

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



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

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

To je izvirna različica zaključnega dela.

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

Penko, T., 2013. Ocena potresne odpornosti zidanega objekta Mala vas. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M., somentor Snoj, J.): 71 str.

University
of Ljubljana

Faculty of
*Civil and Geodetic
Engineering*



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

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

This is original version of final thesis.

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

Penko, T., 2013. Ocena potresne odpornosti zidanega objekta Mala vas. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Dolšek, M., co-supervisor Snoj, J.): 71 pp.

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

PRVOSTOPENJSKI
ŠTUDIJSKI PROGRAM OPERATIVNO
GRADBENIŠTVO (VS)

MODUL KONSTRUKTIVA

Kandidatka:

TEJA PENKO

**OCENA POTRESNE ODPORNOSTI ZIDANEGA OBJEKTA
MALA VAS**

Diplomska naloga št.: 34/OG-MK

**EVALUATION OF EARTHQUAKE RESISTANCE OF
MASONRY BUILDING MALA VAS**

Graduation thesis No.: 34/OG-MK

Mentor:

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Predsednik komisije:

doc. dr. Tomo Cerovšek

Somentor:

Jure Snoj, univ. dipl. inž. grad.

Ljubljana, 23. 09. 2013

STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Podpisana Teja Penko izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »Ocena potresne odpornosti zidanega objekta Mala vas«.

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

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

Ljubljana, 17. 09. 2013

Teja Penko

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.042.7:692.2(497.4)(043.2)
Avtor: Teja Penko
Mentor: izr. prof. dr. Matjaž Dolšek
Somentor: Jure Snoj, univ. dipl. inž. grad.
Naslov: Ocena potresne odpornosti zidanega objekta Mala vas
Obseg in oprema: 71 str., 23 pregl., 25 sl., 38 en.
Ključne besede: potres, zidana stavba, potresna odpornost,
metoda z vodoravnimi silami

Izvilleček:

V diplomski nalogi obravnavamo oceno potresne odpornosti zidanega objekta, zgrajenega v naselju Mala vas v Posočju. V prvem delu naloge je opisan pojav potresa in njegov vpliv na obnašanje zidanih konstrukcij. Predstavljeno je teoretično ozadje za izračun nosilnosti zidov ob upoštevanju različnih porušnih mehanizmov in metoda za določitev projektne potresne sile. V drugem delu naloge je prikazana analiza potresne odpornosti dejanskega zidanega objekta. Potresne sile smo določili z metodo z vodoravnimi silami, vpliv potresne obtežbe smo porazdelili na posamezne zidove, materialne karakteristike zidu smo povzeli iz literature in standarda Evrokod. Prvotno smo izdelali oceno potresne odpornosti za vsak zid v pritličju objekta v dveh pravokotnih smereh. Z globalno oceno potresne odpornosti objekta kot celote ugotovimo, da potresna odpornost objekta Mala vas, ki je bil poškodovan med potresom v Posočju, ni zadostna v smislu zahtev standarda Evrokod.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624.042.7:692.2(497.4)(043.2)
Author: Teja Penko
Supervisor: Assoc. Prof. Matjaž Dolšek, Ph. D.
Cosupervisor: Jure Snoj, B. Sc.
Title: Evaluation of earthquake resistance of masonry building Mala vas
Scope and tools: 71 p., 23 tab., 25 fig., 38 eq.
Keywords: earthquake, masonry building, seismic resistance,
lateral force method

Abstract:

The evaluation of the seismic resistance of a masonry building, which is located in the village Mala vas, Posočje, is presented. In the first part, the occurrence of earthquakes, the seismic action on buildings and the impact of earthquakes on masonry buildings are briefly described. In the following part, we present theoretical background for calculation of resistance of masonry walls taking into account different types of failure. The second part of the thesis addresses the seismic performance assessment of masonry building. Seismic forces were determined with the lateral force method and distributed on certain walls. The material characteristics were assessed based on the literature and the Eurocodes. We first made the evaluation of seismic resistance for each wall at the ground floor taking into account both rectangular directions of the building. Based on the results it can be concluded that the seismic resistance of the residential house Mala vas is not sufficient in terms of requirements of Eurocode.

ZAHVALA

Največja zahvala pri izdelavi diplomske naloge gre mentorju izr. prof. dr. Matjažu Dolšku, prav tako somentorju Juretu Snoju, univ. dipl. inž.grad. Želela bi se zahvaliti tudi prof. dr. Petru Fajfarju, ki me je s svojimi predavanji enostavno navdušil nad potresi.

Neizmerno se zahvaljujem mami Sonji, očetu Miranu in bratu Mihi za mnogo podpore, spodbudnih besed in nasvetov ter pomoči. Najlepša vam hvala, ker ste mi omogočili študij in mi vedno stali ob strani. Najlepše se zahvaljujem tudi življenjskemu sopotniku Žigi za izkazano zaupanje in mnogo pozitivne energije v vseh letih mojega študija.

KAZALO VSEBINE

STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA	I
IZJAVE	II
BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	III
BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION	IV
ZAHVALA	V
1 UVOD	1
2 INŽENIRSKA SEIZMOLOGIJA	3
2.1 Splošno o potresu	3
2.2 Jakost potresa	5
2.3 Merilni inštrumenti	5
2.4 Potresa v Posočju leta 1998 in 2004	7
2.5 Projektni potresni vpliv	8
2.6 Spektri odziva	9
2.7 Projektni spekter pospeškov	9
2.8 Faktor obnašanja q	12
3 ZIDANE KONSTRUKCIJE MED POTRESOM	14
3.1 Skozi zgodovino zidanih konstrukcij	14
3.2 Obnašanje zidanih stavb med potresom	15
3.3 Primeri dobre in slabe zasnove zidanih stavb	15
3.4 Vrste zidanih objektov in materiali zidovja	16
3.5 Poškodbe na objektih pri potresnem vplivu	17
4 METODA ZA OCENO POTRESNE ODPORNOSTI ZIDANEGA OBJEKTA	19
4.1 Celotna potresna obtežba	19
4.1.1 Masa objekta	19
4.1.2 Razredi in faktorji pomembnosti γ	21
4.1.3 Delni faktorji varnosti za materiale γ_M	21
4.1.4 Kombinacija vplivov za potresno projektno stanje	22
4.1.5 Potresna sila	23
4.1.6 Nihajni čas	23

4.2	Etažne projektne potresne sile.....	23
4.3	Obremenitev zidov.....	24
4.4	Vpliv torzije zaradi slučajne ekscentričnosti	25
4.5	Mehanske lastnosti zidovja	25
4.6	Račun nosilnosti za različne porušne mehanizme.....	29
4.6.1	Strižna nosilnost z zdrsom.....	30
4.6.2	Strižna nosilnost – diagonalne razpoke.....	31
4.6.3	Upogibna nosilnost	32
5	OCENA POTRESNE ODPORNOSTI OBJEKTA MALA VAS	34
5.1	Odločitveni model	34
5.2	Opis objekta Mala vas v Posočju	34
5.3	Konstrukcijski sklopi v obravnavanem objektu	39
5.3.1	Strop pritličja.....	39
5.3.2	Strop I. in II. nadstropja.....	39
5.3.3	Strop mansarde	41
5.3.4	Streha.....	42
5.3.5	Balkon	42
5.3.6	Zunanje stopnišče	43
5.3.7	Zidovi.....	43
5.3.7.1	Opečni zidovi	43
5.3.7.2	Betonski zidovi.....	45
5.4	Definicija nosilnih zidov objekta Mala vas	45
5.5	Določitev materialnih karakteristik zidovja.....	47
5.6	Masa objekta	49
5.6.1	Masa po konstrukcijskih sklopih.....	50
5.6.1.1	Masa stropov	50
5.6.1.2	Masa strehe.....	51
5.6.1.3	Masa balkonov	52
5.6.1.4	Masa zunanjega stopnišča	54

5.6.1.5	Masa zidov	54
5.6.2	Masa po etažah	56
5.7	Analiza obtežbe	56
5.7.1	Potresna sila	56
5.7.1.1	Izračun projektne potresne sile	57
5.7.1.2	Izračun potresne sile delujoče na posamezne zidove	57
5.7.2	Osna sila.....	59
5.8	Nosilnosti zidov	65
5.9	Izračun odpornosti zidov	66
5.9.1	Odpornost zidov na lokalnem nivoju	66
5.9.2	Odpornost zidov na globalnem nivoju	66
6	ZAKLJUČEK	69
VIRI	70

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Vrednosti parametrov, ki opisujejo elastični spekter odziva za uporabo v Sloveniji (SIST EN 1998-1:2005)	11
Preglednica 2: Tipi tal (SIST EN 1998-1:2005/A101)	12
Preglednica 3: Faktor obnašanja q v odvisnosti od vrste gradnje (SIST EN 1998-1:2005)	13
Preglednica 4: Vrednosti faktorja φ za izračun koeficienta za kombinacijo vpliva $\psi_{E,i}$ (SIST EN 1998-1:2005/A101)	20
Preglednica 5: Priporočene vrednosti koeficienta za kombinacijo vpliva kvazi stalne koristne obtežbe za stavbe $\psi_{2,i}$ (SIST EN 1990:2004)	20
Preglednica 6: Razredi in faktorji pomembnosti za stavbe (SIST EN 1998-1:2005/A101)	21
Preglednica 7: Delni varnostni faktorji za materiale γ_M zidanih konstrukcij (SIST EN 1996-1-1:2006)	22
Preglednica 8: Vrednosti konstante K za malte za splošno uporabo, tankoslojne in lahke malte (SIST EN 1996-1-1:2006)	27
Preglednica 9: Vrednosti začetne strižne trdnosti zidovja f_{vko} (SIST EN 1996-1-1:2006)	28
Preglednica 10: Konstrukcijski sklop stropa pritličja	39
Preglednica 11: Konstrukcijski sklop stropa I. nadstropja	41
Preglednica 12: Konstrukcijski sklop stropa mansarde	41
Preglednica 13: Konstrukcijski sklop strehe	42
Preglednica 14: Konstrukcijski sklop balkona	42
Preglednica 15: Konstrukcijski sklop zunanjega stopnišča	43
Preglednica 16: Dimenzije in količine elementov opečnega zidu debeline 19 cm	44
Preglednica 17: Konstrukcijski sklop zidov	45
Preglednica 18: Karakteristične vrednosti materialnih karakteristik	49
Preglednica 19: Masa stropov	51
Preglednica 20: Masa balkonov	53
Preglednica 21: Masa zidov	55
Preglednica 22: Masa vseh elementov po etažah in celotna masa objekta Mala vas	56
Preglednica 23: Geometrijske karakteristike, potresne in osne sile ter kontrola potresne odpornosti zidov pritličja	68

KAZALO SLIK

Slika 1: Širjenje seizmičnih P in S-valov (Kaiter, 2006-2013)	4
Slika 2: Širjenje seizmičnih L in R-valov (Kaiter, 2006-2013)	4
Slika 3: Zapis potresa 12. 4. 1998, zaznan z akcelerometrom in seizmometrom na Golovcu v Ljubljani (Tasič, 2003/2004)	6
Slika 4: Diagonalne razpoke na pošti v naselju Čezsoča (ARSO III, 2006)	8
Slika 5: Karta potresne nevarnosti Slovenije (ARSO IV, 2013)	10
Slika 6: a) nepovezano zidovje, b) lesen strop, zidovje povezano z vezmi, c) toga AB plošča (Tomažević, 2009, str. 33)	18
Slika 7: Porazdeljena prečna sila po objektu (Tomažević, 2009, str. 125)	24
Slika 8: Tipični mehanizmi porušitve zidu v ravnini zidu pri delovanju potresnega vpliva (Tomažević, 2009, str. 128)	30
Slika 9: Diagonalne razpoke v zatrepni steni objekta Mala vas (Državna tehnična pisarna, 2013)	36
Slika 10: Pogled na južno fasado objekta Mala vas (Državna tehnična pisarna, 2013)	36
Slika 11: Tloris pritličja a) in tipični tloris nadstropja b) (Državna tehnična pisarna, 2013)	37
Slika 12: Prerez A–A a) in Prerez B–B b) (Državna tehnična pisarna, 2013)	38
Slika 13: Prikaz zidanja po sistemu »Monta plošče« (Wienerberger I, 2013)	40
Slika 14: Prerez stropa po sistemu »Monta plošče« (po Wienerberger II, 2013)	40
Slika 15: Količina potrebne malte za m ² zidu iz opečnih votlakov 0,29/0,19/0,19 m	44
Slika 16: Oznake nosilnih zidov v pritličju v smeri osi X in Y	46
Slika 17: Efektivna višina zidov v stenah X1, X2 in X3	46
Slika 18: Ploščine elementov pritličja	51
Slika 19: Površina strehe	52
Slika 20: Ploščina pritličnih zidov, ki pripadajo steni X1	55
Slika 21: Masno težišče in razdalje za račun vpliva torzije	58
Slika 22: Prikaz prenosa obtežbe stropa nad pritličjem na zidove	60
Slika 23: Prikaz prenosa obtežbe stropa nad I. nadstropjem na zidove	61
Slika 24: Prikaz prenosa obtežbe strehe na zidove mansarde	61
Slika 25: Prikaz prenosa obtežbe zidov vseh etaž na zidove pritličja, ki pripadajo steni X1	62

1 UVOD

V današnjem času imamo marsikdaj občutek, da je naravnih nesreč vse več. Vendar temu le ni nujno tako. S tehnološkim razvojem smo dosegli, da je merjenje in beleženje potresov in drugih nesreč vse bolj natančno. V svetu je vse več grajenega okolja, zato so posledice tako uničujočega pojava, kot je močan potres, lahko zelo velike. Velika škoda na objektih in žrtve med prebivalstvom so tudi posledica dejstva, da so potresna območja gosto poseljena.

Ob koncu leta 2004 je bilo v Sloveniji delujočih 21 potresnih opazovalnic državne mreže, opremljenih z različnimi seizmografi in 14 opazovalnic z akcelerografi, ki so namenjeni beleženju močnejših potresov. V istem letu je bilo zabeleženih 8451 seizmičnih dogodkov, kar kaže na pestro potresno aktivnost na slovenskem ozemlju in njegovi okolici, od koder sežejo potresni vplivi. Potres deluje na konstrukcijo posredno preko gibanja tal, kar povzroči poškodbe na objektu. Neugodni so lahko tudi neposredni učinki, saj lahko potres povzroči požar, eksplozija ali kakšen drug nevaren pojav.

Eden izmed osnovnih ciljev gradbeništva je, da so objekti varni pred naravnimi in drugimi nesrečami. Zato skušamo z uporabo znanja in izkušenj iz prakse na področju gradbeništva projektirati in graditi kar se da primerne objekte. Naš bistveni cilj je zmanjšati poškodbe, ki jih sicer pri močnih potresih dovoljujemo, vendar ne dovoljujemo porušitve objektov, kar vodi k varovanju človeških življenj. Žal potresa ni mogoče natančno napovedati, zato se je treba posluževati drugih ukrepov.

Gradnja zidanih stavb je v zadnjih tisočletjih prevladovala pri večini objektov in zgodovina priča o mnogih kakovostno zgrajenih objektih, izdelanih prav iz zidovja. Brez temeljnega nosilnega elementa zidovja, zidaka, si gradnjo dandanes težko predstavljamo.

V prvem delu diplomske naloge je obravnavano teoretično ozadje potresov, zidanih objektov in njihovo obnašanje pri potresu ter določila za potresno odpornost objekta. V celoti je opisana metoda za oceno potresne odpornosti zidanih objektov, vključujoč potresno obtežbo, potresno silo na objekt in obremenitev zidov ter račun nosilnosti zidov za različne porušne mehanizme.

V drugem delu diplomske naloge je prikazan izračun objekta Mala vas, zidanega objekta, ki je bil poškodovan v potresih v Posočju v letih 1998 in 2004. Objekt je bil grajen v 70. letih 20. stoletja, vendar pred sprejetjem zahtev o potresno odporni gradnji, tako da lahko

predvidevamo, da ne bo zadostoval zahtevam trenutno veljavnega standarda (SIST EN 1998-1:2005), ki zajema potresno odporno gradnjo.

2 INŽENIRSKA SEIZMOLOGIJA

Seizmologija ali seizmika je znanost, ki se ukvarja z nastankom, dejavnostjo in učinki potresov, z delovanjem vulkanov, valovanjem voda kot posledica potresov in mnogimi drugimi pojavi. Potrese lahko s stališča potresnega inženirstva uvrstimo za območje Slovenije med izredno pomembne pojave, delujoče v Zemljini notranjosti. Njegovi učinki se kažejo predvsem na površju Zemlje kot neugodne posledice na grajenem okolju, prebivalcih in naravi. Inženirska seizmologija je veja uporabne seizmologije, ki podaja seizmološka spoznanja v tehnične namene. Z različnimi metodami dobljeni rezultati, izkušnje in dognanja so za gradbene inženirje izredno pomembni (DZS, 1998).

