.$$

5.6.5 Masa stopnic in podesta

Upoštevamo samo zgornjo ramo stopnic.

$$A_{stopnice} = 4,47 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}g_{stopnice} &= 7,1 \text{ kN/m}^2 \\q_{stopnice,podest} &= 2,5 \text{ kN/m}^2 \\A_{podest} &= 1,69 \text{ m}^2 \\g_{podest} &= 3,88 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}m_{st,pod} &= A_{stop} \left(\frac{g_{stop}}{g} + \psi_{2,i} \cdot \varphi \cdot \frac{q_{stop}}{g} \right) + A_{pod} \left(\frac{g_{pod}}{g} + \psi_{2,i} \cdot \varphi \cdot \frac{q_{pod}}{g} \right) \\&= 4,47 \left(\frac{7,1}{9,81} + 0,3 \cdot 0,5 \cdot \frac{2,5}{9,81} \right) + 1,69 \left(\frac{3,88}{9,81} + 0,3 \cdot 0,5 \cdot \frac{2,5}{9,81} \right) = 2,1 \approx 2t.\end{aligned}$$

5.6.6 Masa predelnih sten v pritličju in mansardi

Upoštevamo samo zgornjo polovico sten v pritličju. Višina predelenih sten je vmesna vrednost med višino kapnih parapetov in višino slemena glede na ploščo nad pritličjem.

$$\begin{aligned}A_{prit,stene} &= 0,49 \text{ m}^2 \\A_{nad,stene} &= 1,16 \text{ m}^2 \\ \gamma_{p,stene} &= 4,3 \text{ kN/m}^{3*} \\h_{p,prit} &= 1,4 \text{ m} \\h_{p,man} &= 1,3 \text{ m}\end{aligned}$$

*Opomba: Penobeton proizvajalca Ytong (Ytong, 2014)

$$\begin{aligned}m_{pred} &= \frac{\gamma_{p,stene}}{g} (A_{prit,stene} \cdot h_{p,prit} + A_{nad,stene} \cdot h_{p,man}) = \frac{4,3}{9,81} (0,49 \cdot 1,4 + 1,16 \cdot 1,3) \\&= 0,3 + 0,66 = 0,96 \approx 1t.\end{aligned}$$

5.6.7 Masa zidov

Masa zidov se izračuna glede na površino vseh zidov in njihovo višino. V pritličju se upošteva samo zgornja polovica zidov. Celotna masa zidov je izračunana na podlagi površine zidov, kot je prikazano na sliki 16 in debeline posameznega zidu. Kot primer je prikazan izračun mase za zid P21.

Masa zidu P21

$$\begin{aligned}A_{P21} &= 7,90 \text{ m}^2 \\ \gamma_{19} &= 13,4 \text{ kN/m}^3 \\t_{P21} &= 0,2 \text{ m}\end{aligned}$$

$$m_{P21} = \frac{A_{P21} \cdot \gamma_{19} \cdot t_{P21}}{g} = \frac{7,90 \cdot 13,4 \cdot 0,2}{9,81} = 2,16t \approx 2t.$$

Masa vseh zidov v pritličju je izračunana na enak način kot zid P21. Za zidovje v mansardi so upoštevane celotne višine. Račun mase vseh zidov je izveden s programom Microsoft Excel in za obravnavani objekt znaša:

$$m_{zidovje} = m_{zid,p} + m_{zid,m} = 43,6 + 27,47 = 71,07t \approx 71t.$$

5.6.8 Masa celotne stavbe

$$\begin{aligned}m_{skup} &= m_{prit} + m_{nad} = (m_{zid,p} + m_{strop,p} + m_{balkoni} + m_{st,pod} + m_{pred,p}) + (m_{zid,m} + \\&m_{strop,m} + m_{pred,m} + m_{streha}) = (43,6 + 91,8 + 7,32 + 2,1 + 0,3) + (27,47 + 5,0 + 0,66 + \\&18,6) = 145,12 + 59,91 = 196,7t \approx 197t.\end{aligned}$$

5.7 Osna sila

Vsa obtežba iz strehe, stropov, balkonov in lastne teže zidov povzroča osno silo v zidovju. Od velikosti osne sile je odvisna nosilnost zidu proti porušitvi zaradi potresne obtežbe. Za celotno zidovje na osi 2 je postopek izračuna prikazan spodaj, preostali zidovi pa so v skupni preglednici nosilnosti vseh zidov (preglednici 16, 17). Osna sila, ki jo povzročajo horizontalni elementi, se izračuna tako, da se teža sklopa pomnoži z vplivno tlorisno površino stropne konstrukcije.

OSNA SILA ZA ZID P21

Na zid P21 (slika 9) se prenaša obtežba strehe, stropa na mansardo, stropa nad pritličjem in zidov v pritličju ter nadstropju. Podane so vse lastne teže in vplivne površine, na podlagi katerih je izračunana osna sila v pritličnem zidu P21. Mansarda ni pohodna, zato spremenljive obtežbe v mansardi ni.

- Osna sila zaradi stropa nad mansardo in stropa nad pritličjem

$$A_{strop,p} = 12,26 \text{ m}^2$$

$$A_{strop,m} = 5,72 \text{ m}^2$$

$$g_{strop,p} = 5,45 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{strop,m} = 0,37 \text{ kN/m}^2$$

$$N_{P21,strop} = A_{strop,p}(g_{strop,p} + q_{strop,p} \cdot \varphi \cdot \psi_{2,i}) + A_{strop,n}(g_{strop,n}) \\ = 12,26(5,45 + 2 \cdot 0,5 \cdot 0,3) + 5,72(0,37) = 73 \text{ kN.}$$

- Osna sila zaradi strehe

$$A_{streha} = 4,25 \text{ m}^2$$

$$g_{streha} = 0,77 \text{ kN/m}^2$$

$$N_{P21,streha} = A_{streha} \cdot g_{streha} = 4,25 \cdot 0,77 = 3 \text{ kN.}$$

- Osna sila zaradi zidov v mansardi

$$l_{zid,n} = 5,85 \text{ m}$$

$$h_{zid,n} = 0,8 \text{ m}$$

$$t_{zid,n} = 0,2 \text{ m}$$

$$\gamma_{19} = 13,4 \text{ kN/m}^3$$

$$N_{P21,zid,n} = l_{zid,n} \cdot h_{zid,n} \cdot t_{zid,n} \cdot \gamma_{19} = 5,85 \cdot 0,8 \cdot 0,2 \cdot 13,4 = 13 \text{ kN.}$$

- Osna sila zaradi lastne teže zidu P21

$$l_{P21} = 5,4 \text{ m}$$

$$h_{P21} = 2,43 \text{ m}$$

$$t_{P21} = 0,2 \text{ m}$$

$$\gamma_{19} = 13,4 \text{ kN/m}^3$$

$$N_{P21} = l_{P21} \cdot h_{P21} \cdot t_{P21} \cdot \gamma_{19} = 5,4 \cdot 2,43 \cdot 0,2 \cdot 13,4 = 35 \text{ kN.}$$

Skupna osna sila v zidu P21

$$N_{P21} = N_{P21,strop} + N_{P21,streha} + N_{P21,zid,n} + N_{P21} = 78,3 + 3,27 + 12,54 + 35,17 = 124 \text{ kN.}$$

5.8 Projektna prečna sila v pritličju

Velikost potresne sile in posledično velikost prečne sile v pritlični etaži, je neposredno odvisna od mase stavbe. Masa je določena v poglavju 5.7.8 in znaša $m_{skup} = 197$ t. Potresno silo določimo s pomočjo enačbe (2-5), še prej pa je potrebno definirati ordinato v projektnem spektru pri nihajnem času – $S_d(T)$.

Nihajni čas stavbe je ocenjen tako, da je velikost spektralnega pospeška največja, kar pomeni, da je vrednost na platoju projektnega spektra pospeškov. Objekt se nahaja na tipu tal B , zato je vrednost faktorja tal $S = 1,2$.

Faktor obnašanja q zmanjšuje vrednost projektne potresne sile in je odvisen od duktilnosti konstrukcije. Zidanim konstrukcijam ne pripisujemo posebne duktilnosti, zato je vrednost faktorja obnašanja po priporočilih standarda Evrokod 8 za nearmirane zidane konstrukcije najmanjša in znaša $q = 1,5$.

Projektni spekter pospeška na platoju določimo po enačbi (2-2):

$$S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q} = 0,225 \cdot 9,81 \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 4,41 \frac{m}{s^2}.$$

Vrednost projektne prečne sile v spodnji etaži znaša:

$$F_{d,b} = S_d(T) m \lambda = 4,41 \cdot 197 \cdot 1 = 869 kN.$$

5.9 Delež prečne sile v pritličju na posamezni zid

Delež prečne sile v pritličju, ki odpade na posamezni zid, je odvisen od togosti zidu k_i . Ta sila predstavlja računsko horizontalno obremenitev zidu v času potresa. Togosti posameznih zidov izračunamo po enačbi (4-7). Togost konstrukcije v eni izmed pravokotnih smeri je določena kot vsota togosti zidov v isti smeri. Togosti posameznih zidov in skupne togosti z računom odpornosti zidov na vse tipe porušnih mehanizmov so podani v preglednici 16 in 17.

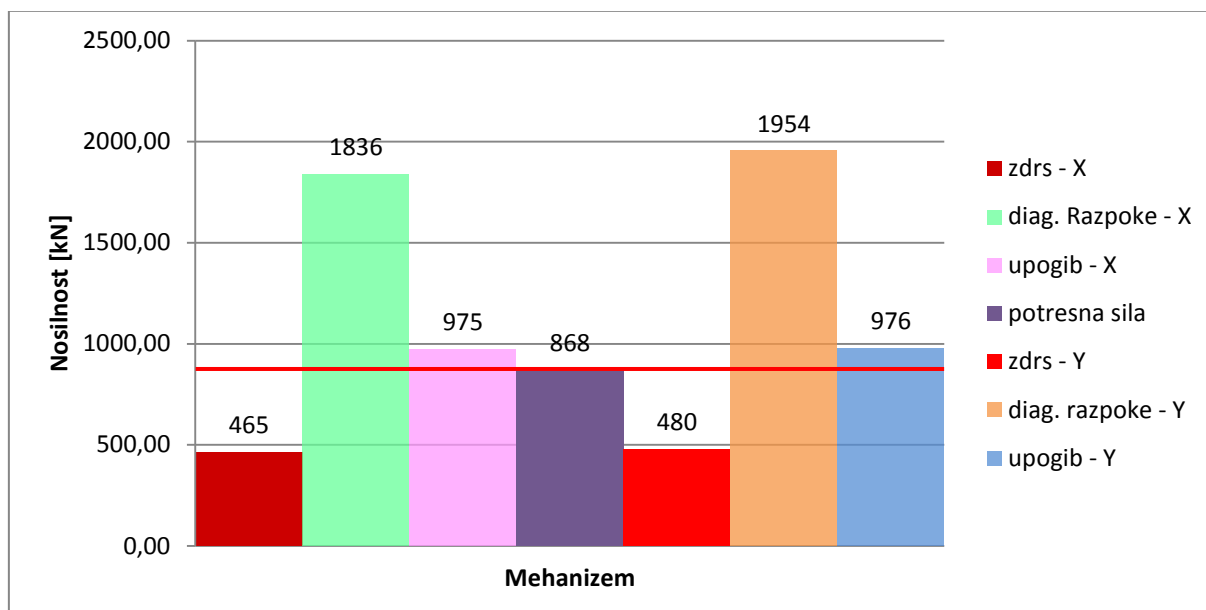
Preglednica 16: Izračun nosilnosti vseh zidov v pritličju v smeri X.

NOSILNOST ZIDOV V SMERI X										Zdrs		Diag. razpoke		upogib		
ZID	dolžina [m]	ef. višina [m]	debelina [m]	Oсна сила [kN]	Togost [kN/m]	Obremenitev zidu [kN]	R _{ds,w} [kN]	R _{s,w} [kN]	R _{f,w} [kN]	Merodajna nosilnost [kN]						
P11	1,4	2,1	0,2	21,4	59137	27	7	48	14	7						
P12	1,2	1,4	0,2	35,5	85185	39	15	51	29	15						
P13	1,4	2,1	0,2	22,3	59137	27	8	48	14	8						
P21	5,4	2,43	0,2	126,0	261946	120	112	267	270	112						
P22	1	1,48	0,2	33,3	60371	28	12	39	21	12						
P23	1,49	1,7	0,2	33,7	87812	40	15	61	28	15						
P24	0,8	1,7	0,2	13,2	32771	15	3	27	6	3						
P31	3	2,43	0,2	54,0	135644	62	31	135	65	31						
P32	2,1	2,05	0,2	48,5	107763	49	24	92	48	24						
P33	1,25	2,08	0,2	48,1	50163	23	13	50	27	13						
P34	1,8	2,08	0,2	32,7	86306	39	14	71	28	14						
P35	0,9	2,43	0,2	12,8	20417	9	2	30	5	2						
P41	2,95	2,8	0,2	55,2	111666	51	28	126	56	28						
P42	3,55	2,8	0,2	81,7	140014	64	48	168	100	48						
P43	1,5	2,8	0,2	32,5	41352	19	9	54	17	9						
P51	1,4	2,1	0,3	33,7	88706	41	11	72	22	11						
P52	1,8	2,1	0,3	42,3	127778	58	17	103	35	17						
P53	0,8	2,58	0,3	12,1	20784	9	2	39	4	2						
P54	0,6	2,35	0,3	44,6	13157	6	7	38	10	7						
P55	0,8	2,58	0,3	12,1	20784	9	2	39	4	2						
P56	3,31	2,1	0,3	123,3	270018	123	80	248	187	80						
P57	0,64	2,1	0,3	38,6	19983	9	6	39	11	6						
				Σ	3336072	868	465	1844,6	1000	465						

Preglednica 17: Izračun nosilnosti vseh zidov v pritličju v smeri Y.

NOSILNOST ZIDOV V SMERI Y				Zdrs			Diag. razpoke			upogib		
ZID	dolžina [m]	ef. višina [m]	debelina [m]	Oсна сила [kN]	Togost [kN/m]	Obremenitev zidu [kN]	Rds,w [kN]	Rs,w [kN]	Rf,w [kN]	Merodajna nosilnost [kN]		
PA1	1,5	2,1	0,2	22,7	65663	30	8	53	16	8		
PA2	1,7	2,18	0,2	28,2	74637	34	11	63	21	11		
PA3	0,6	2,1	0,3	24,0	17213	8	4	33	7	4		
PA4	1,4	2,1	0,3	48,0	88706	41	16	76	31	16		
PA5	0,8	2,1	0,3	10,1	32475	15	2	38	4	2		
PA6	0,8	2,1	0,3	10,1	32475	15	2	38	4	2		
PA7	1,6	2,1	0,3	52,6	108280	50	20	92	39	20		
PA8	1	2,1	0,3	33,2	50245	23	8	54	15	8		
PB1	3,2	2,8	0,2	83,2	123542	57	43	149	91	43		
PB2	4,4	2,8	0,2	142,2	179400	82	89	231	212	89		
PB3	1,3	2,8	0,3	27,0	47936	22	7	65	12	7		
PC1	0,6	2,5	0,2	16,2	7533	3	2	22	4	2		
PC2	1,2	2,5	0,2	28,0	33992	16	7	43	13	7		
PC3	0,97	2,8	0,2	26,5	17711	8	5	36	9	5		
PC4	2,23	2,8	0,2	45,2	76908	35	18	86	35	18		
PD1	3,2	2,8	0,2	90,5	123542	57	47	152	99	47		
PD2	1	2,8	0,2	30,5	18907	9	6	38	10	6		
PD3	1,3	2,8	0,2	24,3	31958	15	5	45	11	5		
PE1	1,69	2,43	0,2	50,8	63084	29	17	66	34	17		
PE2	0,8	2,05	0,2	40,7	22749	10	8	34	15	8		
PE3	1,9	2,43	0,2	76,2	74921	34	29	83	56	29		
PF1	4,22	2,1	0,3	91,7	352753	162	78	291	180	78		
PF2	1,8	1,4	0,3	68,8	213530	98	40	131	85	40		
PF3	0,8	2,1	0,3	36,5	32475	15	7	46	13	7		
				∑	1890634,9	868,2	480	1966	1013	480		

Za vse zidove smo določili obremenitve in njihovo odpornost za tri porušne mehanizme. Zanima nas, ali konstrukcija prenese obremenitev v času potresa. Na grafikonu 1 je prikazana primerjava nosilnosti v obeh smereh s potresno silo, ki povzroča obremenitve na zidovih. Rdeča linija je poravnana z vrednostjo obremenitve zidov. Mehanizmi, ki presežejo to linijo, imajo zadostno nosilnost. Potresna sila je prikazana v sredini, levo so nosilnosti v smeri X in desno nosilnosti v smeri Y. Razvidno je, da je nosilnost proti prestrigu v obeh smereh približno dvakrat manjša od obremenitve zidov. Nastanek diagonalnih razpok se izkaže za najmanj kritični mehanizem, saj je nosilnost v obeh smereh približno dvakrat večja od obremenitve. Nosilnost proti upogibni porušitvi sicer doseže zadostno vrednost (je nad kritično črto), vendar rezerva znaša le nekaj več kot 10 %.



