

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

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



Operativno gradbeništvo (VS) -
modul Konstruktiva

Kandidat:

Marko Jovanovski

Ocena potresne odpornosti zidane enodružinske hiše v Grosuplju

Diplomska naloga št.: 7

Mentor:

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Ljubljana, 22. 9. 2011

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **Marko Jovanovski** izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom »**Ocena potresne odpornosti zidane enodružinske hiše v Grosupljem**«.

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

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

Grosuplje, 5.9.2011

Marko Jovanovski

BIBLIOGRAFSKO - DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	550.348.42:728.37(043.2)
Avtor:	Marko Jovanovski
Mentor:	izr. prof. dr. Matjaž Dolšek
Somentor:	Jure Snoj, univ. dipl. inž. grad.
Naslov:	Ocena potresne odpornosti zidane enodružinske hiše v Grosupljem
Obseg in oprema:	72str., 31 pregl., 27 sl., 37 en.
Ključne besede:	zidana hiša, strižna nosilnost na zdrs, upogibna nosilnost, nosilnost z nastankom diagonalnih razpok, metoda s horizontalnimi silami, projektni spekter pospeškov

Izveček:

V diplomski nalogi je obravnavana klasična zidana enodružinska hiša v Grosupljem, ki je bila grajena leta 1999. V prvem delu obravnavamo tri možne porušitve zidu, ki določajo nosilnost posameznega elementa: upogibno porušitev, strižno porušitev z zdrsom in strižno porušitev z nastankom diagonalnih razpok. Vse tri porušitve smo predstavili na konkretnem zidu. Nato smo določili mase stropa, posameznih zidov in strehe, ter izračunali celotno maso konstrukcije. Potresne sile smo določili po metodi s horizontalnimi silami ob upoštevanju projektnega spektra pospeškov. V programu SAP 2000 v14 smo določili koliko potresne obtežbe se prerazporedi na določen zid, kar je odvisno od togosti elementov. Na koncu smo preverili, koliko zidov se ob potresni sili poruši tako v x kot tudi v y-smeri in kako se hiša obnaša kot celota. Rezultati so pokazali, da v x-smeri stavba ne prenese projektnega potresnega vpliva.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 550.348.42:728.37(043.2)
Author: Marko Jovanovski
Supervisor: Assoc. Prof. Matjaž Dolšek, Ph. D.
Cosupervisor: Jure Snoj, B. Sc.
Title: Seismic Performance Assessment of Earthquake Resistance of masonry house in Grosuplje
Notes: 72 p., 31 tab., 27 fig., 37 eq.
Key words: masonry house, sliding shear resistance, flexural resistance, resistance due to formation of diagonal cracks, lateral force method, design acceleration spectrum

Abstract

This graduation thesis focuses on a classical-style masonry one-family house in Grosuplje, which was constructed in 1999. In the first part we address three failure mechanisms of the wall: flexural failure, sliding shear failure and shear failure due to formation of diagonal cracks. In the case of particular wall we presented calculation of resistance based on all three failure mechanisms. Then we determined the mass of the structure with consideration of mass of the floor, individual walls and of the roof. Seismic forces were determined based on the design acceleration spectra by utilizing the lateral force method. In the SAP 2000 v14 software we determined how much of the seismic loading is redistributed on a particular wall, which depends on the stiffness of the structural elements. In the end we checked the damage of the individual walls due to the design earthquake, respectively, in direction x and direction y, and the resistance of the building as a unit. The results showed that the building cannot resist the design earthquake in the direction x.

ZAHVALA

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge, se iskreno zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. Matjažu Dolšku.

Veliko zahvalo dolgujem tudi somentorju Juretu Snoju univ. dipl. inž .grad., ki mi je nudil veliko podporo ob pisanju diplome.

Zahvalil bi se tudi družini ter bližnjim, ki so mi tekom študija stali ob strani in me spodbujali.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD.....	1
2	OBNAŠANJE ZIDANIH STAVB MED POTRESI.....	2
2.1	Splošno	2
2.2	Poškodbe med potresi.....	3
2.3	Popravilo poškodb zidanih stavb.....	4
3	POTRESNE SILE	6
3.1	Račun mas	6
3.2	Projektni spekter pospeškov	7
3.3	Celotna potresna sila	9
3.4	Razporeditev potresnih sil po višini	10
3.5	Vpliv slučajne ekscentričnosti.....	10
3.6	Kombinacije potresnih vplivov	11
4	MODELI ZA RAČUN NOSILNOSTI ZIDU	12
4.1	Material	12
4.1.1	Karakteristična tlačna trdnost zidovja.....	12
4.1.2	Karakteristična natezna trdnost zidovja	13
4.1.3	Modul elastičnosti E.....	14
4.1.4	Strižni modul G.....	14
4.1.5	Karakteristična strižna trdnost	15
4.1.6	Varnostni faktorji za material	15
4.2	Mehanizmi porušitve.....	16
4.2.1	Splošno.....	16
4.2.2	Strižna nosilnost zidovja z zdrsom - za nepovezano in nearmirano zidovje	17
4.2.3	Strižna nosilnosti nepovezanega zidu - diagonalne razpoke.....	18
4.2.4	Upogibna nosilnost zidu – nepovezano in nearmirano zidovje	18
4.2.5	Strižna nosilnost povezanega zidovja na zdrs.....	19
4.2.6	Upogibna nosilnost povezanega zidu.....	20
5	PRIMER IZRAČUNA NOSILNOSTI ZIDU.....	22
5.1	Materialne karakteristike	22
5.2	Nosilnost nepovezanega, nearmiranega zidu	24
5.2.1	Strižna nosilnost zidu z zdrsom	24

5.2.2	Strižna nosilnost zidu s poružitvijo zaradi diagonalnih razpok	25
5.2.3	Upogibna nosilnost zidu	25
5.2.4	Primerjava rezultatov	26
5.3	Povezan zid z armirano-betonskimi vezmi	28
5.3.1	Razdelitev osne sile v razmerju togosti elementov	28
5.3.2	Strižna nosilnost povezanega zidu z zdrsom	29
5.3.3	Upogibna nosilnost povezanega zidu	31
5.3.4	Primerjava nosilnosti povezanega in nepovezanega zidu	31
6	VPLIV OBREMENITVE NA STRIŽNE NOSILNOSTI ZARADI ZDRSA.....	33
6.1	Obremenitev zidu.....	33
6.2	Razmerje med prečno in osno silo pri različnih tlačnih napetostih	36
6.3	Primerjava geometrije zidu z dolžino tlačnega dela l_c	37
6.4	Komentar	38
7	PRIMER ANALIZE POTRESNE ODPORNOSTI STAVBE	40
7.1	Opis konstrukcije	40
7.2	Material.....	43
7.3	Obtežba	43
7.4	Modeliranje konstrukcije	45
7.4.1	Označitev in pozicija zidov	47
7.4.2	Efektivna višina zidov	48
7.4.3	Podajanje materialnih karakteristik	49
7.5	Določitev potresne obremenitve elementov	50
7.5.1	Izračun mase	50
7.5.2	Celotna potresna sila.....	56
7.5.3	Določitev slučajne torzije	57
7.5.4	Kombinacije učinkov potresnega vpliva	57
7.6	Oсна obremenitev zidov	58
7.6.1	Določitev vplivnih površin za strop nad pritličjem	59
7.6.2	Vplivne površine zaradi zidov	60
7.6.3	Vplivne površine zaradi strehe	61
7.6.4	Oсна obremenitev zidov v pritličju	62
7.7	Določitev nosilnosti posameznega zidu.....	64
7.8	Kontrola potresne odpornosti elementov	65
7.9	Kontrola potresne odpornosti stavbe kot celote.....	66

7.10	Komentar.....	68
8	ZAKLJUČEK.....	69
9	VIRI IN LITERATURA.....	70

KAZALO SLIK

Slika 1: Deformacije stavbe in obremenitve elementov ter poškodbe	3
Slika 2: Ravnotežje sil v prerezu	19
Slika 3: Dimenzije obravnavanega zidu	22
Slika 4: Nosilnosti zidu v razmerju med osno in prečno silo	26
Slika 5: Dejansko nosilnost zidu v razmerju med osno in prečno silo	28
Slika 6: Nosilnosti na zdrs pri različnih osnih silah	39
Slika 7: Pogled spredaj	40
Slika 8: Pogled zadaj	41
Slika 9: Tloris pritličja	42
Slika 10: Tloris 1 nadstropja	42
Slika 11: Konstrukcijski sklop stropu nad pritličjem	43
Slika 12: Linijski model konstrukcije v SAP-u 2000	46
Slika 13: Pritličje v SAP-u 2000.	46
Slika 14: Označitev zidov in sten v pritličju	47
Slika 15: Označitev zidov in sten v 1. Nadstropju	47
Slika 16: Praktični prikaz določitve efektivnih višin za prerez B1	49
Slika 19: Materialne karakteristike zidu v SAP-u 2000 za opečne zidove v y-smeri	50
Slika 18: Materialne karakteristike zidu v SAP-u 2000 za opečne zidove v x-smeri	50
Slika 17: Ploščina stropu nad pritličjem	51
Slika 20: Ploščina balkona	52
Slika 21: Primer ploščine zidu v prerezu B1.	53
Slika 22: Ploščina strehe. Na sliki so vidne tudi lege	55
Slika 23: Projektni spekter pospeškov za 5% dušenje	56
Slika 24: Prenos obtežbe stropu na zidove	59
Slika 25: Sistem z opečnimi polnili in nosilci	60
Slika 26: Vplivna površina zidov	61
Slika 27: Prenos obtežbe s strehe na zidove	61

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Vrednosti koeficienta ψ za stavbe	7
Preglednica 2: Vrednost koeficienta φ	7
Preglednica 3: Oznake tipa tal	9
Preglednica 4: Vrednost faktorja obnašanja q	9
Preglednica 5: Vrednosti konstante K za opečne zidove	13
Preglednica 6: Vrednosti začetne strižne trdnosti zidovja za opečne zidake	15
Preglednica 7: Varnostni faktor za material	15
Preglednica 8: Vrednosti za nosilnost zidu	27
Preglednica 9: Nosilnost zidu na zdrs	30
Preglednica 10: Primerjava med povezanim in nepovezanim zidovjem	32
Preglednica 11: Nosilnost na zdrs pri določeni prečni obtežbi, pri 51% vertikalni nosilnosti	34
Preglednica 12: Nosilnost na zdrs pri določeni prečni obtežbi, pri 34% vertikalni nosilnosti	34
Preglednica 13: Nosilnost na zdrs pri določeni prečni obtežbi, pri 17% vertikalni nosilnosti	35
Preglednica 14: Nosilnost zidu na zdrs pri različnih osnih silah	36
Preglednica 15: Materialne karakteristike zidu	43
Preglednica 16: Sestava konstrukcijskega sklopa stropa nad pritličjem	44
Preglednica 17: Sestava konstrukcijskega sklopa balkona	44
Preglednica 18: Sestava konstrukcijskega sklopa strehe	44
Preglednica 19: Geometrijski podatki za posamezni zid	48
Preglednica 20: Zidov v prerezih ter njihove mase	54
Preglednica 21: Prispevek torzije k celotni potresni sili	58
Preglednica 22: Rezultati notranjih statičnih količin, ki smo jih dobili s SAP-om	58
Preglednica 23: Osne sile v zidovih zaradi vertikalne obtežbe	63
Preglednica 24: Materialne karakteristike	64
Preglednica 25: Karakteristike zidov, pripadajoča osna sila, napetost ter porušitev	64
Preglednica 26: Porušitve zidov z upoštevanjem zdrsa	65
Preglednica 27: Porušitve zidov z upoštevanjem upogiba in diagonalnih razpok (strig)	66
Preglednica 28: Obnašanje stavbe kot celote v x-smeri	67
Preglednica 29: Obnašanje stavbe kot celote v y-smeri	67
Preglednica 30: Obnašanje stavbe kot celote v x-smeri	68
Preglednica 31: Obnašanje stavbe kot celote v y-smeri	68

1 UVOD

V svetu se potresi dogajajo skoraj vsak dan, nekateri od njih pa so izjemno močni in celo rušilni (Kobe 1995, Sumatra 2004, Haiti 2010, Čile 2010, Japonska 2011). Tudi v Sloveniji smo imeli nekaj rušilnih potresov, zadnji pa se je zgodil v Posočju, leta 2004. Glede na to, da je kar nekaj enodružinskih hiš v Sloveniji zgrajenih iz opečnih votlakov ter malte, pri čemer niso upoštevana vsa pravila protipotresne gradnje, je pri takšnih objektih smiselno oceniti njihovo potresno odpornost, ki pokaže, kaj bi se zgodilo, če bi prišlo do močnega potresa. Hiše so bile večinoma projektirane na vertikalno obtežbo, manj poudarka pa je bilo na potresni obtežbi, ki v zidovih povzroči strižne in upogibne sile. Prav zaradi tega pride pri potresih do porušitve nepovezanih zidov, s tem pa tudi do nastanka velike gmotne škode in do človeških žrtev.

V diplomski delu smo preverili nosilnost zidov na vse tri porušitve (strižna nosilnost z diagonalnimi razpokami in z zdrsom ter upogibno nosilnost). Podrobneje smo predstavili parametrično študijo zidu, ki se poruši na zdrs. Prikazani pa so tudi postopki za določitev potresne obtežbe.

Preverili smo potresno odpornost enodružinske hiše, ki je bila grajena leta 1999, kjer je bilo v fazi projektiranja nekaj predpisov potresne gradnje že upoštevanih, vendar jih zaradi nestrokovnosti in neznanja pri gradnji niso dosledno upoštevali. Gradnja je namreč potekala v okviru sosedске pomoči, zato nas je zanimalo, kako bi se taka hiše obnašala v primeru potresa po današnjih standardih.

S pomočjo programa SAP 2000 v14 smo naredili računski model hiše. Določili smo maso konstrukcije in preko spektra pospeškov tudi celotno potresno silo. Upoštevali smo slučajno ekscentričnost in delovanje potresa v dveh smereh. Izračunali smo nosilnost posameznih elementov, pri čemer smo upoštevali različne porušne mehanizme ter na podlagi tega ocenili potresno odpornost posameznih elementov in stavbe kot celote.

2 OBNAŠANJE ZIDANIH STAVB MED POTRESI

V tem poglavju je opisano, kako morajo biti stavbe zasnovane, da bolje prenesejo potresno obremenitev. Opisano je tudi, na kakšne načine se lahko zidovi porušijo ter kako lahko v primeru porušitve zidu saniramo posamezni zid ali celotni objekt.

2.1 Splošno

Pospešek tal povzroči, da se na zidanih stavbah pojavijo horizontalne vztrajnostne sile, ki se preko stropov, ki so velikokrat togi v svoji ravnini, razdelijo na stene in nato prenesejo preko sten v temelje in v temeljna tla. Ob potresni obtežbi sta za zidane stavbe najpomembnejša dva faktorja, ki vplivata na uspešno ali neuspešno prestajanje potresa. Ta faktorja sta: zasnova konstrukcije in kvaliteta materialov ter same gradnje. Konstrukcije, ki so zasnovane na enostaven način in iz dobrih materialov, se med potresom večinoma obnašajo dobro. Pomembno je, da so stene postavljene tako, da zagotavljajo porazdelitev potresnih sil v obeh glavnih smereh. Dobro prenašanje obtežbe zagotovimo s povezavo zidov z vertikalnimi in horizontalnimi vezmi in z dovolj velikim deležem sten v vsaki smeri. Tako se konstrukcija obnaša kot celota, vsi zidovi pa skupaj prenašajo potresno obtežbo. V tem primeru se vztrajnostne sile, ki nastanejo ob potresu, porazdelijo po stenah v razmerju togosti.

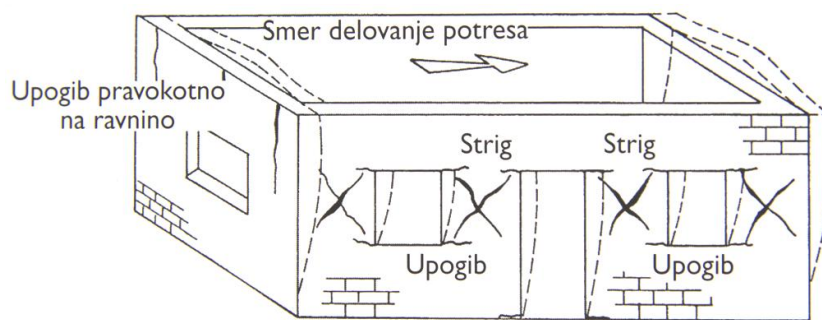
Izrazito slabo se med potresno obremenitvijo obnašajo zgradbe, ki imajo nosilne zidove postavljene samo v eni smeri oziroma imajo lesene strope. Problem nastane, ko glavni potresni sunek pride v smeri, ki je pravokotna na smer nosilnih zidov, kar velikokrat povzroči porušitev teh zidov z izpadom izven svoje ravnine. To se zgodi, ker je nosilnost zidu izven ravnine bistveno manjša kot nosilnost zidu v svoji ravnini. Slabo se med potresom obnašajo tudi konstrukcije, pri katerih se togost po višini skokovito spreminja ter tudi stavbe s tako imenovanim mehkim pritličjem (Tomažević 2009).

Kakovost gradnje, izbira materialov in skrbnost izvedbe so nesporno ključni pogoji za ustrezno obnašanje zidanih stavb med potresom (Tomažević, 2009). Kot že omenjeno, je pomembno, da so vezi povezane, saj na ta način prisilimo stavbo, da niha usklajeno in tako lažje kljubuje potresni sili.

Vztrajnostne sile, ki delujejo na zgradbo zaradi pospeškov temeljnih tal med potresom, zgradbo deformirajo. Med potresom se najbolj deformirajo deli konstrukcij med okenskimi in vratnimi odprtinami, ker so ti običajno precej bolj podajni kot parapetni oziroma prekladni deli zidu. Pri tem posamezni zidovi prenašajo največje tlačne ali natezne napetosti v njihovih prerezih ob zgornjem ali spodnjem robu odprtin, medtem ko so vplivi strižnih obremenitev največji na sredini višine zidov (Ganc, 2009).

2.2 Poškodbe med potresi

V primeru, ko potresni sunek preseže nosilnosti zidu, pride do porušitve le-tega. Kot je bilo že omenjeno, je nastanek poškodb odvisen od geometrije zidu, materiala in same gradnje. Tako lahko nastanejo poškodbe, ki jih vidimo na sliki 1.



Slika 1: Deformacije stavbe in obremenitve elementov ter poškodbe (Tomažević 2009)

Zidovi se lahko porušijo strižno z nastankom diagonalnih razpok, kar lahko vidimo na zidovih, ki so med okenskimi ali vratnimi odprtinami. Lahko se zgodi, da se zid poruši upogibno, pri čemer se na eni strani zidu pojavijo velike natezne napetosti, na drugi strani pa tlačne. Zaradi nateznih napetosti nastanejo razpoke, ki zmanjšujejo tlačno cono in povečujejo tlačne napetosti v tlačnem delu zidu. Ko te presežejo tlačno trdnost zidu, se zidaki na tlačnem robu zdrobijo. Poleg omenjenih načinov porušitve se lahko zgodi tudi, da se zid poruši strižno zaradi zdrsa vzdolž horizontalne rege. Takšna porušitev nastane, ko je kvaliteta malte slaba in je osna sila zelo majhna, kar se po navadi zgodi v višjih nadstropjih stavb.

Poleg tega se zidovi, predvsem pri nepovezanih starih stavbah z lesenimi stropi, lahko zvrnejo izven svoje ravnine, česar v naši nalogi nismo upoštevali.

2.3 Popravilo poškodb zidanih stavb

Po definiciji pomeni beseda »sanacija« tiste posege v konstrukcijo stavbe, ki jo je poškodoval potres, s katerimi konstrukcijo popravimo oziroma s katerimi se v konstrukciji vzpostavi stanje, v katerem je bila pred potresom. Kadar konstrukcijo utrjujemo, pa s posebnimi tehničnimi ukrepi povečamo nosilnost in duktilnost konstrukcijskega sistema (Tomaževič, 2009).

Sanacija v potresu poškodovanih objektov se izvaja na objektih, ki so še primerni za rekonstrukcijo in jih je mogoče z ekonomsko sprejemljivimi stroški utrditi za prevzem predvidene potresne obtežbe (Janežič in ostali, 2008). V nasprotnem primeru moramo zid porušiti in ga ponovno postaviti.

Odločitev o tem ali bomo konstrukcijo po potresu samo popravili ali pa jo bomo utrdili je seveda odvisna od njene potresne odpornosti. Če je bila odpornost konstrukcije ustrezna in so bile nastale poškodbe posledica pričakovanega, v projektu predvidenega procesa sipanja energije, bomo konstrukcijo samo popravili, s čimer jo bomo vrnili v stanje pred potresom. V nasprotnem primeru pa bo treba konstrukcijo s posebnimi ukrepi utrditi. V odvisnosti od intenzitete potresa na lokaciji objekta, stopnje in mesta nastalih poškodb ter časa izgradnje objekta lahko že brez poznavanja projektne dokumentacije sklepamo o tem, ali poškodbe zahtevajo samo popravilo, ali pa je treba konstrukcijo utrditi. Seveda pa nam na koncu šele računalniška analiza potresne odpornosti nakaže, katera vrsta posegov bo pravzaprav najbolj potrebna. (Tomaževič, 2009).