2.1 Splošno o potresu

Pri potresu pride do zapletenega nihanja v tleh saj je gibanje tal prostorskega značaja. Takšno je tudi gibanje konstrukcij med potresom. Za analizo konstrukcij je dovolj, da se gibanje tal simulira z dvema komponentama pospeškov v horizontalni smeri, ki sta si med seboj pravokotni in v določenih primerih še z eno komponento pospeškov v navpični smeri. Seizmološki inštrumenti, ki so namenjeni meritvam med potresom, beležijo le komponente potresnega gibanja tal (Tomažević, 2009).

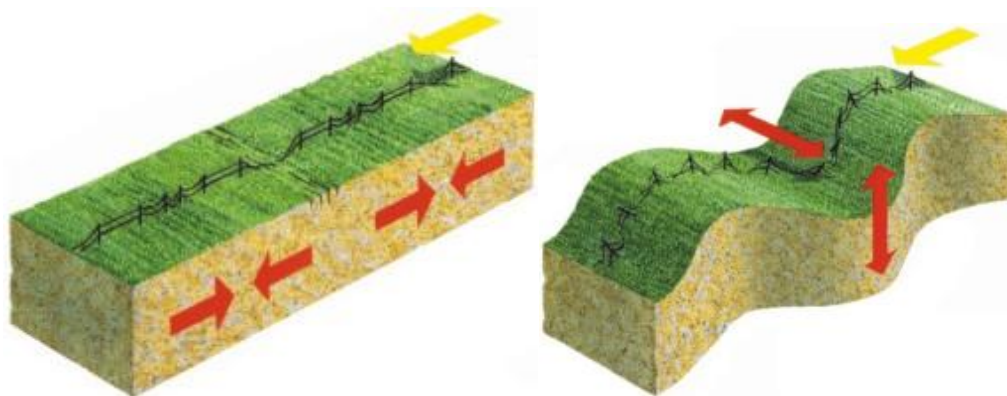
Običajen vzrok za potres je delovanje tektonike oziroma premikanje litosferskih plošč v Zemljini skorji, lahko pa vzrok pripišemo tudi delovanju vulkanov, plazov ali krušenju večjih skalnih gnot, na primer v kraških jamah. Tudi človekova dejavnost je lahko vzrok za nastanek potresa, kot so na primer eksplozije ali izkopi v rudnikih. Glede na teorijo tektonike plošč je litosfera razdeljena na toge plošče, imenovane tektonske plošče, ki ne mirujejo, temveč se na različne načine premikajo po spodnji plasti, imenovani astenosfera (Tomažević, 2009). Prihaja do pojavov:

- primikanja;
- razmikanja ali
- drsenja med ploščami.

Gibanje plošč je povod za nastanek visokih napetosti. Nakopičena potencialna energija se v obliki potresa sprosti v Zemljini notranjosti, natančneje v zgornjem delu Zemljine skorje, imenovani litosfera (Tomažević, 2009) in sicer, ko je strižna trdnost kamnin presežena. Sosednji skalni formaciji zdrsneta po skupni porušni ravnini, imenovani tektonski prelom. Skalni formaciji zdrsneta lahko druga ob drugi v vodoravni, navpični smeri ali kombinirano v

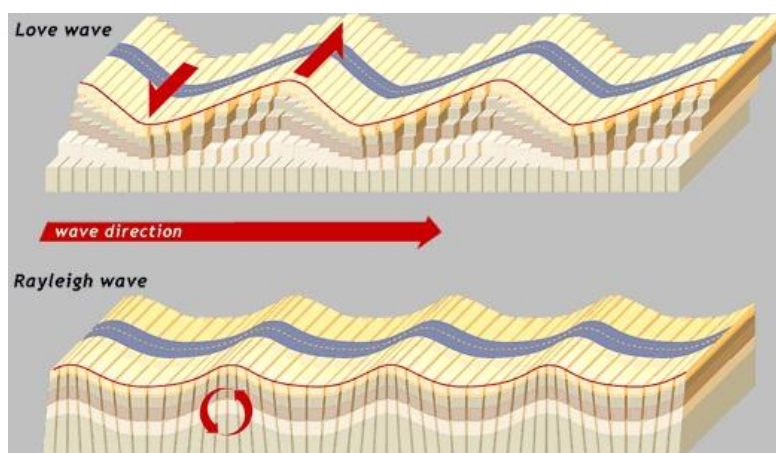
obeh. Potresi, dejavnost vulkanov in drugi pojavi so najpogostejši ob robovih tektonskih plošč.

Ob porušitvi v prelomni ravnini pride do zdrsa tektonskih blokov, ki je povod za nastanek seizmičnih valov dveh vrst. Večjo hitrost širjenja valov dosegajo longitudinalni oziroma tlačni valovi, imenovani tudi primarni ali P-valovi, ki se širijo v isti smeri kot nihanje delcev v tleh. Delci transverzalnih ali strižnih, imenovanih tudi sekundarni ali S-valovi, se širijo pravokotno na smer širjenja kot nihajo delci tal. Obe vrsti seizmičnih valov sta prostorskega tipa in sta grafično prikazani na Sliki 1.



Slika 1: Širjenje seizmičnih P in S-valov (Kaiter, 2006-2013)

Površinski valovi, kamor spadajo Lovevi ali L-valovi in Rayleighovi ali R-valovi, so posledica odboja in preloma longitudinalnih in transverzalnih valov. Prikazani so na Sliki 2. Delci L-valov nihajo vzporedno ravnini površja Zemlje in pravokotno na smer širjenja valov. R-valovi nihajo v eliptični obliki v ravnini, pravokotni na Zemljino površino (Tomažević, 2009). S kakšno hitrostjo in na kakšen način poteka širjenje seizmičnih valov vpliva tudi sestava oziroma vrsta kamnin po katerih potujejo valovi.



Slika 2: Širjenje seizmičnih L in R-valov (Kaiter, 2006-2013)

Energija, ki se nabira v Zemljini notranjosti povzroči, da ploskev, kjer pride do zdrsa, počasi oziroma se prelomi. Ta površina se imenuje žarišče ali hipocenter. Vertikalna projekcija žarišča predstavlja nadžarišče ali epicenter. Žarišče in nadžarišče običajno poenostavimo s točkama, gre pa pravzaprav za površino med dvema tektonskima blokoma pri žarišču in na površju (Tomažević, 2009).

2.2 Jakost potresa

Uporabljamo dve meri za merjenje potresa, magnitudo in intenziteto. Magnituda M je merilo za jakost potresa oziroma količino sproščene energije. Definiral jo je Richter leta 1935 in jo beleži standardizirani inštrument. Mera za posledice oziroma učinke potresa je intenziteta I . Intenziteta je pri istem potresu na različnih lokacijah lahko precej različna. Za oceno intenzitete na evropskem področju trenutno uporabljamo 12-stopenjsko evropsko makroseizmično lestvico EMS-98 (angl. »European Macroseismic Scale«), v nadaljevanju EMS. Lestvica EMS klasificira objekte glede na vrsto konstrukcije in jih razvršča v šest razredov ranljivosti od A do F. Poškodbe so razvrščene v pet razredov.

Kot merilo za jakost potresa običajno uporabimo največji izmerjen pospešek tal, ki ga zapiše merilni inštrument med potresom in sicer na skalni podlagi ali trdnih tleh. Pospešek tal a_g je običajno izražen v odstotkih pospeška prostega pada ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$). Za lažje projektiranje je bila preračunana korelacija med maksimalnim pospeškom tal a_g in intenziteto, podano z lestvicami za različne dele sveta, ki jo je zapisal tudi Tomažević (2009) v svoji knjigi.

2.3 Merilni inštrumenti

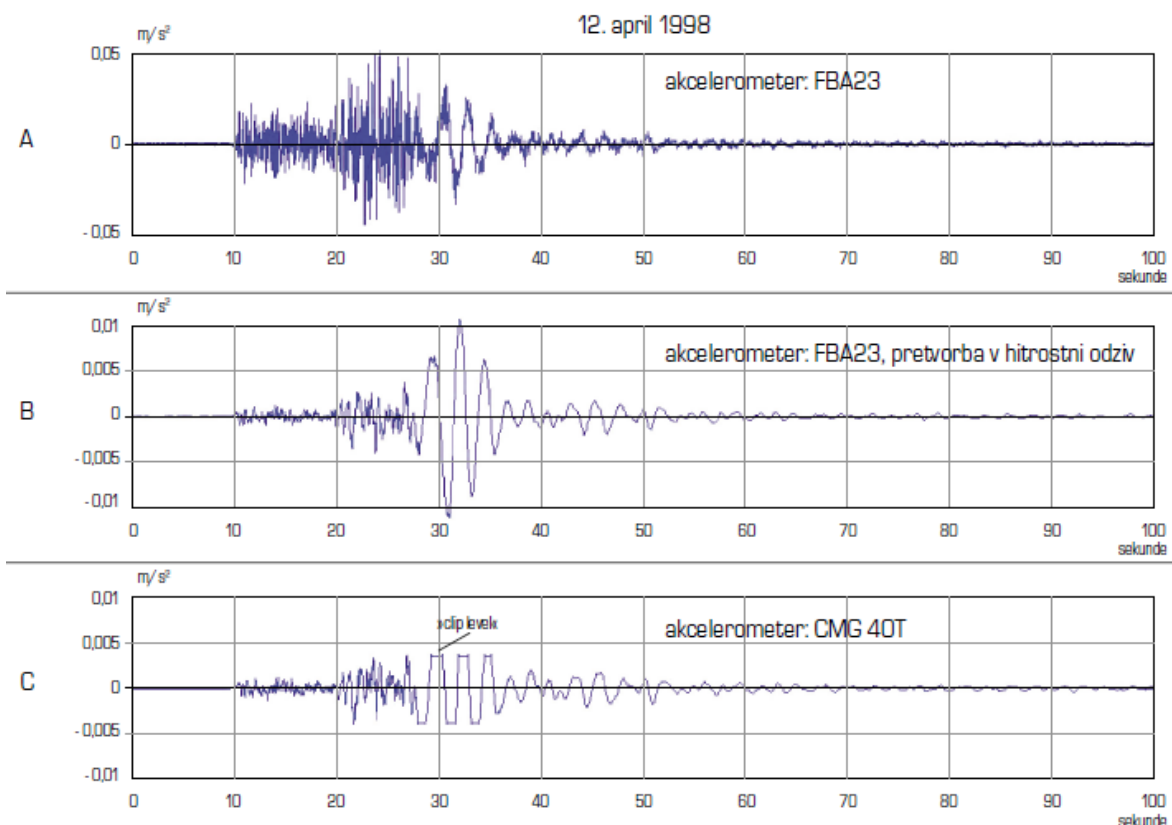
Amplitude potresnih valov so lahko zabeležene med nekaj nanometri do nekaj centimetri. Časovna obdobja, ki jim pravimo tudi periode, potresni valovi zajemajo od nekaj stotink sekunde do nekaj ur. Kot je zapisal Tasič (2003/2004), je gibanje tal kot posledica različno močnih potresov, ki so lahko različno oddaljeni od merilnih naprav, zabeleženi tako s seizmometri kot z akcelerometri. Za premoščanje takšnega razpona meritev se običajno uporablja take senzorje, ki so najbolj primerni za območje Slovenije ali več senzorjev z različnimi karakteristikami, to je s kombinacijo seizmometra in akcelerometra.

Seizmograf je naprava za zaznavanje in beleženje nihanja tal, ki deluje kot funkcija časa s točnim zapisom potresnega valovanja. Sestavna dela seizmografa sta seizmometer in enota za ojačitev ter beleženje signalov (Tasič, 2003/2004). Seizmometer je senzor za zaznavanje gibanja v tleh. Najpogosteje so uporabljeni seizmometri inercialnega tipa, ki so namenjeni

meritvam gibanja v tleh relativno glede na referenčno točko. Referenčna točka je pozicionirana v ohišje senzorja. Za širše frekvenčno območje so bolj uporabni aktivni seizmometri, to so senzori s povratno zanko (Tasič, 2003/2004). Sodobni seizmografi izdelajo zapis potresa v digitalni obliki.

Akceleroграфи so običajno manj občutljive naprave in so zato bolj uporabne za beleženje močnejših pospeškov tal, ki lahko nadomestijo seizmometre pri močnem potresu. Akceleroграф je torej seizmograf za zapisovanje močnejših tresljajev tal (Lapajne, 2011). Čutilo akceleroграфа je akcelerometer. Seizmogram in akceleroграм sta zapisa potresnega nihanja, ki ju zabeleži napravi.

Na Sliki 3, povzeti po Tasiču (2003/2004), je prikazan zapis pospeškov potresa z žariščem v Posočju 12. aprila 1998. Potres je bil zaznan v observatoriju Golovec v Ljubljani. Seizmometer je bil pri večjih amplitudah prekrmljen, akcelerometer pa je zabeležil podatke pri največjih amplitudah.



Slika 3: Zapis potresa 12. 4. 1998, zaznan z akceleroimetrom in seizmometrom na Golovcu v Ljubljani
(Tasič, 2003/2004)

Potresi so opazovani, merjeni in zapisani v primerno opremljenih potresnih opazovalnicah. V Sloveniji imamo 28 potresnih opazovalnic državnega omrežja in 9 opazovalnic za beleženje močnih potresov v naslednjih krajih: Bogenšperk, Bovec, Dolsko, Gotenica, Ilirska Bistrica, Ljubljana FGG, Ljubljana – Golovec, Kobarid in Krško (NEK) (ARSO I., 2013).

2.4 Potresa v Posočju leta 1998 in 2004

12. aprila 1998 se je v zgornjem Posočju zgodil eden najmočnejših potresov 20. stoletja na naših tleh. Izmerjena magnituda je bila 5,6 z žariščem v globini okoli 8 km med dolino Lepene in Krnskim gorovjem. Njegovi največji učinki se uvrščajo med VII. in VIII. stopnjo po EMS. Potres je bilo čutiti na področju celotne Slovenije in ponekod na Hrvaškem, Madžarskem, v Avstriji, Švici, Italiji, celo v Bosni in Hercegovini in še nekaterih drugih državah. Več sto popotresnih sunkov se je zvrstilo v 20-ih urah po glavnem potresu, naslednje mesece pa več kot 9000. Potres je poškodoval preko 4000 objektov na Bovškem, Kobariškem in Tolminskem (ARSO II, 2013).

12. julija 2004 se je zgodil potres z magnitudo 4,9 po Richterjevi lestvici in intenziteto med VI. in VII. stopnjo po EMS. Žarišče potresa je bilo globoko okrog 11 km pod površino Zemlje in je nastalo ob istem Ravenskem prelomu kot potres leta 1998. Potres je bilo seveda najbolj čutiti na Bovškem, kjer je bila gmotna škoda izredno velika. Prve dni po potresu je bilo zabeleženih nekaj sto popotresnih sunkov, v začetku tudi po pet na minuto. S strani Agencije Republike Slovenije za okolje in drugih strokovnjakov je bilo ugotovljeno, da se je v tem potresu leta 2004 aktiviralo isto potresno območje kot šest let prej (ARSO II, 2013), tako je mogoče sklepati, da je bil potres v letu 2004 celo popotresni sunek potresa leta 1998.

V širšem nadžariščnem območju v močnem potresu leta 2004 je prišlo do poškodb na mnogih objektih, tudi na tistih, ki so bili predhodno sanirani po potresu leta 1998. Omenjeni potres leta 1998 je hudo prizadel tudi Malo vas, iz katere izhaja obravnavani objekt v nadaljevanju diplomske naloge. Tu so učinki potresa dosegli VII. stopnjo po EMS lestvici. V letu 2004 je bila pri potresu najbolj prizadeta vas Čezsoča, iz katere izhaja poškodovan objekt na Sliki 4 kot primer precej poškodovanega objekta. Vidne so diagonalne razpoke, ki so zelo običajen porušni mehanizem zidanih objektov.



Slika 4: Diagonalne razpoke na pošti v naselju Čezsoča (ARSO III, 2006)

2.5 Projektni potresni vpliv

Projektni potres mora prestati vsaka konstrukcija, ki je sprojektirana in zgrajena na podlagi zahtevanih predpisov. Kot smo že uvodoma povedali, je temeljno načelo omejiti poškodbe v primeru bolj pogostega potresa in preprečiti porušitev dela objekta ali celotne konstrukcije v primeru močnega potresa, ki se redko pojavi. To sta osnovni zahtevi, navedeni v standardu SIST EN 1998-1:2005. V postopku projektiranja objekta ali v procesu ocene potresne odpornosti obstoječega objekta se kontrolira obnašanje objekta za projektni potres. Standard zahteva, da mora biti objekt sposoben prenesti vertikalne vplive in ohraniti njegovo celovitost tudi v primeru projektnega potresa.

Zahteva o neporušitvi, kot jo opredeljuje standard, predpisuje v Nacionalnem dodatku k SIST EN 1998-1:2005 referenčno povratno dobo projektnega potresnega vpliva $T_{NCR} = 475$ let in referenčno verjetnost prekoračitve $P_{NCR} = 10\%$ v 50. letih (SIST EN 1998-1:2005/A101). To sta priporočeni vrednosti za področje Slovenije za gradbene objekte običajne pomembnosti. Zahteva po omejitvi poškodb predpisuje priporočeni vrednosti za verjetnost prekoračitve potresnega vpliva $P_{DLR} = 4\%$ v 50. letih, kar ustreza povratni dobi $T_{DLR} = 95$ let. Osnovni predpisi za račun projektnega potresnega vpliva so prikazani v poglavju 4.