Grafikon 1: Primerjava nosilnosti za obe smeri s projektno vrednostjo potresne sile.

Glede na rezultate primerjave in glede na mehanizme porušitve, ki se običajno pojavijo v nižjih etažah zidanih objektov, lahko sklenemo, da je upoštevanje porušitve zidov zaradi prestriga verjetno nekoliko na varni strani. Izračun prikazan v grafikonu 1 je bolj informativne narave, saj smo v vseh primerih zidov predpostavili, da se pojavi le en mehanizem porušitve.

5.10 Potisna krivulja za smer X

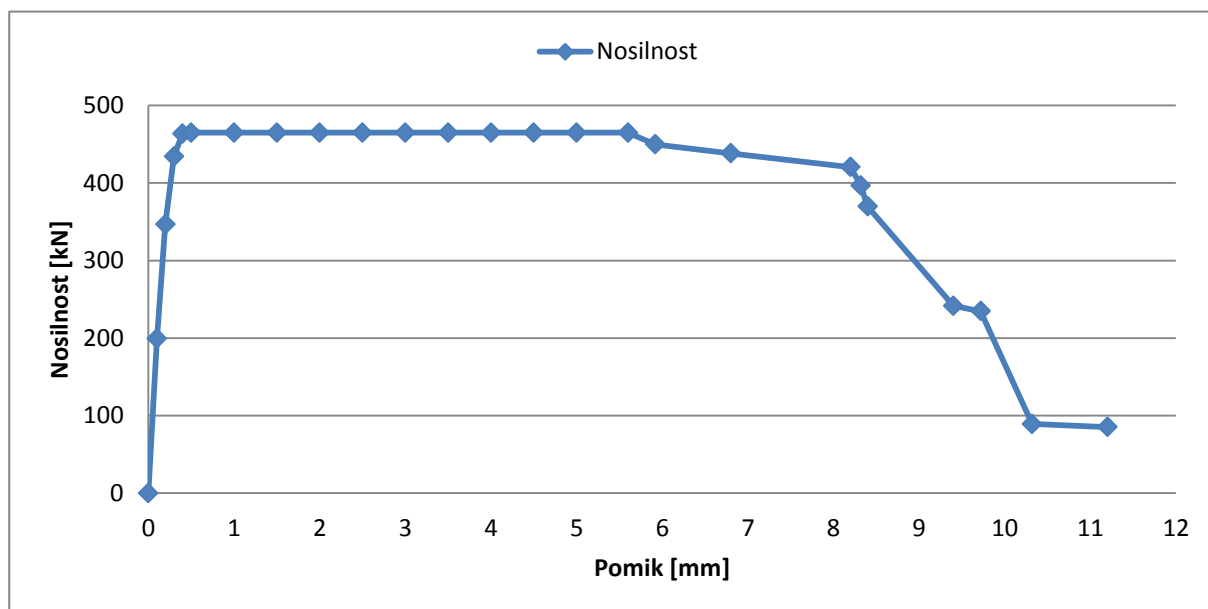
Potisna krivulja je določena na podlagi merodajnega mehanizma porušitve zidovja. V poglavju 4.7 smo omenili, da je najpogostejši vzrok porušitve mehanizem z diagonalnimi razpokami, zaradi izčrpanosti natezne trdnosti zidovja. Pri računu nosilnosti zidovja glede na vse obravnavane mehanizme porušitve, se v nasprotju z zgornjo trditvijo v vseh primerih prestrig izkaže za merodajnega. Odpornost proti tej obliki porušitve je neposredno odvisna od dolžine tlačnega dela zidu, ki pa je odvisna od tlačne napetosti v zidu (enačba 4-11). Glede na model strižne nosilnosti proti prestrigu se izkaže, da se karakteristična strižna trdnost povečuje, ko se povečuje osna napetost v tlačnem delu zidu. Po drugi strani pa se v tem primeru dolžina tlačnega dela zidu zmanjšuje. Pri največjih horizontalnih silah se lahko zgodi, da je model tlačnega območja v strižnem prerezu zidu glede na model tlačne napetosti zanemarljiv. V takih primerih za karakteristično strižno trdnost privzamemo kar začetno strižno trdnost. Ker ne moremo upoštevati dodatne nosilnosti zaradi tlačnih napetosti, so posledično nosilnosti vitkejših in kratkih zidov relativno majhne.

Tlačna napetost v zidu je odvisna od lastne teže zidu in mase elementov nad zidom, ki se preko vplivnih površin (slike 12, 13, 14) prenesejo v zid. Pri več etažnih objektih so osne sile v pritličnih zidovih večje zaradi mase stropov, zidov in ostalih elementov, ki obremenjujejo

zidovje. V našem primeru je obravnavano zidovje pritličja, ki je dodatno obremenjeno s stropom nad pritličjem, zidovi v mansardi in streho. Nad mansardo prav tako ni armiranobetonske plošče, ki predstavlja največji delež mase konstrukcije, kar še dodatno zmanjša velikosti tlačnih napetosti v zidovju. Ravno tako Evrokod 6 obravnava le mehanizem zdrsa zidovja po horizontalnih regah in mehanizem upogibne porušitve, zato je upoštevanje zdrsa v računu smiselno, predvsem pa varno.

V konkretnem primeru dosežemo v smeri X nosilnost 465 kN (grafikon 2). Ko imamo znane nosilnosti vseh zidov (preglednici 17 in 18), določimo še začetni pomik oz. pomik na meji plastifikacije (enačba 4-14) in pomik blizu porušitve oz. končni pomik (enačbi 4-15 oz. 4-16) na vrhu posameznega zidu. Znotraj meje začetnega in končnega pomika je dosežena nosilnost zidu. Preden pride do plastifikacije, se zid obnaša linearno elastično, zid pa odpove, ko je dosežen pomik blizu porušitve. Plato plastičnega tečenja se zaključi z odpovedjo prvega zidu, pri pomiku 5.9 mm v smeri X. Zidovi zatem odpovedujejo v odvisnosti od pripadajočega končnega pomika za posamezen zid. Največje pomike dosežemo pri zidovih z največjo efektivno višino, kar je popolnoma razumljivo, saj končni pomik na vrhu zidu določimo neposredno iz efektivne višine (merodajen je porušni mehanizem prestriga, zato se uporabi enačba 4-15). Pri dolgih zidovih so vsi tipi nosilnosti pri vseh mehanizmih in pomiki relativno veliki v primerjavi s krajšimi zidovi. Zaradi tega se po odpovedi prvega zidu in »zlomu« krivulje še ne pojavi odpoved celotnega zidovja, ampak se zaradi odpovedi posameznih zidov pri večjih pomikih, nosilnost celotne konstrukcije zmanjšuje.

Iz grafikonov 1 in 2 je razvidno, da zelo hitro dosežemo pomike zidov, že pri 0,1 mm. Dejansko se to verjetno zgodi pri večjem pomiku, saj v našem modelu predpostavimo konstantno togost zidov vse do nosilnosti. Posledično je globalna duktilnost etaže precej velika. Pomik blizu porušitve znaša približno 11 mm in je v primerjavi s konstrukcijami zgrajenimi iz npr. jekla, majhen.

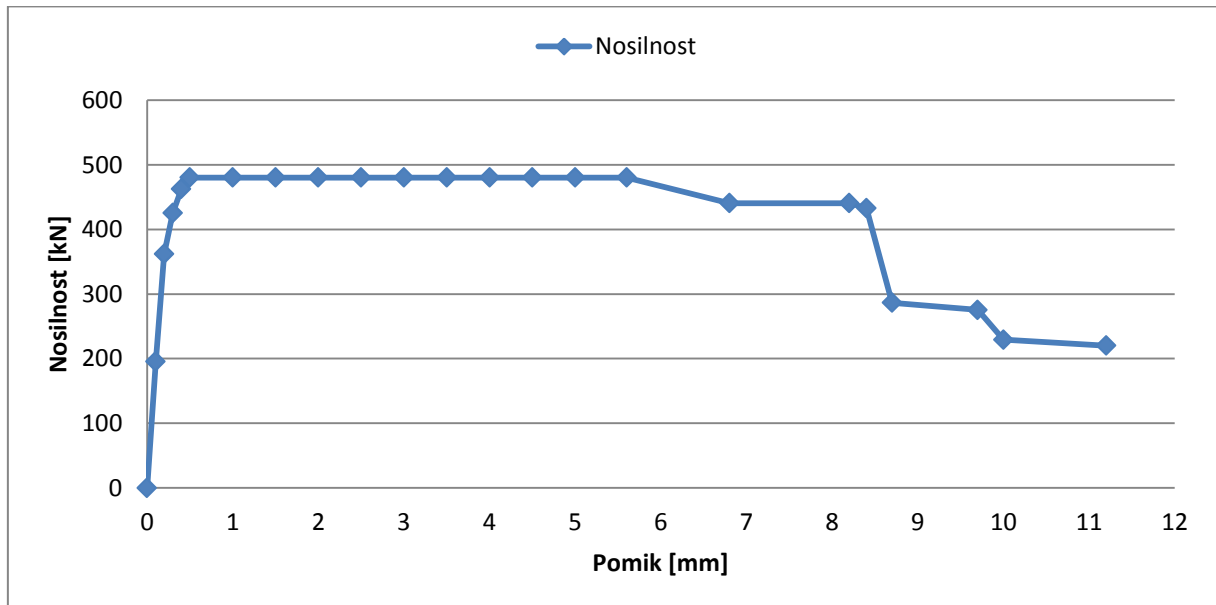


Grafikon 2: Nosilnost zidov in pripadajoči pomiki konstrukcije v smeri X.

5.11 Potisna krivulja za smer Y

Iz inženirskega stališča je nosilnost v obeh smereh praktično enaka, kar kaže, da so stene dokaj enakomerno porazdeljene v obeh smereh (grafikona 2 in 3), kar sicer ni splošno pravilo. V našem primeru znaša delež sten v smeri X 5,6 % glede na bruto tlorisno površino, v smeri Y pa 6,0 %.

Pri pomikih v obeh smereh ni bistvenih razlik, saj so določeni po istem postopku za obe smeri. Končni pomik se v smeri X in Y ne razlikuje, saj je določen glede na efektivno višino najvišjega zidu v posamezni smeri. Običajno so to zidovi brez odprtin, ki imajo efektivno višino enako višini etaže. V našem primeru takšne zidove najdemo v obeh smereh.

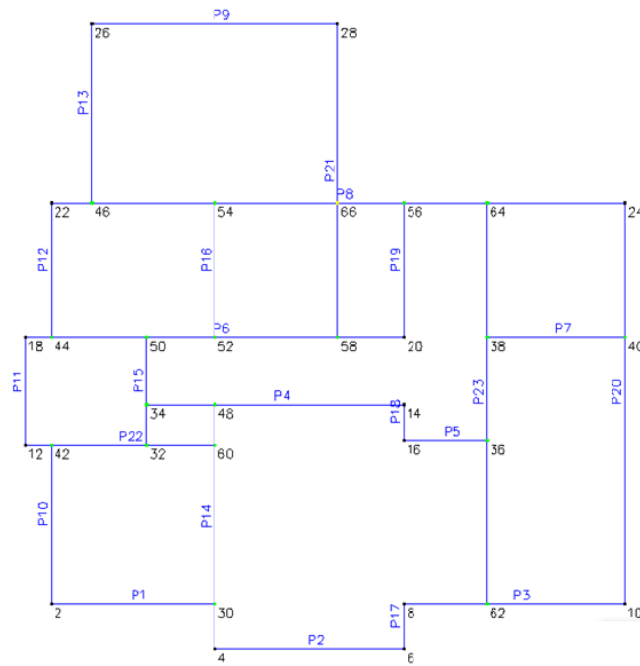


Grafikon 3: Nosilnost zidov in pripadajoči pomiki konstrukcije v smeri Y.

5.12 Primerjava računa s programom 3Muri

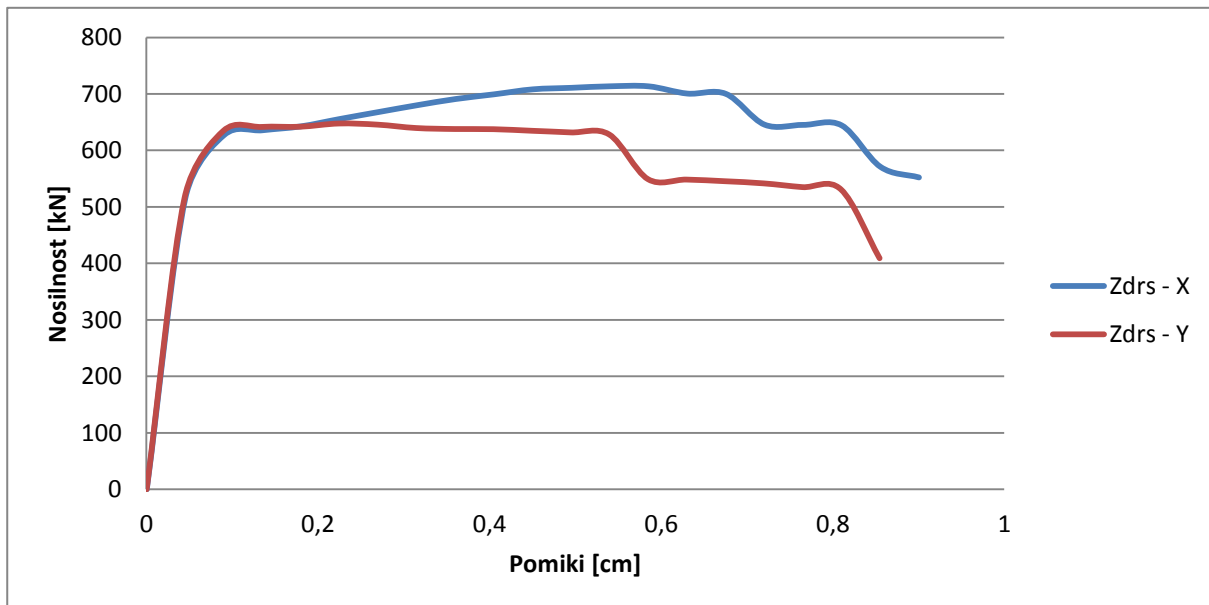
S programom 3Muri lahko preverimo natančnost rezultatov, izračunanih v točkah 5.10 in 5.11. Že v začetku je vredno omeniti, da smo morali geometrijo obravnavane konstrukcije poenostaviti, saj program 3Muri še ne podpira poljubne geometrije objekta. Največja poenostavitev je konstantna višina zgornje etaže, saj program ne omogoča računa mansardnih sklopov. Za višino etaže je izbrana srednja vrednost najnižjega zidu v mansardi in višino slemena. Največ poenostavitev je v modelu nastalo na račun odprtin, ki morajo biti pozicionirane tako, da je račun sploh mogoč.

Z računalniško analizo, ki jo je opravila Petra Triller (Triller P. 2014), upoštevamo obe etaži stavbe, vse materialne karakteristike so enake in pripisane homogenemu zidovju. Med etažama je definirana armiranobetonska plošča. Lesen strop med streho in zgornjo etažo v modelu ni definiran. Vsak zid in vsako vozlišče ima v programu svojo oznako. Račun se izvede za vsa označena vozlišča, izbrati pa moramo kontrolno vozlišče v središču tlorisa, kjer bo vpliv torzije na račun najmanjši. V našem primeru si izberemo točko 48 (slika 16).



Slika 16: Tloris modela pritličja v programu 3Muri.

V nasprotju z računom iz točk 5.10 in 5.11, je nosilnost v smeri X večja od nosilnosti v smeri Y. Razlika se pojavi pri pomikih v plastičnem območju, ko nosilnost v smeri X narašča do porušitve (grafikon 4). Izkaže se, da so razlike v nosilnosti glede na dva uporabljena modela precej različne. Iz tega lahko sklepamo, da so rezultati nelinearne analize precej negotovi, kar je posledica kompleksnosti nelinearne analize. Vzrokov za razlike je več. V programu 3Muri smo poleg vertikalnih sten modelirali tudi vezne stene (grede). Togost konstrukcije in prerazporeditev obtežbe je zato različna. Deloma pa na rezultat vplivajo tudi nekoliko različni modeli za določitev nosilnosti zidov.



Grafikon 4: Potisna krivulja za obe smeri, določena s programom 3Muri.