Obstajajo različne metode za utrjevanje nosilnih zidov. Nekatere od njih izhajajo iz analize škode povzročene s potresi in inženirske presoje, ostale pa so bile natančno raziskane tudi v laboratorijih (Snoj, 2009). V nadaljevanju je nekaj od teh metod naštetih:

- Injektiranje razpok
- Prezidava
- Prefugiranje
- Oblaganje z armirano-cementno oblogo
- Prednapetje

Poleg metod za utrjevanje nosilnih zidov poznamo tudi metode za zagotovitev celovitosti delovanja konstrukcije. Cilj slednjih je povezati posamezne elemente konstrukcije, da bi se konstrukcija ob potresu obnašala kot celota. V nadaljevanju je naštetih nekaj metod, ki nam pomagajo pri zgoraj omenjeni problematiki:

- Povezovanje zidov z jeklenimi vezmi
- Ukrepi na strešni konstrukciji (npr. ustrezno sidranje streh v zidove)
- Izboljšanje stropov (npr. izboljšanje vodoravnih vezi)
- Utrditev in povezava zidov na vogalih (npr. z jeklenimi šivi, injektiranje razpok)
- Ojačitev sten s horizontalnimi in vertikalnimi AB vezmi
- Metode za izboljšanje zasnove konstrukcije (npr. dodajanje zidov)

Zgoraj našete metode se nanašajo tako na preventivo kot tudi na sanacijo stavb po potresu. Zavedati pa se je treba, da je saniranje objektov dražje, kot če v fazi zasnove, načrtovanja in gradnje upoštevamo pravila potresno odporne gradnje.

3 POTRESNE SILE

Pri tem je potrebno najprej določiti maso konstrukcije in projektni spekter pospeškov, s čimer lahko izračunamo celotno potresno silo, ki deluje na konstrukcijo. Potresno silo smo razdelili po elementih v razmerju njihove togosti, pri tem pa smo upoštevali slučajno ekscentričnost mase in delovanje potresa v dveh pravokotnih smereh.

3.1 Račun mas

Maso celotne konstrukcije določimo po enačbah (3.1) in (3.2), kjer upoštevamo lastno težo in koristno obtežbo. V okviru lastne teže smo upoštevali maso stropu nad pritličjem in nad nadstropjem, maso strehe in maso zidov.

$$m = \frac{\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}}{g} \quad (3.1)$$

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (3.2)$$

kjer je:

G stalna obtežba,

Q spremenljiva obtežba,

$\Psi_{2,i}$ koeficient za kombinacijo navidezno stalne vrednosti spremenljivega vpliva i , prikazan v preglednici 1

φ koeficient določen v EC8

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

Omenjeni koeficienti so odvisni od namembnosti prostorov, njihove vrednosti pa so prikazane v preglednicah 1 in 2. Koeficienti za kombinacijo $\psi_{E,i}$ upoštevajo, da obtežba $Q_{k,i}$ ni hkrati prisotna po celotni konstrukciji v času potresa in tudi ni prisotna v svoji polni velikosti.

Preglednica 1: Vrednosti koeficienta ψ za stavbe

Vpliv	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Koristna obtežba v stavbah (glej EN 1991-1-1)			
Kategorija A: bivalni prostori	0,7	0,5	0,3
Kategorija B: pisarne	0,7	0,5	0,3
Kategorija C: stavbe, kjer se zbirajo ljudje	0,7	0,7	0,6
Kategorija D: trgovine	0,7	0,7	0,6
Kategorija E: skladišča	1,0	0,9	0,8
Kategorija F: prometne površine vozilo s težo < 30kN	0,7	0,7	0,6
Kategorija G: prometne površine 30kN < teža vozila < 160kN	0,7	0,5	0,3
Kategorija H: strehe	0	0	0

Preglednica 2: Vrednost koeficienta ϕ

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	Φ
kategorije A-C*	vrhnja etaža (streha)	1,0
	zasedba nekaterih etaž je povezana	0,8
	etaže so zasedene neodvisno	0,5
kategorije D-F* in arhivi		1,0

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

3.2 Projektni spekter pospeškov

Pri potresni obtežbi moramo zagotoviti, da se bo stavba obnašala duktilno. S faktorjem obnašanja q upoštevamo, da se stavba ne bo obnašala elastično in bo sposobna sipati energijo. Ta nam lahko pospešek tal konkretno zmanjša in s tem posledično zmanjša tudi potresne sile. Če bi v spektru upoštevali, da bi se stavba deformirala le v linearnem območju, bi to pomenilo ogromne prereze zidov, sten in stebrov, kar pa ni ekonomično. V projektnem spektru pospeškov (enačbe (3.3) – (3.6)) je upoštevano 5% dušenje konstrukcije.

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.3)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.4)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.5)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.6)$$

kjer je:

$S_d(T)$ projektni spekter,

T nihajni čas konstrukcije,

a_g projektni pospešek tal,

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

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

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

S faktor tal,

q faktor obnašanja,

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

Potresno obtežbo določa tudi faktor tal S . Glede na sestavo tal določimo vrednosti faktorja tal S , ki nam lahko pospeške tako poveča kot tudi zmanjša. V primeru dobrih tal nam pospeške zmanjša, sicer jih poveča. Vrednosti so nanizane v preglednici 3.

Preglednica 3: Oznake tipa tal

Tip tal	Opis stratigrafskega profila	Vrednost S
A	Skala ali druga skali podobna geološka formacija, na kateri je največ 5 m slabšega površinskega materiala.	1
B	Zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj deset metrov, pri katerih mehanske značilnosti postopoma naraščajo z globino.	1,2
C	Globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, prod ali toge gline globine nekaj deset do več sto metrov.	1,15
D	Sedimenti rahlih do srednje gostih nevezljivih zemljin (z nekaj mehкими vezljivimi plastmi ali brez njih) ali pretežno mehkih do trdnih vezljivih zemljin.	1,35
E	Profil tal, kjer površinska aluvialna plast debeline med okrog 5 in 20 metri z vrednostmi V_s , ki ustrezajo tipoma C ali D, leži na bolj togem materialu z $V_s > 800$ m/s.	1,4

Vrednosti faktorja obnašanja konstrukcije q , ki je odvisen od materiala s katerim gradimo in od tipa konstrukcije, so nanizane v preglednici 4.

Preglednica 4: Vrednost faktorja obnašanja q

Vrsta gradnje	faktor obnašanja q
Nearmirano zidovje, ki izpolnjuje samo zahteve EN 1996 (se priporoča samo v primerih nizke seizmičnosti)	1,5
Nearmirano zidovje, ki izpolnjuje zahteve EN 1998-1	1,5 - 2,5
Povezano zidovje	2,0 - 3,0
Armirano zidovje	2,5 - 3,0

3.3 Celotna potresna sila

Projektne spektralne pospešek dobimo iz pospeška tal, tega pa dobimo iz kart potresne nevarnosti za določeno območje v Sloveniji.

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (3.7)$$

kjer je:

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

T_1 osnovni nihajni čas konstrukcije

m celotna masa stavbe

λ korekcijski faktor, ki ima vrednost $\lambda = 0,85$, če velja $T_1 \leq 2T_c$ in ima stavba več kot dve etaži, sicer velja $\lambda = 1,0$

3.4 Razporeditev potresnih sil po višini

Razporeditev potresnih sil po višini določimo z višinami etaž in njihovimi masami.

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (3.8)$$

kjer je:

z_i, z_j kota mas m_i in m_j nad nivojem delovanja potresnega vpliva

F_b celotna potresna sila ob vpetju.

3.5 Vpliv slučajne ekscentričnosti

Ker ne vemo, kje bo center mas ob potresni obtežbi, upoštevamo določeno ekcentričnost mase z dodatnimi torzijskimi momenti. V skladu s standardom EC8 upoštevamo 5% ekscentričnost glede na tlorisno dolžino hiše tako v x kot tudi v y-smeri.

$$e_{ai} = \pm 0,05L_i \quad (3.9)$$

kjer je:

e_{ai} slučajna ekscentričnost,

L_i tlorisna dimenzija etaže, pravokotna na smer potresnega vpliva

Ekscentričnost nato pomnožimo s potresno silo v etaži in dobimo dodatni torzijski moment, ki deluje v centru mas in ga izračunamo s pomočjo enačbe (3.10).

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (3.10)$$

kjer je:

F_i vodoravna sila v etaži i , za vse ustrezne smeri

e_{ai} ekscentričnost

Da zajamemo vse možne oblike deformiranja konstrukcij, moramo upoštevati torzijski moment v vseh tlorisnih smereh.

3.6 Kombinacije potresnih vplivov

Ker vemo, da je potresni sunek prostorsko valovanje, moramo pri potresnih kombinacijah zajeti deformacije in sile zaradi delovanja potresa v poljubni smeri. EC8 določa naslednje kombinacije:

$$E_x + 0,3E_y + env M_t \quad (3.11)$$

$$0,3E_x + E_y + env M_t \quad (3.12)$$

kjer je:

E_x *potresni vpliv zaradi delovanja potresa vzdolž vodoravne smeri X*

E_y *potresni vpliv zaradi delovanja potresa vzdolž vodoravne smeri Y*

$env M_t$ *ovojnica torzijskih momentov*

V enačbi 3.11 in 3.12 se lepo vidi, da je zajet tudi vpliv slučajne ekscentričnosti mas. Tako smo v enačbi upoštevali sto odstotno potresno silo v eni smeri in trideset odstotno silo v drugi smeri, zajeli pa smo tudi ovojnico vseh torzijskih momentov.

4 MODELI ZA RAČUN NOSILNOSTI ZIDU

V tem poglavju predstavimo izračun nosilnosti zidanih elementov. Najprej opisujemo materialne karakteristike povezanih in nepovezanih zidov, nato pa še možne porušne mehanizme zidov. Zidovi se lahko porušijo na več načinov, opisali pa smo tri značilne: porušitev zidu zaradi upogiba, porušitev zidu zaradi striga z zdrsom in porušitev zaradi striga z diagonalnimi razpokami.

4.1 Material

Pri zidanih stavbah je brez in-situ preiskav zelo težko določiti materialne karakteristike zidu. V nadaljevanju smo si pomagali z Evrokodom 6 (EC6) in EC8, s pomočjo katerih smo določili karakteristično tlačno trdnost zidu f_k , karakteristično natezno trdnost zidu f_{tk} , karakteristično začetno strižno trdnost zidu f_{vk0} , modul elastičnosti E in pa strižni modul G . Določili smo projektne vrednosti materialnih karakteristik, kar smo storili z upoštevanjem varnostnega faktorja γ_M .

4.1.1 Karakteristična tlačna trdnost zidovja

Tlačna trdnost zidovja se določi na preizkušancih. Le-ti se postavijo v preizkuševalno napravo, navpična obremenitev pa se povečuje z enakomerno hitrostjo tako počasi, da se porušitev doseže približno 15-30 min po začetku preizkusa. Testirati je potrebno vsaj tri vzorce. Karakteristično trdnost določimo po enačbi (4.1).

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta \quad (4.1)$$

kjer je:

f_k karakteristična tlačna trdnost zidovja, v N/mm^2

K konstanta, prilagojena v skladu s EC6 3.6.1.2(3) ali 3.6.1.2(6)

α, β konstanti,

f_b normalizirana povprečna tlačna trdnost zidakov v smeri vpliva obtežbe, v N/mm^2

f_m tlačna trdnost malte, v N/mm^2

Za izračun karakteristične tlačne trdnosti zidovja potrebujemo konstanto K , katere vrednosti so napisane v preglednici 5.

Preglednica 5: Vrednosti konstante K za opečne zidove

Zidak		Malta za splošno uporabo	Tankoslojna malta (naležna rega > 0,5mm in < 3mm)	Lahka malta in gostota	
				600 < ρ_d < 800 kg/m ³	800 < ρ_d < 1300 kg/m ³
Opečni	Skupina 1	0,55	0,75	0,3	0,4
	Skupina 2	0,45	0,7	0,25	0,3
	Skupina 3	0,35	0,5	0,2	0,25
	Skupina 4	0,35	0,35	0,2	0,25

V našem primeru smo upoštevali skupino 2 ter za konstanto K privzeli vrednost 0,45.

4.1.2 Karakteristična natezna trdnost zidovja

Tomaževič predlaga sledečo enačbo, ki pove razmerje med karakteristično tlačno trdnostjo zidovja in karakteristično natezno trdnost zidovja. Kot kažejo analize velikega števila preiskav, se razmerje med natezno in tlačno trdnostjo različnim tipov zidovja giblje nekje med:

$$0,03f_k \leq f_{tk} \leq 0,09f_k \quad (4.2)$$

kjer je:

f_k karakteristična tlačna trdnost zidovja

f_{tk} karakteristična natezna trdnost zidovja

Metoda po kateri ugotavljajo natezno trdnost ni standardizirana. Priporočila za projektiranje zidanih konstrukcij pa priporočajo tri načine preizkušanja natezne trdnosti in sicer:

- S ciklično preiskavo simetrično vpetega zidu
- S ciklično preiskavo konzolno vpetega zidu
- Preiskava z diagonalno tlačno silo

4.1.3 Modul elastičnosti E

Modul elastičnosti se v skladu z EC6 določi s preiskavo in sicer, na podlagi odvisnosti med napetostmi in deformacijami, ki so ugotovljeni s tlačno preiskavo. Če pa vrednost ni določena s preiskavo se za modul elastičnosti pri kratkotrajni obremenitvi lahko privzame sledeča vrednost:

$$E = K_E \cdot f_k \quad (4.3)$$

kjer je:

K_E faktor, ki je za vsako državo drugačen in je napisan v ustreznem nacionalnem dodatku
 f_k karakteristična tlačna trdnost zidovja

V okviru enačbe (4.3) smo za faktor K_E vzeli vrednosti 1000.

Tomažević predlaga, da je elastični modul E omejen skladno z enačbo (4.4)

$$100f_k \leq E \leq 2000f_k \quad (4.4)$$

4.1.4 Strižni modul G

Strižni modul je v EC6 definiran po enačbi 4.5.

$$G = 0,4E \quad (4.5)$$

kjer je:

G strižni modul
 E elastični modul

Tako kot pri modulu elastičnosti tudi pri strižnem modulu Tomažević predlaga omejitve, saj so dobljeni rezultati iz EC6 nekoliko običajno preveliki glede na izsledke iz preiskav:

$$1000f_{tk} \leq G \leq 2700f_{tk} \quad (4.6)$$

kjer je:

f_{tk} karakteristična natezna trdnost zidovja

4.1.5 Karakteristična strižna trdnost

Začetna strižna nosilnost zidovja (f_{vko}) se določi z laboratorijskimi preiskavami. Določi se s preiskavo preizkušanca, pripravljenega iz treh zidakov. Preizkušanec mora biti podprt tako, da je preprečeno zaklinjanje zidakov in zagotoviti se mora da v stični ravnini malte pride le do strižnih napetosti. Lahko pa strižno trdnost zidovja dobimo z vrednostmi v preglednici v EC6 (preglednica 3.4) ob pogoju, da malte ne vsebujejo dodatnih sestavin in dodatkov. Začetno strižno nosilnost f_{vko} pri ničelni tlačni obremenitvi smo določili s pomočjo EC6, preglednica 6 velja za opečni zid in malto razreda M 2,5-M 9.

Preglednica 6: Vrednosti začetne strižne trdnosti zidovja za opečne zidake

Zidaki	f_{vko} (N/mm ²)		
	Malta za splošno uporabo danega trdnostnega razreda	Tankoslojna malta (naležna rega $\geq 0,5\text{mm}$ in $\leq 3\text{ mm}$)	Lahka malta
Opečni	M10 - M20	0,3	0,3
	M2,5 - M9	0,2	
	M1 - M2	0,1	
			0,15

4.1.6 Varnostni faktorji za material

V EC6 je potrebno upoštevati ustrezne vrednosti delnega faktorja za materiale γ_M . Kadar se konstrukcija analizira za primer nezgodnih vplivov, je treba upoštevati verjetnost nastanka nezgodnih vplivov. Vrednost γ_M odčitamo v preglednici EC6 2.4.3.

Preglednica 7: Varnostni faktor za material

Material	γ_M					
	Razred					
	1	2	3	4	5	
	Zidovje sezidano iz:					
A	zidakov kategorije I, projektirana malta a	1,5	1,7	2	2,2	2,5
B	zidakov kategorije I, predpisana malta b	1,7	2	2,2	2,5	2,7
C	zidakov kategorije II, katerakoli malta a,b,e	2,00	2,20	2,50	2,70	3,00

V EC8-1 velja, da lahko varnostni faktor γ_M pri potresni obtežbi zmanjšamo in sicer na $\gamma_M = \frac{2}{3}\gamma'_M$. Pomembna je tudi stopnja poznavanja konstrukcije in nadzor pri gradnji. Tako so v EC8-3 definirani faktorji CF_{KL1-3} .

$CF_{KL1}=1,35$ *slabo poznavanje konstrukcije*

$CF_{KL2}=1,2$ *normalno poznavanje konstrukcije*

$CF_{KL3}=1$ *dobro poznavanje konstrukcije*

Uporabimo faktor poznavanja $CF_{KL1}=1,35$.

Ko upoštevamo vse varnostne faktorje, končnega zapišemo kot:

$$\gamma_M = \frac{2}{3}\gamma'_M \cdot CF_{KL1} \quad (4.7)$$

kjer je:

γ'_M *materialni varnosti faktor*

CL *faktor zaupanja*

4.2 Mehanizmi porušitve

4.2.1 Splošno

Med potresom deluje na konstrukcijo zaporedje cikličnih, izmenično delujočih vodoravnih vztrajnostnih sil, ki jih imenujemo potresne sile. Te lahko povzročijo nihanje konstrukcije in to v zidovih, seveda če gre za zidano konstrukcijo, povzroči velike dodatne upogibne in strižne napetosti.

Konstrukcijski zidovi, ki prevzemajo potresne sile, se lahko hudo poškodujejo ali celo porušijo, če niso bili zasnovani, dimenzionirani in izvedeni na pravilen način, ki zagotavlja sipanje energije. Zid je po naravi material, ki zelo dobro prenaša tlačne napetosti, vendar pa slabo prenaša tako natezno, kot tudi strižno obremenitev.

Obstajajo trije načini porušitve zidu, ki so odvisni od geometrije zidu (razmerja med višino in dolžino), materialnih karakteristik ter tudi od pogojev vpetosti. Odvisni so tudi od razmerja med horizontalno in vertikalno silo. Načini porušitve so predstavljeni v nadaljevanju.

4.2.2 Strižna nosilnost zidovja z zdrsom - za nepovezano in nearmirano zidovje

Strižna porušitev zidov se lahko zgodi na dva načina. Prvi način je, da zid zaradi potresne obtežbe zdrsne vzdolž horizontalne rege. Drugi način porušitve je strižna porušitev zidu po diagonalah.

Na splošno je sprejeta ugotovitev, da je strižna nosilnost odvisna predvsem od osnih sil, geometrije ter tudi materialnih karakteristik. Strižna porušitev na zdrs nastane zaradi zdrsa zidakov po naležnih regah. Izrazi za izračun strižne nosilnosti na zdrs so odvisni predvsem od tlačnih sil in geometrijskih karakteristik zidu in so podani v enačbah (4.8) - (4.11).

$$R_{ds,w,z} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c \quad (4.8)$$

$$f_{vd} = f_{vd0} + 0,4 \cdot \sigma_d \leq 0,065 f_b \quad (4.9)$$

$$\sigma_d = \frac{N_d}{A_w} \quad (4.10)$$

$$l_c = 3 \cdot \left(\frac{l}{2} - \frac{F_d \cdot h}{N_d} \right) \quad (4.11)$$

kjer je:

f_{vd} projektna strižna trdnost zidu,

t debelina zidu,

l_c dolžina tlačnega dela zidu,

σ_d povprečna tlačna napetost v zidu,

f_b tlačna trdnost zidaka.

Strižna nosilnost se spreminja po višini zidu zaradi upoštevanja njegove lastne teže, kar pomeni, da je strižna nosilnost na zdrs najmanjša na vrhu zidu, največja pa ob vpetju zidu, zato povprečno nosilnost zidu po navadi računamo na sredini zidu.