2.6 Spektri odziva

Potresna obtežba kot količina mora biti na nek način grafično in/ali številčno predstavljena. Ponazorjena je lahko s spektri odziva, ki prikazujejo maksimalni odziv za sistem z eno prostostno stopnjo. Obravnavamo lahko spekter pomikov, spekter pospeškov in druge spektre. Spektri odziva so nekakšni zapisi pospeškov, ki so lahko podlaga za preračun hitrosti gibanja, pomikov v tleh in drugih parametrov (Tomažević, 2009). Običajno potrebujemo le spekter odziva za eno količino, iz katerega izračunamo ostale spektre.

Prav spektri odziva podajo večino informacij, ki jih potrebujemo za izračun potresne odpornosti objektov. Spektri odziva pri potresu prikažejo maksimalne vrednosti odziva količin: hitrosti, pospeškov, pomikov konstrukcije in notranjih sil za konstrukcijo z eno prostostno stopnjo pri definirani obtežbi. Količine v spektrih odziva so odvisne od časovnega poteka nihanja v tleh.

Jenko (2012) v svoji diplomski nalogi navaja, da je račun odziva gradbene konstrukcije z direktno nelinearno dinamično analizo za zidane objekte preveč zahteven in v praksi še ni bil uporabljen. Tako se za običajen izračun konstrukcij uporablja reducirani elastični spekter, imenovan projektni spekter pospeškov.

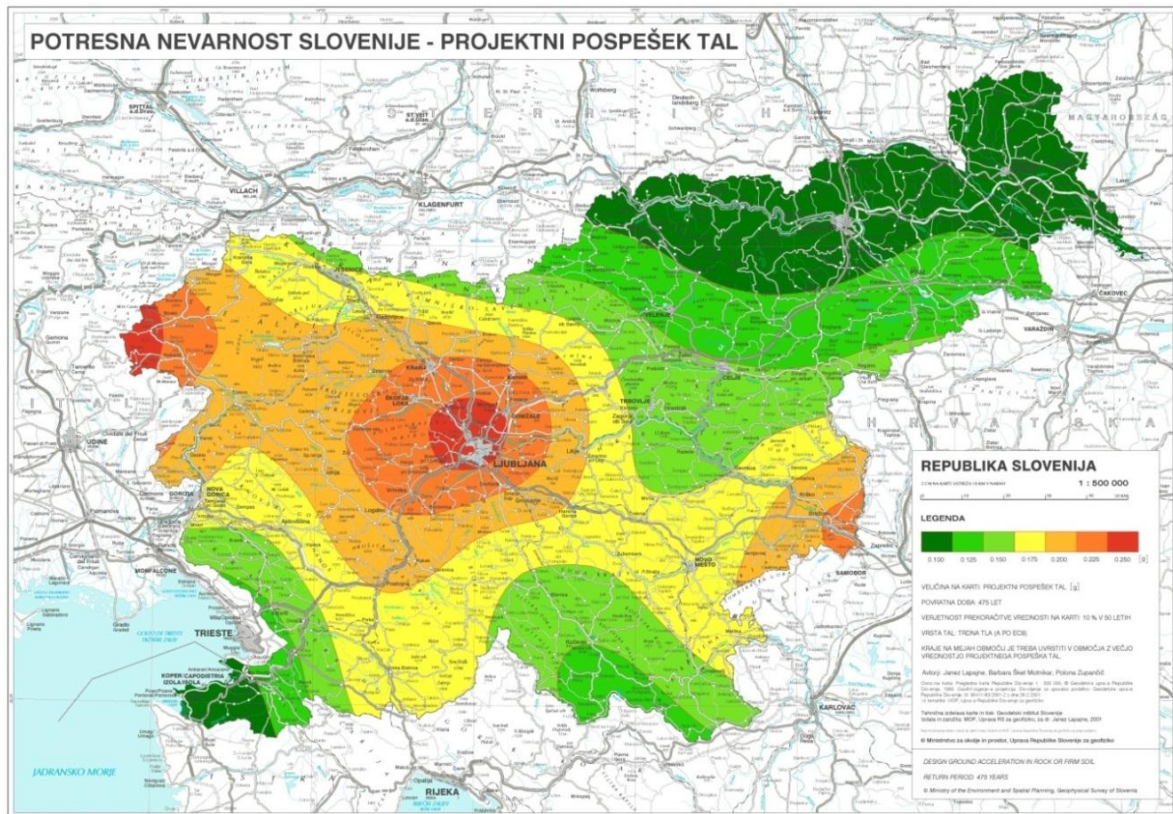
2.7 Projektni spekter pospeškov

Projektni spekter je sestavni del predpisa. Nahaja se v 3. poglavju 1. dela standarda SIST EN 1998-1:2005. Na potek pospeškov bistveno vpliva sestava temeljnih tal, frekvenčni sestav potresa, maksimalna hitrost, čas trajanja (močnega) dela potresa in drugi parametri. Ozemlje vsake države je razdeljeno na potresna območja na podlagi analize potresne nevarnosti, ki je osnova za potresno odporno gradnjo objektov.

V primeru zelo nizke seizmičnosti določil standarda ni potrebno upoštevati, na področjih z nizko seizmičnostjo, ki je odvisna od projektnega pospeška tal a_g , pa se pri računu določenih vrst ali kategorij konstrukcij uporabi skrajšan oziroma poenostavljen postopek. Kot narekuje Nacionalni dodatek SIST EN 1998-1:2005/A101, v Sloveniji področij z nizko seizmičnostjo ni.

Karta potresne nevarnosti Slovenije z vnesenimi projektnimi pospeški tal je dosegljiva na spletni strani Agencije Republike Slovenije za okolje (ARSO): <http://www.arso.gov.si/>. Vrednost projektnega pospeška tal a_g je izražena z odstotkom pospeška prostega pada. Kot

primer navajam območje Ljubljane in njene okolice, kjer znaša projektni pospešek tal $a_g = 0,25 \cdot g$.



Slika 5: Karta potresne nevarnosti Slovenije (ARSO IV, 2013)

Projektni spekter pospeškov je uporabljen za različne tipe tal in 5 % dušenje s povratno dobo 475 let. Od elastičnega spektra se razlikuje z vsebovanjem faktorja obnašanja q , ki je podrobneje opisan v poglavju 2.8.

Projektni spekter pospeškov je definiran za 5 % dušenje in za vodoravni komponenti potresnega vpliva s spodnjimi enačbami in označen z oznako $S_d(T)$ (SIST EN 1998-1:2005):

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2-1)$$

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

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

$$T_D \leq T: S_a(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2-4)$$

kjer je:

$S_a(T)$ – projektni spekter;

T – nihajni čas konstrukcije z eno prostostno stopnjo;

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.

Po SIST EN 1998-1:2005 se ločita dva tipa spektrov: tip 1 in tip 2. Za Slovenijo velja tip 1, le da je nekoliko modificiran. V Preglednici 1 so navedene vrednosti faktorja tal S , nihajnih časov T_B , T_C in T_D , ki so odvisni od tipa tal.

Tipi tal, ki se razvrščajo v kategorije A, B, C, D in E ter veljajo za področje Slovenije, so podrobneje opisani v Preglednici 2, ki je povzeta po Nacionalnem dodatku k standardu (SIST EN 1998-1:2005/A101).

Preglednica 1: Vrednosti parametrov, ki opisujejo elastični spekter odziva za uporabo v Sloveniji (SIST EN 1998-1:2005)

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

Preglednica 2: Tipi tal (SIST EN 1998-1:2005/A101)

Tip tal	Opis stratigrafskega profila	Parametri		
		$V_{S,30}$ (m/s)	N_{SPT} (udarcev/ 30cm)	c_u (kPa)
A	Skala ali druga skali podobna geološka formacija, na kateri je največ 5 m slabšega površinskega materiala	>800	/	/
B	Zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj deset metrov, pri katerih mehanske značilnosti z globino postopoma naraščajo	360-800	>50	>250
C	Globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, prod ali toge gline globine nekaj deset do več sto metrov	180-360	15-50	70-250
D	Sedimenti rahlih do srednje gostih nevezljivih zemljin (z nekaj mehкими vezljivimi plastmi ali brez njih) ali pretežno mehkih do trdnih vezljivih zemljin	<180	<15	<70
E	Profil tal, kjer površinska aluvialna plast 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	/	/	/

kjer je:

$V_{S,30}$ – povprečna vrednost hitrosti strižnega valovanja;

N_{SPT} – število udarcev pri standardnem penetracijskem preizkusu;

c_u – nedrenirana strižna nosilnost zemljine.

2.8 Faktor obnašanja q

Faktor obnašanja q se uporablja pri projektiranju in je v standardu definiran kot faktor, s katerim se zmanjšajo elastične potresne sile, to so sile, dobljene z linearno analizo. S faktorjem q implicitno upoštevamo sposobnost nelinearnega odziva konstrukcije, saj imajo gradbene konstrukcije sposobnost, da z duktilnim obnašanjem elementov objekta ter drugimi mehanizmi poškodovanosti sipajo energijo, ki jo prevzame objekt pri potresu. V oceni potresne odpornosti se tako poslužujemo elastične analize z zmanjšanim spektrom odziva. Faktor obnašanja q je po SIST EN 1998-1:2005 razvrščen v Preglednici 3 za različne tipe zidovja, ki zadostujejo zahtevam standarda.

Preglednica 3: Faktor obnašanja q v odvisnosti od vrste gradnje (SIST EN 1998-1:2005)

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

3 ZIDANE KONSTRUKCIJE MED POTRESOM

Potresi po celem svetu lahko pustijo na objektih hude posledice. Močni potresi prizadenejo tudi veliko zidanih stavb, kar se zgodi predvsem v manj razvitem svetu, kjer se objekti v primeru potresa obnašajo manj ugodno. Tomažević (2009) pravi, da tako ni le v manj razvitih državah, temveč tudi v najbolj razvitih območjih Evrope in Amerike, kjer so potresno najbolj ranljivi del stavbnega fonda ravno stari zidani objekti, saj je v Evropi največ ravno zidanih in armiranobetonskih stavb, le v manjši meri so prisotne jeklene in lesene konstrukcije.

3.1 Skozi zgodovino zidanih konstrukcij

Kot smo že omenili, je bilo zidovje že tradicionalno uporabljeno pri gradnji mnogih objektov. Skozi čas je od najbolj primitivne uporabe kamna, najdenega v naravi, pomešanega z zemljo, gradbeništvo izboljšalo napredek na mnogih področjih zidanih stavb: izboljšanja odpornosti materialov, nosilnosti, togosti, sposobnosti sipanja energije, duktilnosti in drugih pomembnih materialnih karakteristik.

Uvedlo se je tudi mnoge ukrepe na starih zidanih stavbah, kot so utrditve vogalov, povezovanje nasprotnih zidov z jeklenimi vezmi in druge. Lahko se pa zgodi, da najdemo tudi nove zidane hiše, sezidane na podlagi protipotresnih predpisov, ki pa jih potres prav tako močno poškoduje. Pomemben del k izboljšanju tehnologij in ukrepov je pripomoglo tudi raziskovanje vzrokov za poškodbe, nastale na objektih po potresu, tako laboratorijske eksperimentalne raziskave kot tudi raziskave na dejanskih objektih, ki jih je potres poškodoval, morebiti tudi po že narejeni sanaciji (Tomažević, 2009).

Gradbeništvo je v svojem razvoju doseglo marsikatero spremembo tudi v zakonodaji, ki zadeva protipotresne ukrepe in ravno raziskave so bile temeljne za pripravo mnogih predpisov. V letu 2005 je bilo s sprejetjem Pravilnika o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov (Ur.l. RS, št. 101/2005), objavljenim v Uradnem listu Republike Slovenije uradno sprejet evropski standard za potresno odporno gradnjo Eurocode 8 (SIST EN-1998:2005). Privzeli smo izraz Evrokod 8 ali skrajšano EC8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij. Za zidane stavbe je veljaven standard Evrokod 6 (SIST EN-1996:2006): Projektiranje zidanih konstrukcij. Eden drugega dopolnjujeta in sta veljavna za potresna območja, kot je to Slovenija.

3.2 Obnašanje zidanih stavb med potresom

Vsaka stavba je običajno zgrajena iz nosilnih vertikalnih in horizontalnih elementov ter nenosilnih elementov. Vse obtežbe, ki jih konstrukcija mora prenesti v temeljna tla, se prenesejo preko nosilnih elementov. Poleg vertikalnih obtežb, kot so lastna in stalna teža, koristna obtežba, sneg, veter in druge, potresni vpliv deluje na konstrukcijo v horizontalni smeri.

Splošno za vse gradbene objekte lahko trdimo, da je njihovo obnašanje odvisno predvsem od tega, kako je konstrukcija zasnovana, kakšna je kakovost vgrajenih materialov in od načina ter kakovosti gradnje (Tomažević, 2009). Omeniti je smiselno tudi ustrezno temeljenje, ki bistveno pripomore k ustreznemu obnašanju objekta med potresom.

Pomemben vzrok za obnašanje konstrukcij med potresom je tudi zgradba oziroma sestava tal, kjer so objekti pozicionirani. Po Tomaževiću (2009) so naštetih naslednji možni načini porušitev temeljnih tal zaradi potresnega vpliva, ki pa zagotovo niso edini:

- zdrs pobočja;
- porušitev slabo nosilnih temeljnih tal in
- likvefakcija, to je utekočinjanje sipkih, z vodo prepojenih peskov.

3.3 Primeri dobre in slabe zasnove zidanih stavb

Najboljše se obnašajo objekti z enostavno, pravilno in čim bolj regularno zasnovo v tlorisu, objekti z dovolj velikim številom zidov za prevzem horizontalnih potresnih sil. Tem bolj so nosilni zidovi razporejeni simetrično v obeh glavnih smereh konstrukcije, manjša je možnost, da pride do prevelikega odmika masnega težišča od težišča togosti, ki pogojuje nastanek torzije ter s tem morebitne preobremenitve v elementih stavbe (Tomažević, 2009). Prav tako je eno izmed osnovnih načel SIST EN 1998-1:2005 zahteva po nosilnosti in togosti v dveh smereh, saj mora gradbena konstrukcija prevzemati horizontalne potresne vplive, ki se pojavijo v smeri dveh komponent. Nosilnost in togost v obeh smereh se zagotovi na tak način, da se projektira elemente nosilne konstrukcije gledano v tlorisu v dveh pravokotnih smerih.

Pomembno je, da je uniformnost konstrukcije po višini čim bolj enakomerna, to pomeni, da je smiselno graditi konstrukcijo kar se da pravilno po njeni višini in dimenzije elementov naj so po višini čim bolj zvezne in nespremenljive. V nasprotnem primeru neugodna zasnova lahko vodi do pojava mehke etaže, ki ni mogoča le v pritličju, temveč tudi v kakšnem izmed ostalih

nadstropij. Prav tako se je smiselno izogibati kratkim stebrom, saj so zelo togi in nase privlečejo velike obremenitve, kar je za celotno konstrukcijo zelo neugodno. Pozorni moramo biti tudi pri omejitvi glede velikosti odprtin, ki vsekakor ne smejo biti presežene.

Stavbe, ki imajo zasnovane nosilne zidove le v eni smeri, so primer slabe prakse za obnašanje konstrukcij na potresni vpliv. Take konstrukcije prevzemajo vplive le v eni smeri. V primeru potresnega sunka, ki deluje pravokotno na nosilne zidove, bo objekt zelo verjetno močno poškodovan ali celo porušen (Tomažević, 2009). Izkušnje kažejo tudi na slab t.i. mešani sistem, kjer je uporabljena kombinacija zunanjih zidov in stebrov v notranjosti objekta, na katere se po oslabitvi obodnih zidov prenesejo potresne sile, ki pa v večini ne prevzemajo potresne obtežbe.

3.4 Vrste zidanih objektov in materiali zidovja

Zidovje se uvršča med kompozitne materiale. To so materiali, sestavljeni iz najmanj dveh komponent. Hkrati se uvršča zidovje tudi med konstrukcijska gradiva, saj se ga uporablja za izdelavo konstrukcijskih elementov v gradbeništvu. Zidovje je sestavljeno iz:

- zidakov (kamen, opeka, betonski blok);
- malte;
- polnilnega betona in
- armaturnega jekla.

Ni nujno, da je zidovje izdelano iz vseh zgoraj naštetih elementov. Skozi zgodovino se je za gradnjo zidanih objektov uporabljalo različne materiale, od adobe zidakov, to je mešanice gline in zemlje, kamna, opeke, betonskih votlakov in drugih sodobnih materialov. Zidovje je kompleksen material, zato se zahteva, da vsi posamezni elementi zidovja ustrezajo posebnim zahtevam standardov in predpisov še zlasti, ko se zidovje uporablja za gradnjo inženirskih objektov. Standard SIST EN 1996-1-1:2006 določa vrste zidakov, ki so lahko uporabljene, razvršča jih v posamezne skupine in jih podrobno opiše. Prav tako podrobno klasificira malte glede na njihovo tlačno trdnost, zalivni beton in armaturno jeklo morata tudi zadostiti zahtevam, navedenim v standardu. Klasifikacije materialov zidovja so podrobno prikazane v podpoglavju 4.5.