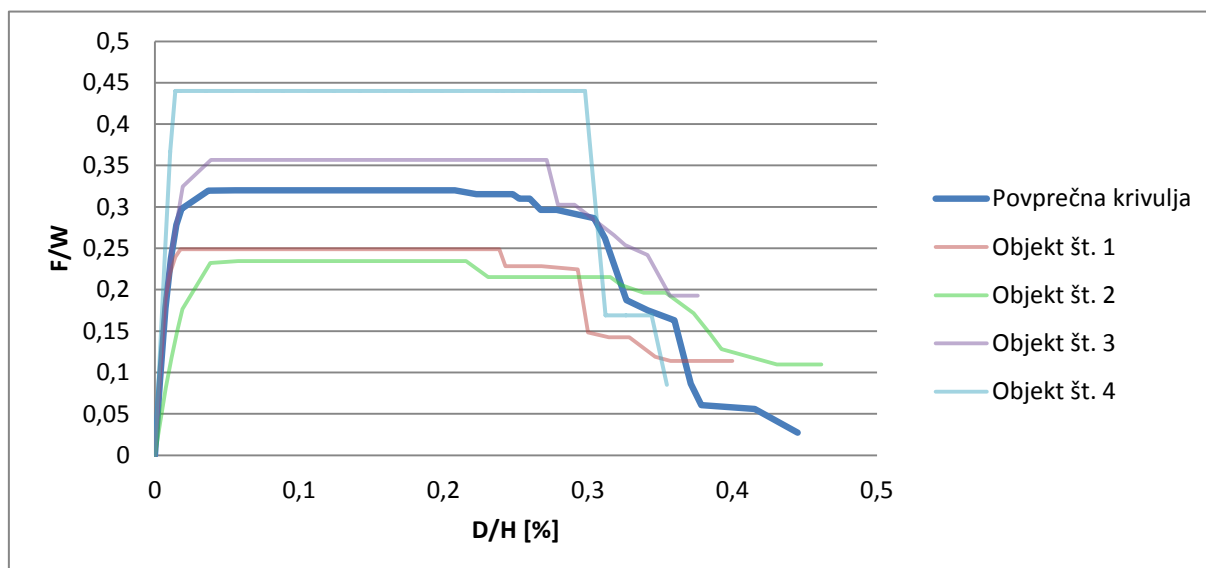
5.13 Predlog modela potisne krivulje za značilno hišo na območju Krškega

Na podlagi rezultatov analize štirih objektov smo določili splošno normirano potisno krivuljo, ki jo lahko uporabimo za hitro oceno potresne odpornosti zidanih objektov na območju Krškega. Prečna sila predlagane potisne krivulje je normirana s težo objekta, pomik etaže pa z višino objekta. Predlagana normirana potisna krivulja je bila določena na osnovi povprečnih normiranih sil pri danem normiranem pomiku za obravnavane štiri objekte. Približno potisno krivuljo za izbran objekt lahko določimo enostavno tako, da normirane prečne sile s predlaganega modela potisne krivulje pomnožimo s težo objekta, normirane pomike pa z višino etaže, ki se za zidane objekte malo spreminja. Težo objekta lahko ocenimo glede na podatke s portala e-Prostor. Glede na starost objekta lahko sklepamo kakšna je sestava medetažnih konstrukcij, ki so bistvenega pomena pri računu mase. Objekti zgrajeni do 60. let 20. stoletja imajo medetažne konstrukcije še v večini lesene, medtem ko v novejših nastopajo armiranobetonske plošče ali monta stropovi (Triller P. 2014).

Normirana potisna krivulja je določena za močno in šibko os posebej. Nosilnosti posameznih objektov normiramo z njihovimi masami, pomike pa normiramo z višino pritlične etaže. Povprečna krivulja predstavlja srednjo vrednost potisnih krivulj vseh štirih objektov. Na grafikonih 5 in 6 so prikazane normirane krivulje objektov in povprečna krivulja, ki predstavlja splošen model za analizo podobnih objektov. Analizirali smo objekte različnih geometrij in mas, zato se pojavijo velike razlike v razmerju F/W . Razmerje F/W je za objekt št. 4 približno dvakrat večje, kot za objekt št. 2 in 3. Objekt št. 4 sicer doseže najmanjšo nosilnost, vendar ima ravno tako občutno manjšo maso, zato pride do večjih vrednosti razmerja F/W .

5.13.1 Močna os objekta

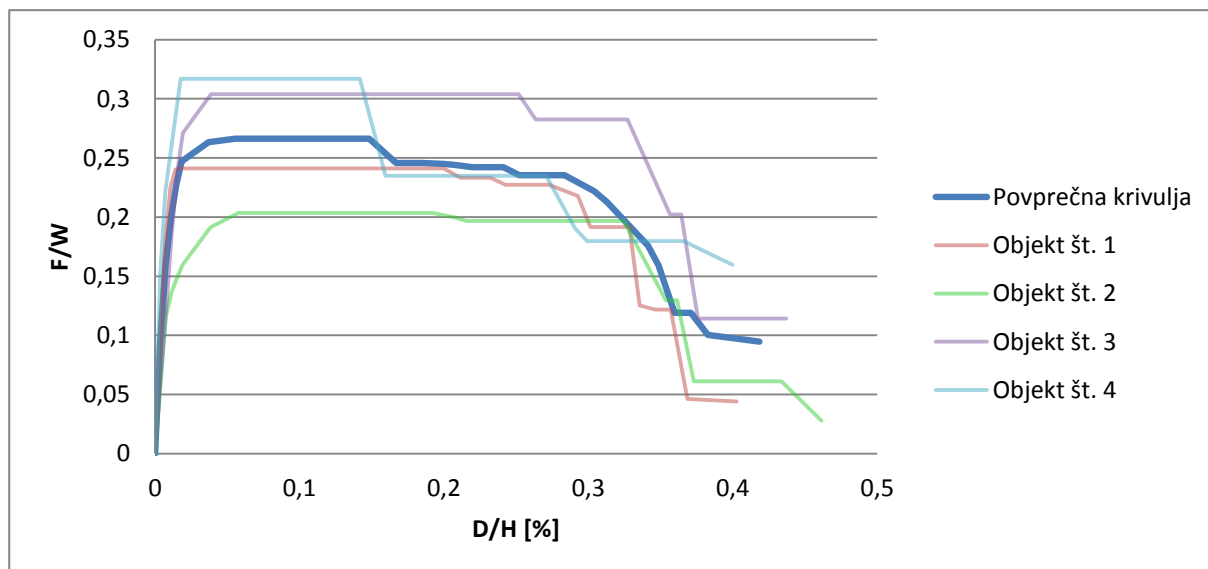
Močna os objekta je tista, v kateri imamo večji delež nosilnih zidov glede na tlorisno površino. V vseh primerih se izkaže, da je nosilnost objekta večja v tisti smeri, v kateri je delež nosilnih zidov večji, kar je tudi pričakovano. Raztros razmerij F/W za posamezne objekte glede na povprečno krivuljo je zelo velik, zato je univerzalno razmerje težko določljivo. Za potrebe naloge ocenimo maksimalno razmerje $F/W = 0,32$ (grafikon 5).



Grafikon 5: Normirana potisna krivulja za močno os objekta.

5.13.2 Šibka os objekta

Za šibko os objekta je normirana krivulja določena na enak način kot za močno os. Upoštevane so manjše izmed nosilnosti objektov v smeri X in Y. Maksimalno razmerje med nosilnostjo in težo povprečnega objekta znaša 0,27 (grafikon 6).



Grafikon 6: Normirana potisna krivulja za šibko os objekta.

Predlog modela za potisno krivuljo bi lahko bil primeren za hitro oceno potresne odpornosti stavbnega fonda na območju Krškega. Za območje Škofje Loke je podoben model na podlagi desetih objektov izdelala Petra Triller v programu 3Muri (Triller P. 2014). Primerjali smo razmerji F/W , medtem ko je razmerje D/H določeno na drugačen način in ni primerljivo. Za močno os objekta v Škofji Loki znaša maksimalna vrednost razmerja $F/W = 0,30$ in $F/W = 0,18$ za šibko os. Na območju Krškega smo določili maksimalni vrednosti razmerja $F/W = 0,32$ za močno os objekta in $F/W = 0,27$ za šibko os. Za močno os je razmerje primerljivo, odstopanje pa je večje za šibko os. Poudariti je treba, da smo model za območje Krškega izdelali na podlagi analize le štirih objektov. Večje število objektov v analizi bi lahko pomenilo manjši raztros od povprečja, predvsem pri manjših razmerjih D/H .

6 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi je izvedena poenostavljena nelinearna analiza za štiri objekte in predlagana normirana potisna krivulja za značilne zidane hiše na območju Krškega. Materialne karakteristike in odpornosti zidovja obravnavanih objektov smo določili v skladu standardom Evrokod 6, potresno analizo pa smo naredili po standardu Evrokod 8, pri čemer smo za potisno analizo uporabili t.i. etažni model konstrukcije. Zato v našem primeru, potisna krivulja predstavlja zvezo med potresno silo ob vpetju konstrukcije v temeljna tla ter pomikom prve etaže. Pomik pri začetku plastifikacije zidu smo približno določili z uporabo Hookovega zakona. Model za oceno pomika na meji porušitve pa smo privzeli po standardu Evrokod 6, kjer je predpostavljeno, da je mejni pomik odvisen od učinkovite višine zidu in merodajnega mehanizma porušitve.

Za vse objekte, ki so analizirani smo ugotovili, da je najmanjša (merodajna) nosilnost zidu največkrat določena na osnovi mehanizma prestriga zidu. Takšen način porušitve ni velikokrat opažen v pritličnih etažah objektov, ki jih je poškodoval potres. Praktično se izkaže, da je največkrat merodajna porušitev zaradi prekoračitve natezne trdnosti zidovja oz. diagonalnih razpok. Razlika v merodajnem mehanizmu porušitve glede na račun in opazovanja popotresnih območju kaže na to, da je ocena nosilnosti konstrukcije po standardu Evrokod 6 kar precej na varni strani. Ker je tlačni del zidu sorazmerno majhen, v primeru uporabe etažnega mehanizma in velike projektne potresne sile, je mehanizem porušitve zidu na prestrig merodajen v večini obravnavanih primerov. V primeru uporabe etažnega mehanizma vpliv povezanosti sten s prekladami (veznimi gredami) ni zajet, zato so rezultati takšne analize lahko kar precej negotovi. Izkazalo se je, da je nosilnost konstrukcije, ki smo jo ocenili s programom 3Muri, bistveno večja od nosilnosti, ki smo jo izračunali na osnovi etažnega mehanizma. Točnih vzrokov za razlike nismo odkrivali, saj to presega cilje te diplomske naloge.

Oceno odpornosti objekta, ki ga obravnavamo v poglavju 5, smo primerjali z vrednostjo projektne prečne sile v pritličju. Vrednost projektne obremenitve (869 kN) je precej večja od nosilnosti proti zdrsu po horizontalnih regah, ki v šibki smeri znaša 465 kN. Nosilnost v obeh smereh je približno dvakrat manjša od projektne obremenitve, kar pomeni, da bi se konstrukcija verjetno precej poškodovala v primeru projektnega potresa.

Na podlagi povprečnih vrednosti nosilnosti objektov, ki smo jih določili s poenostavljeno potisno analizo, smo predlagali normirano potisno krivuljo značilnih zidanih objektov na območju Krškega. Približno potisno krivuljo za izbran objekt lahko določimo enostavno tako, da normirane prečne sile s predlaganega modela potisne krivulje pomnožimo s težo objekta, normirane pomike pa z višino etaže, ki se za zidane objekte malo spreminja. Normirana prečna sila močne osi znaša $F/W = 0,32$ in šibke osi $F/W = 0,27$. Za obe osi je ocenjena vrednost končnega normiranega pomika $D/H = 0,42$ %. Potrebno je poudariti, da so rezultati take ocene vsekakor precej negotovi tako zaradi uporabe precej poenostavljenih nelinearnih modelov kot tudi zaradi majhnega števila objektov, ki smo jih upoštevali pri določitvi normirane potisne krivulje značilnih zidanih objektov. Zato je uporaba predlaganega modela primerna le za hitre ocene potresne odpornosti večjega števila objektov.

VIRI

Slovenski standard. 2004. SIST EN 1991-1-1: 2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije -1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb.

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

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

ARSO I. 2014.

http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni_pospesek_tal.html
(Pridobljeno 18. 04. 2014.)

ARSO II. 2014.

<http://www.arso.gov.si/potresi/> (Pridobljeno 08. 07. 2014.)

Oblike medsebojnega gibanja litosferskih plošč. Ambrožič, B. 2013.

<http://bojanambrozic.files.wordpress.com/2013/02/sfdfsdfs.jpg> (Pridobljeno 08. 07. 2014.)

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

Oblike medsebojnega gibanja litosferskih plošč. Michigan Technological University – MTU. 2014.

<http://www.geo.mtu.edu/UPSeis/waves.html> (Pridobljeno 08. 07. 2014.)

Strižna porušitev zidovja. Fischinger, M. 1998.

<http://ikpir.com/easy/html/slo/INDEX.HTM> (Pridobljeno 08. 07. 2014.)

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

http://www.go-oekarne.si/index.php?vie=ctl&strId=l3_slo&id=2006032009353827&mIOpen=2 (Pridobljeno 16. 4. 2014.)

Goriške opekarne II. 2014. Go max 11,5 PU.

http://www.go-oekarne.si/index.php?vie=ctl&strId=l3_slo&id=2006032010121153&mIOpen=2 (Pridobljeno 16 .04 .2014.)

Goriške opekarne III. 2014. Modularni blok MB 29-25.

http://www.go-oekarne.si/index.php?vie=ctl&strId=l3_slo&id=2006032009211122&mIOpen=2 (Pridobljeno 16 .04. 2014.)

Ytong. 2014. Fizikalno mehanske lastnosti.

http://www.ytong.si/si/content/ytong_hise.php (Pridobljeno 18 .04. 2014.)

Wienerberger. 2014. Wienerberger modul blok.

http://www.wienerberger.si/modul-blok_1136805933401_1136805946165.html (Pridobljeno 16 .04. 2014.)

Jadranka. 2008. Betonski zidaki.

http://www.jadranka.si/betonski_zidaki.html (Pridobljeno 16 .04. 2014.)

Prostorski portal. 2014. Ministrstvo za infrastrukturo in prostor, Geodetska uprava Republike Slovenije.

<http://www.e-prostor.gov.si/> (Pridobljeno 27 .04. 2014.)

Triller, P. 2014. Model za oceno potresne odpornosti zidanih hiš na širši lokaciji Škofje Loke. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba P. Triller): 120 str.

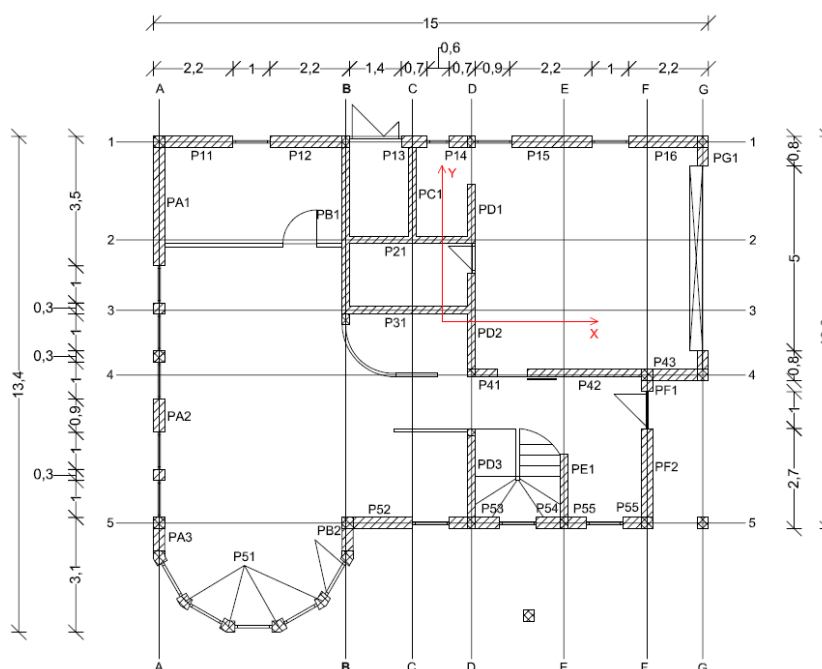
PRILOGA A: ANALIZA OBJEKTA št. 2

A1: Opis objekta in geometrijske značilnosti

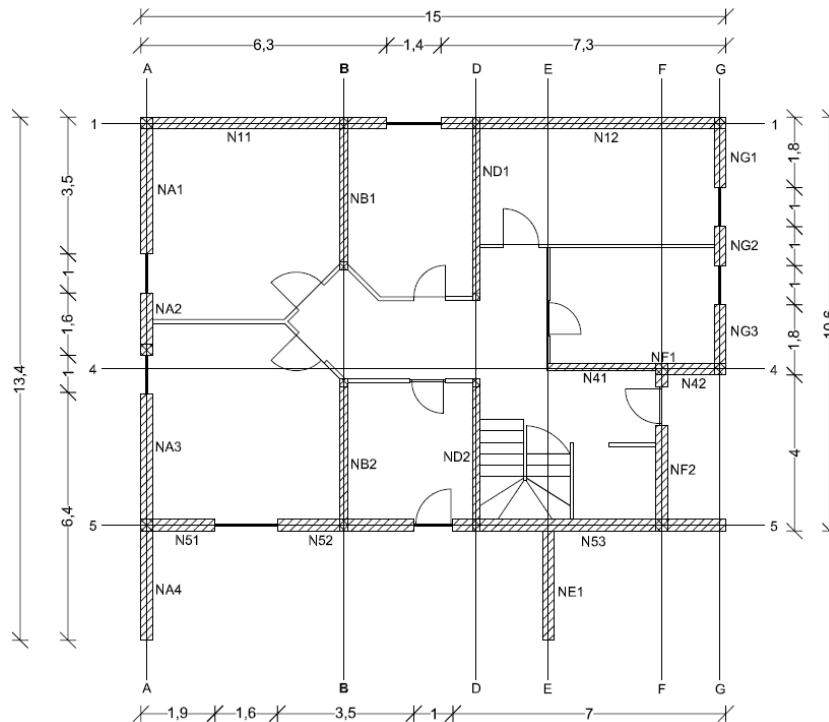
Objekt je klasična opečna gradnja z betonskimi vezmi in ploščo nad pritličjem in nadstropjem. Zidovi, dimenzij 20 cm in 30 cm so zidani s podaljšano cementno malto in zidaki proizvajalca Wienerberger. Plošči imata debelino 15 cm, uporabljen je beton trdnostnega razreda C30/37 in armatura po statičnem izračunu. V pritličju sta dva večja prostora namenjena garaži in dnevni sobi. V dnevni sobi stene nadomešča armiranobetonski nosilec, enake trdnosti kot plošča, višine 40 cm. Stavba je temeljena na pasovnih temeljih širine 80 cm, minimalno armiranih z rebrasto armaturo premera 12 mm. Streha je dvokapnica z enim večjim nadzidkom za vstop svetlobe v nadstropje. Ostrešje sestavljajo špirovci dimenzij 10/14 cm, kapne in vmesne lege in letve za sidranje strešnikov. Bruto tlorisna površina pritličja znaša 167 m², medtem ko je neto tlorisna površina pritličja 143 m². Delež nosilnih zidov glede na bruto tlorisno površino je 4,3 % v smeri X in 4,9 % v smeri Y. Dolžina stavbe je 15 m, širina pa 13,4 m. V modelu za poenostavljeno potresno analizo je problematičen ovalni del jedilnice, ki je upoštevan kot en sam zid, nosilen v smeri X in projiciran na os preostalih zunanjih zidov (slika 17). Na spletnem prostorskem portalu RS najdemo dokaj točne podatke o stavbi. Objekt je bil dokončan leta 2004 in je edini objekt, za katerega najdemo v spletni bazi podatki, ki so točni. Primerjava je prikazana v preglednici 18.