4.2.3 Strižna nosilnosti nepovezanega zidu - diagonalne razpoke

Izkaže se, da je strižna nosilnost na zdrs le redko kritičen porušni mehanizem, kajti če se zid poruši zaradi striga se bo porušil zaradi nastanka diagonalnih razpok. (Tomažević, 2009)

Za določitev strižne nosilnosti zidu, ki se poruši po diagonalnih razpokah, lahko zapišemo izraz za nosilnost v obliki maksimalne prečne sile, ki jo zid prenese (enačba 4.12).

$$R_{ds,w,d} = A_w \cdot \frac{f_{td}}{b} \sqrt{\frac{\sigma_d}{f_{td}} + 1} \quad (4.12)$$

kjer je,

A_w površina prečnega prereza,

σ_d tlačna napetost v zidu

f_{td} natezna trdnost zidu

b faktor odvisen od razmerja geometrije zidu, določen v enačbi (4.13).

$$b = \begin{cases} 1.5, & \text{če je } \frac{h}{l} > 1.5 \\ 1.1, & \text{če je } \frac{h}{l} < 0.7 \\ \text{sicer linearno interpoliramo} \end{cases} \quad (4.13)$$

4.2.4 Upogibna nosilnost zidu – nepovezano in nearmirano zidovje

Upogibno nosilnost doseže zid takrat, ko se zaradi prečne sile na nateznem delu zidu začne pojavljati razpoka. Ko se le-ta povečuje, se na drugi strani zidu povečujejo tlačne napetosti zaradi zmanjšane tlačne dolžine zidu. O upogibni nosilnosti zidu govorimo takrat, ko se zaradi visokih tlačnih napetosti porušijo zidaki, ki so na robu zidu, na nateznem robu pa nastane razpoka. Tomažević predlaga naslednji izraz (enačba 4.14):

$$M_{du,w} = \frac{\sigma_d \cdot t \cdot l^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_d}{0,85 \cdot f_d}\right) \quad (4.14)$$

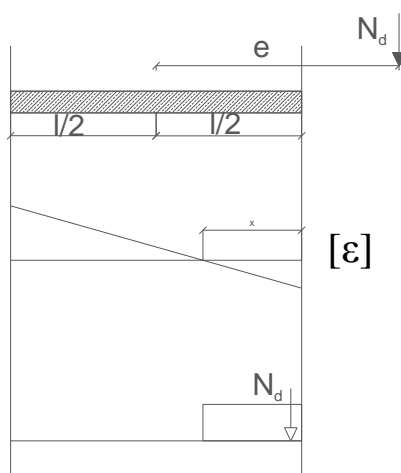
kjer je:

σ_d tlačna trdnost zidu,

t debelina zidu,

l dolžina zidu,

f_d tlačna trdnost zidu



Slika 2: Ravnotežje sil v prerezu

Upogibno nosilnost zidu lahko napišemo tudi v obliki maksimalne horizontalne sile (enačba 4.15):

$$R_{df,c} = \frac{M_{du,w}}{\alpha \cdot h} \quad (4.15)$$

kjer je:

α koeficient, ki določa ničelno momentno točko. V primeru obojestranske vpetosti zidu je

$\alpha = 0.5$, v primeru konzolnega zidu pa je $\alpha = 1$

h višina zidu

4.2.5 Strižna nosilnost povezanega zidovja na zdrs

Strižno nosilnost na zdrs pri povezanem zidovju se izračuna enako kot pri nepovezanem, le da moramo upoštevati še armirano-betonske vezi v skladu z EC2. Tako lahko pričakujemo, da bo strižna nosilnost na zdrs zaradi armirano-betonskih vezi, večja kot pri nepovezanem zidovju. Enačba (4.16) nam predstavlja strižno odpornost armirano-betonskih vezi.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{RD,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (4.16)$$

$$\geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

kjer je:

$$C_{RD,c} = \frac{0,18}{\gamma_M}$$

f_{ck} [MPa] *karacteristična tlačna trdnost betona*

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} \leq 2$$

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$ *delež vzdolžne armature*

A_{sl} *ploščina prereza natezne vzdolžne armature v vezi*

b_w [mm] *najmanjša širina vezi*

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd} \text{ [MPa]}$$

N_{Ed} *osna sila v prerezu*

A_c [mm²] *ploščina prečnega prereza betona v vezi*

$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$ *upoštevamo zgolj betonski prerez*

Za izračun strižne nosilnosti zidu seštejemo strižno nosilnost nepovezanega zidu in strižno nosilnost betona v obeh armirano-betonskih vezeh - enačba (4.17).

$$R_{ds,c,z} = R_{ds,w,z} + V_{Rd,c} \quad (4.17)$$

4.2.6 Upogibna nosilnost povezanega zidu

Za upogibno nosilnost povezanega zidu, je Tomažević predlagal enačbo, ki je določena s predpostavko, da je armatura v navpičnih vezeh v nategu in tlaku doseže mejo plastičnosti in se plastificira ter, da AB vez pomaga nositi tudi v tlaku.

$$M_{u,cw} = \frac{\sigma_d \cdot t \cdot l^2}{2} \left(1 + \frac{l}{d} \cdot (n - 1) - \frac{\sigma_d}{0,85 f_d} \right) + A_{rv} \cdot f_d (l - d) \quad (4.18)$$

kjer je:

A_{rv} površina armature v zidu

n razmerje med tlačno trdnostjo betona in tlačno trdnostjo zidu.

l, d, t dimenzije zidu

Izraz za povezano armirano zidovje lahko zapišemo tudi v obliki horizontalne sile (enačba 4.19), ki je odvisna od vpetostnih pogojev zidu.

$$R_{df,rw} = \frac{M_{du,c}}{\alpha \cdot h} \quad (4.19)$$

kjer je:

$M_{du,c}$ moment upogibne nosilnosti povezanega zidu

α koeficient, ki določa ničelno momentno točko. V primeru obojestranske vpetosti zidu je $\alpha = 0,5$, v primeru konzolnega zidu pa je $\alpha = 1$,

h višina zidu

Ker daje enačba za povezano zidovje zelo visoke vrednosti strižne odpornosti zaradi faktorja n (razmerje med tlačno trdnostjo betona in tlačno trdnostjo zidu). smo na varni strani, če upoštevamo enačbo izpeljano po prof. Tomaževiču za armirano zidovje, ki nam daje manjše vrednosti. V enačbi se upošteva tudi prispevek betona v vezeh, armatura pa more doseči mejo elastičnosti ter armirano-betonske vezi morajo biti v tlaku 100% izkoriščene. Za določitev mejnega upogibnega momenta, ki ga prevzame prerez, bomo za povezano zidovje prevzeli enačbo za armirano zidovje – enačba (4.20), kjer smo upoštevali, da je l' razdalja težišča armature od navpičnega roba zidu.

$$M_{du,rw} = \frac{\sigma_a \cdot t \cdot l^2}{2} \left(1 - \frac{\sigma_a}{0,85f_d} \right) + A_{rv} \cdot f_d (l - 2l') \quad (4.20)$$

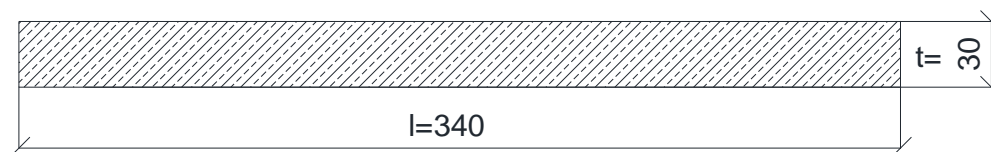
Enačbo za armirano zidovje lahko tudi napišemo kot prečno silo – enačba (4.21). Parametri enačbe pa se že opisani zgoraj.

$$R_{df,rw} = \frac{M_{du,rw}}{\alpha \cdot h} \quad (4.21)$$

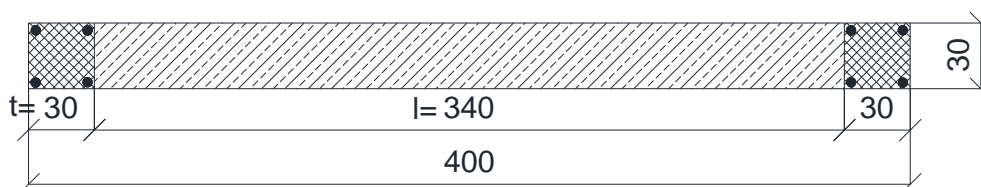
5 PRIMER IZRAČUNA NOSILNOSTI ZIDU

Tukaj bomo opisali postopek določanja nosilnosti zidu. Na sliki 3 sta prikazana zidova, na katerih bomo izračunali njihove nosilnosti. V prvem primeru zid obravnavamo kot nepovezано zidovje, v drugem pa predpostavimo, da je zid povezan z armirano-betonskimi vezi. Namen je predstaviti razliko v določanju nosilnosti med obema primeroma.

Nepovezано zidovje



Povezано zidovje



*opomba: enote so v cm

Slika 3: Dimenzije obravnavanega zidu

V povezanem zidovju smo za vezi upoštevali beton C25/30 in štiri palice s premerom 14mm v vsaki vezi. V času gradnje so najverjetneje uporabili armaturo iz jekla s trdnostjo $f_y=500\text{MPa}$.

5.1 Materialne karakteristike

Materialne karakteristike zidu smo določili že v poglavju štiri, kjer smo jih podrobneje definirali. Tukaj bomo le nanizali vrednosti, katere smo upoštevali pri nosilnosti zidu.

- **Karakteristična tlačna trdnost:**

Za karakteristično tlačno trdnost smo privzeli iz preglednic v EC6. Takšno tlačno trdnost zidakov smo iz literature privzeli zato, ker so se v fazi gradnje proizvajali zelo podobni opečni votlaki - modularci.

$f_b = 10\text{ MPa}$	normalizirana tlačna trdnost zidaka
$f_m = 5\text{ MPa}$	tlačna trdnost malte
$f_k = 3,66\text{ MPa}$	karakteristična tlačna trdnost zidovja

Vrednosti smo upoštevali po Tomaževiču (2009).

- **Karakteristična natezna trdnost:**

Karakteristično natezno trdnost smo določili s pomočjo karakteristične tlačne trdnosti.

Upoštevali smo izraz:

$$0,03f_k \leq f_{tk} \leq 0,09f_k$$

$$0,11MPa \leq f_{tk} \leq 0,33MPa$$

Tako smo izbrali karakteristično natezno trdnost:

$$f_{tk} = 0,2 MPa.$$

- **Modul elastičnosti:**

Modul elastičnosti smo določili s pomočjo EC6, ki nam določa, da dobimo modul elastičnosti po naslednjem izrazu:

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

- **Strižni modul:**

Tako kot modul elastičnosti bi morali tudi strižni modul določiti s pomočjo EC6, vendar dobimo nekoliko velike vrednosti, zato smo strižni modul določili po Tomaževiču s pomočjo natezne trdnosti po sledečem izrazu:

$$1000f_{tk} \leq G \leq 2700f_{tk}$$

Medtem ko način določanja modula elastičnosti zidovja E predpisuje standard, v Evrokodu enotnega načina za določanje strižnega modula zidovja G ni. Preiskave potekajo Evrokod pravi, da se za vrednost strižnega modula vzame kar 40% vrednosti modula elastičnosti E , vendar ugotovitve na eksperimentalnih raziskavah pravijo, da so resnične vrednosti bistveno manjše. Razlog za to, je nehomogenost in neizotropnost kjer ne moremo uporabljati enačb za elastične materiale.

- **Karakteristična strižna nosilnost:**

V primeru nosilnosti zidu smo uporabili opečni modularen blok in malto za splošno uporabo trdnostnega razreda $M2,5 - M9$. Iz preglednice 6 sledi, da moramo upoštevati:

$$f_{vko} = 0,2 \text{ MPa} \quad \text{začetna strižna nosilnost}$$

$$G \approx 2000 \cdot f_{tk} = 2000 \cdot 0,2 \text{ MPa} = 400 \text{ MPa}$$

- **Varnostni faktorji**

Pri varnostnem faktorju smo upoštevali tako material, malto in nadzor gradnje. Privzeli smo srednje slab nadzor gradnje hiše, zato je varnosti faktor narasel. Upoštevali smo tudi materialni varnosti faktor, ki smo ga zmanjšali za tretjino, saj nam to določa EC8.

$$\gamma_M = \frac{2}{3} \gamma'_M \cdot CF_{KL1} = \frac{2}{3} 2,5 \cdot 1,35 = 2,25$$

5.2 Nosilnost nepovezanega, nearmiranega zidu

Pri računu osne obremenitve zidu smo upoštevali vse osne sile, ki dejansko padejo na steno zaradi mase strehe, stropov in zidov. Za horizontalno obremenitev smo upoštevali dejansko potresno obremenitev, ki pade na zid (preglednica 22)

$$N_d = 140 \text{ kN}$$

$$F_d = 91 \text{ kN}$$

5.2.1 Strižna nosilnost zidu z zdrsom

Strižno nosilnost nepovezanega zidovja z zdrsom smo določili tako, da smo najprej določili projektno strižno trdnost zidu z zdrsom po naslednjem izrazu, kjer smo upoštevali višino zidu $h = 2,55 \text{ m}$.

$$f_{vd} = f_{vd0} + 0,4 \cdot \sigma_d = 89 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,4 \cdot 117 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 136 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$l_c = 3 \cdot \left(\frac{l}{2} - \frac{F_d \cdot h}{N_d} \right) = 1 \text{ m}$$

$$\sigma_d = \frac{N_d}{t \cdot l} = 117 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$R_{ds,w,z} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c = 136 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,3m \cdot 1m = 41kN$$

Tukaj ugotovimo, da je prečna sila $F_d = 91kN$ večja kot je nosilnost zidu na zdrs $R_{ds,w,z} = 41kN$, kar bi pomenilo, da se nam zid pri dani obtežbi poruši. Vendar je to bolj malo verjetno, saj poškodbe ob potresih v praksi kažejo, da se zidovi na zdrs porušijo v višjih nadstropjih, obravnavani zid pa stoji v pritličju hiše.

5.2.2 Strižna nosilnost zidu s poružitvijo zaradi diagonalnih razpok

Strižno nosilnost nepovezanega zidovja po poružitvi diagonalnih razpok dobimo po naslednjem izrazu:

$$R_{ds,w,d} = A_w \cdot \frac{f_{td}}{b} \sqrt{\frac{\sigma_d}{f_{td}} + 1} = 1,2m^2 \cdot \frac{89kN}{m^2 \cdot 1,1} \cdot \sqrt{\frac{117kN \cdot m^2}{m^2 \cdot 89kN} + 1} = 148kN$$

pri čemer upoštevamo, da je:

$$f_{td} = \frac{f_{tk}}{\gamma_M} = \frac{200 \frac{kN}{m^2}}{2,25} = 89 \frac{kN}{m^2}$$
$$\sigma_d = \frac{N_d}{l \cdot t} = \frac{140kN}{4m \cdot 0,3m} = 117 \frac{kN}{m^2}$$
$$\frac{h}{l} < 0,7 \rightarrow b = 1,1$$

Ker enačba pravi, da v primeru razmerja med $\frac{h}{l} < 0,7$, potem za vrednost b vzamemo kar $l,1$.

5.2.3 Upogibna nosilnost zidu

Upogibno nosilnost nepovezanega zidovja izračunamo po naslednjem izrazu, kjer upoštevamo ekscentričnost prereza in tlačne napetosti:

$$M_{du,w} = \frac{\sigma_d \cdot t \cdot l^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_d}{0,85 \cdot f_d}\right)$$

$$M_{du,w} = \frac{117kN \cdot 0.3m \cdot 4,0^2m^2}{m^2 \cdot 2} * \left(1 - \frac{117kN \cdot m^2}{0.85 \cdot 1625kN \cdot m^2} \right) = 257kNm$$

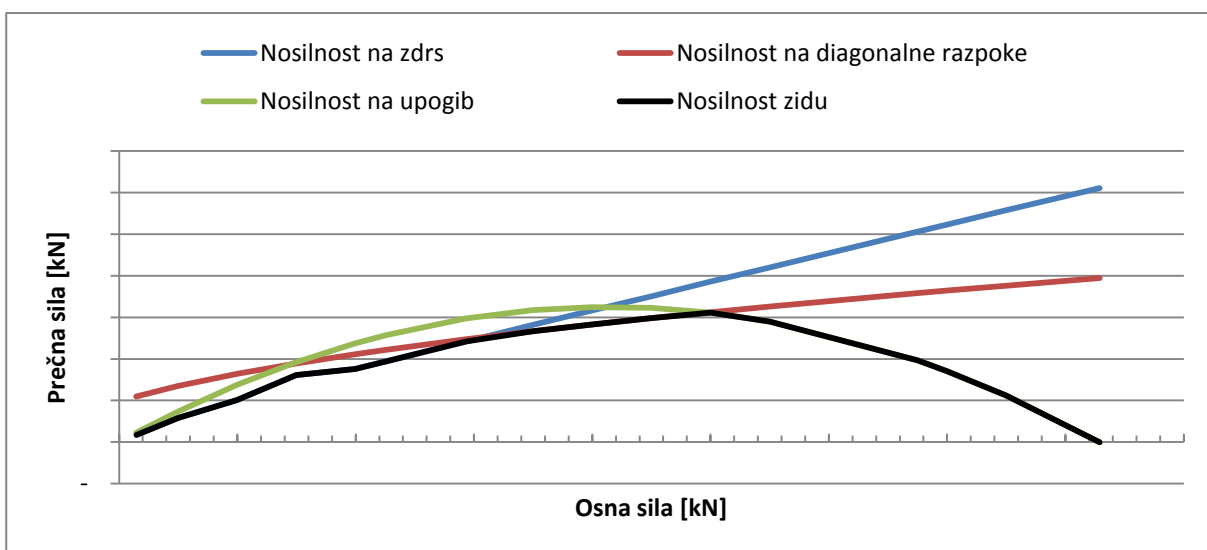
Upogibno nosilnost lahko izračunamo tudi kot prečno silo po izrazu:

$$R_{ds,w,d} = \frac{M_{du,w}}{\alpha \cdot h} = \frac{256kNm}{0,5 \cdot 2,55m} = 202kN$$

5.2.4 Primerjava rezultatov

Na sliki 6 je prikaz odnosa med nosilnostjo in osno silo. Vidimo lahko, da nosilnost na zdrs s povečevanjem tlačne osne sile linearno narašča, kar sledi tudi iz enačbe. Podobno velja tudi za strižno nosilnost z nastankom diagonalnih razpok. Tudi tukaj nosilnost narašča s povečevanjem osne sile, vendar ne tako močno kot pri zdrsu. Drugače pa je pri nosilnosti zidu na upogib, kjer se pri zelo majhnih in zelo velikih osnih silah zgodi, da ima zid minimalno nosilnost. Oblika odvisnosti med nosilnostjo in osno silo je kvadratna parabola, kar sledi direktno iz enačbe. Osna sila je omejena s karakteristično tlačno trdnostjo in v primeru prekoračitve, se zid poruši v tlaku.

Strižno nosilnost z zdrsom smo določevali tako, da smo prečno silo toliko časa zmanjševali, da sta bili strižna nosilnost in prečna sila enaki.



Slika 4: Nosilnosti zidu v razmerju med osno in prečno silo

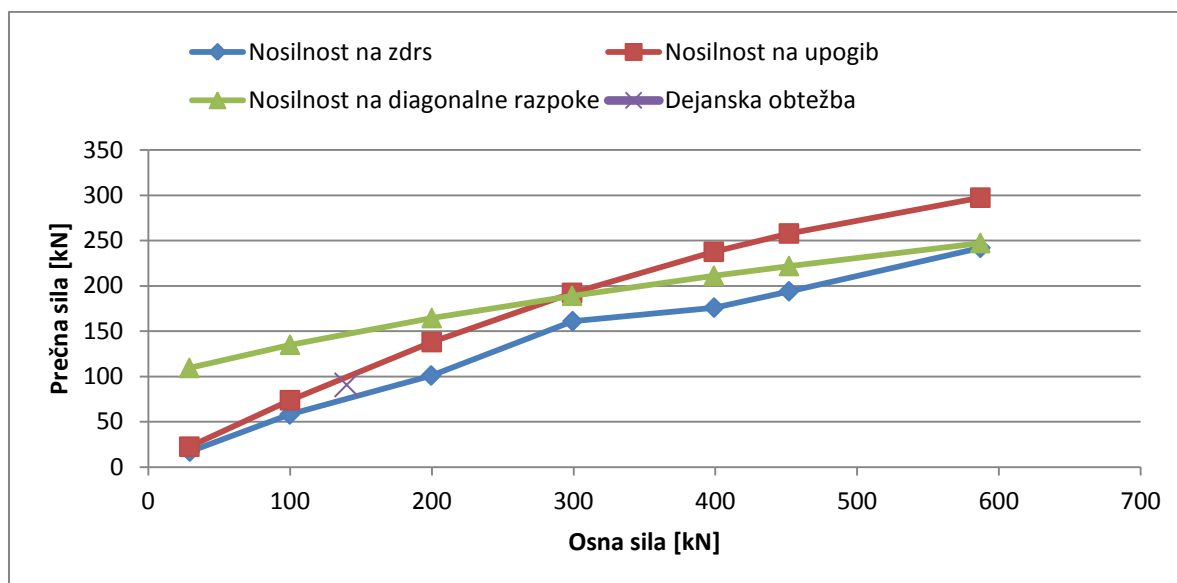
Na sliki 6 je s črno črto označena merodajna nosilnost zidu v odvisnosti od osne sile. To pomeni, da se pri izjemno majhnih osnih silah zid najprej poruši zaradi zdrsa, potem zaradi upogiba, nekje na sredini je merodajen porušni mehanizem zaradi diagonalnih razpok. Ko je osna sila zelo velika v primerjavi s prečno silo, pa se zid spet poruši zaradi upogiba. Nakloni premic in krivulje na sliki so odvisni predvsem od geometrijskih karakteristik zidu.

Preglednica 8: Vrednosti za nosilnost zidu

NEPOVEZANO ZIDOVJE	
Prečna sila	$F_d = 91$ kN
NAČIN PORUŠITVE	Nosilnost [kN]
ZDRS	41
UPOGIB	202
DIAGONALNE RAZPOKE	148

V preglednici 8 lahko vidimo, koliko znašajo nosilnosti pri določenih tipih porušitve. Takoj lahko opazimo, da je prečna sila F_d večja, kot je nosilnost zidu na zdrs. Kot omenjeno, se to po navadi ne dogaja v pritličjih, kjer je osna sila dovolj velika, da zdrs zidu prepreči. To se zgodi v višjih nadstropjih, kjer je pospešek največji, osna sila pa ni več tako velika. V takem primeru pa lahko pride do zdrsa.

Na sliki 7 pa so podobno kot na sliki 6 označene krivulje za nosilnost zidu, le da prikazujemo območje z manjšimi osnimi silami (do nosilnosti zidu oziroma do 100% deleža osne sile). Na sliki 7 je prikazana tudi točka X, ki predstavlja dejansko obremenitev zidu, dobljeno s SAP-om. Lepo se vidi, da je pri tej osni sili merodajna nosilnost na zdrs, kar je prikazano tudi na sliki 7. Kontrole bi bile izpolnjene, če bi se točka nahajala pod vsemi krivuljami nosilnosti.