Zidane stavbe Tomažević (2009) loči po sistemu zidovja:

- nearmirano (navadno) zidovje iz zidakov in malte;
- povezano zidovje (angl. »confined masonry«) iz zidakov, malte, betona in armaturnega jekla;

- armirano zidovje iz zidakov, malte, polnilnega betona in armaturnega jekla.

Zidane stavbe sestavljajo zidovi in stropovi, imenovani tudi navpični in vodoravni glavni konstrukcijski elementi. Zidane stavbe se uvrščajo med stenaste škatlaste konstrukcije. Standard razlikuje razne tipe konstrukcijskih zidov in jih posamično tudi opredeljuje. SIST EN 1998-1:2005 opredeljuje stenaste sisteme kot konstrukcijske sisteme, ki s stenami kot navpični nosilni sistem, prevzemajo vodoravne vplive. Med seboj so elementi povezani, v višini stropov običajno z vodoravnimi povezovalnimi elementi (zidne vezi), ki so večinoma iz armiranega betona ali jekla. Pri preprostejših stavbah ali stavbah kulturne dediščine so lahko zidne vezi tudi iz drugih materialov (Tomažević, 2009), kot na primer lesa. Stropovi naj bi med potresom delovali kot toga diafragma, ki potresne sile porazdeli med zidove.

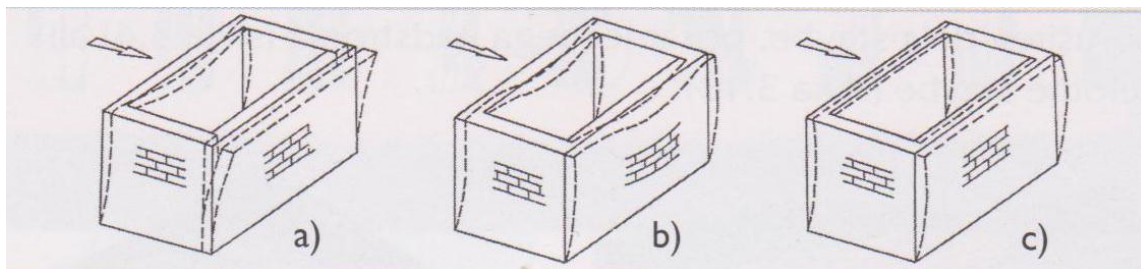
3.5 Poškodbe na objektih pri potresnem vplivu

Kot smo že v uvodnem delu tega poglavja omenili, je bilo med potresi v vsej zgodovini mnogo zidanih objektov poškodovanih in tudi porušenih, vendar so določeni zidani objekti močne potrese prenesli brez večjih poškodb.

Najslabše se obnašajo tradicionalno sezidane hiše iz zemlje (adobe) in kamna (Tomažević, 2009). Kamnito zidovje hitro razpade, saj je blatna malta kot vezivo slabe kakovosti. Obenem so strehe grajene s težkim nasutjem zemlje, ki med ali po potresu lahko pod seboj pokoplje veliko ljudi.

Na evropskih tleh je mnogo stavb zgodovinskega pomena, ki imajo nekaj dobrih, pa tudi nekaj slabih elementov v svoji zasnovi. Zidovi so mnogokrat dobro simetrično razporejeni in zasnova je precej dobra. Pogosto so zidovi in stropovi neustrezno povezani in zelo pogoste so tipične razpoke na vogalih objektov.

Prvi model na Sliki 6 prikazuje nepovezано zidovje, drugi pa star zidan objekt s tipičnimi lesenimi stropovi s horizontalnimi zidnimi vezmi. Potresne sile, ki delujejo pravokotno na zid, povzročajo ob navpičnih stikih nepovezanega zidovja razpoke, ki so običajne zaradi upogiba stene izven svoje ravnine. Na objektu s povezanim zidovjem z zidnimi vezmi je obnašanje pri potresu nekoliko ugodnejše od nepovezanega, vendar leseni stropovi zmanjšujejo potresno odpornost, ker pride do vpliva upogiba zidov pravokotno na ravnino zidu (Tomažević, 2009). Najbolj ugoden primer zidanega objekta je povezava zidov z zidnimi vezmi in zidov s stropno konstrukcijo, ki deluje kot toga diafragma, kot prikazuje model c).



Slika 6: a) nepovezane zidovje, b) lesen strop, zidovje povezano z vezmi, c) toga AB plošča
(Tomažević, 2009, str. 33)

Poškodbe na nosilni konstrukciji Tomažević (2009) deli za vse zidane objekte po enotnem sistemu:

- manjše razpoke na stikih stropov in zidov;
- ločevanje zidov pri nepovezanem zidovju;
- navpične razpoke v zidovih zaradi nihanja pravokotno na ravnino;
- rušenje nepovezanih zidov zaradi nihanja pravokotno na ravnino;
- poškodbe nosilnih zidov zaradi delovanja sil v ravnini zidu: razslojevanje in delni razpad ter poševne razpoke;
- porušitev dela stavbe, posamezne etaže ali celotne stavbe.

Na poškodovanih objektih se lahko izvede analiza poškodb, ki da rezultate o dogajanju tako v zidovju kot v celotni konstrukciji. Posledično lahko določimo mehanizme porušitve, ki narekujejo nastanek poškodb na objektu. Porušni mehanizmi so odvisni od razmerja med navpično in vodoravno obtežbo, kot tudi od smeri delovanja vodoravne obtežbe. Kot navaja Tomažević (2009) so analize pokazale, da delujejo v ravnini trije tipi mehanizmov. Podrobneje so predstavljeni v podpoglavju 4.6.

4 METODA ZA OCENO POTRESNE ODPORNOSTI ZIDANEGA OBJEKTA

Zidane stavbe so običajno toge, stenaste konstrukcije, ki imajo razporejene zidove precej simetrično v obeh smereh tlorisno gledano. Zato je varnost proti poružitvi na vertikalno obtežbo običajno zadostna (Tomaževič, 2009). Posledično zidane konstrukcije analiziramo dvodimenzionalno v dveh horizontalnih smereh neodvisno eno od druge in prostorski model ni potreben. Navpične potresne obtežbe običajno torej ne upoštevamo, razen pri objektih z zelo velikimi razpetinami ali konzolami, pri katerih je vertikalna obtežba lahko kritična.

Običajno večino potresne sile prevzamejo zidovi, ki so postavljeni v smeri vzporedno s potresnim vplivom. Na podlagi te predpostavke izdelamo tudi izračun za oceno potresne odpornosti objekta Mala vas v poglavju 5. Potresno obtežbo porazdelimo na elemente v razmerju togosti, pri čemer je upoštevana slučajna ekscentričnost mase po objektu.

4.1 Celotna potresna obtežba

Projektne potresne vplive določamo z upoštevanjem mase, ki zajema vse stalne in spremenljive težnostne vplive, torej lastno in stalno ter del koristne obtežbe.

4.1.1 Masa objekta

Masa posamezne etaže je po SIST EN 1998-1:2005 določena za projektne potresne vplive z naslednjima enačbama:

$$m_{i,Ed} = \frac{W}{g} \quad (4-1)$$

$$W = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4-2)$$

kjer je:

$m_{i,Ed}$ – masa za določitev projektne potresne sile;

W – teža stavbe;

g – težnostni pospešek;

$G_{k,j}$ – karakteristična vrednost stalnega vpliva, t.j. stalne in lastne teže;

$Q_{k,i}$ – karakteristična vrednost spremenljive obtežbe, t.j. koristne obtežbe.

$\Psi_{E,i}$ je kombinacijski koeficient, sestavljen iz produkta faktorja φ , ki je zapisan v Preglednici 4 in koeficienta za kombinacijo spremenljivega vpliva $\Psi_{2,i}$, ki je zapisan v Preglednici 5. Skupaj gradita enačbo (4-3). S kombinacijskim koeficientom $\Psi_{E,i}$ se upošteva masa konstrukcije, kot pravi Tomaževič (2009), na podlagi verjetnosti, da bo koristna obtežba ob potresu res na predvidenem mestu, vendar ne bo prisotna po celotni konstrukciji.

$$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i} \quad (4-3)$$

Vrednosti faktorja φ so povzete po Nacionalnem dodatku k standardu (SIST EN 1998-1:2005/A101). V spodnji preglednici so zapisane priporočene vrednosti za stavbe, ki se ločijo v odvisnosti od kategorij, zapisanih v standardu SIST EN 1991-1-1:2004.

Preglednica 4: Vrednosti faktorja φ za izračun koeficienta za kombinacijo vpliva $\Psi_{E,i}$ (SIST EN 1998-1:2005/A101)

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	φ
kategorije A-C*	Vrhna etaža (streha)	1,0
	Nekatere etaže so zasedene povezano	0,8
	Etaže so zasedene neodvisno	0,5
kategorije D-F* in arhivi	/	1,0

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

Vrednosti koeficientov za kombinacijo vpliva za stavbe $\Psi_{2,i}$ so povzeti v spodnji preglednici po SIST EN 1990:2004 in izhajajo iz namena uporabe v stavbi. Vrednost koeficienta $\Psi_{2,i}$ za kombinacijo vpliva koristne obtežbe je za elemente stanovanjskih stavb predvidena 0,3.

Preglednica 5: Priporočene vrednosti koeficienta za kombinacijo vpliva kvazi stalne koristne obtežbe za stavbe $\Psi_{2,i}$ (SIST EN 1990:2004)

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

4.1.2 Razredi in faktorji pomembnosti γ_I

Po pomembnosti so stavbe v SIST EN 1998-1:2005 razvrščene v štiri kategorije oziroma razrede pomembnosti. Vrednosti so zapisane v Nacionalnem dodatku k standardu in priporočene vrednosti so povzete v Preglednici 6. Razredi pomembnosti se delijo glede na posledice, ki jih imajo poškodbe ali porušitev stavbe na ljudi in okolje (SIST EN 1998-1:2005/A101).

Preglednica 6: Razredi in faktorji pomembnosti za stavbe (SIST EN 1998-1:2005/A101)

Razred pomembnosti	Faktor pomembnosti γ_I	Stavbe
I.	0,8	Stavbe manjše pomembnosti za varnost ljudi, npr. kmetijski objekti in podobno
II.	1,0	Običajne stavbe, ki ne pripadajo ostalim kategorijam
III.	1,2	Stavbe, katerih potresna odpornost je pomembna glede na posledice porušitve, npr. šole, dvorane za srečanja, kulturne ustanove in podobno
IV.	1,4	Stavbe, katerih integriteta med potresi je življenjskega pomena za civilno zaščito, npr. bolnišnice, gasilske postaje, elektrarne in podobno

4.1.3 Delni faktorji varnosti za materiale γ_M

Karakteristične vrednosti materiala po standardu delimo z ustreznim delnim faktorjem varnosti za materiale γ_M . Iz Preglednice 7 razberemo, da ima zidovje precej visoke vrednosti varnostnih faktorjev, kar kaže na velike negotovosti pri doseganju trdnosti zidu. Če jih primerjamo na primer z varnostnimi faktorji za jeklo, ki se gibljejo okrog 1, so torej varnostni faktorji za zidovje precej večji od varnostnih faktorjev za jeklo. Kot je Tomažević (2009) zapisal, je gradnjo zidanih konstrukcij narekoval običaj in izkušnje ter tradicija, kjer se mehanske lastnosti materialov niso posebej kontrolirale. Preglednica 7 prikazuje vrednosti delnih faktorjev za materiale zidanih konstrukcij (SIST EN 1996-1-1:2006).

Preglednica 7: Delni varnostni faktorji za materiale γ_M zidanih konstrukcij (SIST EN 1996-1-1:2006)

Material		γ_M				
		Razred				
		1	2	3	4	5
	Zidovje, sezidano iz:					
A	zidakov kategorije I in projektirane malte ^a	1,5	1,7	2,0	2,2	2,5
B	zidakov kategorije I in predpisane malte ^b	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
C	zidakov kategorije II in katerekoli malte ^{a,b,e}	2,0	2,2	2,5	2,7	3,0
D	Sidranje armaturnega jekla	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
E	Jeklo za armiranje in prednapetje	1,15				
F	Dodatne komponente ^{c,d}	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
G	Preklade v skladu s SIST EN 845-2	1,5 do 2,5				
a Zahteve za projektirano malto so podane v SIST EN 998-2 in SIST EN 1996-2. b Zahteve za predpisano malto so podane v SIST EN 998-2 in SIST EN 1996-2. c Deklarirane vrednosti so srednje vrednosti. d Vlagonepropustne vrste so pokrite s faktorjem γ_M za zidovje. e Če koeficient variacije za zidake kategorije II ni večji kot 25 %.						

SIST EN 1998-1:2005 dopušča zmanjšanje delnega faktorja γ_M , izvezetega iz SIST EN 1996-1-1:2006, na dve tretjini, vendar vrednost delnega varnostnega faktorja ne sme biti manjša od 1,5, kot prikazuje enačba (4-4).

$$\gamma_M^* = \frac{2}{3} \cdot \gamma_M \quad (4-4)$$

4.1.4 Kombinacija vplivov za potresno projektno stanje

Pri uporabi metode z vodoravnima komponentama potresnega vpliva ju je potrebno kombinirati na način, da se izračuna odziv konstrukcije za obe smeri X in Y ločeno. Narediti je potrebno dve kombinaciji potresnega vpliva, kjer ena kombinacija obravnava potres v X-smeri, druga v Y-smeri. Kombinirata se s tistim predznakom, ki ima bolj neugoden vpliv na obravnavano smer (SIST EN 1998-1:2005).

$$E_X'' + " 0,3 \cdot E_Y \quad (4-5)$$

$$E_Y'' + " 0,3 \cdot E_X \quad (4-6)$$

kjer je:

E_X – potresni vpliv zaradi delovanja potresa vzdolž smeri X;

E_Y – potresni vpliv zaradi delovanja potresa vzdolž smeri Y.

4.1.5 Potresna sila

Obnašanje zidanega objekta ponazorimo z modelom z eno prostostno stopnjo. SIST EN 1998-1:2005 narekuje, da se za izračun projektne potresne obtežbe pomnoži masa sistema in spektralni pospešek projektne spektra v odvisnosti od nihajnega časa objekta. Na ta način preračunana potresna obtežba je prečna sila v pritličju (Tomažević, 2009). Celotno potresno silo prikažemo z enačbo (4-7).

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (4-7)$$

kjer je:

$S_d(T_1)$ – vrednost projektne spektra pri nihajnem času T_1 ;

T_1 – osnovni nihajni čas konstrukcije za obravnavano smer analize;

m – masa stavbe;

λ – korekcijski faktor.

Faktor λ zajema naslednje vrednosti:

- $\lambda = 0,85$, če ima stavba več kot dve nadstropji in $T_1 \leq 2 \cdot T_C$,
- $\lambda = 1,0$ za vse ostale primere.

4.1.6 Nihajni čas

Celotna prečna potresna sila F_b velja na mestu vpetja konstrukcije in se ločeno preračuna za obe glavni smeri objekta. Tako ima vsaka obravnavana smer na objekt svoj nihajni čas T_1 . Osnovna nihajna časa T_1 se lahko izračuna iz približnih enačb iz dinamike konstrukcij, pogosto pa upoštevamo nihajni čas iz projektne spektra pospeškov, in sicer na platoju med vrednostima, ki pripadata T_B in T_C na ordinati, kjer je pospešek temeljnih tal največji.

4.2 Etažne projektne potresne sile

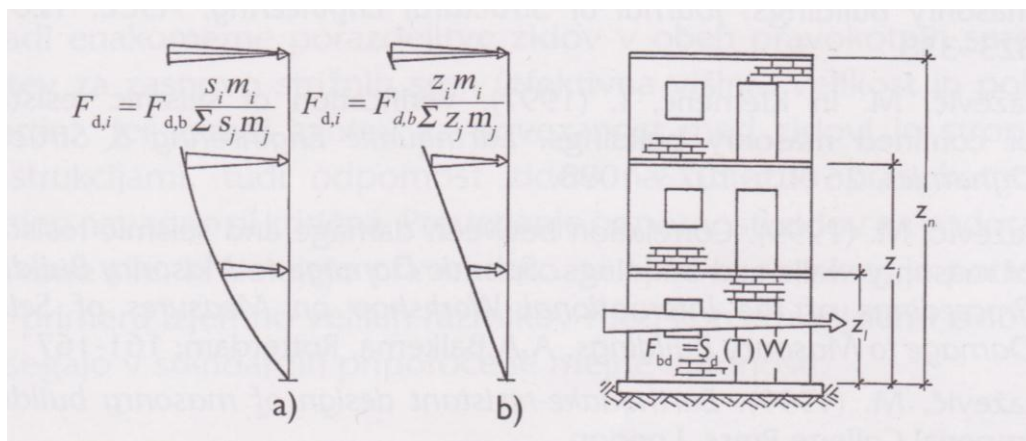
Za račun potresnega vpliva na zgornje etaže, celotno potresno silo F_b porazdelimo po višini objekta. Kot predlaga 4. poglavje SIST EN 1998-1:2005, se vodoravno potresno silo lahko preračuna na dva načina z enačbama (4-8) ali (4-9). Tomažević (2009) pojasnjuje uporabo enačbe (4-8), da je natančnost zadostna, če predpostavimo, da so vodoravne potresne sile po višini porazdeljene v sorazmerju s prvo nihajno obliko. Potresne sile na nivoju posamezne etaže se izračunajo z enačbo (4-8) in so prikazane na sliki 8 a):

$$F_{ei} = F_b \cdot \frac{s_i m_i}{\sum s_j m_j} \quad (4-8)$$

kjer je:

F_{ei} – projektna vodoravna sila v i -tem nadstropju objekta;

s_i, s_j – pomiki mas m_i, m_j .