Preglednica 18: Primerjava podatkov za stavbo.

Naslov	Podatki s spletnega prostorskega portala RS (Prostorski portal, 2014)	Podatki PGD
Neto tlorisna površina	330.5	330.5
Površina zem. pod stavbo [m ²]	/	/
Število etaž	2	2
Številka pritlične etaže	1	1
Višina stavbe [m]	/	8.9
Leto zgraditve	2004	2000
Material nosilne konstrukcije	opeka	modularna opeka, AB



Slika 17: Tloris pritličja z oznakami zidov.



Slika 18: Tloris mansarde z označenimi zidovi.

A2: Mehanske lastnosti materialov

a. Zidaki in malta

Uporabljeni so opečni votlaki Porotherm, s tlačno trdnostjo $f_b = 10 \text{ MPa}$ in M5 podaljšana cementna malta.

b. Zidovje

➤ Karakteristična tlačna trdnost zidovja f_k

$$f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta = 0,45 \cdot 10^{0,7} \cdot 5^{0,3} = 3,66 \text{ MPa.}$$

➤ Začetna strižna trdnost zidovja f_{vko}

$$f_{vko} = 0,2 \text{ MPa}$$

➤ Karakteristična natezna trdnost zidovja

$$0,03f_k \leq f_{tk} \leq 0,09f_k \rightarrow \frac{0,03 \cdot 3,66 + 0,09 \cdot 3,66}{2} = 0,22 \text{ MPa.}$$

➤ Elastični modul zidovja

$$E = K_E f_k = 1000 f_k = 1000 \cdot 3,66 = 3660 \text{ MPa.}$$

➤ Strižni modul zidovja

$$G = 0,2E = 0,2 \cdot 3660 = 732 \text{ MPa.}$$

A3: Lastna teža posameznih konstrukcijskih sklopov stavbe

➤ Strop nad pritličjem

Preglednica 19: Konstrukcijski sklop stropa nad pritličjem.

MATERIAL	Prostorninska teža γ [kN/m ³]	Debelina [m]	Teža g [kN/m ²]
hrastov parket	6,5	0,02	0,13
cementni estrih	24	0,05	1,2
AB plošča	25	0,15	3,75
omet	18	0,025	0,45
		Σ	5,53

➤ Strop nad nadstropjem

Preglednica 20: Konstrukcijski sklop stropa nad nadstropjem.

MATERIAL	Prostorninska teža γ [kN/m ³]	Debelina [m]	Teža g [kN/m ²]
keramika	1,9	0,008	0,015
cementni estrih	24	0,05	1,2
AB plošča	25	0,15	3,75
omet	18	0,025	0,45
		Σ	5,42

➤ Zidovje

Zidovi imajo širino bodisi 19 cm bodisi 29 cm, enako kot v primeru v točki 5. Poraba malte je zato enaka, opeka proizvajalca Wienerberger pa ima drugačno teža pri istih dimenzijah 19/29/19 cm. Teža enega opečnega bloka je 6,75 kg (Wienerberger, 2014).

Prostorninska teža zidovja debeline 29 cm znaša:

$$\gamma_{29} = \frac{6,75 \frac{kg}{kos} \cdot 25 \frac{kos}{m^2} \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} \cdot \frac{1}{1000} + 0,028 \frac{m^3}{m^2} \cdot 20 \frac{kN}{m^3} + 0,05m \cdot 18 \frac{kN}{m^3}}{0,29m} = 10,7 \frac{kN}{m^3}$$

Prostorninska teža zidovja debeline 19 cm pa znaša:

$$\gamma_{19} = \frac{6,75 \frac{kg}{kos} \cdot 16,7 \frac{kos}{m^2} \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} \cdot \frac{1}{1000} + 0,015 \frac{m^3}{m^2} \cdot 20 \frac{kN}{m^3} + 0,05m \cdot 18 \frac{kN}{m^3}}{0,19m} = 12,1 \frac{kN}{m^3}$$

➤ Streha

Naklon strehe je 40°, v območju nadzidka za svetlobo sprememba postavitve elementov ostrejša ni upoštevana, saj se obtežba zaradi tega bistveno ne spremeni.

Preglednica 21: Konstrukcijski sklop strehe.

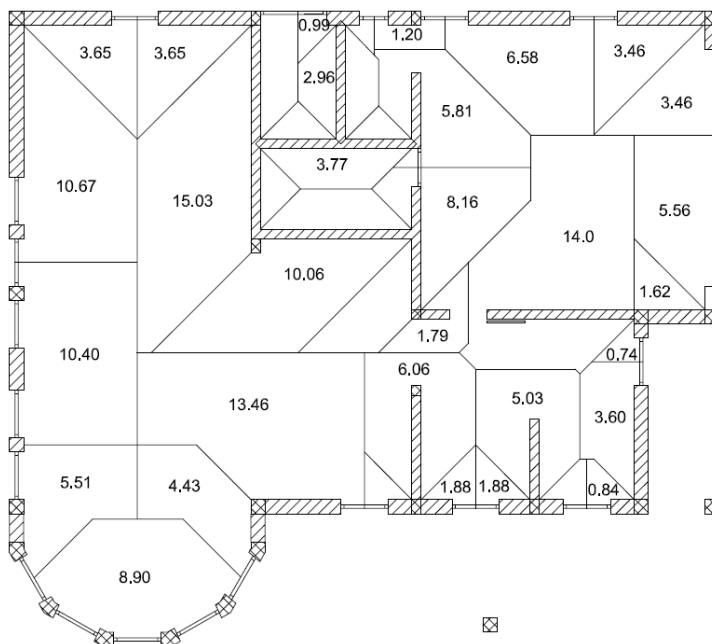
MATERIAL	Dimenzije	Razdalja [m]	Prostorninska teža γ	kos/m ²	Teža g
kritina	/	/	4,2 kg/kos	10	0,42
letve	3/5	0,33	4,3	-	0,022
špirovci	10/14	0,89	4,3	-	0,068
kapna lega	16/16	10,6	4,3	-	0,01
vmesna	24/24	4	4,3	-	0,062
				Σ	0,59
				Σ (40°)	0,76

➤ **Stopnice**

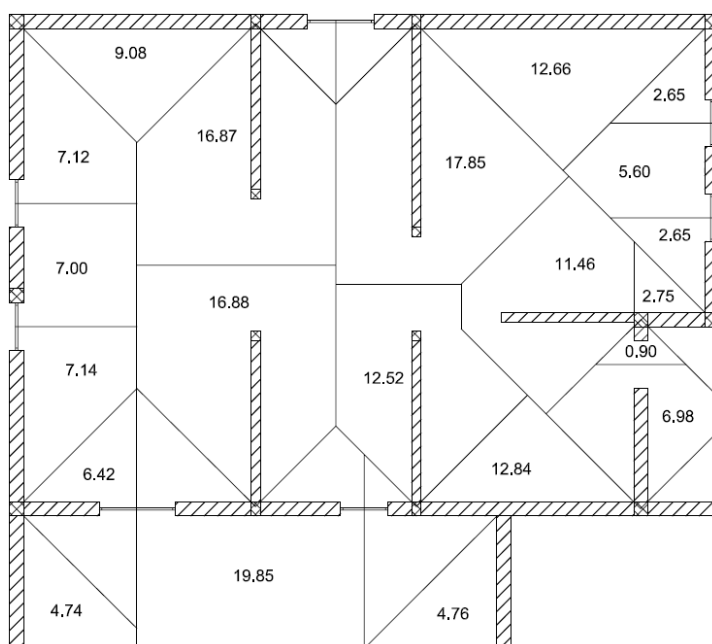
Preglednica 22: Konstruktivski sklop stopnic.

MATERIAL	Prostorninska teža γ	Debelina [m]	Teža g [kN/m ²]
Naravni kamen	26	0,035	0,91
stopnice - AB	16	/	1,87
rama - AB	25	0,15	3,75
		Σ	6,53
		$\Sigma (34^\circ)$	7,9

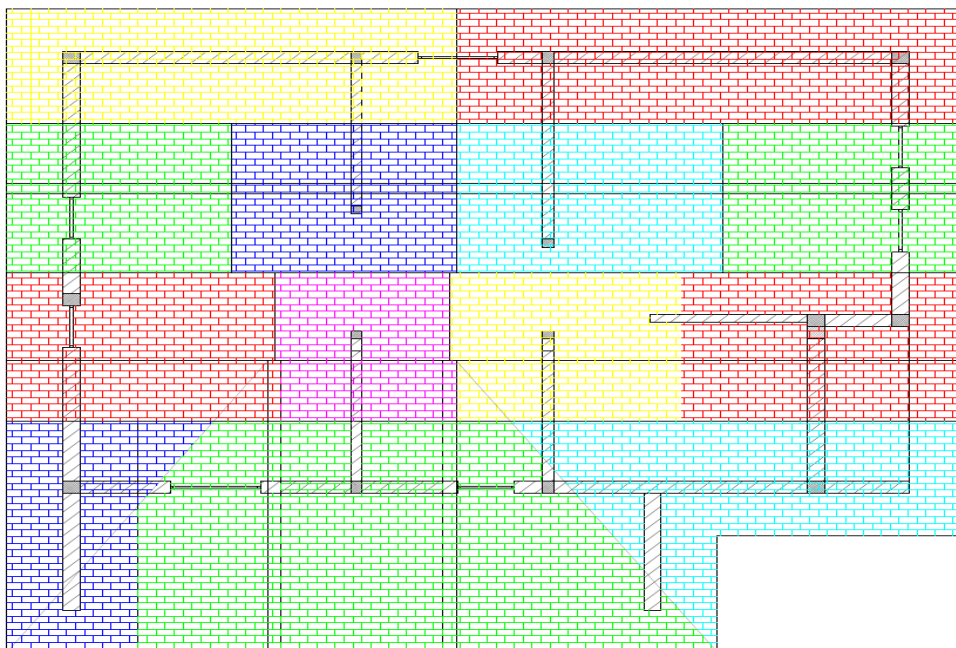
A4: Vplivne površine zidov



Slika 19: Vplivne površine nosilnih zidov v pritličju [m²].



Slika 20: Vplivne površine nosilnih zidov v nadstropju [m²].



Slika 21: Vplivne površine zidov v nadstropju za elemente strehe.

A5: Masa objekta

➤ Masa stropa nad pritličjem

$$\begin{aligned}A_{strop,p} &= 171,3 \text{ m}^2 \\g_{strop,p} &= 5,53 \text{ kN/m}^2 \\q_{strop,p} &= 2,0 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$m_{strop,p} = A_{strop,p} \left(\frac{g_{strop,p}}{g} + \psi_{2,i} \cdot \varphi \cdot \frac{q_{strop,p}}{g} \right) = 171,3 \left(\frac{5,53}{9,81} + 0,3 \cdot 0,5 \cdot \frac{2,0}{9,81} \right) = 102t.$$

➤ Masa stropa nad nadstropjem

$$\begin{aligned}A_{strop,n} &= 171,3 \text{ m}^2 \\g_{strop,n} &= 5,53 \text{ kN/m}^2 \\q_{strop,n} &= 2,0 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$m_{strop,n} = A_{strop,n} \left(\frac{g_{strop,n}}{g} + \psi_{2,i} \cdot \varphi \cdot \frac{q_{strop,n}}{g} \right) = 159 \left(\frac{5,42}{9,81} + 0,3 \cdot 1,0 \cdot \frac{2,0}{9,81} \right) = 97t.$$

➤ Masa strehe

$$\begin{aligned}A_{streha} &= 249,5 \text{ m}^2 \\g_{streha} &= 0,76 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$m_{streha} = A_{streha} \cdot \frac{g_{streha}}{g} = 249,5 \cdot \frac{0,76}{9,81} = 19t.$$

➤ Masa stopnic

$$\begin{aligned}A_{stopnice} &= 2,6 \text{ m}^2 \\g_{stopnice} &= 7,9 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$q_{stopnice} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$m_{st,pod} = A_{stop} \left(\frac{g_{stop}}{g} + \psi_{2,i} \cdot \varphi \cdot \frac{q_{stop}}{g} \right) = 2,6 \left(\frac{7,9}{9,81} + 0,3 \cdot 0,5 \cdot \frac{2,5}{9,81} \right) = 2t.$$

➤ **Masa predelnih sten v pritličju in nadstropju4**

$$A_{prit,stene} = 0,88 \text{ m}^2$$

$$A_{nad,stene} = 1,79 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{p,stene} = 4,3 \text{ kN/m}^3$$

$$h_{p,prit} = 1,5 \text{ m}$$

$$h_{p,nad} = 2,6 \text{ m}$$

$$m_{pred} = \frac{\gamma_{p,stene}}{g} (A_{prit,stene} \cdot h_{p,prit} + A_{nad,stene} \cdot h_{p,nad}) = \frac{4,3}{9,81} (0,88 \cdot 1,5 + 1,79 \cdot 2,6) \\ = 0,58 + 2,04 = 2,6t \approx 3t.$$

➤ **Masa zidov**

Masa vseh zidov v pritličju in nadstropju je izračunana s programom Microsoft Excel na podlagi horizontalnega prereza in višine zidov, upoštevani so tudi parapeti.

$$m_{zidovje} = m_{zid,p} + m_{zid,n} = 33,1 + 58,9 = 92t.$$

➤ **Masa celotne stavbe**

$$m_{skup} = m_{prit} + m_{nad} \\ = (m_{zid,p} + m_{strop,p} + m_{stop} + m_{pred,p}) \\ + (m_{zid,n} + m_{strop,n} + m_{pred,n} + m_{streha}) \\ = (33,1 + 102 + 2 + 0,58) + (58,9 + 97 + 2,04 + 19) = 137,7 + 176,9 = 315t.$$

A6: Projektna prečna sila v pritličju sila

$$S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q} = 0,225g \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 0,225 \cdot 9,81 \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 4,41 \frac{m}{s^2}.$$

$$F_{d,b} = S_d(T) m \lambda = 4,41 \cdot 315 \cdot 1 = 1390kN.$$

A7: Tabele merodajnih nosilnosti zidov za obe smeri

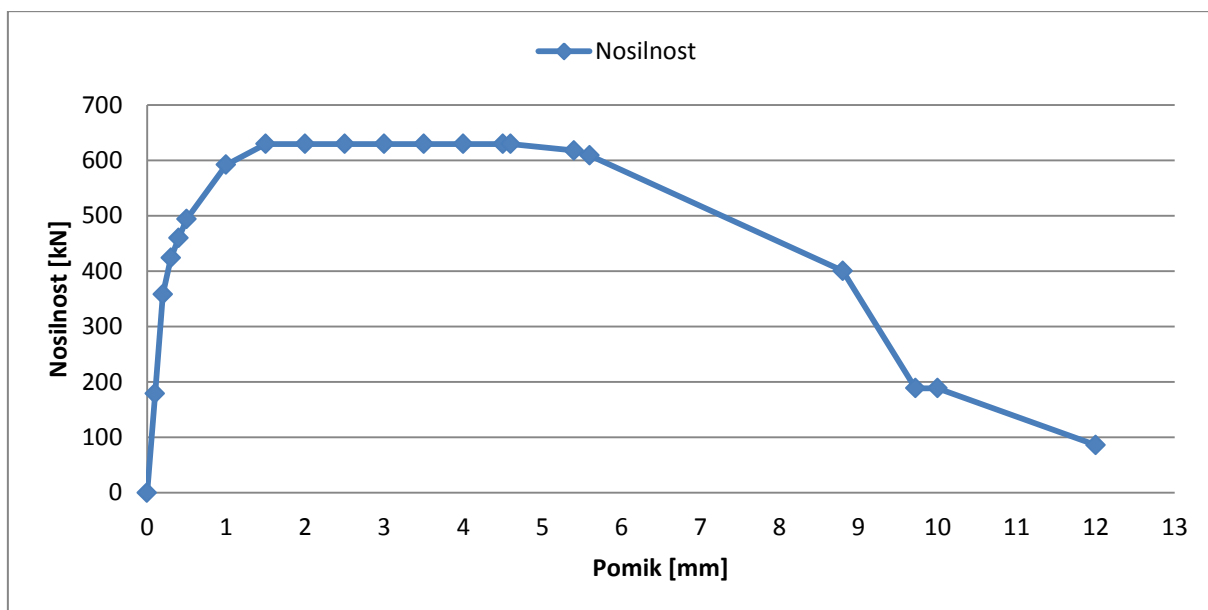
Preglednica 23: Izračun nosilnosti vseh zidov v pritličju v smeri X.