Slika 5: Dejansko nosilnost zidu v razmerju med osno in prečno silo

5.3 Povezan zid z armirano-betonskimi vezmi

V tem poglavju bomo izračunali nosilnost zidu, ki je povezan z armirano-betonskimi vezmi dimenzij $0,3m \times 0,3m$. Upoštevali smo štiri armaturne palice premera $14mm$ v vsaki vezi. Vemo, da nam vezi povečujejo nosilnost zidu, zato lahko pričakujemo, da bodo nosilnosti pri povezanem zidu višje v primerjavi z nepovezanim zidom.

5.3.1 Razdelitev osne sile v razmerju togosti elementov

Kolikšen del osne sile odpade na armirano-betonsko vez in kolikšen del na zid je odvisno od ploščine zidanega elementa in AB vezi ter od njegovega elastičnega modula. Osno silo razdelimo v razmerju osnih togosti po naslednjih izrazih:

$$N_{obe\ vezi} = N_d \frac{2E_{betona}A_{betona}}{(2E_{betona}A_{betona}) + (E_{zid}A_{zid})}$$

$$N_{obe\ vezi} = 140\ kN \cdot \frac{m^2 \cdot 2 \cdot 31000\ kN \cdot 0,09\ m^2}{m^2(2 \cdot 31000\ kN \cdot 0,09\ m^2) + (3660\ kN \cdot 1\ m^2)} = 84,5\ kN$$

$$N_{zid} = N_d - N_{obe\ vezi} = 140\ kN - 84,5\ kN = 55,5\ kN$$

kjer je:

$$E_c = 31000\ MPa \quad \text{elastični modul za beton C25/30}$$

$$A_c = b \cdot t = 0,3\ m \cdot 0,3\ m = 0,09\ m^2$$

$$E_{zid} = 3660 \frac{kN}{m^2} \quad \text{elastični modul zidu}$$

$$A_{zid} = l \cdot t = 3,4 m \cdot 0,3 m = 1 m^2$$

Oсна sila, ki pade na obe vezi, predstavlja 60% celotne osne sile, na zid pa odpade le še 40%.

5.3.2 Strižna nosilnost povezanega zidu z zdrsom

Strižni nosilnosti povezanega zidu z zdrsom se izračuna na enak način kot nepovezano zidovje, vendar moramo prišteti še prispevek armirano-betonskih vezi. To določimo po naslednjem izrazu:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w d \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) b_w d$$

Za naš primer, kot nosilnost na zdrs, privzamemo minimalno vrednost zgornjega izraza, saj smo tako bolj na varni strani.

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) b_w d$$

$$V_{Rd,c} = \left(440 \frac{kN}{m^2} + 0,15 \cdot 470 \frac{kN}{m^2} \right) \cdot 300mm \cdot 270mm = 41,7 kN$$

kjer je:

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,86^{\frac{3}{2}} \cdot (25 MPa)^{\frac{1}{2}} = 0,44 MPa = 440 \frac{kN}{m^2}$$

$$f_{ck} = 25 MPa$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{N_{obe vezi} / 2}{A_c} = \frac{42,3 kN}{0,09 m^2} = 470 \frac{kN}{m^2} \leq 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 16670 \frac{kN}{m^2} = 3334 \frac{kN}{m^2}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d(mm)}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{270}} = 1,86 \leq 2$$

Zaradi upoštevanja armirano-betonskih vezi, moramo ponovno izračunati, kakšno nosilnost ima zid, ki je zaradi vezi krajši (namesto 4 m sedaj upoštevamo, da je dolg 3,4 m).

$$f_{vd} = f_{vdo} + 0,4\sigma_d = 89 \frac{kN}{m^2} + 0,4 \cdot 54 \frac{kN}{m^2} = 110 \frac{kN}{m^2}$$

kjer je:

$$f_{vdo} = \frac{f_{vko}}{\gamma_M} = \frac{200kN}{2,25m^2} = 89 \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_d = \frac{N_{zid}}{A_{zid}} = \frac{55,5 kN}{1,0 m^2} = 55,5 \frac{kN}{m^2}$$

$$l_c = 3 \left(\frac{l}{2} - \frac{F_d \cdot h}{N_d} \right) = 3 \left(\frac{3,4 m}{2} - \frac{91 kN \cdot 2,55 m}{55,5 kN} \right) = 3(1,7 m - 4,2 m) = -7,5 m$$

$$R_{ds,w,z,ZID} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c = 110 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,3m \cdot (-7,5 m) = -247,5kN$$

$$R_{ds,w,z} = R_{ds,w,z,ZID} + 2 \cdot V_{Rd,c} = -247,5 kN + 2 \cdot 41,7 kN = -164kN$$

Zaradi geometrijskih karakteristik zidu in razmerja med osno ter prečno silo nad enačba da negativne rezultate, kar ni realno. V primeru, če bi enačba dajale prave rezultate, bi morali dobiti, da je nosilnost na zdrs pri povezanem zidu večja kot pri nepovezanem, saj armirano-betonske vezi zagotavljajo dodatno nosilnost. Ker pa se to ne zgodi, bomo za račun zdrs uporabili kar enačbe za nepovezано zidovje, torej lahko rečemo, da je nosilnost zidu na zdrs kar enaka:

$$R_{ds,w,z} = 41kN$$

Seveda pa to ne pomaga veliko, saj kot smo ugotovili se nam nepovezani zid poruši prav na zdrs. V nadaljevanju nosilnost na zdrs izračunamo tako, da prečno obremenitev povečujemo, dokler nista nosilnost in obremenitev enaki, kot je prikazano v preglednici 9. Tako dobimo, da je nosilnost na zdrs povezanega zidovja enaka 30,6 kN, kar je manj kot pri nepovezanem, zato tudi vzamemo nosilnost nepovezanega zidu kot merodajno nosilnost.

Preglednica 9: Nosilnost zidu na zdrs

NOSILNOST NA ZDRS			
F _d [kN]	e [m]	l _c [m]	R _{ds,w,z} [kN]
20	0,9	2,4	79,1
29	1,3	1,1	38,1
30,6	1,4	0,9	30,6
31	1,4	0,9	29,0
40	1,8	-0,4	-12,0
60	2,7	-3,1	-103,0

5.3.3 Upogibna nosilnost povezanega zidu

Za upogibno nosilnost povezanega zidovja bomo vzeli kar enačbe za armirano zidovje, saj nam sicer enačbe dajejo zelo velike vrednosti. Tukaj smo upoštevali, da so v vezeh vgrajene štiri armaturne palice premera 14 mm. Enačbe za upogibno nosilnost povezanega zidu smo povzeli po Tomaževiču.

$$M_{du,rw} = \frac{\sigma_d \cdot t \cdot l^2}{2} \left(1 - \frac{\sigma_d}{0,85 f_d} \right) + A_{rv} \cdot f_{yd} (l - 2l')$$

$$M_{du,rw} = \frac{118 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,3 m \cdot (4,0 m)^2}{2} \left(1 - \frac{118 \frac{kN}{m^2}}{0,85 \cdot 1625 \frac{kN}{m^2}} \right) + 6,16 cm^2 \cdot 43,5 kN/cm^2 \cdot (4,0 m - 2 \cdot 0,15 m)$$

$$M_{du,rw} = 1047 kNm$$

kjer je:

$$A_{rv} = 4\phi 14 = 4 \cdot \frac{\pi \cdot (1,4 cm)^2}{4} = 6,16 cm^2$$

$$l' = \frac{d}{2} = \frac{0,30 m}{2} = 0,15 m$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{50 kN/cm^2}{1,15} = 43,5 kN/cm^2$$

$$\sigma_d = \frac{N_d}{l \cdot t} = \frac{141 kN}{4 m \cdot 0,3 m} = 118 \frac{kN}{m^2}$$

Upogibno nosilnost lahko zapišemo tudi v obliki največje horizontalne sile:

$$R_{df,rw} = \frac{M_{du,rw}}{\alpha \cdot h} = \frac{1247 kNm}{0,5 \cdot 2,55 m} = 982 kN$$

5.3.4 Primerjava nosilnosti povezanega in nepovezanega zidu

V preglednici 10 lahko primerjamo rezultate med povezanim in nepovezanim zidovje. Diagonalnih razpok pri povezanem zidovju ne računamo, ker nimamo primernih izrazov za upoštevanje armirano-betonskih vezi, vendar vseeno diagonalne razpoke izračunamo tako, da upoštevamo enačbe za nepovezan zid. Tako dobimo tako za povezan in nepovezan zid enake vrednosti.

Preglednica 10: Primerjava med povezanim in nepovezanim zidovjem

NAČIN PORUŠITVE	NEPOVEZANO ZIDOVJE [kN]	POVEZANO ZIDOVJE [kN]
ZDRS	41	30,3
UPOGIB	202	982
DIAGONALNE RAZPOKE	148	

Ko primerjamo rezultate, lahko vidimo, da je le nosilnost na upogib mnogo večja pri povezanem zidovju kot pri nepovezanem. To začuda ne velja za zdrs, saj je osna sila, ki odpade na zidani del elementa in se razdeli v razmerju osne togosti zidu in AB vezi, manjša, kot pri nepovezanem zidu, kjer te prerazporeditve tlačnih sil ni. Prav zaradi manjše osne sile in tudi manjšega zidu (zaradi vezi je zmanjšan iz 4m na 3,4m) pride prej do zdrsa, kot pri nepovezanem zidovju, kjer upoštevamo celotni zid brez vezi in tudi vsa osna sila pade nanj. Način določanja nosilnosti pa je enak, le da moramo pri povezanem zidovju upoštevati še armirano-betonske vezi.

6 VPLIV OBREMENTITVE NA STRIŽNE NOSILNOSTI ZARADI ZDRSA

Ugotovili smo, da nam enačbe za strižno nosilnost na zdrs dajejo smiselne rezultate le pri določenih razmerjih osne in prečne sile. V tem poglavju poskušamo ugotoviti pri katerih pogojih je uporaba enačbe za račun strižne nosilnosti z zdrsom upravičena. Spreminjali smo osne in prečne sile v elementu in tako izluščili območje, znotraj katerih dobimo smiselne rezultate.

6.1 Obremenitev zidu

Najprej smo določili tlačno nosilnost zidu, kar predstavlja maksimalno vertikalno oziroma osno silo, ki lahko deluje na zid. Pri vsaki osni obremenitvi smo spreminjali prečno silo po korakih po 10 % glede na osno silo. Določiti smo morali tudi dolžino tlačnega dela l_c in seveda nosilnost na zdrs. Vse naštetje je predstavljeno v preglednicah 11-13. Za geometrijske in mehanske lastnosti zidu smo uporabili enake vrednosti, kot v poglavju 5. Tukaj so nanizane še enkrat:

$h = 2,55m$	<i>višina zidu</i>
$l = 4m$	<i>dolžina zidu</i>
$t = 0,3m$	<i>debelina zidu</i>
$N_d = 587kN$	<i>tlačna nosilnost zidu</i>
$f_{vd} = f_{vd0} + 0,4 \cdot \sigma_d$	<i>strižna nosilnost zidu</i>
$f_{vd0} = 89 \frac{kN}{m^2}$	<i>začetna strižna nosilnost zidu</i>
$l_c = 3 \cdot \left(\frac{l}{2} - \frac{F_d \cdot h}{N_d} \right)$	<i>dolžina tlačnega dela zidu</i>
$R_{ds,w,z} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c$	<i>strižna nosilnost zidu na zdrs</i>
$\sigma_d = \frac{N_d}{l \cdot t}$	<i>tlačna napetost</i>

Vseh vrednosti parametrov ne moremo zapisati, saj so odvisni od spreminjanja osne sile.

Preglednica 11: Nosilnost na zdrs pri določeni prečni obtežbi, pri 51% tlačni nosilnosti

N _d = 288 kN - 51 % tlačne nosilnosti			
F _d /N _d [%]	F _d [kN]	l _c [m]	R _{ds,w,z} [kN]
0%	0	6,0	341
5%	15	5,6	341
10%	30	5,2	341
20%	60	4,5	341
25%	75	4,1	341
30%	90	3,7	316
40%	120	2,9	251
54%	161	1,9	161
60%	180	1,4	120
70%	210	0,6	55
75%	225	0,3	22
80%	240	-0,1	-10
90%	269	-0,9	-76
100%	299	-1,7	-141

l_c>lnegativne vrednosti l_c

Preglednica 12: Nosilnost na zdrs pri določeni prečni obtežbi, pri 34% tlačni nosilnosti

N _d = 200 kN - 34 % tlačne nosilnosti			
F _d /N _d [%]	F _d [kN]	l _c [m]	R _{ds,w,z} [kN]
0%	0	6,0	187
5%	10	5,6	187
10%	20	5,2	187
20%	40	4,5	187
25%	50	4,1	187
30%	60	3,7	173
40%	80	2,9	137
50%	100	2,2	102
60%	120	1,4	66
70%	140	0,6	30
75%	150	0,3	12
80%	160	-0,1	-6
90%	180	-0,9	-41
100%	200	-1,7	-77

l_c>lnegativne vrednosti l_c

Preglednica 13: Nosilnost na zdrs pri določeni prečni obtežbi, pri 17% tlačni nosilnosti

N _d = 100 kN - 17 % tlačne nosilnosti			
F _d /N _d [%]	F _d [kN]	l _c [m]	R _{ds,w,z} [kN]
0%	0	6,0	147
5%	5	5,6	147
10%	10	5,2	147
20%	20	4,5	147
25%	25	4,1	147
30%	30	3,7	136
40%	40	2,9	108
45%	45	2,6	94
50%	50	2,2	80
58%	58	1,6	58
60%	60	1,4	52
70%	70	0,6	24
75%	75	0,3	10
80%	80	-0,1	-4
90%	90	-0,9	-32
100%	100	-1,7	-61

l_c > l

negativne vrednosti l_c

V preglednicah 11-13 vidimo, da se dolžina tlačnega dela l_c spreminja. Kjer so vrednosti $l_c > l$, smo za izračun upoštevali kar l , saj dolžina tlačnega dela zidu ne more biti daljša, kot je dolžina samega zidu. To se dogaja do tedaj, ko je razmerje med prečno in osno silo enako 25 %. To območje smo v preglednici označili z zeleno barvo. V preglednici vidimo, da z naraščanjem prečne sile nosilnost na zdrs pada, kar je seveda pričakovano. Ko se nosilnost zidu izenači s horizontalno obtežbo, to predstavlja doseženo nosilnost zidu in tako smo jo določili tudi v primeru. V našem primeru se to zgodi, ko je razmerje med vertikalno in horizontalno silo nekje med 50 % in 58 %, kar pomeni, da je nosilnost na zdrs med 50 % in 58 % vertikalne obtežbe. Ko to vrednost presežemo, je nosilnost zidu na zdrs manjša kot je prečna sila, kar pomeni, da se nam zid poruši. Ko pa presežemo 80 % razmerje med prečno in osno silo, pa dobimo za dolžino tlačnega dela in posledično tudi za nosilnost zidu negativne vrednosti. Enako velja, ko je prečna sila večja kot nosilnost, kar je seveda nelogično. V našem primeru se to zgodi, ko je $F_d/N_d \geq 50\% - 58\%$. Pri majhnih horizontalnih obtežbah, kjer je nosilnost velika pa moramo biti previdni, saj dobimo za l_c večje vrednosti kot je l , vendar v enačbi uporabimo $l_c = l$.

6.2 Razmerje med prečno in osno silo pri različnih tlačnih napetostih

V tem poglavju bomo pogledali, pri katerem razmerju F_d/N_d doseže zid strižno nosilnost, ko tlačno silo zmanjšujemo. V našem primeru ima zid tlačno nosilnost $N_d = 587 \text{ kN}$. Pri tej tlačni sili zid doseže strižno nosilnost na zdrs pri 41% razmerju med prečno in osno silo, vendar to čist ne drži, kar je obrazloženo v poglavju 6.4. Sedaj bomo preverili, kolikšne so nosilnosti pri manjših tlačnih obremenitvah. Rezultati so predstavljeni v preglednici 14.

Preglednica 14: Nosilnost zidu na zdrs pri različnih osnih silah

% nosilnost zidu	Nd	V _{strig} zdrs	Razmerje med prečno in osno silo (F_d/N_d)
77%	452	194	43%
68%	399	176	44%
51%	299	161	54%
34%	200	101	50%
17%	100	58	58%
5%	29	17	58%

V preglednici 14 vidimo, da smo tlačno silo postopoma zmanjševali. V prvem stolpcu je prikazano razmerje med tlačno silo v zidu in tlačno nosilnostjo zidu. V drugem stolpcu je predstavljeno, kakšna osna sila je v zidu, v tretjem stolpcu pa pri kateri prečni sili pride do zdrsa oziroma strižna nosilnost zidu na zdrs. Ugotovimo lahko, da z zmanjševanjem osne sile pada tudi strižna nosilnost zidu in to skoraj v linearnem razmerju. V četrtem stolpcu v preglednici 14, je izračunano, kakšno je razmerje med tlačno silo in nosilnostjo na zdrs oziroma ekvivalentno razmerje med tlačno silo v zidu in maksimalno prečno silo v zidu. V našem primeru, kot kažejo rezultati, se to razmerje giblje med 40 % in 60 %. Meja je odvisna od razmerja med nosilnostjo zidu in izbrano tlačno silo. Manjše kot je le-to razmerje večje je razmerje med prečno in osno nosilnostjo.

6.3 Odvisnost dolžine tlačnega dela zidu l_c od geometrije zidu

V preglednicah 11-13 vidimo, da je l_c pri 25 % osne sile večji kot je l . Prav tako opazimo, da je pri prečnih silah, ki presegajo 80 % osne sile v zidu l_c negativen. To se zgodi zaradi enačbe za zdrs in geometrije zidu. Da to res drži, bomo pogledali v enačbo za zdrs.

$$R_{ds,w,z} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c$$

Poglejmo najprej primer, ko je $l_c > l$:

$$l < l_c$$

$$l < 3\left(\frac{l}{2} - \frac{F_d h}{N_d}\right)$$

Ko enačbo obrnemo dobimo:

$$\frac{l}{6h} > \frac{F_d}{N_d}$$

Če vstavimo vrednosti za prečno in osno silo, ter geometrijske karakteristike zidu dobimo:

$$\frac{l}{6h} > \frac{F_d}{N_d} \rightarrow \frac{4m}{6 \cdot 2,55m} > \frac{147 \text{ kN}}{587 \text{ kN}}$$

Torej je:

$$0,26 > \frac{F_d}{N_d}, \text{ oz. } 26\% > \frac{F_d}{N_d}$$

Enačba nam sedaj pove, da je $l_c > l$, če je razmerje med prečno in osno silo manjše od 26 %, kar se je pokazalo tudi v zgornjih primerih. Ob večjih razmerjih F_d/N_d dobimo, da je $l_c < l$. Vse to velja za naš zid, ki ima določeno razmerje h/l , pri drugih geometrijah zidu se tudi meja, kjer je $l_c > l$ spremeni. V nadaljevanju nas zanima še, kdaj je $l_c > 0$:

$$l_c > 0$$

$$3 \left(\frac{l}{2} - \frac{F_d h}{N_d} \right) > 0$$

Ko enačbo preuredimo, dobimo:

$$\frac{l}{2h} > \frac{F_d}{N_d}$$

Če vstavimo vse pripadajoče vrednosti, dobimo:

$$\frac{l}{2h} > \frac{F_d}{N_d} \rightarrow \frac{4m}{2 \cdot 2,55m} > \frac{F_d}{N_d}$$

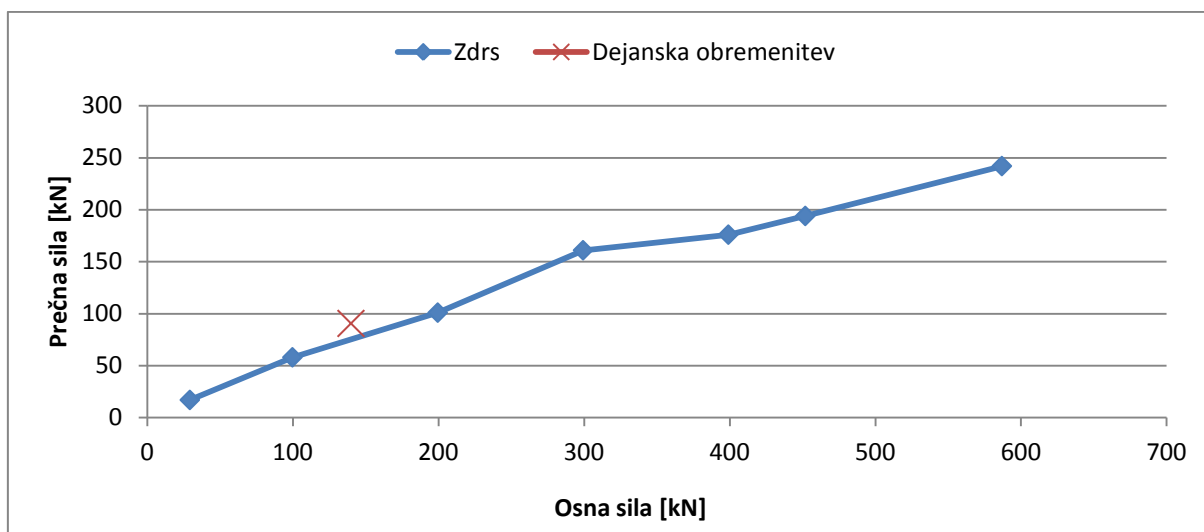
Torej je:

$$\frac{4m}{2 \cdot 2,55m} = 0,78 = 78\% > \frac{F_d}{N_d}$$

Enačba nam pove, da je pri razmerju $F_d/N_d > 78\%$ dolžina tlačnega dela zidu l_c negativna. To seveda velja za zid z zgoraj opisanimi geometrijskimi karakteristikami. V primeru drugih karakteristik zidu lahko vstavimo parametre v enačbo, ta pa nam bo povedala, pri katerem razmerju F_d/N_d bo l_c negativen.