Slika 7: Porazdeljena prečna sila po objektu (Tomažević, 2009, str. 125)

Druga, še bolj poenostavljena enačba po SIST EN 1998-1:2005 temelji na predpostavki, da prvo nihajno obliko predstavljajo vodoravni pomiki, ki naraščajo z višino linearno. Vodoravne sile F_{ei} so določene z naslednjo enačbo:

$$F_{ei} = F_b \cdot \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j} \quad (4-9)$$

kjer je:

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

4.3 Obremenitev zidov

Celotna potresna sila F_b se porazdeli med zidove konstrukcije, ki prevzemajo potresno obtežbo. Potresno silo razdelimo med zidove v razmerju togosti. Za račun ocene potresne odpornosti objekta Mala vas uporabimo postopek prerazporeditve potresne obtežbe na posamezne elemente objekta v skladu z enačbo (4-10), povzeto po Tomaževiću (2009):

$$k = \frac{G \cdot A_w}{1,2 \cdot h_{eff} \left[1 + \alpha \cdot \frac{G}{E} \left(\frac{h_{eff}}{l} \right)^2 \right]} \quad (4-10)$$

kjer je:

G – strižni modul;

A_w – tlorisna površina posameznega zidu;

h_{eff} – efektivna višina posameznega zidu;

α – koeficient, odvisen od vpetostnih pogojev;

E – elastični modul;

l – dolžina posameznega zidu.

4.4 Vpliv torzije zaradi slučajne ekscentričnosti

Na izračun potresne sile, ki deluje na posamezen element, vpliva tudi vpliv torzije zaradi slučajne ekscentričnosti, ki je zajet s faktorjem δ in prikazan z enačbo (4-11). Pri računu vpliva torzije zaradi slučajne ekscentričnosti potrebujemo razdaljo od obravnavanega zidu do masnega težišča objekta. Razdaljo označimo z x ali y , merjeno pravokotno na smer upoštevanega potresnega vpliva. Potrebni sta tudi razdalji med skrajnima elementoma, ki prenašata vodoravno potresno obtežbo. Označeni sta z L_x in L_y . Merjeni sta prav tako pravokotno na smer potresnega vpliva.

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L} \quad (4-11)$$

SIST EN 1998-1:2005 za rabo ravninskega modela konstrukcije predpisuje faktor 1,2, vendar smo se na podlagi pravilnosti objekta Mala vas odločili, da uporabimo faktor 0,6, čeprav ta pripada računu odpornosti zidov pri prostorskem modelu konstrukcije.

4.5 Mehanske lastnosti zidovja

Skladno s predpisi standarda je zahtevano, da za vse elemente v konstrukciji, tudi za spoje in vse ustrezne nekonstrukcijske elemente velja spodnja neenakost, ki pravi, da je projektna vrednost učinka vpliva pri potresni projektni kombinaciji E_d manjša od odgovarjajoče projektne nosilnosti oziroma odpornosti elementa konstrukcije R_d .

$$E_d \leq R_d \quad (4-12)$$

V nadaljevanju poglavja bo opredeljen postopek za preverjanje nosilnosti zidovja pri različnih porušnih mehanizmih, prav tako so ti modeli za določitev nosilnosti zidov osnova pri preračunu projektne nosilnosti na objektu Mala vas.

Bistven vpliv na nosilnost zidu imajo mehanske lastnosti materiala, ki sestavlja zid. Zahteve standarda, razvrstitve materialov in njihovih karakteristik so podrobneje predstavljene v nadaljevanju poglavja. Pri preverjanju nosilnosti zidov in celotne zidane konstrukcije se upošteva mehanske lastnosti celotnega zidovja kot homogenega konstrukcijskega materiala in ne lastnosti posameznih sestavnih materialov, ki gradijo zidovje (Tomažević, 2009).

Za projektiranje zidanih konstrukcij bomo v našem izračunu zidovja objekta Mala vas uporabili nekatere mehanske lastnosti zidovja, in sicer trdnostne lastnosti: tlačno trdnost zidovja, strižno trdnost in natezno trdnost zidovja. Za analizo bomo potrebovali tudi elastični in strižni modul. Modeli za izračun trdnosti so osnova za sledeči preračun nosilnosti zidov objekta Mala vas. V oceni potresne odpornosti uporabimo karakteristične vrednosti mehanskih lastnosti zidu, povzetih po standardu in drugi literaturi, saj za objekt nimamo podatkov, ki bi jih lahko pridobili na podlagi preizkusnih metod.

- **Karakteristična tlačna trdnost zidovja f_k**

Skladno s SIST EN 1996-1-1:2006 je karakteristična tlačna trdnost zidovja izražena z enačbo (4-13):

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta \cdot v \text{ [MPa]} \quad (4-13)$$

kjer je:

f_k – karakteristična tlačna trdnost zidovja;

K – konstanta, odvisna od lastnosti zidaka in malte;

f_b – tlačna trdnost zidaka;

f_m – tlačna trdnost malte za zidanje.

Vrednosti konstante K so predpisane v SIST EN 1996-1-1:2006 in zajemajo lastnosti različnih vrst malt, na podlagi materiala zidaka. Povzete so v Preglednici 8.

Preglednica 8: Vrednosti konstante K za malte za splošno uporabo, tankoslojne in lahke malte (SIST EN 1996-1-1:2006)

ZIDAK		Malta za splošno uporabo	Tankoslojna malta (naležna rega $\geq 0,5\text{mm}$ in $\leq 3\text{mm}$)	Lahka malta in gostota	
				$600 \leq \rho_d \leq 800$ [kg/m ³]	$800 < \rho_d \leq 1300$ [kg/m ³]
OPEČNI	Skupina 1	0,55	0,75	0,3	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
BETONSKI	Skupina 1	0,55	0,8	0,45	0,45
	Skupina 2	0,45	0,65	0,45	0,45
	Skupina 3	0,4	0,5	/	/
	Skupina 4	0,35	/	/	/

/ Kombinacija malta/zidak se po navadi ne uporablja, zato ni vrednosti.

Vrednosti konstant $\alpha = 0,7$ in $\beta = 0,3$ pripadata zidovju, sezidanemu z malto za splošno uporabo in lahko malto.

- **Karakteristična strižna trdnost zidovja f_{vk}**

Karakteristična strižna trdnost zidovja je po standardu SIST EN 1996-1-1:2006 lahko izražena z enačbo (4-14). Veljati mora, da so vse rege, tako naležne kot navpične popolnoma zapolnjene v celoti z eno izmed malt: z malto za splošno uporabo, s tankoslojno malto ali z lahko malto (Tomaževič, 2009).

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d \quad (4-14)$$

Ena izmed zahtev SIST EN 1996-1-1:2006 narekuje uporabo enačbe za karakteristično strižno trdnost zidovja, če so naležne rege pod določenimi pogoji zapolnjene, navpične pa ostanejo nezapolnjene:

$$f_{vk} = 0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d \quad (4-15)$$

kjer je:

f_{vk0} – karakteristična začetna strižna trdnost pri ničelni tlačni napetosti;

σ_d – projektna tlačna napetost.

Tomažević (2009) navaja, da je strižna trdnost zidovja, zasnovana na osnovi prestrižnega mehanizma v SIST EN 1996-1-1:2006 edina kritična, ko na zid v njegovi ravnini deluje horizontalna (potresna) obtežba. V zidanih konstrukcijah tako prevladuje strižno obnašanje. Parametri, ki snujejo strižno trdnost oziroma odpornost in strižni modul G , ki sodeluje pri porazdelitvi potresnih sil, so zelo pomembni za zidane objekte.

Karakteristična strižna trdnost zidovja f_{vk} je v standardu SIST EN 1996-1-1:2006 navzgor omejena s predpisano vrednostjo $0,065 \cdot f_b$, ki se je držimo v preračunu strižne trdnosti zidovja. Vrednosti karakteristične začetne strižne trdnosti so za preračun, kjer preiskav na materialih oziroma objektih ne moremo opraviti, podane v standardu SIST EN 1996-1-1:2006. Uporabne vrednosti za zidane objekte iz opečnih in betonskih zidakov so povzete v Preglednici 9.

Preglednica 9: Vrednosti začetne strižne trdnosti zidovja f_{vko} (SIST EN 1996-1-1:2006)

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

- **Karakteristična natezna trdnost zidovja**

Enačba (4-16) prikazuje meje, v katerih se gibljejo vrednosti karakteristične natezne trdnosti, ki so bile z nestandardiziranimi metodami po Tomaževiću (2009) ugotovljene za nekatere tipične vrste zidovja:

$$0,03 \cdot f_k \leq f_{tk} \leq 0,09 \cdot f_k \quad (4-16)$$

kjer je:

f_k – karakteristična tlačna trdnost zidovja;

f_{tk} – karakteristična natezna trdnost zidovja.

- **Strižni modul G**

Enotnega načina določitve strižnega modula v standardu ni mogoče najti, zato priporoča SIST EN 1996-1-1:2006 uporabo zveze z modulom elastičnosti E . Zapisana je v spodnji enačbi:

$$G = 0,4 \cdot E \quad (4-17)$$

Tomažević (2009) v svoji knjigi navaja rezultate eksperimentov, ki so pokazali bistveno manjše vrednosti strižnega modula. Razloge za to navaja v nehomogenosti in neizotropnosti zidovja kot konstrukcijskega materiala. Vrednosti strižnega modula zidovja padejo v spodaj navedeno območje in ugotovljeno je bilo, da večina vrednosti ustreza približku $G = 2000 f_{tk}$:

$$1000 f_{tk} \leq G \leq 2700 \cdot f_{tk} \quad (4-18)$$

kjer je:

f_{tk} – karakteristična natezna trdnost zidovja.

• Modul elastičnosti E

Modul elastičnosti je zelo pomemben deformabilnostni parameter, ugotovljen s tlačno preiskavo na osnovi relacij med napetostmi in deformacijami (Tomažević, 2009). Ko podatkov iz preizkusov nimamo, uporabimo pri računu modula elastičnosti vrednosti po SIST EN 1996-1-1:2006, izračunane po enačbi (4-20):

$$E = K_E \cdot f_k \quad (4-19)$$

$$E = 1000 \cdot f_k \quad (4-20)$$

SIST EN 1996-1-1:2006 predlaga priporočeno vrednost konstante $K_E = 1000$. Mejne vrednosti, znotraj katerih so bile po Tomaževiću (2009) izračunane na podlagi vzorcev, ponekod odstopajo od zgornje enačbe. Tako Tomažević (2009) predlaga uporabo enačbe v mejah, zapisanih v spodnjem obrazcu (4-21).

$$1000 \cdot f_k \leq E \leq 2000 \cdot f_k \quad (4-21)$$

4.6 Račun nosilnosti za različne porušne mehanizme

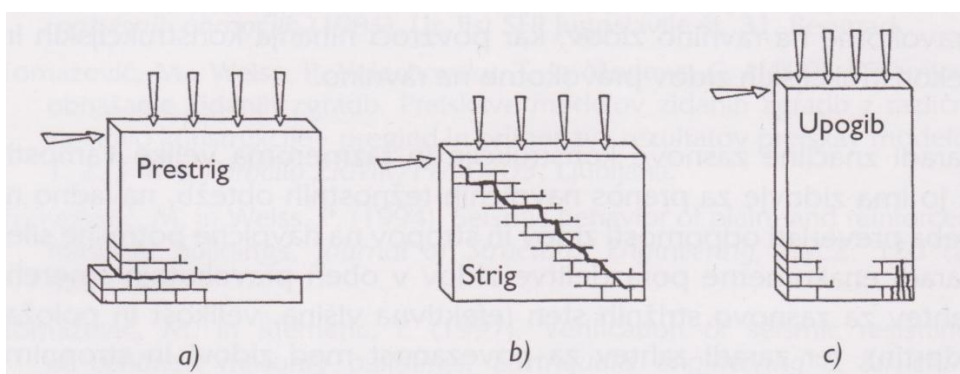
Pri potresni obtežbi nastanejo velike napetosti v zidovju. Če je bila konstrukcija nepravilno zasnovana, se zidovi in drugi elementi v objektu lahko poškodujejo ali celo porušijo. V skladu s standardom SIST EN 1990:2004 je vsaka stavba ali druga običajna konstrukcija projektirana za dobo 50 let. Zgoraj navedeno velja za gradbene objekte pri normalnem vzdrževanju. Pri dejanski projektni obtežbi bo stalna in spremenljiva obtežba na konstrukcijo

predvidoma manjša od upoštewane v projektu, za potresni vpliv pa se zna zgoditi, da dejanska projektna obtežba preseže projektno.

Pri zidanih konstrukcijah je prevladujoč strižni porušni mehanizem, ki se odraža v diagonalnih razpokah. Le redko je mogoče v analizah zidanih konstrukcij moč opaziti prestrig kot porušni mehanizem, vendar SIST EN 1996-1-1:2006 predpisuje le strižno odpornost zidov na podlagi prestrižnega mehanizma. Tomaževič (2009) povzema ugotovitve, da so navpične tlačne napetosti ključne za strižno odpornost zidu, poleg njih sta pomembna parametra še geometrija zidu in materialne lastnosti, iz katerih je zgrajeno zidovje.

V nadaljevanju je zajeto teoretično ozadje treh najpomembnejših porušnih mehanizmov, ki se pojavijo v zidovih zaradi potresne obtežbe vzporedno z zidovi. Prikazani so na Sliki 9. Opisana sta dva strižna porušna mehanizma in upogibna porušitev:

- strižna nosilnost z zdrsom;
- strižna nosilnost – diagonalne razpoke in
- upogibna nosilnost.



Slika 8: Tipični mehanizmi porušitve zidu v ravnini zidu pri delovanju potresnega vpliva (Tomaževič, 2009, str. 128)

4.6.1 Strižna nosilnost z zdrsom

Dokazno je bilo, da je prestrižni mehanizem redkokdaj kritičen. Strižne obremenitve bodo običajno poškodovale ali porušile zid zaradi nastalih diagonalnih razpok (Tomaževič, 2009). Prestrižni mehanizem za nearmirano zidovje poškoduje zid, ko nanj pri potresu delujejo veliki pospeški, vendar razmeroma majhna navpična obtežba. Običajno se ta tip porušnega mehanizma pojavi v gornjih nadstropjih stavb in povzroči nastanek razpoke v eni izmed vodoravnih reg zidu. V zgornjih etažah objekta so obremenitve pri potresni obtežbi najmanjše

in hkrati pospeški največji. Kot prikazuje Slika 8 a), zgornji del zidu zdrsne po razpoki, zid se prestriže.

SIST EN 1996-1-1:2006 predpisuje račun za strižno odpornost zidu $R_{ds,w}$ z enačbo (4-22). V njej nastopa faktor strižne trdnosti oziroma karakteristična strižna trdnost, zmanjšana z varnostnim faktorjem za zidovje γ_M in površina zidu (Tomažević, 2009):

$$R_{ds,w} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \cdot t \cdot l_c \quad (4-22)$$

kjer je:

t – debelina zidu;

l_c – dolžina tlačnega dela zidu.

Spodnja enačba za račun dolžine tlačnega dela zidu je upoštevana, če osna sila deluje izven jedra prereza in je ekscentričnost večja od 1/6 celotne dolžine zidu:

$$l_c = 3 \cdot \left(\frac{l}{2} - \frac{F_i \cdot h}{N_d} \right) \quad (4-23)$$

kjer je:

F_i – projektna prečna sila zaradi potresa;

h – višina zidu;

N_d – projektna osna sila.

4.6.2 Strižna nosilnost – diagonalne razpoke

Kot smo že v uvodnem delu tega poglavja zapisali, je porušni strižni mehanizem s pojavom diagonalnih razpok najbolj pogost. Strižna porušitev nastane na osnovi nategov v diagonalni smeri, ko je presežena natezna trdnost zidu. T.i. glavna natezna napetost v zidu se pojavi zaradi kombinacije vodoravnih in navpičnih sil in v zidovju povzroči poševne razpoke, ki se lahko pojavijo v eni, drugi ali v obeh diagonalnih smereh (Tomažević, 2009).

Strižna nosilnost zidu $R_{s,w}$ z natezno trdnostjo zidu f_t kot kritičnim parametrom je opisana z enačbo (4-24) in v standardu SIST EN 1996-1-1:2006 ni predpisana.

$$R_{s,w} = A_w \cdot \frac{f_t}{b} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_o}{f_t} + 1} \quad (4-24)$$

kjer je:

A_w – površina vodoravnega prereza zidu;

b – faktor za upoštevanje geometrije zidu;

σ_o – povprečna tlačna napetost v vodoravnem prerezu zidu.