NOSILNOST ZIDOV V SMERI X		Zdrs					Diag. razpoke		Upogib	
ZID	dolžina [m]	ef. višina [m]	debelina [m]	Oсна сила [kN]	Togost [kN/m]	Obremenitev zidu [kN]	R _{ds,w} [kN]	R _{s,w} [kN]	R _{f,w} [kN]	Merodajna nosilnost [kN]
P11	2,15	2,2	0,3	78	152157	109	37	140	73	37
P12	2,15	1,4	0,3	95	262207	188	63	166	138	63
P13	0,7	1,35	0,3	32	58589	42	9	40	16	9
P14	0,7	1,15	0,3	38	76824	55	12	41	22	12
P15	1,65	1,4	0,3	91	192399	138	49	125	101	49
P16	2,15	2,2	0,3	80	152157	109	38	140	75	38
P21	3,6	3	0,2	48	131093	94	28	155	57	28
P31	3,6	2,43	0,2	80	167809	120	53	176	114	53
P41	0,8	2,5	0,2	15	14875	11	3	28	5	3
P42	3,1	2,5	0,2	187	136358	98	100	182	209	100
P43	1,8	3	0,3	58	75048	54	18	96	34	18
P51	1,68	3	0,3	132	66920	48	40	109	68	40
P52	1,9	2,2	0,3	394	129102	92	164	192	264	164
P53	1,35	1,4	0,3	57	149534	107	27	90	52	27
P54	1,35	1,4	0,3	68	149534	107	32	93	62	32
P55	0,8	2,2	0,3	54	29466	21	11	50	18	11
Σ						1392	683	1823	1308	683

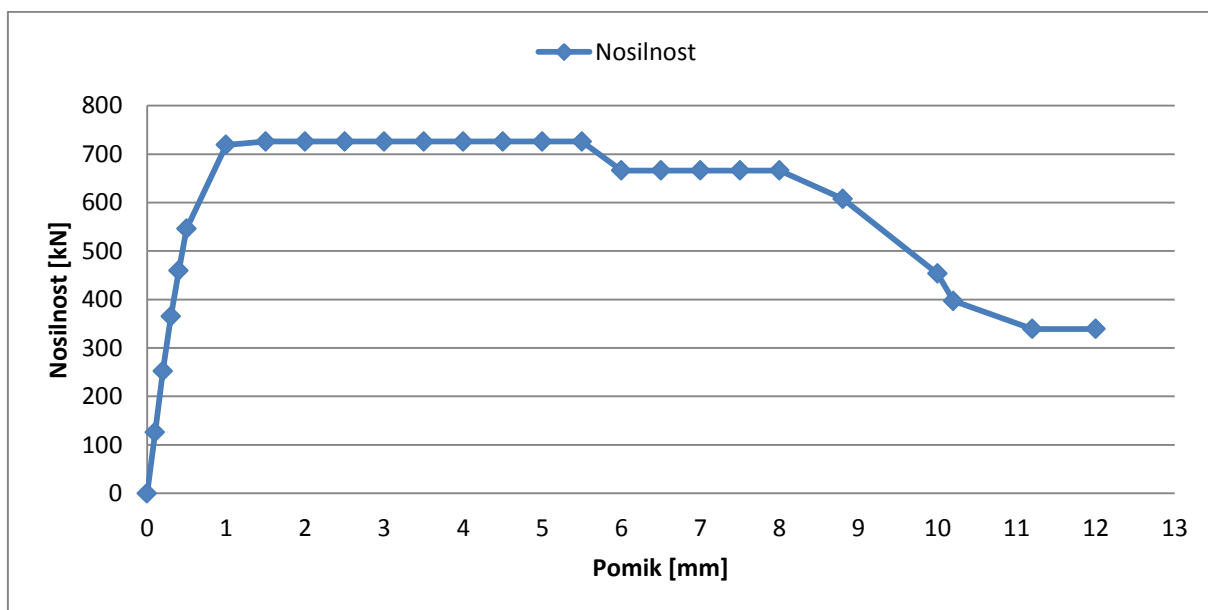
Preglednica 24: Izračun nosilnosti vseh zidov v pritličju v smeri Y.

NOSILNOST ZIDOV V SMERI Y				Zdrs				Diag. razpoke		Upogib	
ZID	dolžina [m]	ef. višina [m]	debelina [m]	Oсна сила [kN]	Togost [kN/m]	Obremenitev zidu [kN]	R _{ds,w} [kN]	R _{s,w} [kN]	R _{f,w} [kN]	Merodajna nosilnost [kN]	
PA1	3,5	2,2	0,3	186	272854	293	125	282	279	125	
PA2	0,9	1,4	0,2	165	55879	60	60	60	75	60	
PA3	1,31	2,2	0,3	93	74121	79	30	83	51	30	
PB1	5,1	3	0,2	262	195873	210	173	300	408	173	
PB2	1,32	3	0,3	39	43292	46	9	70	16	9	
PC1	2,9	3	0,2	38	100010	107	18	115	36	18	
PD1	1,6	2	0,2	147	77396	83	59	90	100	59	
PD2	2,8	2,5	0,2	109	120511	129	56	141	115	56	
PD3	2,7	3	0,2	174	91004	98	76	143	141	76	
PE1	2	3	0,2	99	59137	63	34	85	61	34	
PF1	0,6	2,55	0,3	33	10755	12	4	36	7	4	
PF2	2,7	2,55	0,3	106	168550	181	53	184	107	53	
PG1	0,8	3	0,3	79	14616	16	13	56	19	13	
PG2	0,8	3	0,3	92	14616	16	16	58	21	16	
				Σ =	1298615	1392	726	1700	1437	726	

A8: Potisni krivulji za smeri X in Y



Grafikon 7: Nosilnost zidov in pripadajoči pomiki konstrukcije v smeri X za objekt št. 2.



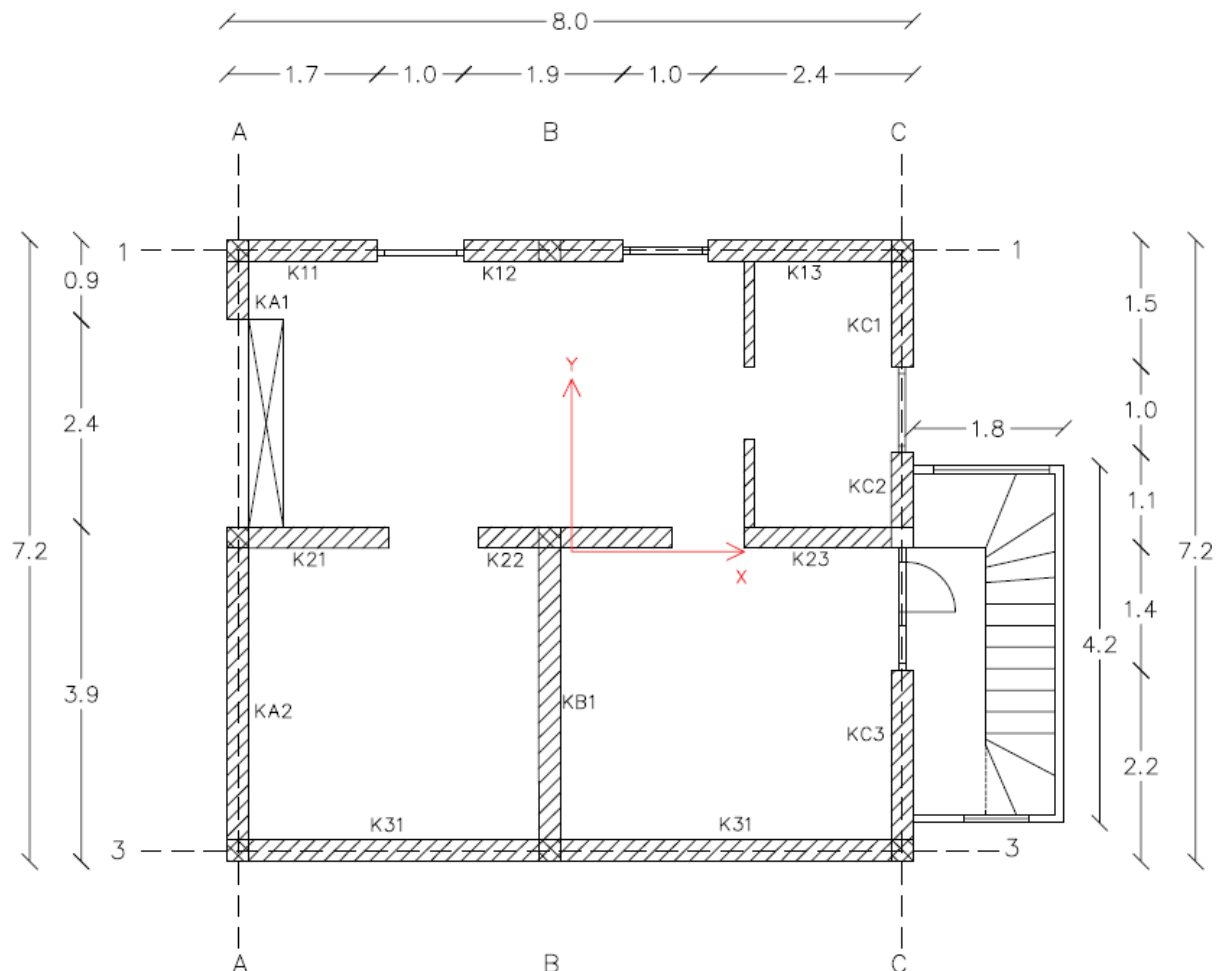
Grafikon 8: Nosilnost zidov in pripadajoči pomiki konstrukcije v smeri Y za objekt št. 2.

PRILOGA B: ANALIZA OBJEKTA št. 3

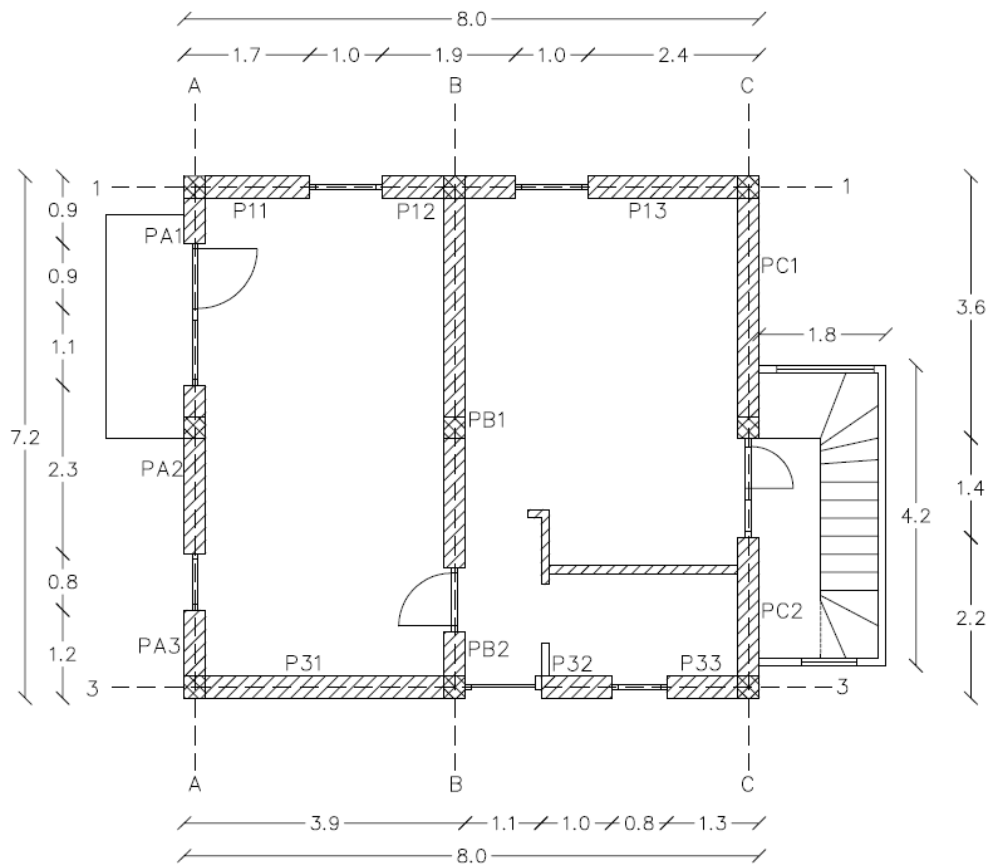
B1: Opis objekta in geometrijske karakteristike

Objekt je podkletena enoetažna stavba z izkoriščenim podstrešjem, nahaja pa se v vasi Sela pri Raki. Nosilni zidovi v kleti so zidani z betonskimi votlaki, širine 25 cm in podaljšano cementno malto tipa vsaj M5. Nosilni zidovi pritličja so zidani z opečnimi votlaki širine 29 cm in podaljšano cementno malto tipa M5. V mansardi so zidovi ravno tako zidani z malto M5, debelina zidu znaša 19 cm. Klet je temeljena na temeljih širine 80 cm, armiranih z vzdolžno armaturo premera 12 mm in strižno armaturo premera 8 mm. Armiranobetonski plošči nad kletjo in nad pritličjem sta debeline 15 cm, pri tem je krovni sloj betona v povprečju 1,5 cm. Uporabljen je beton trdnostnega razreda C25/30, armaturna mreža kakovosti S500 in armaturne palice kakovosti S400. Leseno ostrešje ima obliko tipične dvokapnice s podaljškom nad zunanje stopnišče. Sestavljajo ga kapni legi dimenzij 16/16 cm, slemenska lega dimenzij 20/24 cm in špirovci dimenzij 12/14 cm. Stabilnost ostrešja zagotavljajo horizontalne vezi na vsaki strani špirovca, dimenzij 2x5/14 cm. Kritina je opečni zareznik, sidran na letvah dimenzij 3/5 cm. Naklon strehe je 40°.

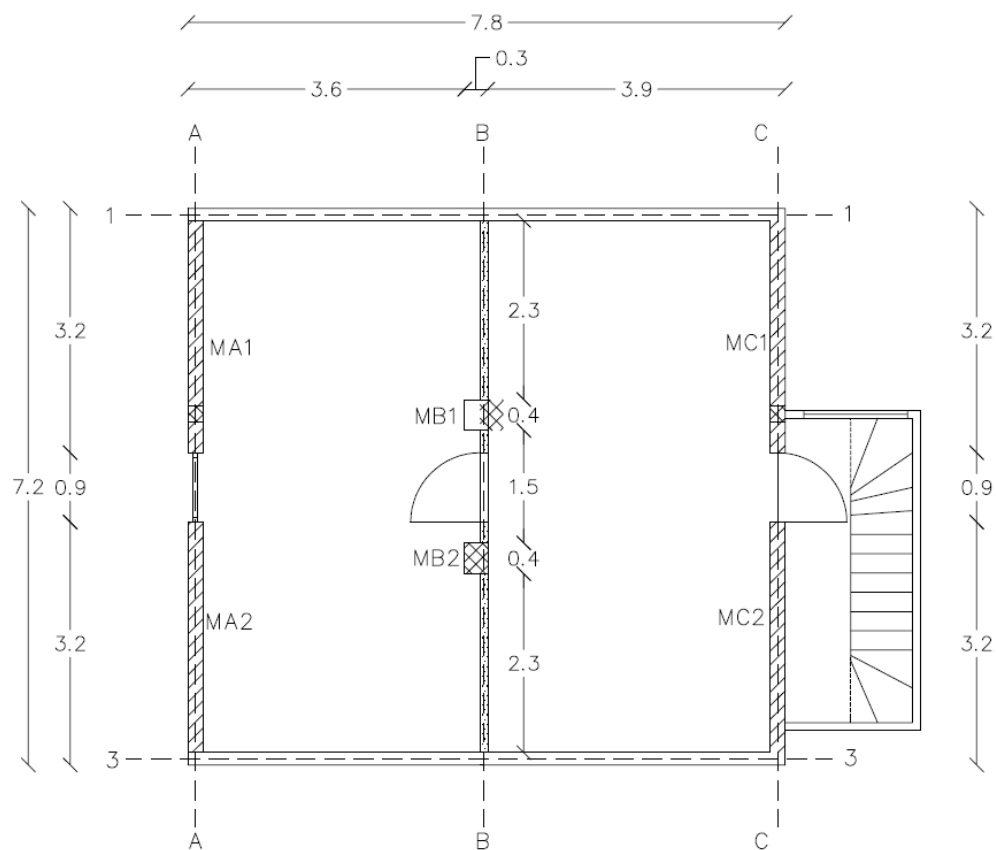
Stavba ima enostavno tlorisno zasnovo pravokotne oblike (slika 22). Dolžina strani, vzporedne slemenu je 8 m, dolžine druge strani pa je 7,2 m. Bruto tlorisna površina kleti, ki je tudi obravnavana v analizi znaša 57,5 m². Delež sten glede na bruto tlorisno površino je 8,3 % v smeri X in 5,6 % v smeri Y. Oznaki smeri, uporabljenih v analizi, sta prikazani na sliki 24. Podatki s spletnega portala niso dosegljivi za primerjavo.