6.4 Komentar

Glede na rezultate, ki smo jih zgoraj dobili, lahko trdimo, da je strižna nosilnost na zdrs v našem primeru zelo odvisna od osne sile in je največkrat enaka med 35 % in 65 % osne sile. V našem konkretnem primeru zidu, je razmerje med osno in prečno silo enako med 43% in 58%. Na sliki 6 lahko vidimo, da je točka X pomaknjena nad krivuljo, kar pomeni, da se nam zid poruši zaradi zdrsa.



Slika 6: Nosilnosti na zdrs pri različnih osnih silah

Na sliki 6 nam točka zgoraj desno pove, da ima zid pri tlačni doseženi tlačni nosilnosti največjo nosilnost na zdrs, kar seveda ne drži, kajti ko je zid obremenjen z maksimalno osno silo, ne more več prevzeti dodatnih strižnih napetosti. Prečna sila namreč na enem delu zidu povzroča tlačne napetosti, na drugem delu zidu pa natezne napetosti, kar pomeni, da mora zid prevzeti še dodatno tlačno obtežbo na tlačnem robu. Tako je tlačna trdnost zidu gotovo presežena in se na tisti strani zidu, kjer so tlačne napetosti prekoračene, zdrobijo zidaki.

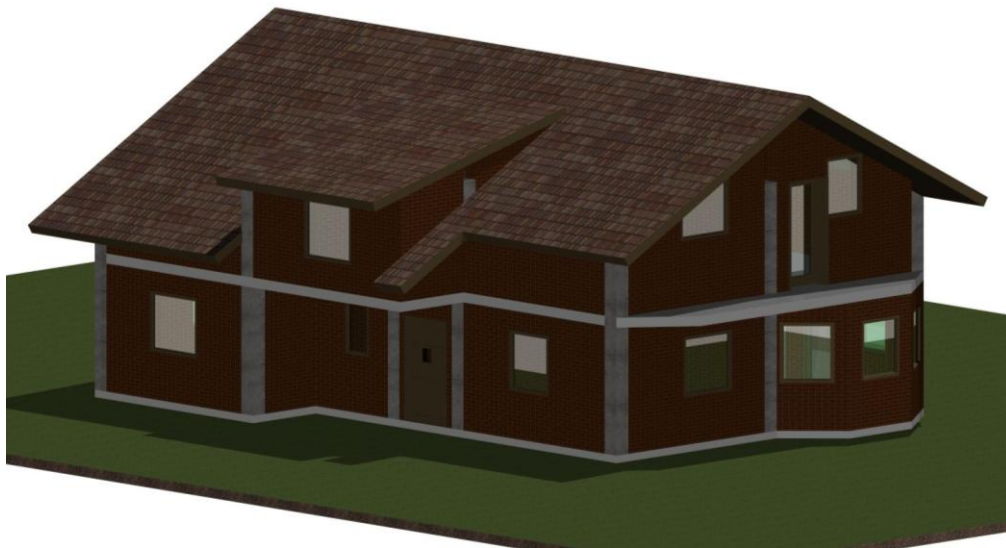
Kot že omenjeno v prejšnjih poglavjih, velja enačbe za strižno nosilnosti zidu po zdrsni uporabljati v višjih nadstropjih, kjer je osna sila manjša v primerjavi s potresno obtežbo. V takih primerih zid lahko zdrsne. Kjer pa so osne sile velike (v pritličjih), pa izkušnje na terenih kažejo, da do zdrsa redko kdaj pride. V našem primeru je lega zidu v pritličju in zato enačbe na zdrs ne bomo upoštevali, saj nam pravi, da se zid poruši po zdrsni, kar ni realno.

7 PRIMER ANALIZE POTRESNE ODPORNOSTI STAVBE

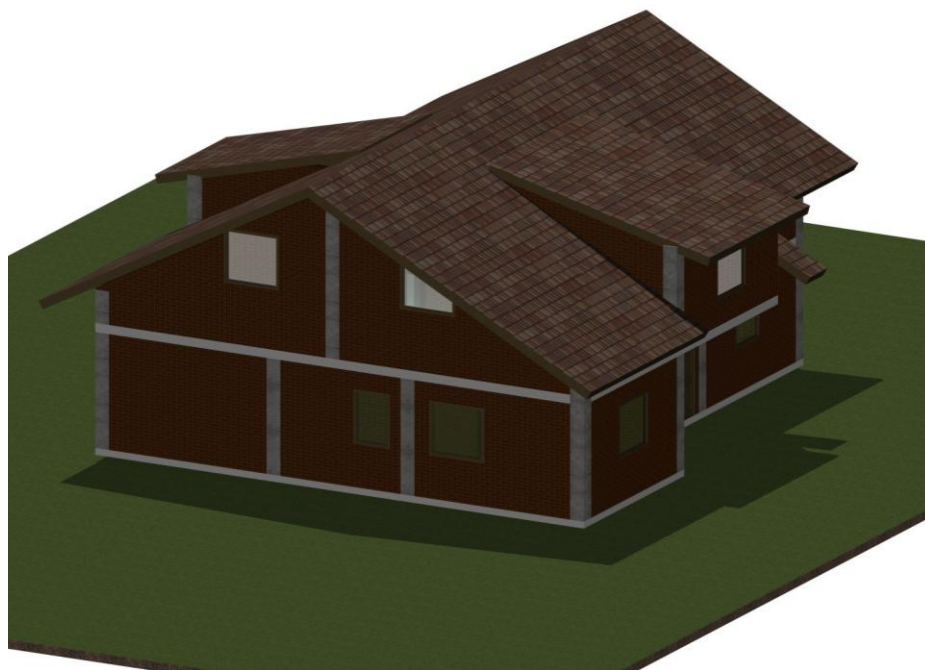
V tem poglavju je prikazana analiza potresne odpornosti objekta, ki je bil zgrajen v letu 1999. Gre za objekt s tipičnim tlorisom, ki se je takrat gradil. Opisani so vsi materiali, ki so bili uporabljeni ter tudi obtežbe in postopek modeliranja. Za modeliranje smo uporabili program SAP 2000. Za določitev potresne obremenitve smo uporabili metodo horizontalnih sil, ki je v nadaljevanju tudi opisan. Izračunali smo nosilnosti posameznih elementov in preverili njihovo potresno odpornost in odpornost stavbe kot celote.

7.1 Opis konstrukcije

Hiša ima 3 nivoje: klet, pritličje in prvo nadstropje. Tlorisne dimenzije hiše so 9 m x 12,7 m, višina slemena pa znaša 6,5m. Etažna višina pritličja in kleti znaša 2,55 m. Bruto tlorisna površina enega nadstropja meri 108m² in je zelo razgibana. Hiša je postavljena v okolici Grosuplja. 3D prikaz hiše je prikazan na slikah 7 in 8.



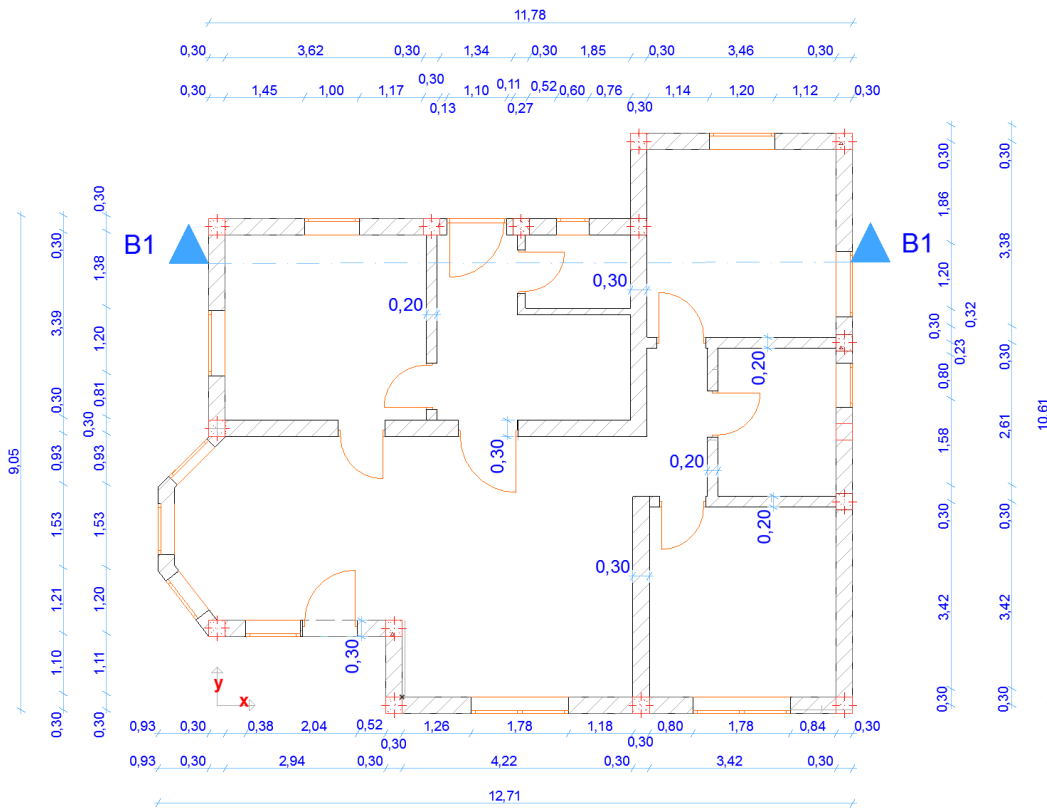
Slika 7: Pogled spredaj



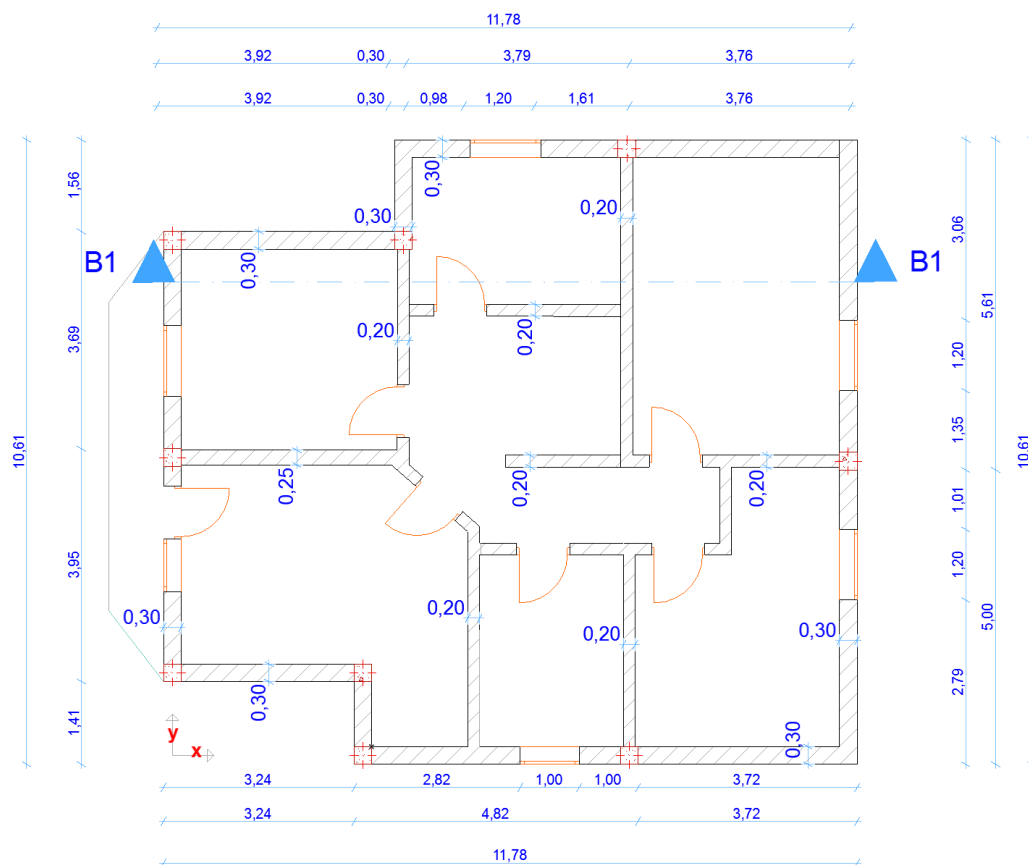
Slika 8: Pogled zadaj

Nosilna konstrukcija hiše je sestavljena iz opečnih zidov. Iz opečnih modularnih votlakov klasične velikosti 19 x 19 x 29 cm. V vseh zunanjih vogalih so zidovi povezani tako z vertikalnimi, kot tudi s horizontalnimi armirano-betonskimi vezmi. Strop nad pritličjem predstavljajo lahka in zelo votla opečna polnila, ki so položena med armirano betonska rebra, vse skupaj pa je povezano s 5cm debelo armirano-betonsko ploščo. Ostešje je leseno, streho pa pokrivajo opečni strešniki. Streha je sestavljena iz dveh frčad in ima naklon 30° .

Ker etažo, ki je podkletena običajno ni merodajna za obnašanje ob potresni obtežbi, je nismo upoštevali pri potresni analizi. Geometrija stavbe je podana v tlorisih skupaj z dimenzijami, kar prikazujemo na slikah 9 in 10.



Slika 9: Tloris pritličja



Slika 10: Tloris 1 nadstropja

7.2 Material

Materialne karakteristike obstoječega objekta je zelo težko pravilno določiti. Žal ne obstaja dnevnik popisa materiala ali kaj podobnega, zato smo se morali pri materialu odločiti, da izberemo najbolj primerne. Dobro bi bilo, če bi vzeli vzorce opečnih zidakov in jih nato testirali, ampak je taka preiskava draga in zamudna, pa tudi vsi zidaki verjetno niso od istega proizvajalca, zato bi morali vzeti zelo veliko število vzorcev, da bi dobili uporabne rezultate. Tako smo za materialne karakteristike vzeli naslednje vrednosti, ki so prikazane v preglednici 15. Vrednosti za materialne karakteristike smo določili po Evrokodu, izhajajo pa iz predpostavljene tlačne trdnosti zidakov in malte, kar je podrobneje predstavljeno v poglavju 5.1.

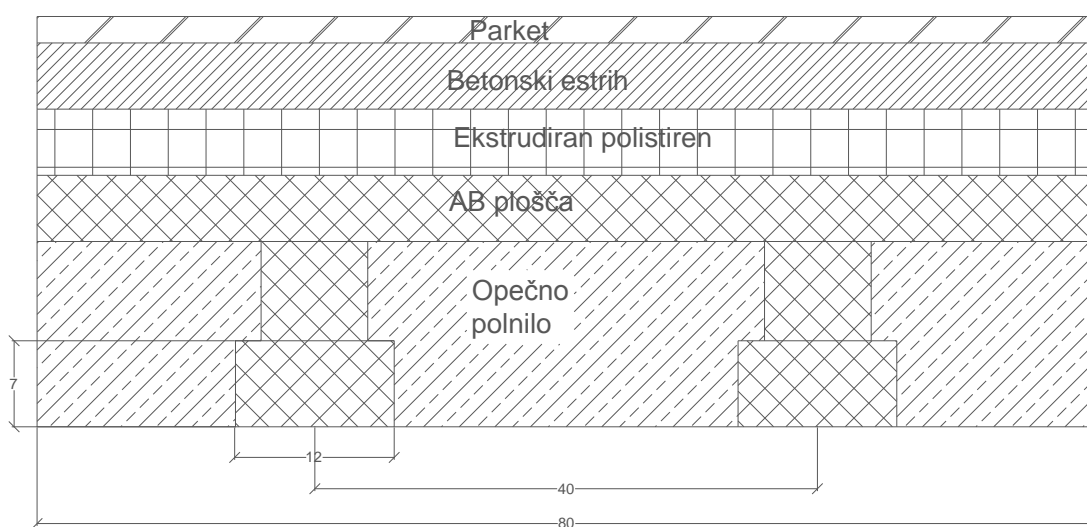
Preglednica 15: Materialne karakteristike zidu

γ [kN/m ³]	f_{vk0} [Mpa]	f_{ck} [Mpa]	f_t [Mpa]	E [Mpa]	G [Mpa]
18	0,2	3,66	0,2	3660	400

7.3 Obtežba

Vertikalna obtežba:

Vertikalno obtežbo smo določili na podlagi konstrukcijskih sklopov (slika 11). Vertikalno obtežbo zajemata dve obtežbi in sicer stalna in spremenljiva obtežba, ki se med seboj kombinirata.



*Opomba enote so v cm

Slika 11: Konstrukcijski sklop stropu nad pritličjem

Preglednica 16: Sestava konstrukcijskega sklopa stropa nad pritličjem

i) lastna in stalna

sloj	d [m]	γ [kN/m ³]	g [kN/m ²]
parket	0,02	8	0,16
estrih	0,05	24	1,2
ekstrudiran polistiren	0,05	0,3	0,02
beton	0,05	25	1,25
opečno polnilo	opomba	18	0,56
nosilci	0,14 · 0,12/0,4	25	1,05
Skupaj:		g =	4,24 kN/m ²

ii) spremenljiva

q =	2	kN/m ²
-----	---	-------------------

Opomba: Upoštevali smo 70% votlavost

$$g_{\text{opečno polnilo}} = \frac{0,025\text{m}^2 \cdot 18\text{kN}}{0,8\text{m} \cdot \text{m}^3} = 0,56 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Preglednica 17: Sestava konstrukcijskega sklopa balkona

i) lastna in stalna

sloj	d [m]	γ [kN/m ³]	g [kN/m ²]
beton	0,15	25	3,75
estrih	0,05	24	1,2
ploščice+lepilo	0,025	16	0,4
Skupaj		$g_{\text{balkon}} =$	5,35 kN/m ²

Preglednica 18: Sestava konstrukcijskega sklopa strehe

sloj	d [m]	γ [kN/m ³]	g [kN/m ²]
strešniki	0,025	18	0,45
prečne letve	opomba	9	0,05
steklena volna	0,15	0,3	0,05
mavčno-kartonske plošče	0,02	11	0,22
špirovec	0,15*0,1/0,9	8	0,13
škarje	0,16*0,1/1,5	8	0,09
Skupaj		$g_{\text{streha}} =$	0,98 kN/m ²

$$g_{\text{prečne letve}} = \frac{0,03\text{m} \cdot 0,05\text{m} \cdot 9\text{kN}}{0,3\text{m} \cdot \text{m}^3} = 0,05 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Potresna obtežba - horizontalna obtežba:

Za območje Grosuplja privzamemo naslednje parameter, s katerimi bomo izračunali potresno obremenitev:

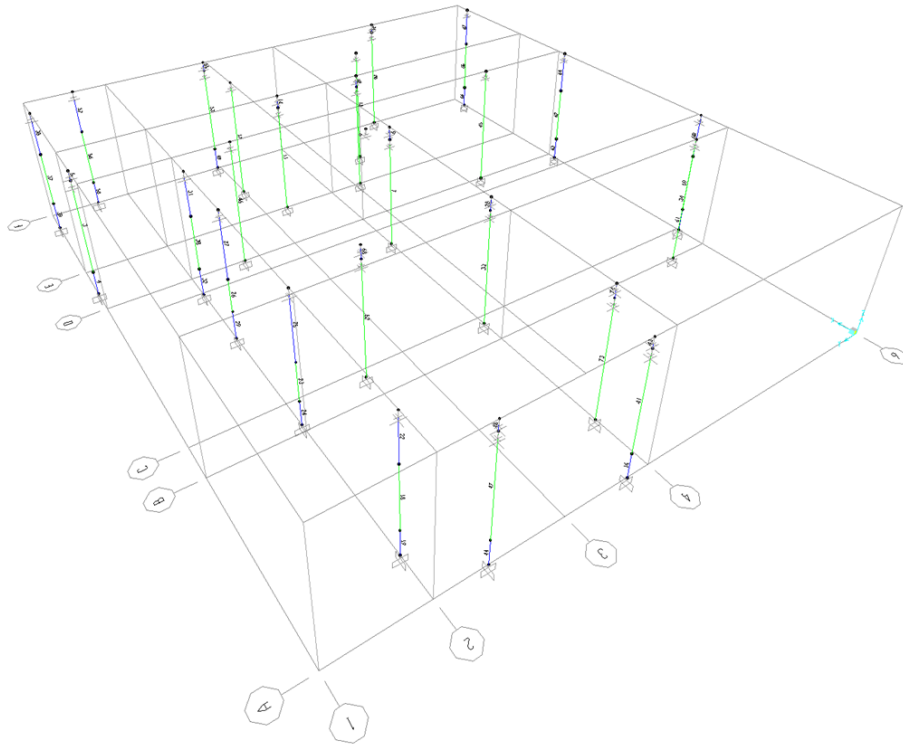
- $a_g = 0,225g$
- tip tal B – zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj deset metrov
- stavba spada v II. kategorijo pomembnosti (običajne stavbe)
- $q = 2$

Potresna obremenitev zidov je izračunana v poglavju 6.5.