Površino vodoravnega prereza zidu se izračuna z enačbo (4-25):

$$A_w = t \cdot l \quad (4-25)$$

kjer je:

t – debelina zidu;

l – dolžina zidu.

Faktor b je povzet v spodnjem obrazcu:

$$b = \begin{cases} 1,5 & \rightarrow & \frac{h}{l} > 1,5 \\ 1,1 & \rightarrow & \frac{h}{l} < 0,7 \\ \text{sicer} & \rightarrow & \text{lin. interpolacija} \end{cases} \quad (4-26)$$

Povprečna tlačna napetost zidu je odvisna od dejanske navpične osne sile N , ki je konstantna za obravnavani zid. Enačba (4-27) je uporabna za račun strižne nosilnosti s pojavom diagonalnih razpok in strižni nosilnosti pri upogibni porušitvi (Tomažević, 2009).

$$\sigma_o = \frac{N}{A_w} \quad (4-27)$$

4.6.3 Upogibna nosilnost

Za zidovje kot konstrukcijsko gradivo je običajno, da je razmerje med natezno in tlačno trdnostjo majhno, kot pravi Tomažević (2009), je prav tako je majhno tudi razmerje med upogibnimi momenti in strigom pri stenastih konstrukcijah, kamor uvrščamo zidane stavbe. Tako je le pri redkih zidanih stavbah mogoče poškodbe prisoditi upogibni porušitvi. Tomažević (2009) navaja izpeljano enačbo (4-28) za upogibni moment $M_{u,w}$, pri katerem se zid poruši in narekuje upogibno nosilnost nearmiranega zidovja $R_{f,w}$. Koeficient α je koeficient za določitev poteka momentov.

$$M_{u,w} = \frac{\sigma_o \cdot t \cdot l^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_o}{0,85 \cdot f_k}\right) \quad (4-28)$$

$$R_{f,w} = \frac{M_{u,w}}{\alpha \cdot h} \quad (4-29)$$

Po Tomaževiču (2009) je koeficient α upoštevan v izračunih z naslednjimi vrednostmi:

$$\alpha = \begin{cases} 0,5 & \dots \text{ polno vpet zid na zgornjem in spodnjem robu} \\ 1,0 & \dots \text{ konzolni zid} \end{cases} \quad (4-30)$$

5 OCENA POTRESNE ODPORNOSTI OBJEKTA MALA VAS

Oceno potresne odpornosti objekta izdelamo na osnovi poenostavljenega 2D modela objekta pri čemer analiziramo zidove neodvisno v X in Y smeri, ki sta med seboj pravokotni. Za določitev obremenitev uporabimo metodo z vodoravnimi silami, izračunamo maso objekta in celotno potresno silo, ki deluje na objekt. Skupno potresno silo razdelimo na posamezne etaže in sicer z delovanjem v težišču vsake etaže. Obremenitve na posamezen zid preračunamo v razmerju togosti. Najbolj kritična etaža je pritličje, zato za oceno potresne odpornosti objekta Mala vas obravnavamo le odpornost zidov pritličja. Na podlagi tega sklepamo o potresni odpornosti celotnega objekta.

Podatki, slike in ostala dokumentacija obravnavanega objekta je pridobljena iz Državne tehnične pisarne (Državna tehnična pisarna, 2013).

5.1 Odločitveni model

Lokalna analiza zajema nosilnost posameznih zidov, ki mora biti večja od obremenitev. Tako je potrebno narediti izračun za vsak zid posebej. Iz teh rezultatov sklepamo o odpornosti vsakega posameznega nosilnega zidu objekta ob delovanju potresnega vpliva. Globalno odpornost kontroliramo tako, da zajamemo odpornost vseh zidov po enačbah (5-3) in (5-4) ločeno za vpliv potresnega vpliva v smeri osi X in Y. Upoštevamo tri mehanizme porušitve, ki jih narekuje nosilnost zidov: strižna porušitev z zdrsom, strižna porušitev z nastankom diagonalnih razpok in upogibna porušitev. Najmanjša nosilnost izmed izračunanih je merodajna, saj je kritična za porušitev objekta.

5.2 Opis objekta Mala vas v Posočju

Objekt leži v naselju Mala vas, vzhodno od mesta Bovec. Osnovnemu poslovno-stanovanjskemu objektu so dozidani prizidek, garaža in zastekljena terasa nad garažo. Osnovni objekt je sestavljen iz pritličja, I. in II. nadstropja ter mansarde. Prizidek je z dilatacijo ločen od osnovnega objekta in je v celoti zgrajen v hrib. Predmet analize potresne odpornosti Mala vas je le osnovni objekt.

V pritličju se nahajajo poslovni prostori, katerih vhod je na južni strani objekta. Vhod v stanovanjski del objekta poteka po zunanjem stopnišču na zahodni strani. Objekt je na severni strani vkopan v hrib, tako leži I. nadstropje na tej strani na koti okoliškega terena. Osnovni objekt ima pravilno obliko pravokotnika. Osnovni zunanji gabariti nosilne

konstrukcije znašajo 9,6 x 12,1 m, vključno z zunanjim stopniščem pa 11,3 x 12,1 m. Skupna višina konstrukcije osnovnega objekta znaša 13,3 m od nivoja +0,00 m do skrajne slemenske točke.

Nosilne stene so betonske. Vsi zunanji zidovi so na notranji strani obloženi s porolitom, le v mansardi s siporeksom, v skupni debelini 40 cm. Zunanji zidovi so torej neke vrste kompozit. Fasada je ometana z mineralnim ometom bele barve. V vseh vogalih objekta so izvedene protipotresne AB vezi. Predelne stene so večinoma opečne in debeline 15 – 25 cm.

Medetažna konstrukcija med pritličjem in I. nadstropjem je izvedena kot 12 cm debela AB plošča, obložena s parketom na zgornji strani in 2 cm debelim ometom na spodnji strani. Stropna konstrukcija med I. in II. nadstropjem ter II. nadstropjem in mansardo je izvedena s t.i. »Monta ploščo«, na katero je položena keramika v II. nadstropju in topli pod v mansardi ter na spodnji strani ometana z ometom 2 cm. Strop nad mansardo je lesen.

Streha osnovnega objekta je simetrična dvokapnica z naklonom približno 40°. Ostrešje je klasično leseno. Špirovci 12/14 so med seboj povezani s kapnima legama 16/20 in vmesnima legama 18/22. Kritina je bitumenska Tegola temno rjave barve. Balkoni so armirano-betonske izvedbe in so tudi vključeni v analizo potresne odpornosti objekta, prav tako zunanje stopnišče na zahodni strani, ki je betonske izvedbe. Stopnice v notranjosti objekta so montažne z jekleno nosilno konstrukcijo ter lesenimi nastopnimi ploščami. Izvedeno je pasovno temeljenje po celotnem objektu.

Po močnem potresu leta 1998 je bila na objektu Mala vas izvedena statična rekonstrukcija. Sanacija objekta je obsegala:

- podbetoniranje temeljev z ojačilnimi lamelami;
- ojačanje vzdolžnih sten na notranji strani z jeklenim škatlastim profilom in zalitim z betonom;
- ojačanje vogala v pritličju z armiranim ometom.

Potres v letu 2004 je na objektu pustil nekaj poškodb, vendar je glede na dokumentacijo, pridobljeno iz Državne tehnične pisarne (2013), statična ocena pokazala, da je bil objekt po potresu leta 1998 pravilno saniran. Predlog za sanacijo po letu 2004 je tako vključeval le nekaj del, ki ne posegajo v nosilno konstrukcijo. Predvidena dela so obsegala sanacijo zatrepnega zidu na južni steni, izvedbo vertikalnih in poševnih AB vezi na zatrepnem zidu ter izvedbo fasade na novem zatrepnem zidu. Poleg tega so predvideli še izgradnjo nove vertikalne vezi od II. nadstropja do mansarde, zidarsko sanacijo razpok ter poškodbe

ometov. Iz pridobljene dokumentacije je razvidno, da so na stopnišču nastale vodoravne razpoke, v nosilnih zidovih pritličja, I. in II. etaže pa nekaj strižnih razpok pri okenskih in vratnih prekladah (Državna tehnična pisarna, 2013). Kot je bilo že omenjeno, je bila močnejše poškodovana južna zatrejna stena v mansardi. V mansardi je potres povzročil obojestranske strižne razpoke na veliko mestih. V področju ostrešja je prišlo lokalno do manjšega zasuka kapne lege. Količina razpok, ki so se pojavile v notranjosti objekta, se stopnjuje proti višjim etažam.



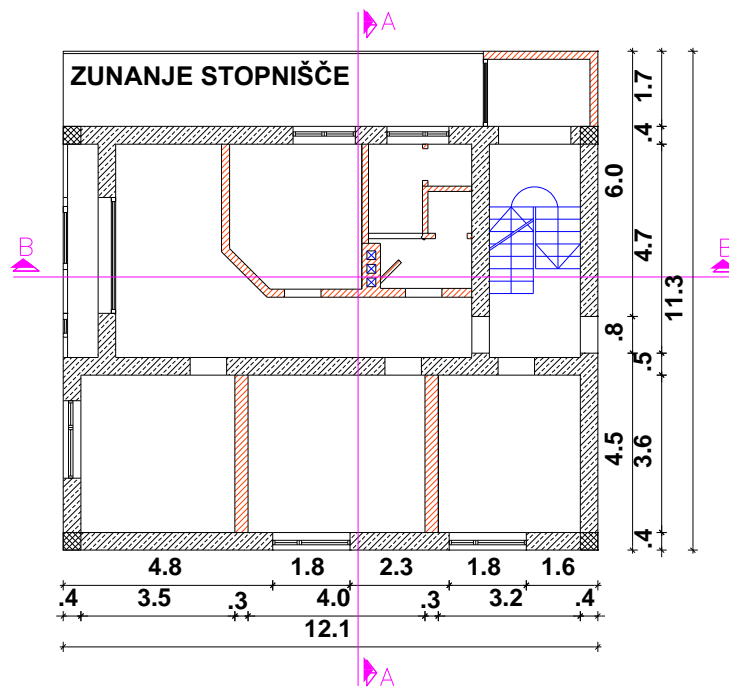
Slika 9: Diagonalne razpoke v zatrejni steni objekta Mala vas (Državna tehnična pisarna, 2013)



Slika 10: Pogled na južno fasado objekta Mala vas (Državna tehnična pisarna, 2013)

Za analizo ocene potresne odpornosti objekta upoštevamo nepoškodovano konstrukcijo, kot je bila pred letom 1998, torej pred izvedeno sanacijo. Na tlorisih in prerezih na Slikah 11 in 12 je prikazan objekt z vrisano nosilno konstrukcijo, predelnimi stenami in sestavo konstrukcijskih sklopov medetažnih konstrukcij ter zunanjih zidov.

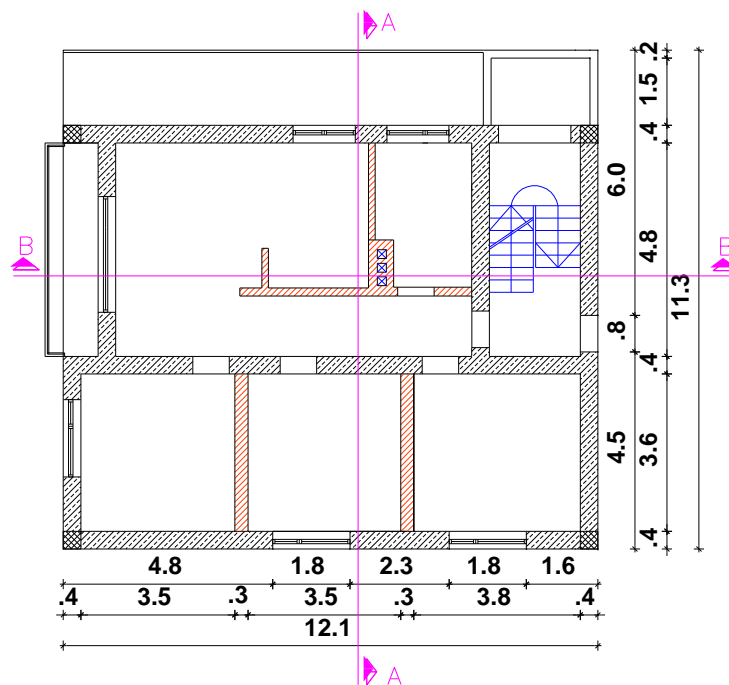
TLORIS PRITLIČJA



a)

Legenda	
	AB ZID
	OPEČNI ZID
	BETONSKI ZID

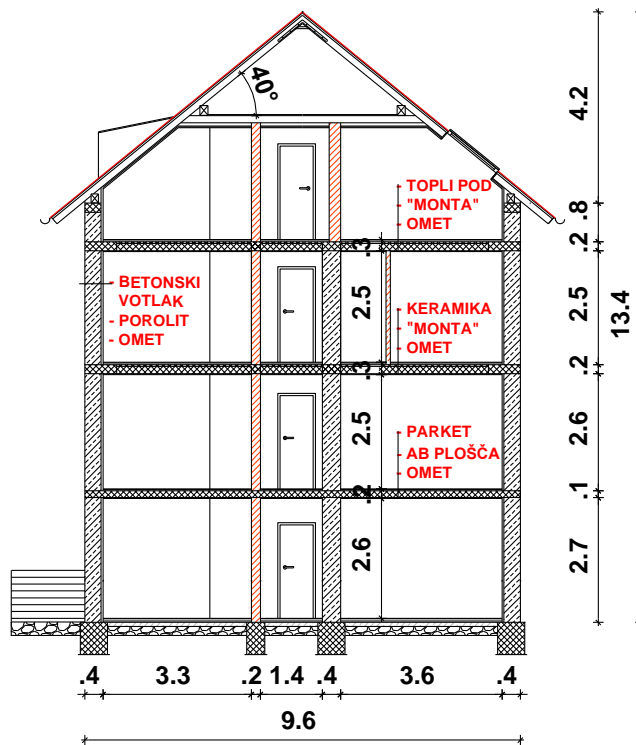
TIPIČNI TLORIS NADSTROPJA



b)

Slika 11: Tloris pritličja a) in tipični tloris nadstropja b) (Državna tehnična pisarna, 2013)

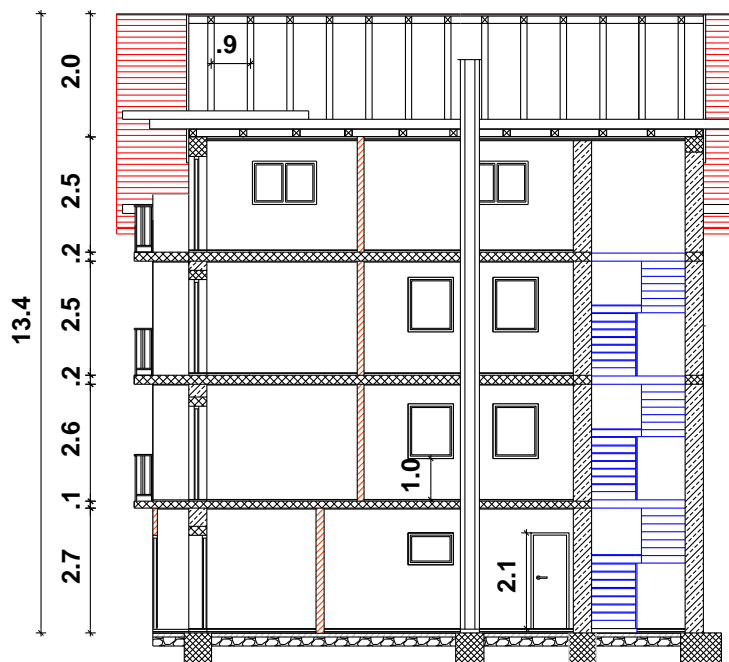
PREREZ A-A



a)

Legenda	
	AB ZID
	OPEČNI ZID
	BETONSKI ZID

PREREZ B-B



b)

Slika 12: Prerez A–A a) in Prerez B–B b) (Državna tehnična pisarna, 2013)

5.3 Konstrukcijski sklopi v obravnavanem objektu

Za izračun mase objekta in vertikalnih obremenitev, ki pripadajo posameznemu zidu, določimo obtežbo na podlagi obtežbe posameznih konstrukcijskih elementov, to so stropovi, streha in zidovi. Ločeno obravnavamo tudi konstrukcijski sklop balkonov, ki imajo drugačno sestavo od stropov. Notranje stopnice so lahke v jekleni montažni izvedbi in jih v računu mase ne upoštevamo.

5.3.1 Strop pritličja

Strop nad pritličjem je zgrajen iz obojestransko nosilne AB plošče. Na zgornji strani plošče je izveden cementni estrih, na njem parket. Spodnja stran AB plošče je ometana z ometom. Skupna debelina stropa nad pritličjem znaša 0,2 m. Sestava stropa nad pritličjem je prikazana v Preglednici 10.