Slika 22: Tloris kleti z označenimi zidovi.



Slika 23: Tloris pritličja z označenimi zidovi.



Slika 24: Tloris mansarde z označenimi zidovi.

V mansardi (slika 24) na oseh v smeri X ni zidov. Kapne lege ležijo na plošči, neposredno nad zidovi v pritličju. Zidovi v smeri Y podpirajo vmesni legi, obenem pa zapirajo pročelje hiše.

B2: Mehanske lastnosti materialov

a. Zidaki in malta

Uporabljeni so modularni opečni bloki, s tlačno trdnostjo $f_b = 10$ MPa in M5 podaljšana cementna malta.

b. Zidovje

➤ **Karakteristična tlačna trdnost zidovja f_k**

$$f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta = 0,45 \cdot 10^{0,7} \cdot 5^{0,3} = 3,66 \text{ MPa.}$$

➤ **Začetna strižna trdnost zidovja f_{vko}**

$$f_{vko} = 0,2 \text{ MPa}$$

➤ **Karakteristična natezna trdnost zidovja**

$$0,03f_k \leq f_{tk} \leq 0,09f_k \rightarrow \frac{0,03 \cdot 3,66 + 0,09 \cdot 3,66}{2} = 0,22 \text{ MPa.}$$

➤ **Elastični modul zidovja**

$$E = K_E f_k = 1000 f_k = 1000 \cdot 3,66 = 3660 \text{ MPa.}$$

➤ **Strižni modul zidovja**

$$G = 0,2E = 0,2 \cdot 3660 = 732 \text{ MPa.}$$

B3: Lastna teža posameznih konstrukcijskih sklopov stavbe

➤ **Strop nad kletjo**

Preglednica 25: Konstrukcijski sklop stropa nad pritličjem.

MATERIAL	Prostorninska teža γ [kN/m ³]	Debelina [m]	Teža g [kN/m ²]
keramične	-	-	0,015
betonski estrih	24	0,05	1,2
AB plošča	25	0,15	3,75
omet	18	0,025	0,45
		Σ	5,42

➤ **Strop nad pritličjem**

Preglednica 26: Konstrukcijski sklop stropa nad nadstropjem.

MATERIAL	Prostorninska teža γ [kN/m ³]	Debelina [m]	Teža g [kN/m ²]
keramika	6,5	0,02	0,13
cementni estrih	24	0,05	1,2
AB plošča	25	0,15	3,75
omet	18	0,025	0,45
		Σ	5,53

➤ Zidovje

Za zid debeline 25 cm upoštevamo enako porabo malte, kot za zid 29 cm. Razlika praktično ni velika, ker pa je dejanska poraba manjša od upoštevane, smo z računam tako na varni strani. Teža betonskega zidaka 395/250/190 mm znaša 26 kg (Jadranka, 2008).

Prostorninska teža zidovja debeline 25 cm znaša:

$$\gamma_{25} = \frac{26 \frac{\text{kg}}{\text{kos}} \cdot 12,5 \frac{\text{kos}}{\text{m}^2} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot \frac{1}{1000} + 0,028 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 0,05\text{m} \cdot 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{0,25\text{m}} = 18,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}.$$

Prostorninska teža zidovja debeline 29 cm znaša:

$$\gamma_{29} = \frac{8,2 \frac{\text{kg}}{\text{kos}} \cdot 25 \frac{\text{kos}}{\text{m}^2} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot \frac{1}{1000} + 0,028 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 0,05\text{m} \cdot 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{0,29\text{m}} = 12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}.$$

Prostorninska teža zidovja debeline 19 cm pa znaša:

$$\gamma_{19} = \frac{8,2 \frac{\text{kg}}{\text{kos}} \cdot 16,7 \frac{\text{kos}}{\text{m}^2} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot \frac{1}{1000} + 0,015 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 0,05\text{m} \cdot 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{0,19\text{m}} = 13,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}.$$

➤ Streha

Preglednica 27: Konstrukcijski sklop strehe.

MATERIAL	Dimenzije	Razdalja	Prostorninska	kos/m ²	Teža g
kritina	-	-	4,2 kg/kos	10	0,42
letve	3/5	0,33	4,3	-	0,022
špirovci	12/14	1	4,3	-	0,07
kapna lega	16/16	7,1	4,3	-	0,016
vmesna lega	20/24	1,7	4,3	-	0,12
				∑	0,65
				∑ (40°)	0,81

➤ Stopnice

Preglednica 28: Konstrukcijski sklop stopnic.

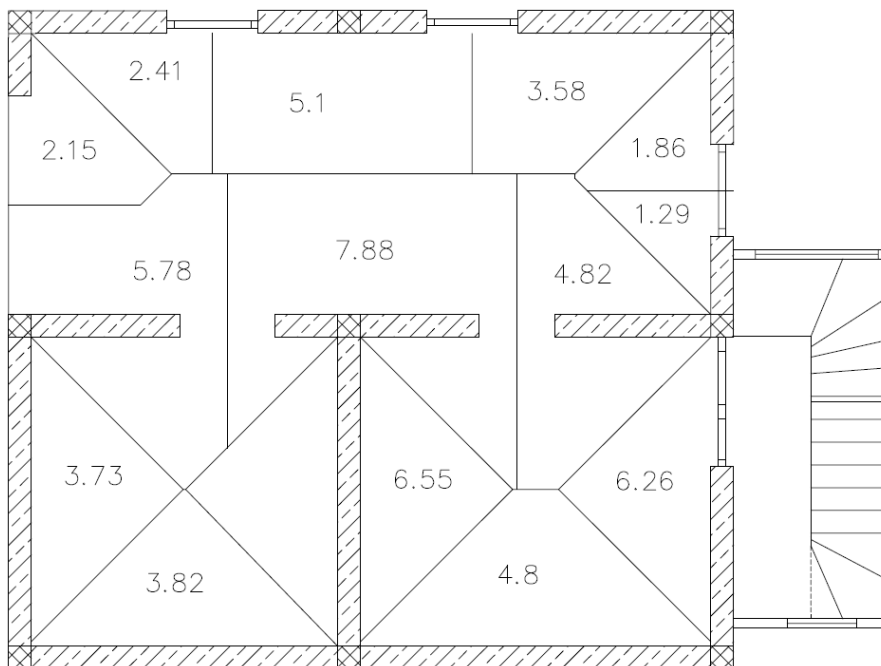
MATERIAL	Prostorninska teža γ	Debelina [m]	Teža g [kN/m ²]
lesena deska	6,5	0,02	0,13
stopnice - AB	15	-	1,86
rama - AB	25	0,15	3,75
			∑
			∑ (34°)

➤ **Balkon**

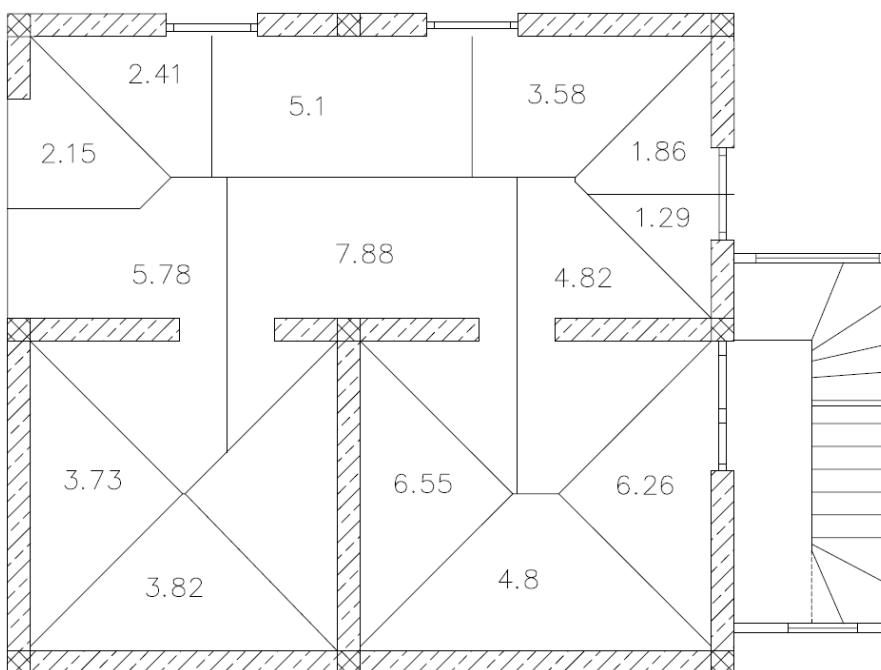
Preglednica 29: Konstrukcijski sklop balkona.

MATERIAL	Prostorninska teža γ	Debelina [m]	Teža g [kN/m ²]
AB plošča	25	0,15	3,75
ker. ploščice	-	-	0,02
		Σ	3,77

B4: Vplivne površine zidov

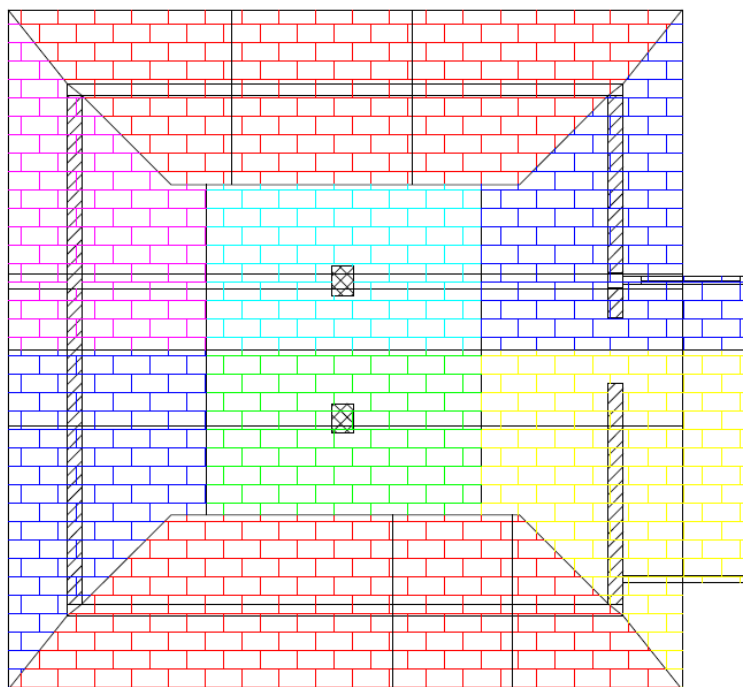


Slika 25: Vplivne površine zidov v kleti.



Slika 26: Vplivne površine zidov v pritličju.

Vplivnih površin v mansardi posebej ne obravnavamo, saj so zidovi v mansardi na istih oseh kot tisti v pritličju (sliki 25 in 26), zato obremenitve elementov strehe prenesemo neposredno na zidove v pritličju.



Slika 27: Vplivne površine zidov v mansardi za elemente strehe.

B5: Masa objekta

➤ Masa stropa nad kletjo

$$\begin{aligned}A_{strop,p} &= 60,22 \text{ m}^2 \\g_{strop,p} &= 5,42 \text{ kN/m}^2 \\q_{strop,p} &= 2,0 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$m_{strop,p} = A_{strop,p} \left(\frac{g_{strop,p}}{g} + \psi_{2,i} \cdot \varphi \cdot \frac{q_{strop,p}}{g} \right) = 60,22 \left(\frac{5,42}{9,81} + 0,3 \cdot 0,5 \cdot \frac{2,0}{9,81} \right) = 35,1t.$$

➤ Masa stropa nad pritličjem

$$\begin{aligned}A_{strop,n} &= 60,22 \text{ m}^2 \\g_{strop,n} &= 5,53 \text{ kN/m}^2 \\q_{strop,n} &= 2,0 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$m_{strop,n} = A_{strop,n} \left(\frac{g_{strop,n}}{g} + \psi_{2,i} \cdot \varphi \cdot \frac{q_{strop,n}}{g} \right) = 60,22 \left(\frac{5,42}{9,81} + 0,3 \cdot 1,0 \cdot \frac{2,0}{9,81} \right) = 35,8t.$$

➤ Masa strehe

$$\begin{aligned}A_{streha} &= 88,3 \text{ m}^2 \\g_{streha} &= 0,81 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$m_{streha} = A_{streha} \cdot \frac{g_{streha}}{g} = 88,3 \cdot \frac{0,81}{9,81} = 7,3t.$$

➤ **Masa stopnic**

$$\begin{aligned}A_{stopnice,klet} &= 1,9 \text{ m}^2 \\A_{stopnice,prit} &= 3,9 \text{ m}^2 \\g_{stopnice} &= 6,7 \text{ kN/m}^2 \\q_{stopnice} &= 2,5 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$m_{stop} = (A_{stop,klet} + A_{stop,prit}) \cdot \left(\frac{g_{stop}}{g} + \psi_{2,i} \cdot \varphi \cdot \frac{q_{stop}}{g} \right) = (1,9 + 3,9) \cdot \left(\frac{6,7}{9,81} + 0,3 \cdot 0,5 \cdot \frac{2,5}{9,81} \right) = 4,2t.$$

➤ **Masa balkona**

$$\begin{aligned}A_{balkon} &= 3,37 \text{ m}^2 \\g_{balkon} &= 3,78 \text{ kN/m}^2 \\q_{balkon} &= 2,5 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$m_{balkon} = A_{balkon} \left(\frac{g_{balkon}}{g} + \psi_{2,i} \cdot \varphi \cdot \frac{q_{balkon}}{g} \right) = 3,37 \left(\frac{3,78}{9,81} + 0,3 \cdot 0,5 \cdot \frac{2,5}{9,81} \right) = 1,4t.$$

➤ **Masa predelnih sten v kleti, pritličju in mansardi**

$$\begin{aligned}A_{klet,stene} &= 0,27 \text{ m}^2 \\A_{prit,stene} &= 0,51 \text{ m}^2 \\A_{man,stene} &= 3,11 \text{ m}^2 \\\gamma_{p,stene} &= 4,3 \text{ kN/m}^3 \\h_{p,klet} &= 1,22 \text{ m} \\h_{p,prit} &= 2,6 \text{ m} \\h_{p,man} &= 1,7 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}m_{pred} &= \frac{\gamma_{p,stene}}{g} (A_{klet,stene} \cdot h_{p,klet} + A_{prit,stene} \cdot h_{p,prit} + A_{man,stene} \cdot h_{p,man}) \\&= \frac{4,3}{9,81} (0,27 \cdot 1,22 + 0,51 \cdot 2,6 + 3,11 \cdot 1,7) = 0,14 + 0,58 + 2,3 = 3t.\end{aligned}$$

➤ **Masa zidov**

Masa vseh zidov v pritličju in nadstropju je izračunana s programom Microsoft Excel na podlagi horizontalnega prereza in višine zidov, upoštevani so tudi parapeti.

$$m_{zidovje} = m_{zid,k} + m_{zid,p} + m_{zid,m} = 23,4 + 32,6 + 6,6 = 63t.$$

➤ **Masa celotne stavbe**

$$\begin{aligned}m_{skup} &= m_{klet} + m_{prit} + m_{man} \\&= (m_{zid,k} + m_{strop,k} + m_{stop,k} + m_{pred,p} + m_{balkon}) \\&\quad + (m_{zid,p} + m_{strop,p} + m_{stop,p} + m_{pred,p}) + (m_{zid,m} + m_{pred,m} + m_{streha}) \\&= (23,4 + 35,1 + 1,4 + 0,14 + 1,4) + (32,6 + 35,8 + 2,8 + 0,58) \\&\quad + (6,6 + 2,3 + 7,3) = 60 + 73,3 + 16,2 = 149,5 \approx 150t.\end{aligned}$$

B6: Projektna prečna sila v pritličju

$$S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q} = 0,225g \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 0,225 \cdot 9,81 \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 4,41 \frac{m}{s^2}.$$

$$F_{d,b} = S_d(T)m\lambda = 4,41 \cdot 149,5 \cdot 1 = 659kN.$$

B7: Tabele merodajnih nosilnosti zidov za obe smeri

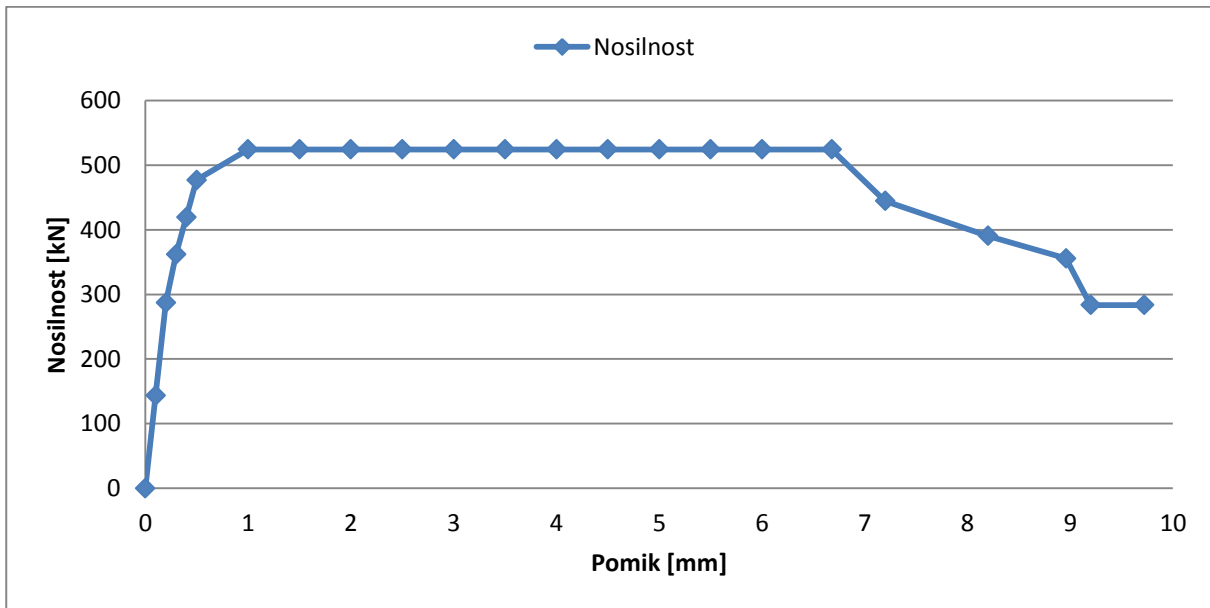
Preglednica 30: Izračun nosilnosti vseh zidov v pritličju v smeri X.