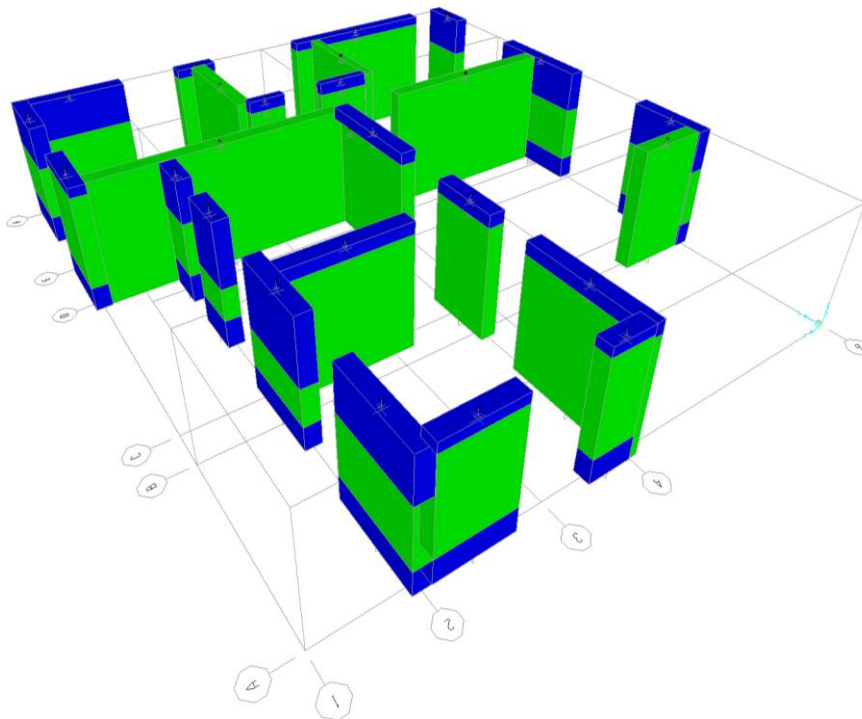
7.4 Modeliranje konstrukcije

Za modeliranje konstrukcije smo uporabili računalniški program SAP 2000 v14. Program nam je izračunal, kolikšen del potresne obtežbe se prenese na določen zid. Uporabili smo linijski model. Spodaj smo konstrukcijo vpeli, zgoraj pa povezali v diafragmo ter ji preprečili zasuke okrog horizontalnih osi.

Posebnost pri zidanih stavbah je, da je potrebno določiti t.i. efektivne višine ter toge odseke. To se določi z diagonalnimi črtami, kar bo opisano v nadaljevanju. Na slik 12 in 13 je označeno modeliranje v programu SAP 2000.



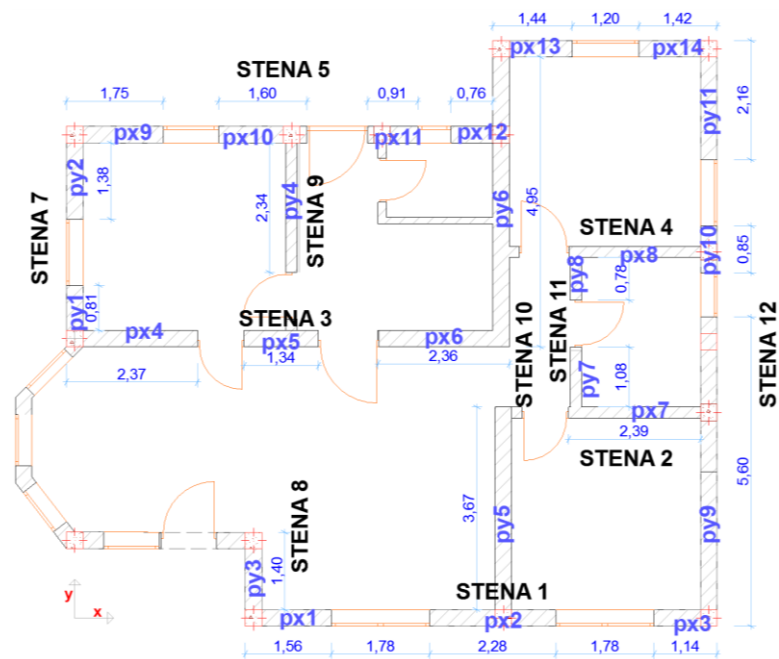
Slika 12: Linijski model konstrukcije v SAP-u 2000



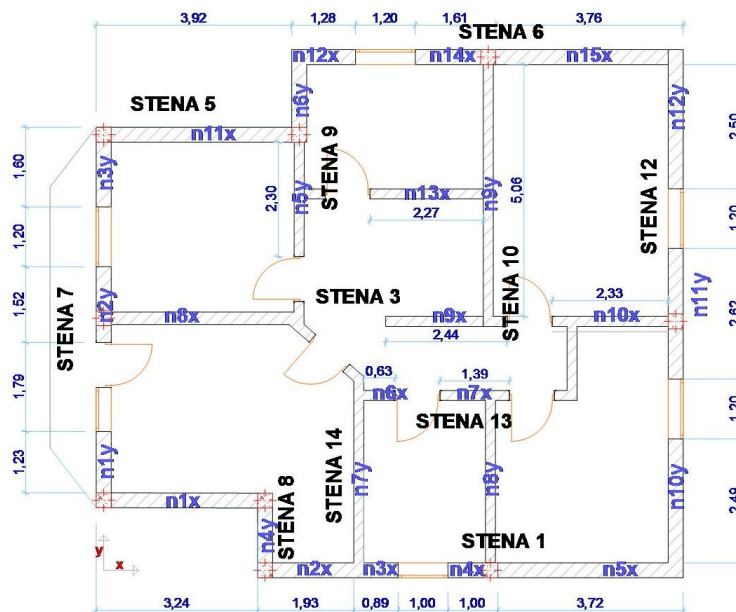
Slika 13: Pritličje v SAP-u 2000. Z zeleno bravo so označene efektivne višine zidu, z modro pa togi odseki.

7.4.1 Označitev in pozicija zidov

Za dimenzioniranje zidov v SAP-u, smo morali najprej zidove označiti, ter za vsak zid posebej določiti materialne karakteristike in pozicijo zidu v prostoru. Na sliki so označeni zidovi, vsaka oznaka je sestavljena iz dveh črk in številke. Črke predstavljajo nadstropje in smer zidu, v kateri je nosilen, številke pa zaporedno številko zidu. Na slikah 14 in 15 so prikazane tudi stene, odprtine, dimenzije in pa koordinatno izhodišče.



Slika 14: Označitev zidov in sten v pritličju



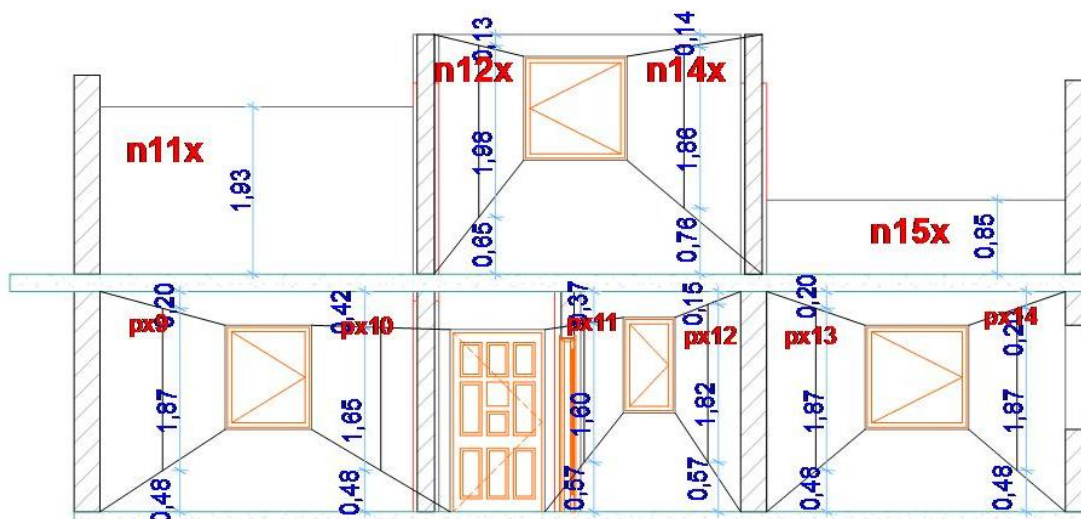
Slika 15: Označitev zidov in sten v 1. Nadstropju

Preglednica 19: Geometrijski podatki za posamezni zid

Zid št.	Št stene	oznaka zidu	l [m]	t [m]	h [m]	A [m ²]
1	1	px1	1,55	0,3	1,87	0,47
2	1	px2	2,3	0,3	1,87	0,69
3	1	px3	1,15	0,3	1,87	0,35
4	3	px4	2,35	0,3	2,29	0,71
5	3	px5	1,35	0,3	2,29	0,41
6	3	px6	2,35	0,3	2,29	0,71
7	2	px7	2,4	0,2	2,54	0,48
8	4	px8	2,4	0,3	2,54	0,72
9	5	px9	1,8	0,3	1,87	0,54
10	5	px10	1,6	0,3	1,65	0,48
11	5	px11	0,9	0,3	1,6	0,27
12	5	px12	0,8	0,3	1,82	0,24
13	6	px13	1,45	0,3	1,87	0,44
14	6	px14	1,4	0,3	1,87	0,42
15	7	py1	1,8	0,3	1,87	0,54
16	7	py2	1,4	0,3	1,87	0,42
17	8	py3	1,4	0,3	2,54	0,42
18	9	py4	2,35	0,3	2,29	0,71
19	10	py5	3,7	0,3	2,54	1,11
20	10	py6	5	0,3	2,54	1,5
21	11	py7	1	0,2	2,29	0,2
22	11	py8	0,8	0,2	2,29	0,16
23	12	py9	5,6	0,3	2,35	1,68
24	12	py10	0,9	0,3	1,87	0,27
25	12	py11	2,15	0,3	1,87	0,65
					sum A =	14,55

7.4.2 Efektivna višina zidov

Posebnost pri zidanih konstrukcijah je ta, da je pri potresni analizi potrebno upoštevati kje se nahajajo odprtine, saj se pri potresni obremenitvi ne aktivira celotna višina zidu, pač pa le t.i. efektivna višina zidu. Le-to določimo tako, da med seboj povežemo vogale odprtin in zidov (zgoraj in spodaj), nato pa določimo srednjo višino elementa. Kjer se sekata črta diagonale in črta višine elementa, dobimo efektivno višino zidu, dolžina nad in pod efektivno višino pa nam da dolžino togega odseka. Praktični primer je prikazan na sliki 16.



Slika 16: Praktični prikaz določitve efektivnih višin za prezek B1

7.4.3 Podajanje materialnih karakteristik

V programu SAP 2000 smo lahko podali vse materialne karakteristike, le strižnega modula G ni možno vnesti, saj ga program izračuna sam po sledečem izrazu:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (7.1)$$

Sami smo delali po drugih enačbah in strižni modul smo morali modificirati.

Ker smo upoštevali tudi razpokanost prereza, smo v programu to upoštevali tako, da smo pri t.i. »share area« pripisali vrednost 0,5. Tako smo strižni modul reducirali s sledečo enačbo:

$$\text{''shear area in (2 in 3) direction''} = 0,5 \cdot \frac{G_{\text{izračunani}}}{G_{\text{sap}}}$$

Pri opečni zidovih smo v programu upoštevali vrednost za modul elastičnosti $E = 3660 \text{ kN/m}^2$ ter Poissonov količnik $\nu = 0,3$. Program je tako izračunal strižni modul $G_{\text{SAP}} = 1406 \text{ MPa}$. Točno vrednost strižnega modula G pa bi dobili z upoštevanjem razpokanosti in s sledečim izrazom:

$$0,5 \cdot \frac{400 \text{ MPa}}{1406 \text{ MPa}} = 0,1423$$

7.5 Določitev potresne obremenitve elementov

Za določitev potresne obremenitve smo uporabili EC8. V nadaljevanju bo prikazano, kako se izračuna potresna sila po metodi s horizontalnimi silami, kolikšen del potresne obremenitve pade na določen zid, kakšna je celotna potresna sila in pripadajoči torzijski moment, kolikšne so osne obremenitve v določenem zidu in kolikšna je masa celotne hiše ter po elementih.

7.5.1 Izračun mase

V tem poglavju bomo izračunali kakšna je masa stropa nad pritličjem, masa strehe in masa zidov. Mase moramo izračunati, če želimo dobiti potresno silo.

7.5.1.1 Obtežba konstrukcijskih sklopov

Strop nad pritličjem:

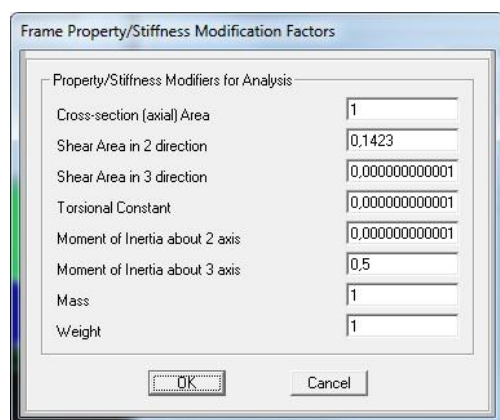
$$g_1 = 4,24 \text{ kN/m}^2$$

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

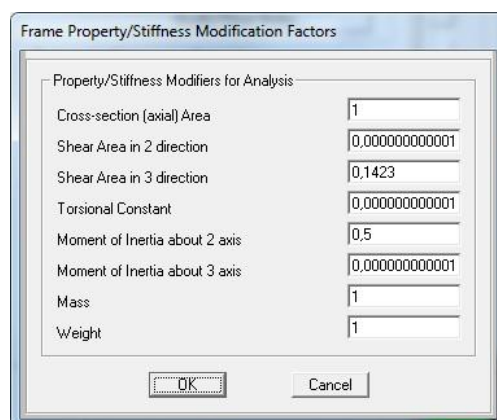
g_1 *vertikalna obremenitev, zaradi lastne teže stropa*

q_1 *vertikalna obremenitev, zaradi spremenljive obtežbe*

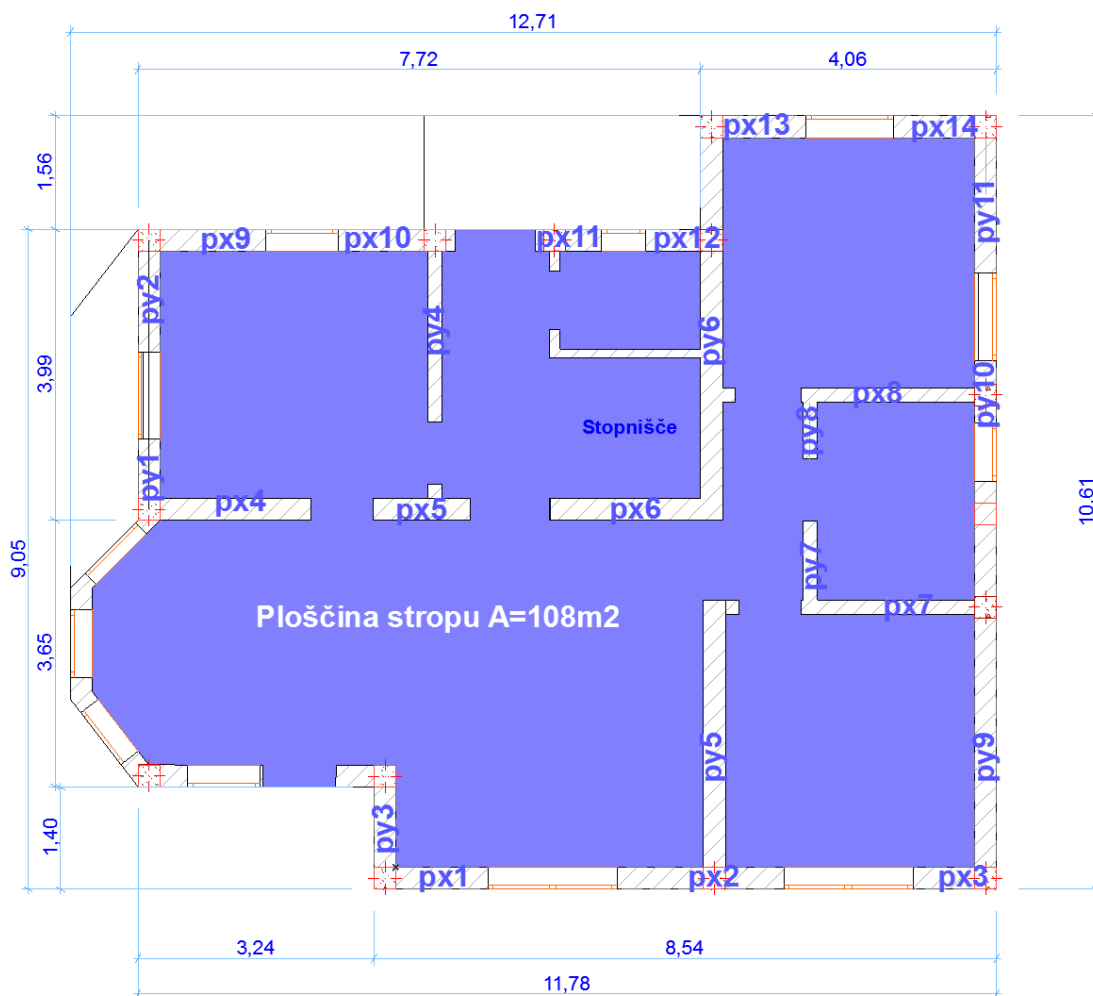
Na sliki 18 in 19 so prikazane materialne karakteristike zidu.



Slika 18: Materialne karakteristike zidu v SAP-u 2000 za opečne zidove v x-smeri



Slika 17: Materialne karakteristike zidu v SAP-u 2000 za opečne zidove v y-smeri



Slika 19: Ploščina stropa nad pritličjem

Skupna površina stropa nad pritličjem (slika 17):

$$A_{stropa} = 108,4m^2$$

Določitev mase stropa nad pritličjem:

Lastna teža:

$$m_g = \frac{g_1 \cdot A_{stropa}}{g} = \frac{4,24kN/m^2 \cdot 108,4m^2}{9,81m/s^2} = 46,9t$$

Spremenljiva obtežba:

$$m_q = \psi_2 \cdot \varphi \cdot \frac{q \cdot A_{stropa}}{g} = 0,3 \cdot 0,5 \cdot \frac{2kN/m^2 \cdot 108,4m^2}{9,81m/s^2} = 3,3t$$

Skupaj:

$$m_{stropa} = m_g + m_q = 46,9t + 3,3t = 50,2t$$

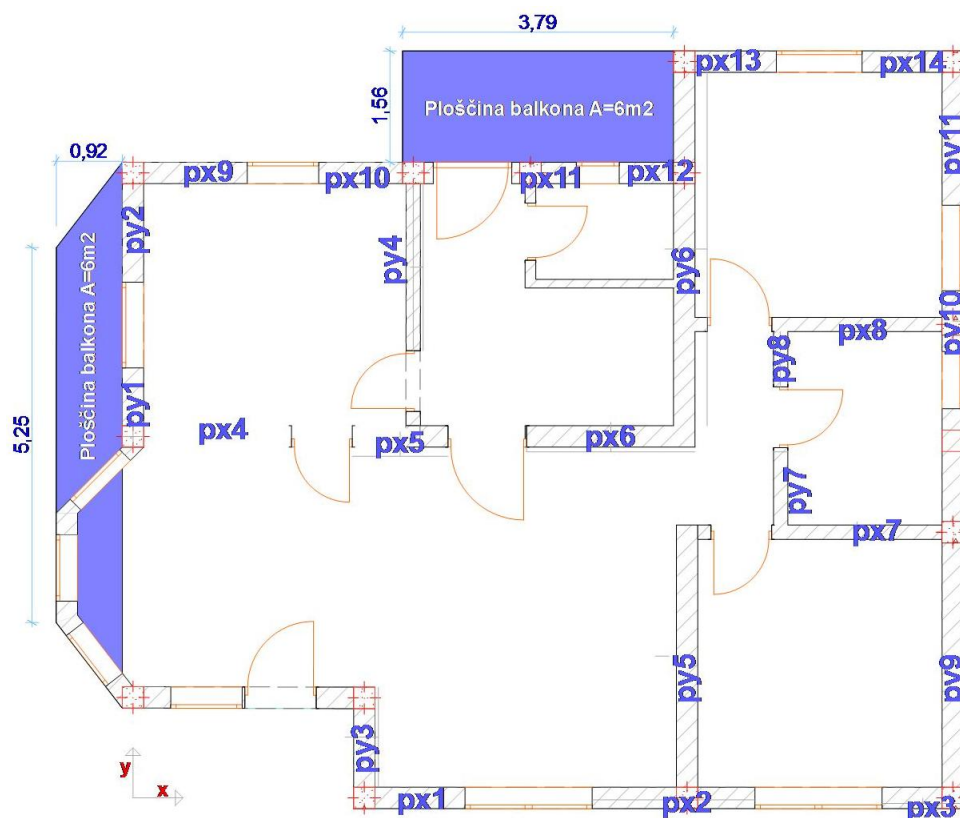
Balkon:

$$g_{balkona} = 5,35\text{kN/m}^2$$

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

$g_{balkona}$ *vertikalna obremenitev, zaradi lastne teže balkona*

q_1 *vertikalna obremenitev, zaradi spremenljive obtežbe*



Slika 20: Ploščina balkona

Skupna površina balkona (slika 20):

$$A_{balkona} = 6\text{m}^2 + 6\text{m}^2 = 12\text{m}^2$$

Določitev mase balkona:

Lastna teža:

$$m_{balkona, lastna} = \frac{g_{balkon} \cdot A_{balkona}}{g} = \frac{5,35 \text{ kN/m}^2 \cdot 12 \text{ m}^2}{9,81 \text{ m/s}^2} = 6,5 \text{ t}$$

Spremenljiva obtežba:

$$m_{balkona, koristna} = \psi_2 \cdot \varphi \cdot \frac{q_{balkon} \cdot A_{balkona}}{g} = 0,3 \cdot 0,5 \cdot \frac{2 \text{ kN/m}^2 \cdot 12 \text{ m}^2}{9,81 \text{ m/s}^2} = 0,37 \text{ t}$$

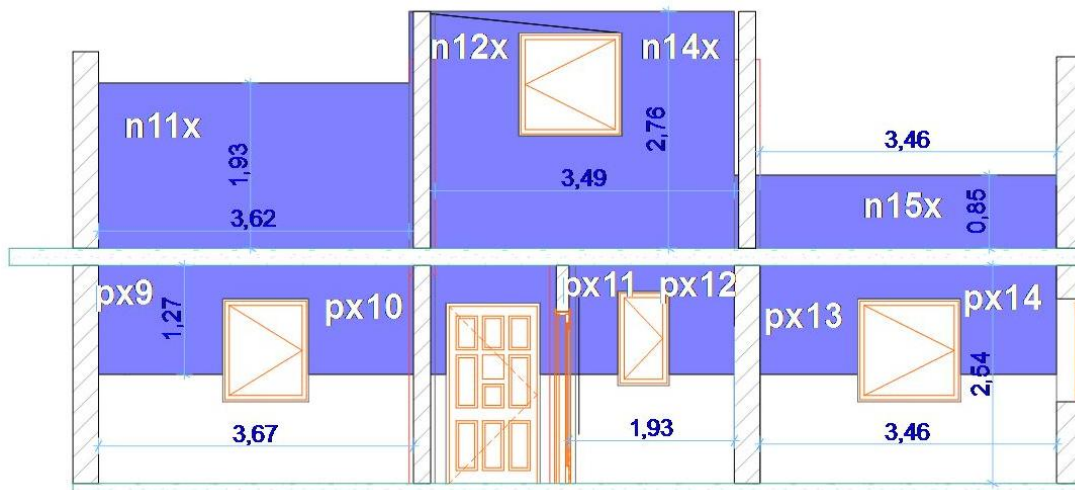
Skupaj balkon:

$$m_{balkona} = m_{balkona, lastna} + m_{balkona, koristna} = 6,5 \text{ t} + 0,37 \text{ t} = 6,87 \text{ t}$$

Zidovi:

Na sliki 21 je prikazan način, katero površino zidu smo upoštevali pri izračunu mase zidov.