Preglednica 10: Konstrukcijski sklop stropa pritličja

SLOJ	DEBELINA d [m]	PROSTORNINSKA TEŽA γ [kN/m ³]	LASTNA TEŽA g [kN/m ²]
PARKET	0,01	6,8	0,07
CEMENTNI ESTRIH	0,03	24,0	0,72
AB PLOŠČA	0,15	25,0	3,75
OMET	0,02	18,0	0,36
$\sum g_{STROP,P}$			4,90

5.3.2 Strop I. in II. nadstropja

Strop I. in II. nadstropja je zgrajen iz t.i. sistema »Monta plošče«, ki je nosilen v eni smeri. Izvedba je polmontažna, kjer so med prednapete nosilce vgrajena opečna polnila. Prostor med polnili je običajno zapolnjen z betonom, na »Monta ploščo« je v obravnavanem objektu Mala vas dobetonirana plošča v debelini 4 cm. Slika 13 prikazuje primer gradnje po sistemu »Monta«.



Slika 13: Prikaz zidanja po sistemu »Monta plošče« (Wienerberger I, 2013)

Predpostavili smo, da so v strop objekta Mala vas vgrajena polnila enakih dimenzij kot izdelek Porotherm 16/60 proizvajalca Wienerberger (Wienerberger II, 2013). Dimenzije elementov sistema »Monta plošče« so prikazani na Sliki 14, kjer je:

\check{s}_p – širina opečnega polnila;

v_p – višina opečnega polnila;

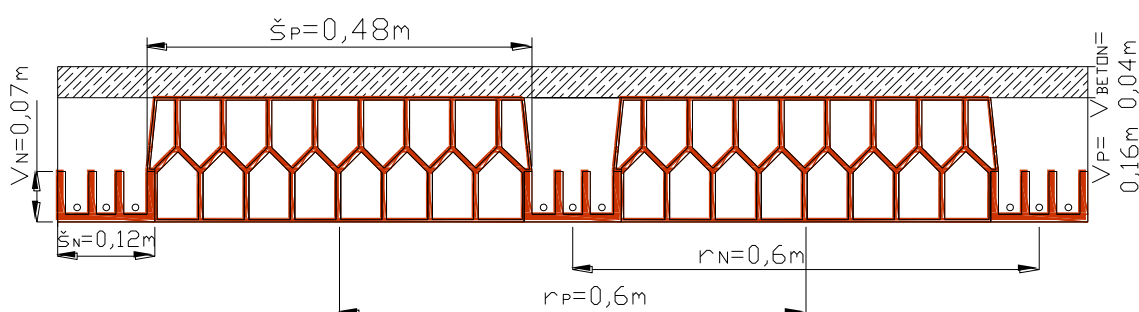
r_p – razdalja med dvema opečnima polniloma;

\check{s}_N – širina prednapetega nosilca;

v_N – višina prednapetega nosilca;

r_N – razdalja med dvema prednapetima nosilcema;

v_{BETON} – debelina betonske plošče.



Slika 14: Prerez stropa po sistemu »Monta plošče« (po Wienerberger II, 2013)

Debeline slojev d in prostorninske teže materialov γ so razvidne iz Preglednice 11. Prikazane so izračunane lastne teže vseh slojev stropa. Lastna teža opečnega polnila, ki gradi »Monta ploščo« smo izračunali na podlagi podatkov o teži posameznega polnila in količini

porabljenih opečnih polnil za m² stropa. Podatke o opečnih polnilih in prednapetih nosilcih smo privzeli iz tehničnih podatkov proizvajalca Wienerberger (Wienerberger II, 2013).

Preglednica 11: Konstrukcijski sklop stropa I. nadstropja

	SLOJ	DEBELINA d [m]	PROSTORNINSKA TEŽA γ [kN/m ³]	LASTNA TEŽA g [kN/m ²]
	KERAMIKA	0,01	16,0	0,16
	CEMENTNI ESTRIH	0,04	24,0	0,96
MONTA PLOŠČA	BETONSKA PLOŠČA	0,04	25,0	1,00
	OPEČNA POLNILA dimenzij $\dot{s}_P/V_P=0,48/0,16$ m na razmaku 0,6 m	/	/	0,87
	NOSILCI dimenzij $\dot{s}_N/V_N=0,12/0,07$ m na razmaku 0,6 m	(0,12*0,07)/0,6	25,0	0,35
	OMET	0,02	18,0	0,36
			$\sum g_{STROP, I}$	3,7

Konstrukcijska sklopa stropov nad I in II. nadstropjem se razlikujeta le v finalnem sloju, kjer je nad I. nadstropjem položena keramika v debelini 1 cm, nad II. nadstropjem pa topli pod, prav tako v debelini 1 cm.

5.3.3 Strop mansarde

Strop mansarde je v primerjavi s stropovi nižjih etaž precej lažji, ker je narejen v leseni izvedbi. V Preglednici 12 je prikazan konstrukcijski sklop stropa nad mansardo z izračunano obtežbo.

Preglednica 12: Konstrukcijski sklop stropa mansarde

	SLOJ	DEBELINA d [m]	PROSTORNINSKA TEŽA γ [kN/m ³]	LASTNA TEŽA g [kN/m ²]
	DESKE	0,02	4,1	0,08
	STROPNIKI 16/16 cm na razmaku 1,1 m	(0,16*0,16)/1,1	8,0	0,19
	DESKE	0,03	4,1	0,12
			$\sum g_{STROP, MAN}$	0,4

5.3.4 Streha

Streha na objektu Mala vas je izvedena pod naklonom približno 40°. Izračunano obtežbo konstrukcijskega sklopa strehe je potrebno prerazporediti na tlorisno površino strehe. Prikazana je v Preglednici 13.

Preglednica 13: Konstrukcijski sklop strehe

SLOJ	DEBELINA d [m]	PROSTORNINSKA TEŽA γ [kN/m ³]	LASTNA TEŽA g [kN/m ²]
ŠPIROVCI 12/14 cm na razmaku 0,9 m	(0,12*0,14)/0,9	8,0	0,15
VMESNA LEGA 18/22 cm na razmaku 4,3 m	(0,18*0,2)/4,3	8,0	0,07
KAPNA LEGA 16/20 cm na razmaku 9,3 m	(0,16*0,2)/9,3	8,0	0,03
LESENE LETVE 3/5 cm na razmaku 0,3 m	(0,03*0,05)/0,3	4,5	0,02
KRITINA (butumenska tegola)	/	/	0,11
		$\sum g_{STR}$	0,38
		LASTNA TEŽA na tlorisno površino $\sum g_{STR}$ naklon $\varphi=40^\circ$	0,5

5.3.5 Balkon

V objekt Mala vas so vgrajeni trije balkoni. Vsi imajo enako sestavo, ki je prikazana v spodnji preglednici.

Preglednica 14: Konstrukcijski sklop balkona

SLOJ	DEBELINA d [m]	PROSTORNINSKA TEŽA γ [kN/m ³]	LASTNA TEŽA g [kN/m ²]
KAMEN	0,03	28,0	0,84
BETONSKA PLOŠČA	0,15	25,0	3,75
		$\sum g_{BALKON}$	4,59

5.3.6 Zunanje stopnišče

Za zunanje stopnišče nimamo vseh potrebnih podatkov, zato predpostavimo, da gre za 0,12 m debelo AB ploščo, ki je vpeta v steno X1 objekta Mala vas. Izračunana obtežba zunanjega stopnišča je prikazana v Preglednici 15.

Preglednica 15: Konstrukcijski sklop zunanjega stopnišča

SLOJ	DEBELINA d [m]	PROSTORNINSKA TEŽA γ [kN/m ³]	LASTNA TEŽA g [kN/m ²]
ARMIRANI BETON	0,12	25,0	3,0
		$\sum g_{ZUN.STOP}$	3,0

5.3.7 Zidovi

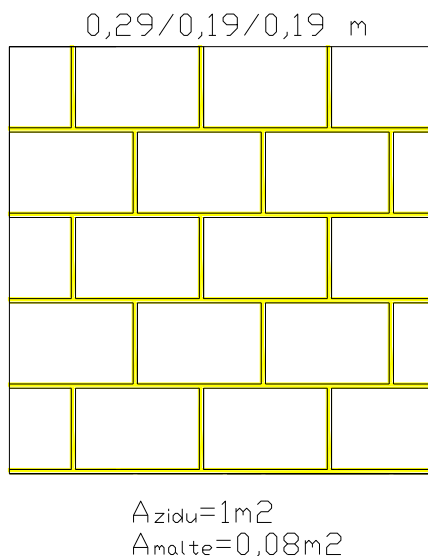
Vsi zunanji nosilni zidovi objekta Mala vas so zgrajeni iz 29 cm debelih betonskih votlakov. Notranja stran zunanjih zidov je obložena s porolitom debeline 5 cm in ometom. Skupaj je zid debel 40 cm. Dva notranja nosilna zidova sta opečnata, sestavljena iz 19 cm debelega opečnega votlaka, v debelini skupaj z ometom 25 cm. Predelni zidovi so zgrajeni v opečni izvedbi.

Prostorninsko težo zidu izračunamo ločeno za zidovje iz opečnih in betonskih votlakov. Izračunamo jo na podlagi določenih dimenzij votlakov in njihove teže ter potrebne količine malte za zidanje in ometa. Prikazan je izračun prostorninske teže zidu iz opečnih votlakov debeline 19 cm. Na enak način je izračunana prostorninska teža zidovja predelnih opečnih zidov in zidovja iz betonskih votlakov ter porolita. Debelina porolita 5 cm je bila podana v dokumentaciji (Državna tehnična pisarna, 2013).

5.3.7.1 Opečni zidovi

Prostorninska teža votlakov je izračunana iz teže posameznega votlaka in količine votlakov, ki je potrebna za m³ zidu. Za m² zidu iz opečnih votlakov debeline 19 cm je potrebnih 16,7 votlakov, kot je razvidno iz Slike 15. Količina malte je izračunana s pomočjo izrisa m² zidu, ki ga sestavljajo votlaki dejanskih dimenzij in rege v vertikalni in horizontalni smeri debeline 1 cm. Površina potrebne malte za m² zidu iz opečnega zidaka debeline 19 cm, ki je odčitana iz izrisa, je pomnožena z debelino votlaka. Količina potrebne malte za m² zidu iz opečnega votlaka debeline 19 cm znaša 0,015 m³. Slika 15 prikazuje m² opečnega zidu iz votlakov

debeline 19 cm, Preglednica 17 dimenzije in količine ter prostorninske teže elementov opečnega zidu.



Slika 15: Količina potrebne malte za m^2 zidu iz opečnih votlakov 0,29/0,19/0,19 m

Preglednica 16: Dimenzije in količine elementov opečnega zidu debeline 19 cm

OPEČNI VOTLAK 0,29/0,19/0,19m			MALTA			OMET		
d	0,19	m	d_{rege}	0,01	m	d	0,06	m
poraba zidakov	16,7	kos/m ²	poraba malte	0,015	m ³ /m ²	γ	18,0	kN/m ³
masa	7,6	kg/kos	γ	20,0	kN/m ³			

IZRAČUN PROSTORNINSKE TEŽE ZIDU IZ OPEČNIH VOTLAKOV

Iz Preglednice 16 so razvidne dimenzije votlaka in količine malte ter ometa, ki jih uporabimo za izračun prostorninske teže zidovja. Količino malte in ometa porazdelimo na 19 cm debel zid. Na ta način dobimo obtežbo malte in ometa v zidovju, ki skupaj s prostorninsko težo opečnega votlaka po naslednjem postopku znaša 13,8 kN/m³.

$$\gamma_{OPEČNI ZID,0,19m} = \frac{7,6kg}{kos} \cdot \frac{16,7kos}{m^2} \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} \cdot \frac{1}{1000} + 0,015 \frac{m^3}{m^2} \cdot 20 \frac{kN}{m^3} + 0,06m \cdot 18 \frac{kN}{m^3}$$

$$= 13,8 \frac{kN}{m^3}$$

5.3.7.2 Betonski zidovi

Za izračun mase objekta in osnih obremenitev na zidove je upoštevan celotni konstrukcijski sklop zidu iz betonskih votlakov in porolita na notranji strani zidu v skupni debelini 40 cm. Za izračun nosilnosti zidovja je upoštevan le nosilni del zidu v debelini 35 cm, ki vključuje betonski votlak, malto in omet. Prostorninska teža zidovja iz betonskih votlakov debeline 29 cm je izračunana po enakem postopku kot je to prikazano za izračun opečnega zidovja in znaša $17,3 \text{ kN/m}^3$.

S preglednico 17 povzemamo debeline elementov, ki sestavljajo zidovje in prostorninske teže opečnega ter betonskega zidu.

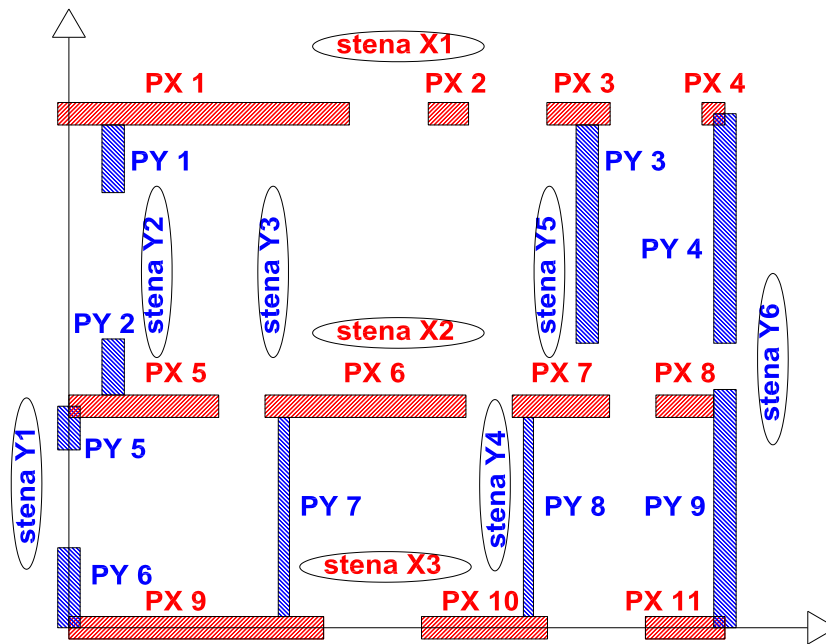
Preglednica 17: Konstrukcijski sklop zidov

Tip zidu	SLOJ	DEBELINA d [m]	PROSTORNINSKA TEŽA γ [kN/m ³]
OPEČNI	OMET	0,06	13,8
	OPEČNI VOTLAK	0,19	
	MALTA	/	
BETONSKI	OMET	0,06	17,3
	POROLIT	0,05	
	MALTA ZA POROLIT	/	
	BETONSKI VOTLAK	0,29	
	MALTA ZA BETONSKI VOTLAK	/	

5.4 Definicija nosilnih zidov objekta Mala vas

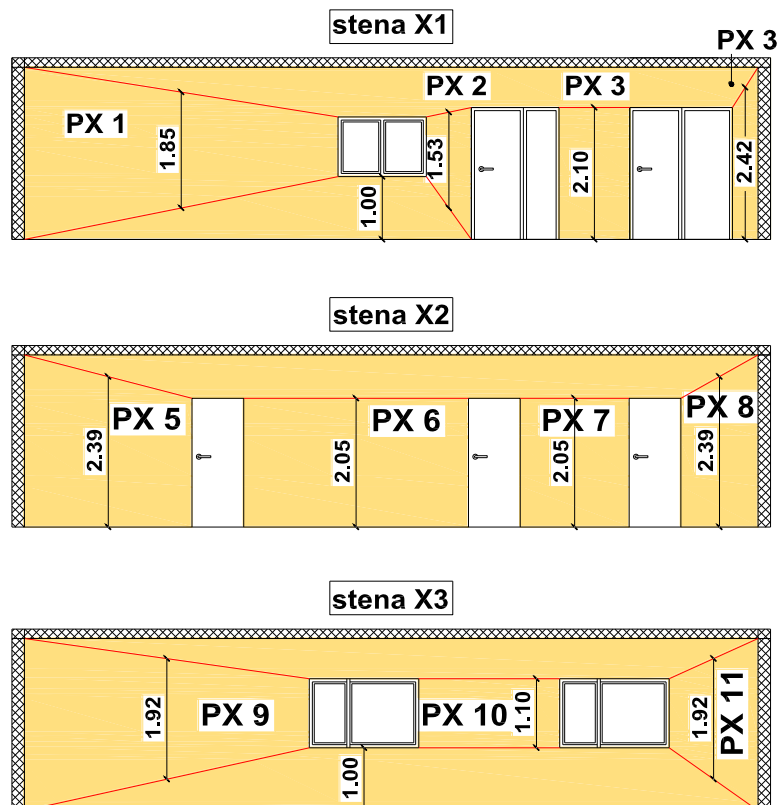
Na Sliki 16 so v dveh med seboj pravokotnih smereh X in Y prikazani nosilni zidovi v pritličju. V nadaljevanju bodo karakteristike zidov potrebne za izračun potresne odpornost, saj bomo preverjali le odpornost pritličja kot najbolj kritične etaže. Vsak zid ima za lažji pregled svojo oznako. Karakteristike zidov, kot so dolžina, debelina, višina in druge so navedene v Preglednici 23.