NOSILNOST ZIDOV V SMERI X										
ZID	dolžina [m]	ef. višina [m]	debelina [m]	Oсна sila [kN]	Togost [kN/m]	Obremenitev zidu [kN]	Zdrs Rds,w [kN]	Diag. razpoke Rs,w [kN]	Upogib Rf,w [kN]	Merodajna nosilnost [kN]
P11	1,7	1,67	0,25	56	133627	59	28	95	55	28
P12	1,9	0,9	0,25	64	309971	136	54	120	130	54
P13	2,4	1,67	0,25	81	202588	89	52	152	112	52
P21	1,88	2,24	0,25	124	103443	45	51	114	95	51
P22	2,25	2,05	0,25	66	146911	65	35	127	70	35
P23	1,97	2,24	0,25	48	110273	48	21	98	41	21
P31	8	2,43	0,25	248	493827	217	284	499	785	284
				Σ	1500641	660	524	1206	1288	524

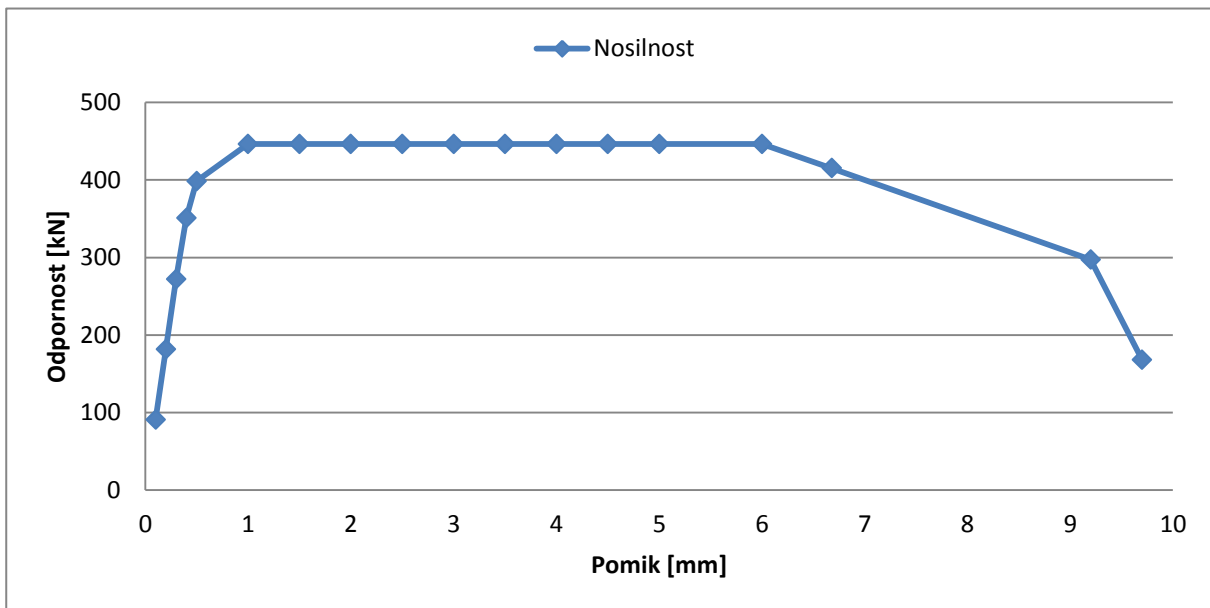
Preglednica 31: Izračun nosilnosti vseh zidov v pritličju v smeri Y.

NOSILNOST ZIDOV V SMERI Y										
ZID	dolžina [m]	ef. višina [m]	debelina [m]	Oсна sila [kN]	Togost [kN/m]	Obremenitev zidu [kN]	Zdrs Rds,w [kN]	Diag. razpoke Rs,w [kN]	Upogib Rf,w [kN]	Merodajna nosilnost [kN]
PA1	0,9	2,3	0,25	54	28595	21	12	48	19	12
PA2	3,9	2,3	0,25	167	244148	182	117	259	268	117
PB1	3,89	2,43	0,25	266	228969	171	168	291	388	168
PC1	1,5	1,67	0,25	82	113451	85	36	89	68	36
PC2	1,1	1,5	0,25	83	85342	64	31	65	55	31
PC3	2,2	1,67	0,25	146	183116	137	82	159	176	82
				Σ	883619	660	446	910	974	446

B8: Potisni krivulji za smeri X in Y



Grafikon 9: Nosilnost zidov in pripadajoči pomiki konstrukcije v smeri X za objekt št. 3.



Grafikon 10: Nosilnost zidov in pripadajoči pomiki konstrukcije v smeri Y za objekt št. 3.

PRILOGA C: ANALIZA OBJEKTA št. 4

C1: Opis objekta in geometrijske karakteristike

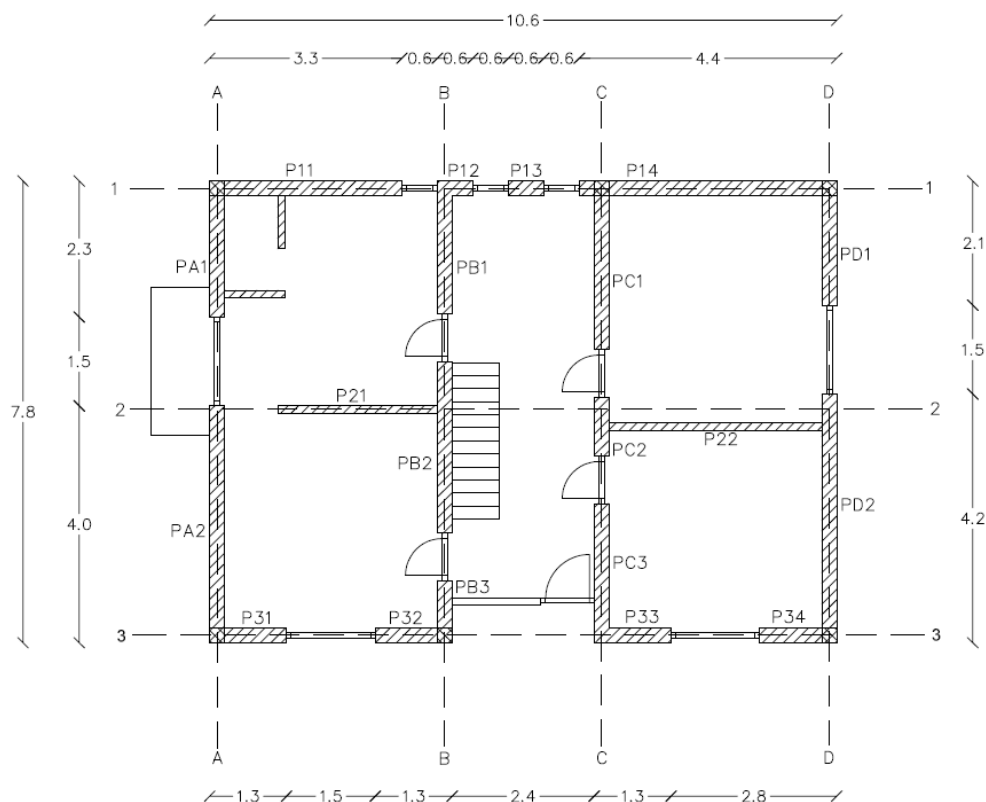
Stavba je klasična družinska hiša, zgrajena leta 1971. Spodnja, pritlična etaža je zgrajena iz BH4 opečnimi votlaki, debeline 25 cm. Nosilni zidovi v mansardi so debeline 12 cm in 25 cm. Zidovi debeline 25 cm služijo podpiranju strešne konstrukcije. V obeh etažah je uporabljena malta tipa M2, ki sicer na potresnih območjih ni več dovoljena za uporabo, vendar je objekt zgrajen pred uveljavitvijo standarda, ki jo prepoveduje. Med zidovi v pritličju in mansardi je armiranobetonska plošče debeline 12 cm, ki zagotavlja togost konstrukcije in služi kot horizontalna povezava. Streha je dvokapnica, brez dodatnih odprtin. Ostrešje je sestavljeno iz kapnih leg in dveh vmesnih leg v daljši smeri in špirovcev v drugi pravokotni smeri. Kapni legi imata dimenzije 10/14 cm, vmesni in kapni legi pa 16/16 cm.

Bruto tlorisna površina znaša 81 m² v pritličju (slika 28). Delež nosilnih zidov glede na bruto tlorisno površino je 5,4 % v smeri X in 7,7 % v smeri Y.

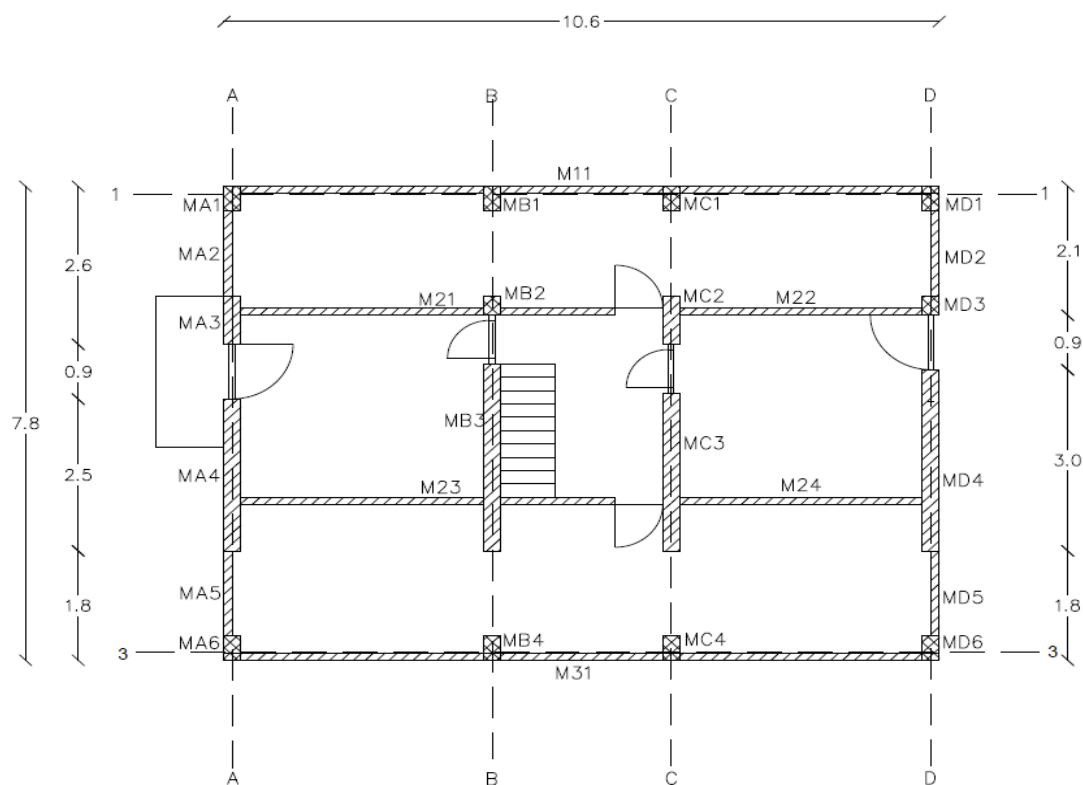
Na spletnem prostorskem portalu RS najdemo nekatere podatke o stavbi.

Preglednica 32: Primerjava podatkov za stavbo.

Naslov	Podatki s spletnega prostorskega portala RS (Prostorski portal, 2014)	Podatki PGD
Neto tlorisna površina	251,1	243,6
Površina zem. pod stavbo [m ²]	174	/
Število etaž	2	2
Številka pritlične etaže	1	1
Višina stavbe [m]	7,3	6,5
Leto zgraditve	1972	1971
Material nosilne konstrukcije	opeka	modularna opeka,



Slika 28: Tloris pritličja z označenimi zidovi.



Slika 29: Tloris mansarde z označenimi zidovi.

C2: Mehanske lastnosti materialov

a. Zidaki in malta

Uporabljeni so opečni votlaki Porotherm s tlačno trdnostjo $f_b = 10 \text{ MPa}$ in M2 podaljšana cementna malta.

b. Zidovje

➤ Karakteristična tlačna trdnost zidovja f_k

$$f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta = 0,45 \cdot 10^{0,7} \cdot 2,5^{0,3} = 2,97 \text{ MPa.}$$

➤ Začetna strižna trdnost zidovja f_{vko}

$$f_{vko} = 0,2 \text{ MPa}$$

➤ Karakteristična natezna trdnost zidovja

$$0,03f_k \leq f_{tk} \leq 0,09f_k \rightarrow \frac{0,03 \cdot 2,97 + 0,09 \cdot 32,97}{2} = 0,18 \text{ MPa.}$$

➤ Elastični modul zidovja

$$E = K_E f_k = 1000 f_k = 1000 \cdot 2,97 = 2970 \text{ MPa.}$$

➤ Strižni modul zidovja

$$G = 0,2E = 0,2 \cdot 2970 = 594 \text{ MPa.}$$

C3: Lastna teža posameznih konstrukcijskih sklopov stavbe

➤ Strop nad pritličjem

Preglednica 33: Konstrukcijski sklop stropa nad pritličjem.

MATERIAL	Prostorninska teža γ [kN/m ³]	Debelina [m]	Teža g [kN/m ²]
lesen pod	4,3	0,02	0,09
cementni estrih	24	0,04	0,96
AB plošča	25	0,12	3
omet	18	0,03	0,54
		Σ	4,59

➤ Zidovje

Za težo zidov debeline 12 cm v mansardi so uporabljeni podatki s strani goriških opekarn. Opeka, ki je bila dejansko uporabljena pri zidanju, ni znana, vendar je približek votlaka podobnih dimenzij zadovoljiv glede na zanesljivost same poenostavljene metode računa. Teža enega votlaka dimenzij 50/11,5/19 cm je 9,4 kg, poraba za kvadratni meter zidu pa 10 kom.

Prostorninska teža zidovja debeline 12 cm znaša:

$$\gamma_{12} = \frac{9,4 \frac{\text{kg}}{\text{kos}} \cdot 10 \frac{\text{kos}}{\text{m}^2} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot \frac{1}{1000} + 0,012 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 0,05 \text{m} \cdot 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{0,12 \text{m}} = 17,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}.$$

Prostorninska teža zidovja debeline 25 cm pa znaša (Goriške opekarne III,2014):

$$\gamma_{25} = \frac{10,2 \frac{\text{kg}}{\text{kos}} \cdot 16,7 \frac{\text{kos}}{\text{m}^2} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot \frac{1}{1000} + 0,028 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 0,05 \text{m} \cdot 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{0,25 \text{m}} = 15,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}.$$

➤ Streha

Naklon strehe je 40°, v območju nadzidka za svetlobo sprememba postavitve elementov ostrejša ni upoštevana, saj se obtežba zaradi tega bistveno ne spremeni.

Preglednica 34: Konstrukcijski sklop strehe.