Ploščina zidov v prerezu B1 A=32m2



Slika 21: Primer ploščine zidu v prerezu B1. Na sliki se vidi, da smo vzeli le polovico pritlične etaže.

V preglednici 20 je izračun mase za vsak pogled konstrukcije posebej. Najprej smo izmerili površino zidu, nato smo jo pomnožili z debelino zidu ter še s specifično prostorninsko težo, vse skupaj pa smo delili z gravitacijskim pospeškom, da smo dobili maso.

Preglednica 20: Zidov v prerezih ter njihove mase

prerez	A [m ²]	d [m]	γ [kN/m ³]	masa [t]
A1	35,3	0,3	18	19,4
A2	36	0,3	18	19,8
A3	9	0,2	18	3,3
A4	19,4	0,2	18	7,1
A5	21,1	0,3	18	11,6
A6	2,7	0,2	18	1
B1	32	0,3	18	17,6
B2	13,5	0,2	18	5
B3	37,7	0,3	18	20,8
B4	26	0,3	18	14,3
B5	4,8	0,2	18	1,8
Skupaj				m = 121,7 t

A površina zidu v prerezu

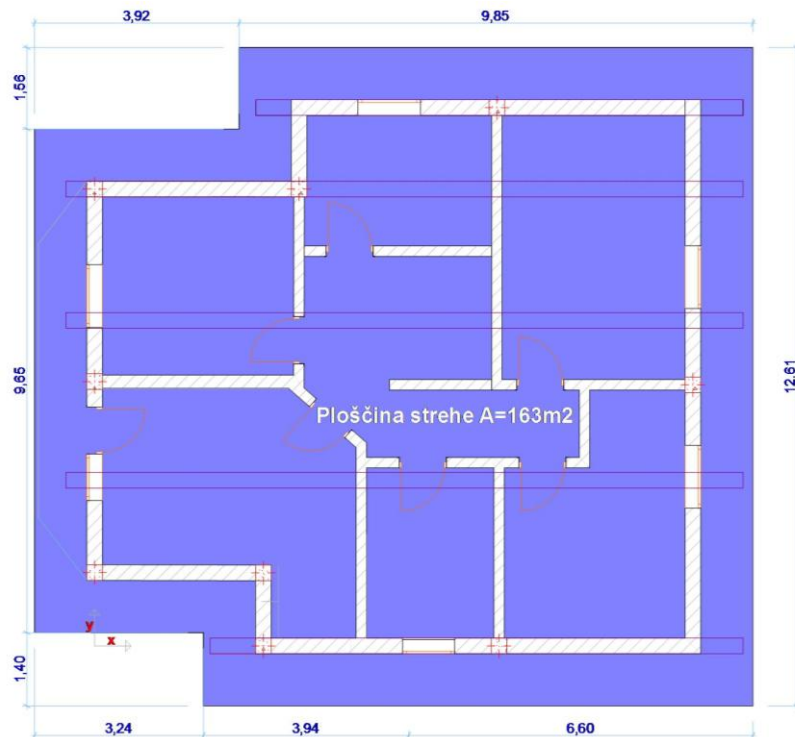
d debelina zidu

γ specifična teža opečnega zidovja

primer izračuna za prerez B1:

$$m_{zidu,A1} = \frac{d \cdot A_{B1} \cdot \gamma}{g} = \frac{0,3m \cdot 32m^2 \cdot 18kN/m^3}{9,81m/s^2} = 17,6t$$

Streha:



Slika 22: Ploščina strehe. Na sliki so vidne tudi lege.

$$g_{\text{strehe}} = 0,98 \text{ kN/m}^2$$

g_{strehe} vertikalna obremenitev, zaradi lastne teže strehe

Skupna površina strehe:

$$A_{\text{strehe}} = 163 \text{ m}^2$$

Določitev mase strehe:

$$m_{\text{streha}} = \frac{g_{\text{strehe}} \cdot A_{\text{strehe}}}{g} = \frac{0,98 \text{ kN/m}^2 \cdot 163 \text{ m}^2}{9,81 \text{ m/s}^2} = 16,3 \text{ t}$$

Določitev skupne mase hiše:

$$m = m_g + m_{\text{balkona}} + m_{\text{zidov}} + m_{\text{streha}} = 50,2 \text{ t} + 6,9 \text{ t} + 121,7 \text{ t} + 16,3 \text{ t} = 195,1 \text{ t}$$

7.5.2 Celotna potresna sila

Celotno potresno silo izračunamo po naslednji enačbi:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

Objekt se nahaja v območju, kjer se prevzame tip tal B.

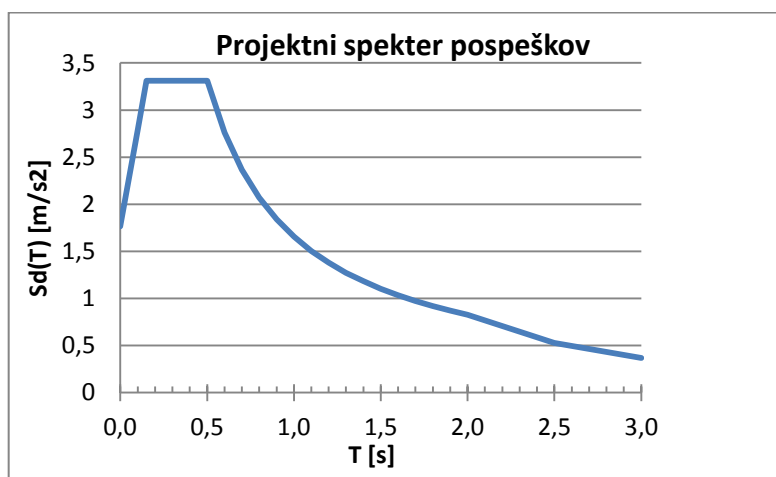
$$S = 1,2 \qquad T_B = 0,15s$$

$$q = 1,5 \qquad T_C = 0,5s$$

$$a_g = 0,225g \qquad T_D = 2s$$

Iz slike 23 lahko razberemo, da je pospešek temeljnih tal največji med T_b in T_c , zato vzamemo največjo vrednost, ki je določena z izrazom:

$$S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} = 0,225 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{2} = 3,31 \text{ m/s}^2$$



Slika 23: Projektni spekter pospeškov za 5% dušenje

Celotno potresno silo dobimo z naslednjim izrazom:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda = \frac{3,31m}{s^2} \cdot 195,1t \cdot 1,0 = 646 \text{ kN}$$

7.5.3 Določitev slučajne torzije

Ker ima hiša zaradi postavitve zidov nek ekscenter, je to potrebno upoštevati pri torzijskih momentih. Ker vemo, da potres deluje tako v eno kot v drugo smer, moramo to upoštevati tudi pri slučajni torziji in sicer tako, da obtežbo podamo tako s pozitivnim kot z negativnim predznakom. Slučajna ekscentričnost izhaja iz tega, da ne vemo točno, kako je v trenutku potresa razporejena masa. Ocenjena je na 5%.

Tlorisni dimenziji modela sta:

$$L_x = 11,8m$$

$$L_y = 10,6m$$

Tako znaša naključna ekscentričnost:

$$e_x = \pm 0,05 \cdot 11,8m = \pm 0,59m$$

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot 10,6m = \pm 0,53m$$

Dodatni torzijski momenti torej znašajo:

$$M_{t,F1,x} = \pm e_x \cdot F_b = \pm 0,59m \cdot 646kN = \pm 380kNm$$

$$M_{t,F1,y} = \pm e_y \cdot F_b = \pm 0,53m \cdot 646kN = \pm 342kNm$$

7.5.4 Kombinacije učinkov potresnega vpliva

V poglavju 3.6 smo določili kombinacije potresnega vpliva. Tako smo v programu SAP 2000 morali vsako kombinacijo posebej nastaviti. Naredili smo dve kombinaciji, in sicer eno za potresni sunek v x-smeri ter drugo kombinacijo, kjer predpostavimo, da bo glavni potresni sunek prišel v y-smer. Tako smo za zidove, kjer je glavna os postavljena v x-smeri, dobili notranje statične količine, enako pa velja tudi za smer y. Izkazalo se je, da se potresna obremenitev prerazporedi na zidove v razmerju togosti. Bolj kot je element tog, večja prečna sila pade nanj. Izkaže se tudi, da je obremenitev zaradi torzije veliko manjši v primerjavi z potresnimi silami. Prispevek torzije v primerjavi s celotnimi potresnimi sila je podan v preglednici 21. V preglednici 22 pa so podani rezultati prečnih sil, ki jih povzroča najneugodnejša kombinacija.

Preglednica 21: Prispevek torzije k celotni potresni sili

Prispevek torzije	
x-smer	7,1%
y-smer	4,4%

Preglednica 22: Rezultati notranjih statičnih količin, ki smo jih dobili s SAP-om

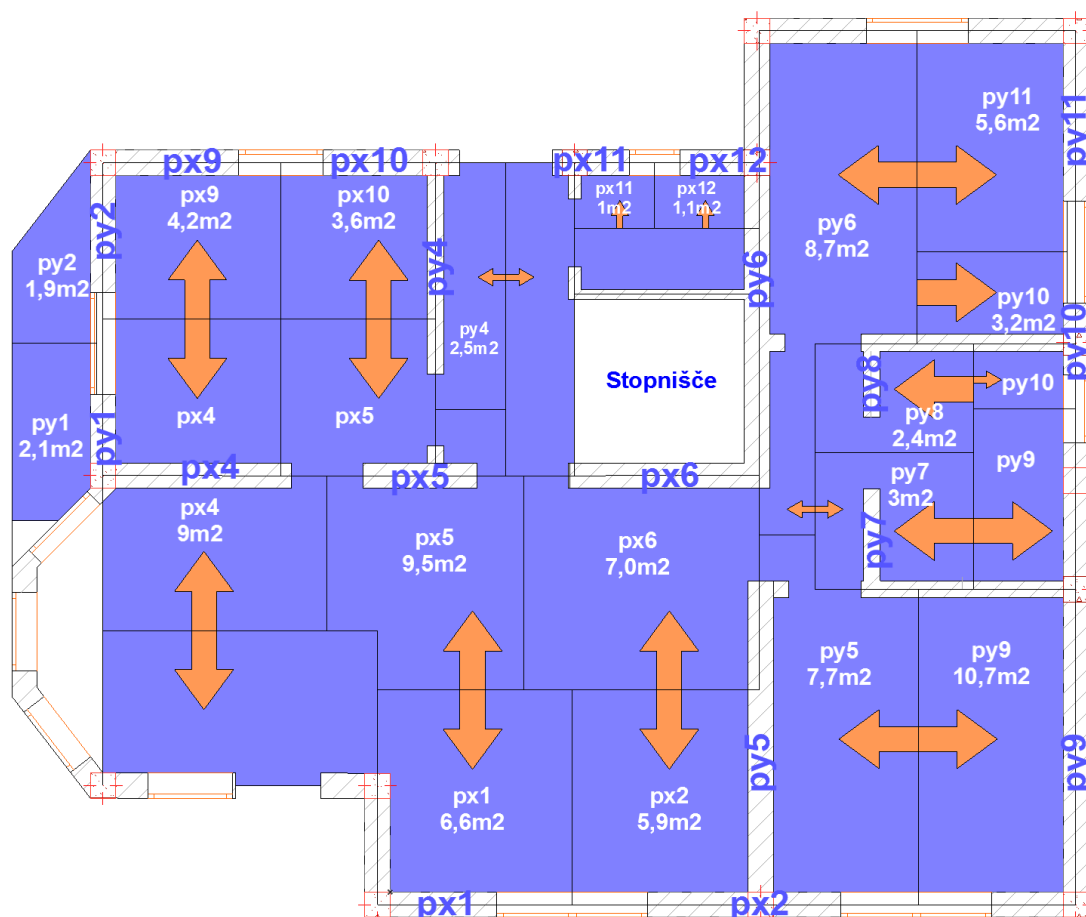
ZID	Fx+0,3Fy	env Mt	skupaj	ZID	Fx+0,3Fy	env Mt	skupaj
px1	59,7	7,5	67,2	py1	25,8	2,5	28,3
px2	89,7	11,2	100,9	py2	55,8	5,4	61,2
px3	41,8	5,2	47	py3	33,1	2,1	35,2
px4	41,5	0,7	42,2	py4	72	4,3	76,3
px5	20,5	0,33	20,83	py5	88,6	0,5	89,1
px6	41,3	0,67	41,97	py6	121,8	0,7	122,5
px7	25,4	1,2	26,6	py7	13,7	0,2	13,9
px8	37,5	0,8	38,3	py8	7,8	0,1	7,9
px9	65,6	4,4	70	py9-1	90,6	5,4	96
px10	97,2	6,6	103,8	py9-2	44,5	2,6	47,1
px11	61,2	4,1	65,3	py10	18,7	1,1	19,8
px12	27	1,8	28,8	py11	104,8	6,2	111
px13	32,3	3,1	35,4				
px14	59,2	5,8	65				

7.6 Osna obremenitev zidov

Vsak element v hiši je obremenjen z določeno osno silo. Le-ta pa lahko pride zaradi teže stropu, balkona, zidu nad elementom in zaradi teže strehe. Vertikalno obremenitev smo določili z vplivnimi površinami, za zidove v pritlični etaži pa smo upoštevali le polovico višine zidu, saj se predpostavi, da se spodnja polovica zidu prenese na temelje. Da dobimo skupno osno silo manjšo kot je masa konstrukcije, je kriv predvsem strop, ki je nosilen le ve eni smeri in tudi razgibanost hiše ter odprtine. Zgodi se namreč, da se del obtežbe stropu prenese na zid, ki ga v analizi nismo upoštevali. Enako se zgodi z balkonom, čeprav je postavljena AB plošča, se obtežba prenese na zidove, ki niso bili zajeti v analizo, saj imajo prevelike odprtine. Za stopnišče smo pri masi upoštevali, da je enako težak kot strop, ker smo tako na bolj varni strani, vendar tega niso upoštevali pri določanju osne obremenitve zidu, saj gre vendar za odprtino, same stopnice pa so lesene in k osni obremenitvi doprinesejo zanemarljivo malo, za nosilnost zidov pa to pomeni da smo zopet na bolj varni strani, saj manjša osna sila pomeni hitrejšo porušitev zidu.

7.6.1 Določitev vplivnih površin za strop nad pritličjem

Horizontalno obtežbo moramo raznesti na elemente. To smo storili tako, da smo izmerili, kolikšna površina stropa se prenese na določen element. To je nazorno prikazano na sliki 24.



Slika 24: Prenos obtežbe stropa na zidove

Na sliki 24 je vidno, da so zidovi nosilni le v eni smeri, saj gre za sistem votlih opečnih polnil in armirano betonskih reber (prikazan na sliki 24). Puščice prikazujejo, v katero smer so postavljena rebra, kar pa pomeni, da se tudi sile raznašajo v smeri puščic. Tako se obtežba stropa prenese le na nekatere zidove in ne na vse, kot je to po navadi pri polnih armirano-betonskih ploščah. Upoštevali smo, da se polovica ploščine stropa prenese na en zid, druga polovica pa na drugi zid. Armirano-betonska rebra so postavljena v smeri krajšega razpona. Ker je strop nosilen le v eni smeri, se na nekatere zidove prenese večino obtežbe stropa, na druge zidove pa se ne prenese nič osne sile. Tako se tudi izkaže, da se del stropa (spodaj levo

na sliki 24) prenese na zid, ki ga zaradi velikih odprtin nismo upoštevali v analizi, saj nam pri potresni analizi ne doprinese veliko k odpornosti hiše.

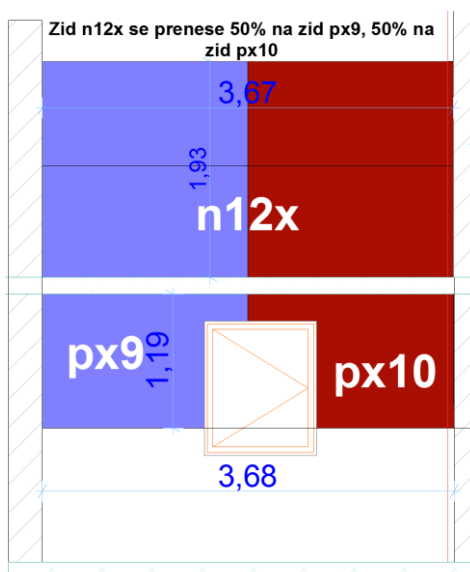
Na sliki 25 pa je prikazan stropni sistem proizvajalca Wienerberger, ki je nosilen v eni smeri. Na sliki se vidi, da so polnila večinoma votla, kar je tudi ideja takšnega stropa, da zmanjšuje maso celotnega objekta.



Slika 25: Sistem z opečnimi polnili in nosilci (spletna stran Wienerberger)

7.6.2 Vplivne površine zaradi zidov

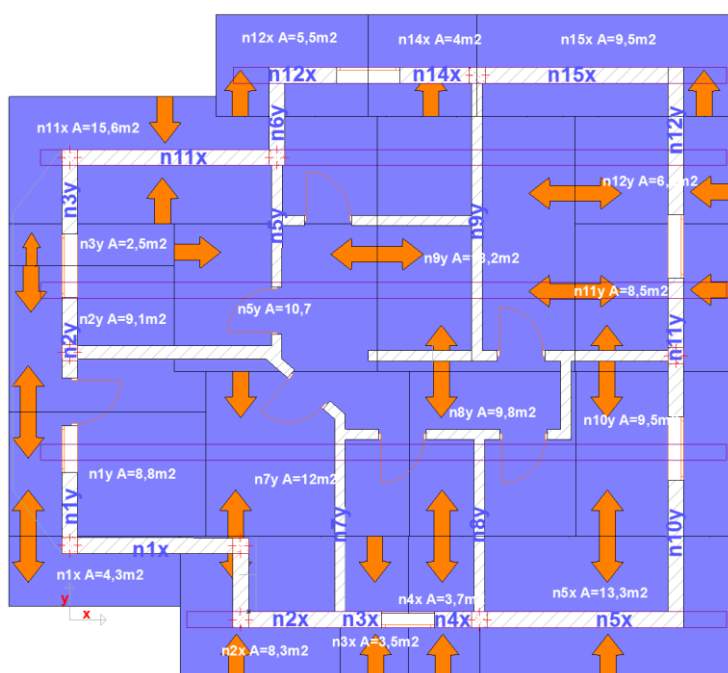
Vertikalno obtežbo zidov, ki so v prvem nadstropju moramo tudi prenesti na elemente v pritličju. To smo storili tako, da smo izmerili površino zidu v prerezu. V primeru, ko je bil element v prvem nadstropju na polovici med elementoma v pritličju, smo površino, ki pade na zid spodaj razdelili na pol. Primer je prikazan na sliki 26.