MATERIAL	Dimenzije	Razdalja	Prostorninska teža γ	kos/m ²	Teža g
betonski	-	-	4,5 kg/kos	10	0,46
letve	3/5	0,33	4,3	-	0,02
špirovci	10/14	0,89	4,3	-	0,07
kapna lega	16/16	10,6	4,3	-	0,01
vmesna lega	24/24	4	4,3	-	0,06
				Σ	0,61
				Σ (40°)	0,80

➤ **Stopnice**

Preglednica 35: Konstruktivski sklop stopnic.

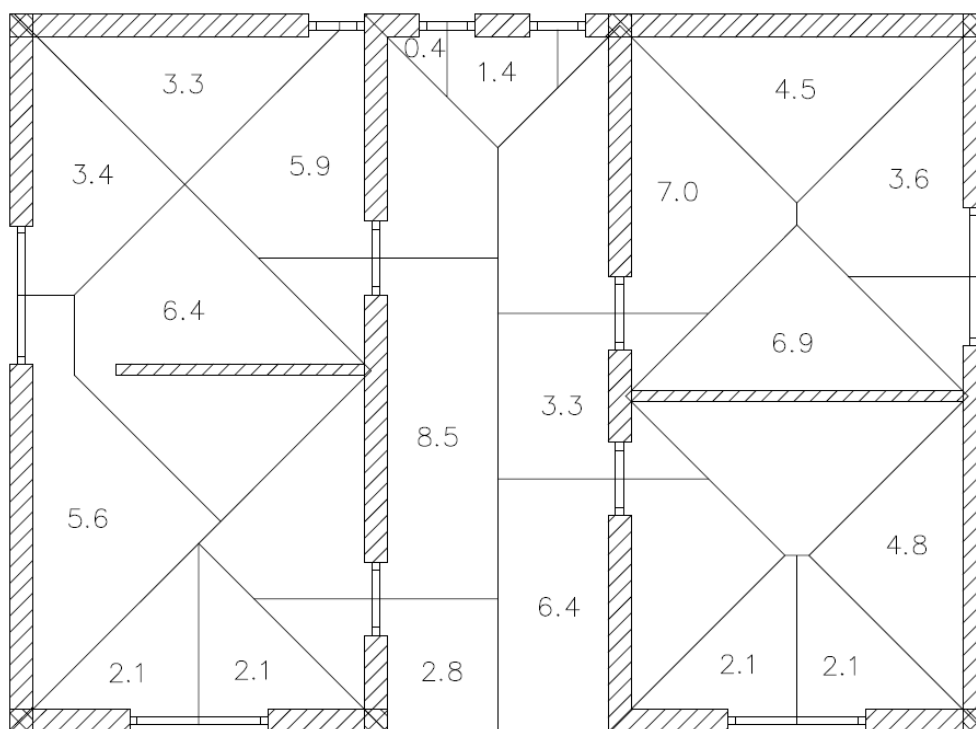
MATERIAL	Prostorninska teža γ	Debelina [m]	Teža g [kN/m ²]
lesena obloga	6,5	0,025	0,16
stopnice - AB	12	-	2,63
rama - AB	25	0,12	3
		Σ	5,79
		$\Sigma (34^\circ)$	6,8

➤ **Balkon**

Preglednica 36: Konstruktivski sklop balkona.

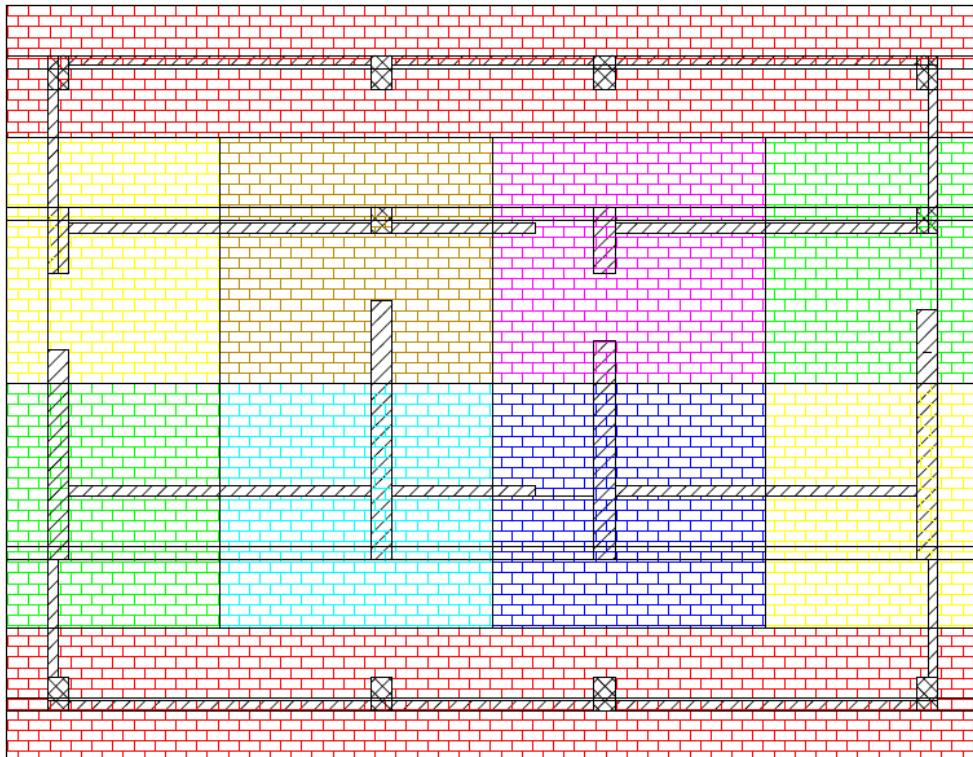
MATERIAL	Prostorninska teža γ	Debelina [m]	Teža g [kN/m ²]
AB plošča	25	0,12	3
ker. ploščice	-	-	0,02
		Σ	3,02

C4: Vplivne površine zidov



Slika 30: Vplivne površine zidov v pritličju.

Vplivnih površin v mansardi posebej ne obravnavamo, saj so zidovi v mansardi na istih oseh kot tisti v pritličju (sliki 29 in 30), zato obremenitve elementov strehe prenesemo neposredno na zidove v pritličju.



Slika 31: Vplivne površine zidov v mansardi za elemente strehe.

C5: Masa objekta

➤ Masa stropa nad pritličjem

$$\begin{aligned}A_{strop,p} &= 52,68 \text{ m}^2 \\g_{strop,p} &= 4,59 \text{ kN/m}^2 \\q_{strop,p} &= 2,0 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$m_{strop,p} = A_{strop,p} \left(\frac{g_{strop,p}}{g} + \psi_{2,i} \cdot \varphi \cdot \frac{q_{strop,p}}{g} \right) = 52,68 \left(\frac{4,59}{9,81} + 0,3 \cdot 0,5 \cdot \frac{2,0}{9,81} \right) = 26,2t.$$

➤ Masa strehe

$$\begin{aligned}A_{streha} &= 104,4 \text{ m}^2 \\g_{streha} &= 0,79 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$m_{streha} = A_{streha} \cdot \frac{g_{streha}}{g} = 104,4 \cdot \frac{0,79}{9,81} = 8,5t.$$

➤ **Masa stopnic**

$$\begin{aligned}A_{stopnice} &= 1,1 \text{ m}^2 \\g_{stopnice} &= 6,76 \text{ kN/m}^2 \\q_{stopnice} &= 2,5 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$m_{stop} = (A_{stop,klet} + A_{stop,prit}) \cdot \left(\frac{g_{stop}}{g} + \psi_{2,i} \cdot \varphi \cdot \frac{q_{stop}}{g} \right) = 1,1 \cdot \left(\frac{6,76}{9,81} + 0,3 \cdot 0,5 \cdot \frac{2,5}{9,81} \right) = 0,8t.$$

➤ **Masa balkona**

$$\begin{aligned}A_{balkon} &= 2,5 \text{ m}^2 \\g_{balkon} &= 3,0 \text{ kN/m}^2 \\q_{balkon} &= 2,5 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$m_{balkon} = A_{balkon} \left(\frac{g_{balkon}}{g} + \psi_{2,i} \cdot \varphi \cdot \frac{q_{balkon}}{g} \right) = 2,5 \left(\frac{3,0}{9,81} + 0,3 \cdot 0,5 \cdot \frac{2,5}{9,81} \right) = 0,9t.$$

➤ **Masa predelnih sten v pritličju in mansardi**

$$\begin{aligned}A_{prit,stene} &= 0,41 \text{ m}^2 \\A_{man,stene} &= 0 \text{ m}^2 \\\gamma_{p,stene} &= 17,7 \text{ kN/m}^3 \\h_{p,prit} &= 1,4 \text{ m} \\h_{p,man} &= 1,3 \text{ m}\end{aligned}$$

$$m_{pred} = \frac{\gamma_{p,stene}}{g} (A_{prit,stene} \cdot h_{p,prit}) = \frac{17,7}{9,81} (0,41 \cdot 1,4) = 1t.$$

➤ **Masa zidov**

Masa vseh zidov v pritličju in nadstropju je izračunana s programom Microsoft Excel na podlagi horizontalnega prereza in višine zidov, upoštevani so tudi parapeti.

$$m_{zidovje} = m_{zid,p} + m_{zid,m} = 26,0 + 30,2 = 56,2t.$$

➤ **Masa celotne stavbe**

$$\begin{aligned}m_{skup} &= m_{prit} + m_{man} \\&= (m_{zid,p} + m_{strop,p} + m_{stop} + m_{pred,p} + m_{balkon}) + (m_{zid,m} + m_{streha}) \\&= (26,0 + 26,2 + 0,8 + 1,0 + 0,9) + (30,2 + 8,5) = 54,9 + 38,7 = 93,6t.\end{aligned}$$

C6: Projektna prečna sila v pritličju

$$S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q} = 0,225g \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 0,225 \cdot 9,81 \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 4,41 \frac{m}{s^2}.$$

$$F_{d,b} = S_d(T) m \lambda = 4,41 \cdot 93,6 \cdot 1 = 413kN.$$

C7: Tabele merodajnih nosilnosti zidov za obe smeri

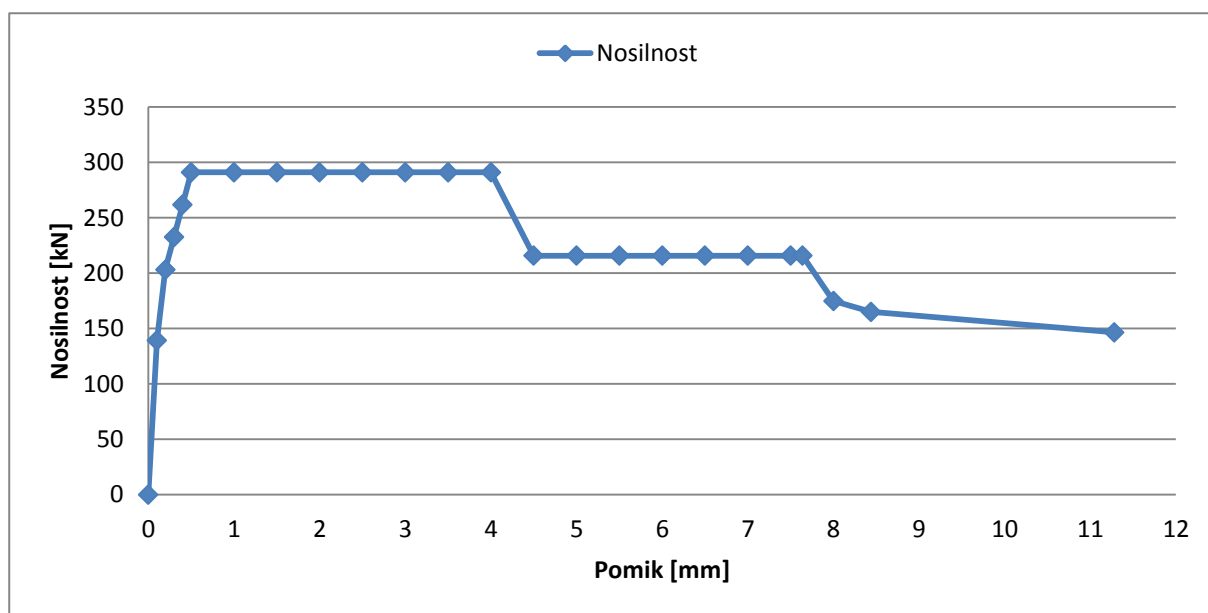
Preglednica 37: Izračun nosilnosti vseh zidov v pritličju v smeri X.

NOSILNOST ZIDOV V SMERI X										
ZID	dolžina [m]	ef. višina [m]	debelina [m]	Osna sila [kN]	Togost [kN/m]	Obremenitev zidu [kN]	Rds,w [kN]	Rs,w [kN]	Rf,w [kN]	Merodajna nosilnost [kN]
P11	3,25	1,91	0,25	52	199077	77	41	154	87	41
P12	0,6	1	0,25	8	50799	20	2	20	5	2
P13	0,6	1	0,25	13	50799	20	4	22	7	4
P14	4,35	1,91	0,25	69	272997	106	69	205	154	69
P21	2,95	2,82	0,25	124	112362	44	61	149	121	61
P22	4,1	2,82	0,25	116	166758	65	76	212	162	76
P41	1,3	2,11	0,25	27	53027	21	9	47	16	9
P42	1,3	2,11	0,25	31	53027	21	10	48	18	10
P43	1,3	2,11	0,25	31	53027	21	10	48	18	10
P44	1,3	2,11	0,25	27	53027	21	9	47	16	9
				Σ	1064898	413	291	952	605	291

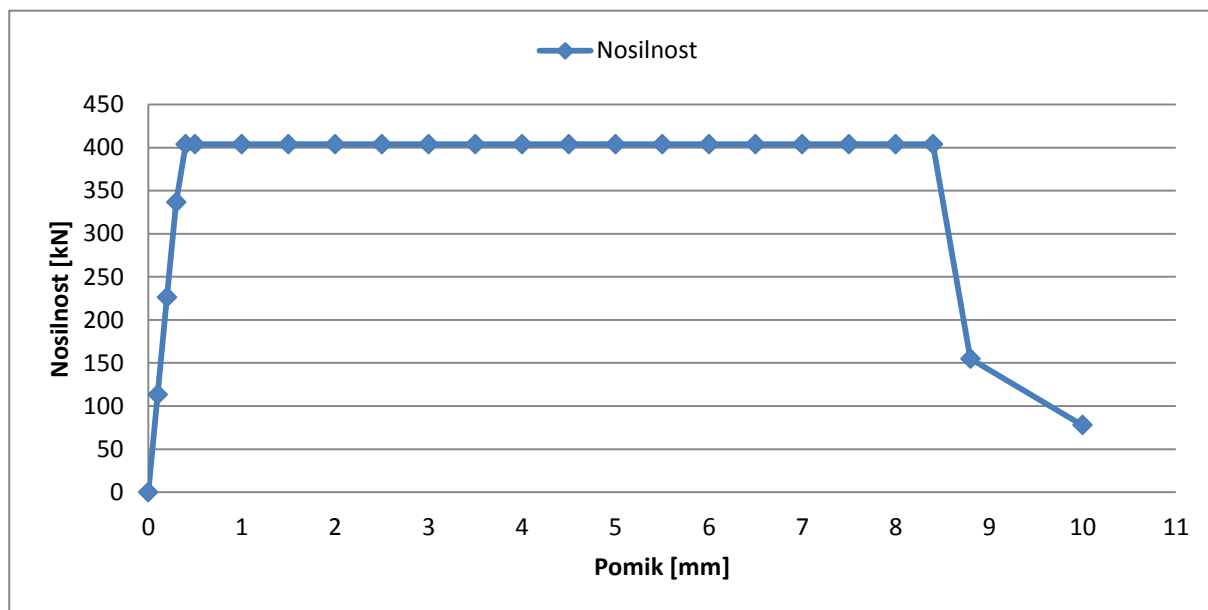
Preglednica 38: Izračun nosilnosti vseh zidov v pritličju v smeri Y.

NOSILNOST ZIDOV V SMERI Y										
ZID	dolžina [m]	ef. višina [m]	debelina [m]	Osna sila [kN]	Togost [kN/m]	Obremenitev zidu [kN]	Rds,w [kN]	Rs,w [kN]	Rf,w [kN]	Merodajna nosilnost [kN]
PA1	2,3	2,11	0,25	58	118314	41	31	106	61	31
PA2	4	2,11	0,25	99	224156	77	81	202	180	81
PB1	2,25	2,51	0,25	63	91904	32	28	98	54	28
PB2	2,9	2,2	0,25	111	148844	51	66	156	138	66
PB3	1,05	2,51	0,25	26	26557	9	6	39	10	6
PC1	2,85	2,51	0,25	78	124438	43	42	136	85	42
PC2	1	2,2	0,25	44	31179	11	11	42	19	11
PC3	2,35	2,51	0,25	65	97378	33	30	104	59	30
PD1	2,1	2,11	0,25	55	105446	36	27	94	52	27
PD2	4,2	2,11	0,25	97	236334	81	83	210	186	83
				Σ	1204550	413	404	1186	845	404

C8: Potisni krivulji za smeri X in Y



Grafikon 11: Nosilnost zidov in pripadajoči pomiki konstrukcije v smeri X za objekt št. 4.



Grafikon 12: Nosilnost zidov in pripadajoči pomiki konstrukcije v smeri Y za objekt št. 4.