Slika 26: Vplivna površina zidov

7.6.3 Vplivne površine zaradi strehe

Vplivno površino strehe smo določili tako, da smo najprej obtežbo prenesli na lege. Tako smo ugotovili, kateri zidovi so nosilni in na katere se prenese vertikalna sila. Podobno kot pri vplivnih površinah pri stropu nad pritličjem, smo tudi tukaj streho razdelili. Razdaljo med legami smo prepolovili in predpostavili, da se en del strešne obtežbe prenese na eno lego, drugi del pa na drugo lego. Puščice na sliki prikazujejo, v katero smer se obtežba prenese.



Slika 27: Prenos obtežbe s strehe na zidove

Na sliki 27 je lepo vidno, da se obtežba prenaša v vse smeri, odvisno od pozicije ter zidu. Na sliki se vidi tudi, da se večina obtežbe prenese na zunanje zidove. Podobno kot pri stropu nad pritličjem se tudi tukaj zgodi, da nekateri zidovi ne dobijo prav nič obtežbe zaradi teže strehe. Vrednosti, ki smo jih dobili so približne in nimajo velikega vpliva, saj je obtežba strehe bistveno manjša kot so druge obtežbe.

7.6.4 Osna obremenitev zidov v pritličju

Da smo lahko določili osno silo zidu v pritličju, smo potrebovali vplivno površino. Sedaj ko le-te imamo sledi še račun. Za izračun osne obremenitve zaradi stropa nad pritličjem, balkona, zidov in strehe smo sledili naslednjim izrazom:

- **Vertikalna obremenitev zidu zaradi stropa nad pritličjem:**

$$N_{strop} = A_{plošče} \cdot (g_{plošče} + \psi_2 \cdot \varphi \cdot q_{plošče})$$

- **Vertikalna obremenitev zidu zaradi balkona:**

$$N_{balkon} = A_{balkona} \cdot (g_{balkona} + \psi_2 \cdot \varphi \cdot q_{balkona})$$

- **Vertikalna obremenitev zidu zaradi elementa nad njim:**

$$N_{zidu} = A_{zidu} \cdot d_{zidu} \cdot \gamma_{zidov}$$

- **Vertikalna obremenitev zidu zaradi strehe:**

$$N_{streha} = A_{streha} \cdot g_{streha}$$

- **Skupna vertikalna obremenitev:**

$$N_{zid} = N_{strop} + N_{balkon} + N_{zidu} + N_{streha}$$

Prikazujemo izračun vertikalne obremenitve zidu na primeru zidu px1.

- **Vertikalna obremenitev zidu zaradi stropa nad pritličjem:**

$$N_{strop} = 6,6m^2 \cdot (4,2kN/m^2 + 0,3 \cdot 0,5 \cdot 2kN/m^2) = 29,7 kN$$

- **Vertikalna obremenitev zidu zaradi elementa nad njim:**

$$N_{zidu} = 5,8m^2 \cdot 0,3m \cdot 18kN/m^3 = 31,5kN$$

- **Vertikalna obremenitev zidu zaradi strehe:**

$$N_{streha} = (17,6 m^2) \cdot 0,98kN/m^2 = 17,2 kN$$

- **Skupna vertikalna obremenitev:**

$$N_{px1} = 29,7kN + 31,5kN + 17,2kN = 78,4kN$$

Strop nad nadstropjem je upoštevan pri vertikalni obremenitvi zidov zaradi strehe. Vse vrednosti osnih obremenitev so nanizane v preglednici 23.

Preglednica 23: Osne sile v zidovih zaradi vertikalne obtežbe

	Strop nad pritličjem		Osna sila zaradi stropu [kN]	Zidovi		Osna sila zaradi zidov [kN]	Streha [kN]	SKUPAJ OSNA SILA [kN]	
	A plošče [m ²]	g plošče [kN/m ²]		Azidov [m ²]	d [m]				
px1	6,6	4,5	30	5,8	0,3	31	17	78	
px2	5,9	4,5	27	10,3	0,3	55	15	97	
px3	0	4,5	0	4,1	0,3	22	7	29	
px4	9	4,5	41	11,5	0,25	52	0	92	
px5	9,5	4,5	43	6,3	0,25	28	0	71	
px6	7,5	4,5	34	11,0	0,2	40	0	73	
px7	0	4,5	0	10,8	0,2	39	0	39	
px8	0	4,5	0	3,2	0,2	11	0	11	
px9	4,2	4,5	19	6,9	0,3	37	8	64	
px10	3,6	4,5	16	5,2	0,3	28	8	52	
px11	1	4,5	5	6,8	0,3	37	0	41	
px12	1,1	4,5	5	4,0	0,3	22	4	30	
px13	0	4,5	0	3,5	0,3	19	5	24	
px14	0	4,5	0	3,9	0,3	21	5	26	
py1	1,9	5,65	11	5,8	0,3	31	9	51	
py2	2,1	5,65	12	7,5	0,3	41	2	55	
py3	0	4,5	0	4,8	0,3	26	6	32	
py4	2,5	4,5	11	15,0	0,2	54	10	76	
py5	7,7	4,5	35	14,0	0,2	50	10	95	
py6	8,7	4,5	39	21,6	0,2	78	18	135	
py7	3	4,5	14	5,5	0,2	20	0	33	
py8	2,4	4,5	11	1,2	0,2	4	0	15	
py9	10,7	4,5	48	21,0	0,3	113	18	179	
py10	3,2	4,5	14	5,7	0,3	31	0	45	
py11	5,6	4,5	25	7,2	0,3	39	6	70	
							SKUPAJ	1514	kN

Nekateri zidovi ne dobijo osne sile, saj se zgodi, da se obtežba prenese na druge zidove, kot npr. py8 ne dobi obtežbe zaradi strehe, saj se obtežba prenese na zid *n11y* in *n9y*, ki se nato prenese na etažo nižje in sicer na zid *py6* in *py9*.

Razlika v masi in skupni osni sili se pojavi zaradi tega, ker je strop nosilen le v eni smeri in je na enem odseku masa konstrukcije upoštevana, prenese pa se na zid, ki ni bil vključen v potresno analizo.

7.7 Določitev nosilnosti posameznega zidu

Postopek nosilnosti elementa smo prikazali že v poglavju štiri. V naslednji preglednici 24 sledi le povzetek materialni karakteristik. V preglednici 25 smo upoštevali vse tri porušne mehanizme.

Preglednica 24: Materialne karakteristike

fk (MPa)	fvko (Mpa)	ftk (Mpa)	E (Mpa)	G (Mpa)	γ_M (Mpa)
3,66	0,2	0,2	3660	400	2,25

Preglednica 25: Karakteristike zidov, pripadajoča osna sila, napetost ter porušitev

ZID	l [m]	t [m]	h [m]	Nd [kN]	Fd [kN]	tip zidu	Aw, nepovezan [m2]	Aw, povezan [m2]	σ_d [Mpa]	fvd [Mpa]	STRIG		UPOGIB
											Hzdrs	Hdiag	Hupogib
px1	1,56	0,30	1,87	78	67	nepovezan	0,47	/	0,07	0,12	25	42	62
px2	2,28	0,30	1,87	97	101	nepovezan	0,68	/	0,06	0,11	43	68	113
px3	1,14	0,30	1,87	29	47	nepovezan	0,34	/	0,04	0,10	8	24	17
px4	2,37	0,30	2,29	92	42	nepovezan	0,71	/	0,06	0,11	36	66	91
px5	1,36	0,30	2,29	71	21	nepovezan	0,41	/	0,08	0,12	17	33	40
px6	2,36	0,30	2,29	73	42	nepovezan	0,71	/	0,05	0,11	30	63	73
px7	2,39	0,20	2,54	39	27	nepovezan	0,48	/	0,04	0,10	15	39	36
px8	2,39	0,30	2,54	11	38	nepovezan	0,72	/	0,01	0,09	5	52	11
px9	1,75	0,30	1,87	64	70	nepovezan	0,53	/	0,05	0,11	23	46	57
px10	1,60	0,30	1,65	52	104	nepovezan	0,48	/	0,05	0,11	20	42	49
px11	0,91	0,30	1,60	41	65	nepovezan	0,27	/	0,07	0,12	10	21	22
px12	0,76	0,30	1,82	30	29	nepovezan	0,23	/	0,06	0,11	6	17	12
px13	1,44	0,30	1,87	24	35	nepovezan	0,43	/	0,02	0,10	8	31	18
px14	1,42	0,30	1,87	26	65	nepovezan	0,43	/	0,03	0,10	9	31	19
py1	0,81	0,30	1,87	51	28	nepovezan	0,24	/	0,09	0,13	9	21	21
py2	1,38	0,30	1,87	55	61	nepovezan	0,41	/	0,06	0,11	17	33	39
py3	1,40	0,30	2,54	32	35	povezan	0,24	0,42	0,06	0,11	8	18	28
py4	2,34	0,30	2,29	76	76	nepovezan	0,70	/	0,05	0,11	30	62	75
py5	3,67	0,30	2,54	95	89	nepovezan	1,10	/	0,04	0,10	51	106	133
py6	4,95	0,30	2,54	135	123	nepovezan	1,49	/	0,04	0,11	88	145	255
py7	1,08	0,20	2,29	33	14	nepovezan	0,22	/	0,07	0,12	7	17	15
py8	0,78	0,20	2,29	15	8	nepovezan	0,16	/	0,04	0,11	3	11	5
py9-1	4,00	0,30	2,54	140	96	povezan	1,20	/	0,05	0,11	71	122	71
py9-2	1,58	0,30	1,87	39	47	nepovezan	0,29	0,47	0,06	0,11	18	25	47
py10	0,85	0,30	1,87	45	20	nepovezan	0,26	/	0,08	0,12	9	21	19
py11	2,16	0,30	1,87	70	111	nepovezan	0,65	/	0,05	0,11	31	60	78

V preglednici 25 je prikazano kolikšna je nosilnost zidov ter tudi vse pripadajoče obremenitve, tipi zidov itd. Z rdečo barvo pa je označeno, kateri mehanizem porušitve je merodajen. Kot že večkrat omenjeno, zdrsa ne bomo upoštevali, saj ni merodajna porušna oblika v pritličjih.

7.8 Kontrola potresne odpornosti elementov

Kontrolo potresne odpornosti smo določili tako, da smo primerjali razmerje med nosilnostjo elementa ter potresno obtežbo. Če je količnik večji od ena, to pomeni, da pride do porušitve elementa in obratno.

$$\frac{H_{Ed}}{\min(H_{Rd})} \leq 1,0$$

Preglednica 26: Porušitve zidov z upoštevanjem zdrsa

	Hrd	Hed	Hrd/Hed	OK/PORUŠITEV	NAČIN PORUŠITVE
px1	25	64	2,5	PORUŠITEV	ZDRS
px2	43	101	2,4	PORUŠITEV	ZDRS
px3	8	41	5,4	PORUŠITEV	ZDRS
px4	36	37	1,0	PORUŠITEV	ZDRS
px5	17	15	0,8	OK	/
px6	30	37	1,2	PORUŠITEV	ZDRS
px7	15	23	1,5	PORUŠITEV	ZDRS
px8	5	33	6,6	PORUŠITEV	ZDRS
px9	23	68	2,9	PORUŠITEV	ZDRS
px10	20	105	5,3	PORUŠITEV	ZDRS
px11	10	62	6,2	PORUŠITEV	ZDRS
px12	6	22	3,9	PORUŠITEV	ZDRS
px13	8	28	3,6	PORUŠITEV	ZDRS
px14	9	62	7,2	PORUŠITEV	ZDRS
py1	9	18	1,9	PORUŠITEV	ZDRS
py2	17	52	3,1	PORUŠITEV	ZDRS
py3	8	26	3,2	PORUŠITEV	ZDRS
py4	30	73	2,4	PORUŠITEV	ZDRS
py5	51	94	1,8	PORUŠITEV	ZDRS
py6	88	135	1,5	PORUŠITEV	ZDRS
py7	7	10	1,4	PORUŠITEV	ZDRS
py8	3	4	1,8	PORUŠITEV	ZDRS
py9-1	71	5	0,1	OK	/
py9-2	18	6	0,4	OK	/
py10	9	13	1,50	PORUŠITEV	ZDRS
py11	31	123	4,0	PORUŠITEV	ZDRS

Ob upoštevanju še enačbe za zdrs, pa bi se porušilo kar 22 zidov od 25-ih (preglednica 26), kar je nerealno, saj enačbe veljajo pri majhnih osnih silah, zato tudi teh ugotovitev ne bomo upoštevali, ker se zidovi nahajajo v pritličju, kjer ni tako majhna osna sila.

Preglednica 27: Porušitve zidov z upoštevanjem upogiba in diagonalnih razpok (strig)

	Hrd	Hed	Hrd/Hed	OK/PORUŠITEV	NAČIN PORUŠITVE
px1	42	64	1,5	PORUŠITEV	STRIG
px2	68	101	1,5	PORUŠITEV	STRIG
px3	17	41	2,4	PORUŠITEV	UPOGIB
px4	66	37	0,6	OK	/
px5	33	15	0,4	OK	/
px6	63	37	0,6	OK	/
px7	36	23	0,6	OK	/
px8	11	33	3,1	PORUŠITEV	UPOGIB
px9	46	68	1,5	PORUŠITEV	STRIG
px10	42	105	2,5	PORUŠITEV	STRIG
px11	21	62	2,9	PORUŠITEV	STRIG
px12	12	22	1,8	PORUŠITEV	UPOGIB
px13	18	28	1,6	PORUŠITEV	UPOGIB
px14	19	62	3,2	PORUŠITEV	UPOGIB
py1	21	18	0,9	OK	/
py2	33	52	1,5	PORUŠITEV	STRIG
py3	18	26	1,4	PORUŠITEV	STRIG
py4	62	73	1,2	PORUŠITEV	STRIG
py5	106	94	0,9	OK	/
py6	145	135	0,9	OK	/
py7	15	10	0,6	OK	/
py8	5	4	0,9	OK	/
py9-1	71	5	0,1	OK	/
py9-2	25	6	0,3	OK	/
py10	19	13	0,68	OK	/
py11	60	123	2,0	PORUŠITEV	STRIG

V našem primeru se zgodi, da kar 13 zidov od 25-ih poruši, kar je predstavljeno v preglednici 27.

7.9 Kontrola potresne odpornosti stavbe kot celote

Potresno odpornost objekta kot celoto, v brez dimenzijski obliki, izraža koeficient potresne odpornosti objekta SRC_u .

$$SRC_u = \frac{H_{tot,u}}{G_{tot}} \quad (7.2)$$

kjer je:

SRC_u mejni koeficient potresne odpornosti objekta,

$H_{tot,u}$ potresna odpornost (nosilnost) objekta,

G_{tot} teža objekta nad obravnavanim prerezom (v našem primeru teža celotnega objekta)

V EC8 je potresna obtežba izražena v obliki brez dimenzijskega koeficienta mejne računske prečne sile BSC_u :

$$BSC_u = \frac{\sum V_{Ed,u}}{G_{tot}} \quad (7.3)$$

kjer je:

BSC_u koeficient računske prečne sile,

$V_{Ed,u}$ izračunana potresna odpornost (nosilnost) objekta,

G_{tot} teža objekta nad obravnavanim prerezom.

Torej, da objekt kot celota prestopi potresno obtežbo, mora veljati, da je:

$$SRC_u \geq BSC_u \quad (7.4)$$

Vrednosti, ki smo jih izračunali v našem primeru, so nanizane v preglednici 28-31.

Preglednica 28: Obnašanje stavbe kot celote v x-smeri z upoštevanjem upogiba, zdrsa in razpok

	SRC		BSC
x-smer	0,168	<	0,461

Preglednica 29: Obnašanje stavbe kot celote v y-smeri z upoštevanjem upogiba in diag razpok.

	SRC		BSC
y-smer	0,225	<	0,37

V primeru, ko bi tudi za nosilnost upoštevali zdrs (preglednica 28 in 29), stavba kot celota nebi v nobeni smeri prenesla potresne obtežbe. To je nerealno, zato bomo upoštevali le upogibno nosilnost in strižno nosilnost z nastankom diagonalnih razpok.

Preglednica 30: Obnašanje stavbe kot celote v x-smeri

x-smer	SRC		BSC
	0,326	<	0,461

Preglednica 31: Obnašanje stavbe kot celote v y-smeri

y-smer	SRC		BSC
	0,505	>	0,424

Kot je vidno v preglednicah 30 in 31, se stavba kot celota slabo obnaša v x-smeri, lahko bi tudi rekli, da bi se stavba v x-smeri porušila, vendar se stavba v y-smeri dobro obnaša in potres tudi prestane.

7.10 Komentar

Kot vidimo v preglednici 27, se nam poruši 13 zidov od 25-ih. Ali je to dobro ali slabo, je težko oceniti, saj glede na to, da smo vzeli dokaj visoke varnostne faktorje za material in tudi da smo vzeli 2 kN/m^2 spremenljive obtežbe, kar v resnici ni tako, lahko logično trdimo, da bi se hiša boljše obnašala ob zmanjšanih obtežbah. Vendar se hiša vseeno poruši, kar seveda ni dobro. Vidimo tudi, da se nekateri zidovi porušijo, vendar je njihovo razmerje med nosilnostjo in potresno obtežbo ravno malo nad ena. Prav tako to velja tudi v drugi smeri, se pravi, da je le malo manjkalo do porušitve zidu. Iz preglednice 27 se vidi tudi, da se v x-smeri poruši veliko več zidov kot v y-smeri. Kot kažejo rezultati, bi se v x-smeri porušilo kar 10 zidov od 14-ih, v y-smeri pa le 3-je od 11-h. Eden od razlogov je ta, da je površina zidov v y-smeri večja kot v x-smeri in tudi prenašanje obtežbe, ki povečuje nosilnost zidu je v y-smeri večja. Tudi stavba kot celota se slabše obnaša v x-smeri, saj bi se kot omenjeno porušila. Nasprotno pa bi se obnašala stavba v y-smeri, kjer potresno obtežbo prenese. Zato bi bilo potrebno okrepiti kar nekaj zidov, še posebej tiste, katerih nosilnost je krepko presežena, npr. px3, px8, px10, px11 in px14. Pri vseh teh zidovih je nosilnost zidu vsaj dvakrat presežena.

8 ZAKLJUČEK

V začetku smo predstavili, na kakšen način se določi potresna obremenitev in nosilnost opečnih zidov. Upoštevali smo standarde EC6 in EC8.

V nadaljevanju smo na primeru zidu izračunali njegovo nosilnost. Upoštevali smo tri načine porušitve zidu, in sicer porušitev na strig (po diagonalnih razpokah in na zdrs zidu) ter tudi na upogib. Nosilnosti zidu smo preverili tako za nepovezane zidove in zidove, ki so povezani z armirano-betonskimi vezmi. Izkazalo se je, da bi se obravnavan nepovezan zid porušil po zdrsu. Porušitev zidu zaradi zdrsa je redka, vendar se računsko pojavlja zaradi Evrokodovega modela. Zato je strižno nosilnost na zdrs smiselno preverjati le takrat, ko je osna sila majhna. To se po navadi dogaja v višjih nadstropjih. V takem primeru lahko pride do zdrsa zidu, sicer so takšne poškodbe zidu redke. Pri oceni potresne odpornosti stavbe strižne nosilnost na zdrs nismo upoštevali, saj smo preverjali le zidove v pritličju. Po drugi strani se izkaže, da je izračunana strižna nosilnost na zdrs, če upoštevamo Evrokodovo enačbo, včasih negativna. Za primerjavo smo strižno nosilnost na zdrs vseeno izračunali, vendar tako, da smo iterativno poiskali največjo prečno silo, ki jo zid še prenese preden zdrsne.

V drugem delu diplomske naloge smo obravnavali enodružinsko hišo. S pomočjo računalniškega programa SAP 2000 smo določili obremenitve zidov zaradi etažne projektne potresne sile, ki smo jo izračunali po metodi s horizontalnimi silami. Osno obremenitev zaradi lastne teže in sprejemljive obtežbe smo določili s peš računom. Ko smo imeli ti dve količini, smo lahko preverili, na kakšen način se porušijo zidovi, če seveda se porušijo. Izkazalo se je, da je v x-smeri dokaj kritično, saj se poruši kar 10 zidov od 14-ih. Da to ni v redu, potrди tudi kontrola potresne stavbe kot celote. Izkaže se, da je stavba v drugi smeri bolj nosilna. Porušijo se le trije zidove od enajstih. Potresna odpornosti stavbe kot celote je za to smer analize sprejemljiva. Razlog za to, da se v x-smeri obnaša tako slabo, lahko pripišemo dejstvu, da je delež zidov v x-smeri manjši kot v y-smeri. Zato bi morali kar nekaj zidov v x-smeri utrditi, da bi lahko prenesli potresno obtežbo.

9 VIRI IN LITERATURA

Ganc, M. 2009. Analiza potresne odpornosti zidane konstrukcije. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 81 str.

Snoj, J. 2009. Ocena potresne odpornosti zidane stavbe s programom 3Muri. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 110 str.

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

Janežič I., Baumgartner M., Kos J., Bergant M. , 2008. Tehnične informacije o pomembnejših posegih za rekonstrukcijo v potresu poškodovanih zidanih objektov. Ljubljana, Gradbeni inštitut ZRMK in GRAS: 18 str.

<http://www.gi-zrmk.si/images/TC/3%20%C4%8Dlonek.pdf> (pridobljeno 17. 6. 2011).

Turnšek, V., Sheppard, P. 1980. The shear and flexural resistance of masonry walls. V: Proceedings of the International Research Conference on Earthquake Engineering, June 30–July 3, 1980, Skopje. Skopje, NIGRO, Naša knjiga: str. 517–573.

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

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

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

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

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

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