Zunanji nosilni zidovi so sestavljeni iz betonskih votlakov, medtem ko sta v notranjosti objekta dva zidova opečne izvedbe, usmerjena sta v smeri osi Y. Predelne stene so bile izvzete iz računa nosilnosti pri potresni obtežbi, za katere je bilo ocenjeno, da bistveno ne sodelujejo pri prevzemu obtežbe.



Slika 16: Oznake nosilnih zidov v pritličju v smeri osi X in Y

Efektivna višina zidov je potrebna za račun odpornosti zidanih konstrukcij, saj se pri potresni obtežbi aktivira le del zidu in ne njegova celotna višina. Na Sliki 17 je prikazano določevanje efektivnih višin zidov, ki sestavljajo vse stene v smeri osi X. Na enak način določimo efektivne višine zidov tudi v smeri osi Y.



Slika 17: Efektivna višina zidov v stenah X1, X2 in X3

Določitev efektivne višine h_{eff} deluje po principu povezovanja vogalov zidu in vogalov odprtih. Vogal okna povežemo z vogalom zidu zgoraj in spodaj, medtem ko pri vratih povežemo le zgornji vogal z vogalom zidu. Navpičnica, ki poteka iz sredine diagonale med odprtino in zidom, predstavlja efektivno višino posameznega zidu.

5.5 Določitev materialnih karakteristik zidovja

Materialne in druge karakteristike smo določili na podlagi priporočenih vrednosti iz SIST EN 1996-1-1:2006 v kombinaciji s priporočili Tomaževiča (2009), ki so podrobneje predstavljene v podpoglavju 4.5. Preiskav na dejanskem objektu nismo mogli izvesti, tako da so materialne karakteristike sestavnih elementov zidovja določene kot smiselne vrednosti materialov, za katere predvidevamo, da so vgrajeni v objekt Mala vas. Zunanje nosilne zidove sestavljajo betonski votlaki, predelne stene in dva notranja nosilna zidova pa opečni votlaki.

• Karakteristična tlačna trdnost f_k

Vrednosti konstante K so na podlagi Preglednice 8 določene za skupino 2 tako za betonski kot opečni votlak in malto za splošno uporabo. Karakteristična tlačna trdnost zidovja za zidovje iz opečnega votlaka po SIST EN 1996-1-1:2006 je izračunana po enačbi (4-13) in znaša:

$$f_{k,OP} = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta = 0,45 \cdot 7,5^{0,7} \cdot 5^{0,3} = 3,0MPa$$

Karakteristična tlačna trdnost zidovja za zidovje iz betonskega votlaka je izračunana po enačbi iz SIST EN 1996-1-1:2006, ki upošteva le konstanto K in karakteristično tlačno trdnost zidaka na naslednji način:

$$f_{k,BET} = K \cdot f_b^{0,85} = 0,45 \cdot 10^{0,85} = 3,2MPa$$

• Začetna strižna trdnost f_{vko}

Začetna strižna trdnost zidovja f_{vko} je določena iz Preglednice 9 za opečni zidak iz malte za splošno uporabo trdnostnega razreda (M2,5-M9). Karakteristične vrednosti začetne strižne trdnosti zidovja f_{vko} za malte trdnostnega razreda M5 za zidovje iz betonskega votlaka SIST EN 1996-1-1:2006 ne navaja, zato začetno strižno trdnost zidovja določimo z vrednostjo $f_{vko}=0,2$ MPa.

- **Karakteristična natezna trdnost f_{tk}**

Uporabljenaa karakteristična natezna trdnost zidovja f_{tk} je izračunana po obrazcu (4-16) in je izračunana kot povprečje vrednosti, ki so navedene v mejah iz omenjene enačbe (Tomažević, 2009). Vrednost za zidovje iz opečnih votlakov znaša:

$$f_{tk,OP} = \frac{0,09 \cdot f_{k,OP} + 0,03 \cdot f_{k,OP}}{2} = \frac{0,09 \cdot 3,0 + 0,03 \cdot 3,0}{2} = 0,18MPa$$

Karakteristična natezna trdnost zidovja iz betonskih votlakov je prav tako izračunana po Tomaževiću (2009) enačbi (4-16) in njena vrednost znaša:

$$f_{tk,BET} = \frac{0,09 \cdot f_{k,BET} + 0,03 \cdot f_{k,BET}}{2} = \frac{0,09 \cdot 3,2 + 0,03 \cdot 3,2}{2} = 0,19MPa$$

- **Modul elastičnosti E**

Vrednosti za modul elastičnosti E so izračunane z enačbo (4-20) po SIST EN 1996-1-1:2006, ki predlaga vrednost elastičnega modula kot 1000-kratnik karakteristične tlačne trdnosti zidovja f_k . Za opečni zid znaša:

$$E_{OP} = 1000 \cdot f_{k,OP} = 1000 \cdot 3,0MPa = 3000MPa$$

Modul elastičnosti E za betonsko zidovje znaša:

$$E_{BET} = 1000 \cdot f_{k,BET} = 1000 \cdot 3,2MPa = 3200MPa$$

- **Strižni modul G**

Strižni modul G izračunamo v skladu s Tomaževićevimi (2009) analizami, da je strižni modul približno 2000-kratnik karakteristične natezne trdnosti f_{tk} . Za opečni zid znaša:

$$G_{OP} = 2000 \cdot f_{tk,OP} = 2000 \cdot 0,18MPa = 360MPa$$

Strižni modul G za betonsko zidovje znaša:

$$G_{BET} = 2000 \cdot f_{tk,BET} = 2000 \cdot 0,19MPa = 380MPa$$

- **Prostorninska teža γ**

Prostorninska teža za nosilno zidovje iz opečnih in betonskih votlakov je bila izračunana v prejšnjem podglavju. Vrednosti prostorninskih tež zidovja so razvidne iz Preglednice 17.

Prostorninska teža opečnega zidovja je:

$$\gamma_{OP} = 13,8 \frac{kN}{m^3}$$

Prostorninska teža betonskega zidovja znaša:

$$\gamma_{BET} = 17,3 \frac{kN}{m^3}$$

V Preglednici 18 so za lažji pregled povzete karakteristične vrednosti materialnih karakteristik za račun odpornosti zidanega objekta ločeno za zidovje iz opečnih in betonskih votlakov. V dejanskem računu odpornosti objekta Mala vas so upoštevane projektne vrednosti materialnih karakteristik, to so karakteristične vrednosti zmanjšane z delnim varnostnim faktorjem za materiale γ_M .

Delni varnostni faktor za materiale je določen na podlagi Preglednice 7 in sicer za razred pomembnosti II in za zidake v skupini C kategorije II in katerekoli malte ter za srednje strogi razred. Varnostni faktor γ_M^* , ki za izbrane karakteristike znaša 2,5, zmanjšamo za 1/3, dodan mu je še faktor zaupanja CF_{KL1} , ki po SIST EN 1998-3:2005 znaša 1,35 za konstrukcijo, ki je slabo poznana. Skupni varnostni faktor je izračunan s pomočjo enačbe (5-1).

$$\gamma_M = \frac{2}{3} \cdot \gamma_M^* \cdot CF_{KL1} \quad (5-1)$$

Varnostni faktor za materiale, ki so predvidoma vgrajeni v objekt Mala vas, znaša:

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

Preglednica 18: Karakteristične vrednosti materialnih karakteristik

	K	f_b [MPa]	f_m [MPa]	f_k [MPa]	f_{vko} [MPa]	f_{tk} [MPa]	E [MPa]	G [MPa]	γ [kN/m ³]
ZIDOVJE IZ OPEČNIH VOTLAKOV	0,45	7,5	5,0	3,0	0,2	0,18	3000	360	13,8
ZIDOVJE IZ BETONSKIH VOTLAKOV	0,45	10,0	/	3,2	0,2	0,19	3200	380	17,3

5.6 Masa objekta

Celotna masa objekta vključuje maso vseh stropov, zidov, zunanjega stopnišča, strehe in balkonov, brez obtežbe polovice zidov v pritličju, ki se preko temeljev prenese v temeljna tla. Maso objekta izračunamo na podlagi konstrukcijskih sklopov elementov v povezavi z izrisi ploščin vseh elementov v programu AutoCAD.

5.6.1 Masa po konstrukcijskih sklopih

5.6.1.1 Masa stropov

Maso določenega stropa izračunamo tako, da njeno ploščino pomnožimo z obtežbo konstrukcijskega sklopa stropa, ki smo ga določili na podlagi sestave, podane iz dokumentacije (Državna tehnična pisarna, 2013). Obtežba predstavlja lastno težo obravnavanega stropa, kateri prištejemo še koristno obtežbo, prav tako pomnoženo s ploščino elementa. Faktor φ in koeficient za kombinacijo Ψ_2 smo upoštevali na podlagi Preglednic 4 in 5. V nadaljevanju je prikazan primer izračuna mase stropov za vse etaže: stropa nad pritličjem, stropa nad I. in II. nadstropjem in stropa nad mansardo. Slika 18 prikazuje ploščine stropa nad pritličjem, balkona nad pritličjem in zunanjega stopnišča, katerih maso izračunamo v nadaljevanju.

MASA STROPA NAD PRITLIČJEM

- Obtežba

$$g_{STROP,P} = 4,9 \frac{kN}{m^2}$$

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

- Ploščina

$$A_{STROP,P} = 107,4m^2$$

- Masa zaradi lastne teže

$$m_{g,STROP,P} = \frac{g_P \cdot A_P}{g} = \frac{4,9 \frac{kN}{m^2} \cdot 107,4m^2}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 53,6t$$

- Masa zaradi koristne obtežbe

$$m_{q,STROP,P} = \Psi_2 \cdot \varphi \cdot \frac{q_P \cdot A_P}{g} = 0,3 \cdot 0,5 \cdot \frac{2 \frac{kN}{m^2} \cdot 107,4m^2}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 3,3t$$

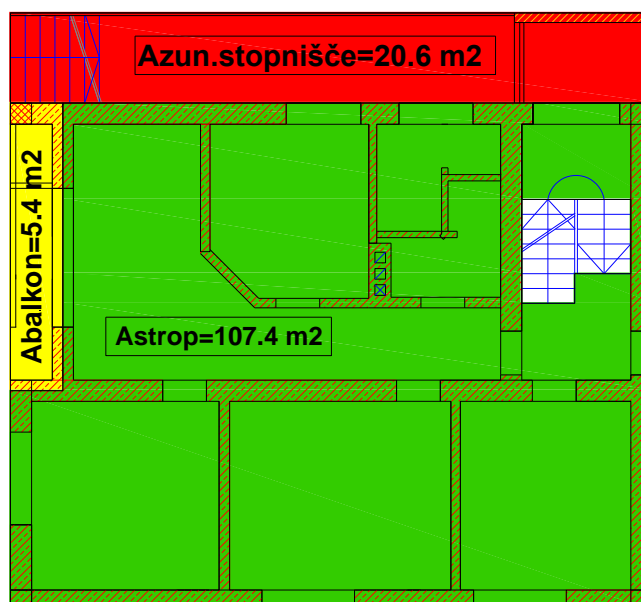
- Skupna masa stropa nad pritličjem je seštevek mase zaradi lastne teže in koristne obtežbe

$$m_{STROP,P} = m_{g,STROP,P} + m_{q,STROP,P} = 53,6 + 3,3t = 56,9t$$

Na enak način izračunamo maso stropa nad I. in II. nadstropjem ter nad mansardo. Preglednica 19 prikazuje maso stropov objekta po etažah.

Preglednica 19: Masa stropov

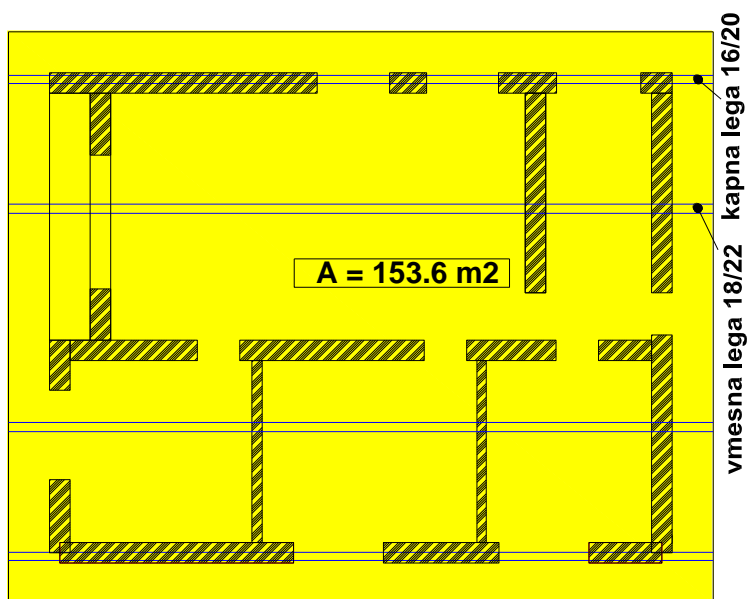
	Tip	g [kN/m ²]	q [kN/m ²]	A [m ²]	$m_{q,STROP}$ [t]	$m_{g,STROP}$ [t]	$\sum m_{STROP}$ [t]	$\Psi_2 \cdot \varphi$	
PRITLIČJE	AB plošča	4,90	2,0	107,4	53,6	3,3	56,9	0,15	
I. NADSTROPJE	"Monta plošča"	3,7	2,0	107,4	40,6	3,3	43,8		
II. NADSTROPJE		3,61	2,0	107,4	39,5	3,3	42,8		
MANSARDA	Les	0,40	2,0	106,7	4,3	6,5	10,8	0,3	
							$\sum m_{STROP}$	154,4	t



Slika 18: Ploščine elementov pritičja

5.6.1.2 Masa strehe

Maso strehe izračunamo na enak način kot maso stropov. Slika 19 prikazuje ploščino strehe, ki jo za izračun mase pomnožimo z obtežbo konstrukcijskega sklopa strehe. Na sliki so označene tudi strešne lege. Maso strehe določa le lastna teža strehe, koristne obtežbe za poševne strehe standard ne predpisuje. V nadaljevanju je prikazan izračun mase celotne strehe.



Slika 19: Površina strehe

MASA STREHE

- Obtežba

$$g_{STREHA} = 0,5 \frac{kN}{m^2}$$

- Ploščina

$$A_{STREHA} = 153,6m^2$$

- Masa zaradi lastne teže

$$m_{g,STREHA} = \frac{g_P \cdot A_P}{g} = \frac{0,5 \frac{kN}{m^2} \cdot 153,6m^2}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 7,8t$$

5.6.1.3 Masa balkonov

V sklopu objekta so obravnavani trije balkoni. Balkona nad pritličjem in I. nadstropjem imata enako površino, balkon v II. nadstropju ima večjo površino. Maso obravnavanega balkona dobimo s produktom ploščine in obtežbe balkona, ki vsebuje lastno in stalno težo ter koristno obtežbo. V nadaljevanju sledi primer izračuna mase balkona nad pritličjem. Ploščina balkona je izrisana v programu AutoCAD in je razvidna iz Slike 18.

MASA BALKONA NAD PRITLIČJEM

- Obtežba

$$g_{BALKON,P} = 4,59 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{BALKON,P} = 2,5 \frac{kN}{m^2}$$

- Ploščina

$$A_{BALKON,P} = 5,4m^2$$

- Masa zaradi lastne teže

$$m_{g,BALKON,P} = \frac{g_P \cdot A_P}{g} = \frac{4,59 \frac{kN}{m^2} \cdot 5,4m^2}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 2,5t$$

- Masa zaradi koristne obtežbe

$$m_{q,BALKON,P} = \Psi_2 \cdot \varphi \cdot \frac{q_P \cdot A_P}{g} = 0,3 \cdot 0,5 \cdot \frac{2,5 \frac{kN}{m^2} \cdot 5,4m^2}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 0,2t$$

- Skupna masa balkona nad pritličjem je seštevek mase zaradi lastne teže in koristne obtežbe

$$m_{BALKON,P} = m_{g,BALKON,P} + m_{q,BALKON,P} = 2,5t + 0,2t = 2,7t$$

Na enak način izračunamo maso balkona nad I. in II. nadstropjem. Preglednica 20 prikazuje maso balkonov objekta po etažah.

Preglednica 20: Masa balkonov

	g [kN/m ²]	q [kN/m ²]	A [m ²]	$m_{g,BAL}$ [t]	$m_{q,BAL}$ [t]	$\sum m_{BAL}$ [t]	$\Psi_2 \cdot \varphi$
PRITLIČJE	4,59	2,5	5,4	2,5	0,2	2,7	0,15
I. NADSTROPJE	4,59	2,5	5,4	2,5	0,2	2,7	
II. NADSTROPJE	4,59	2,5	9,7	4,5	0,4	4,9	
					$\sum m_{BAL}$	10,4	t

5.6.1.4 Masa zunanjega stopnišča

Predpostavimo, da se polovica obtežbe zunanjega stopnišča prenese v temeljna tla, polovico na zidove v pritličju. Masa zunanjega stopnišča vsebuje lastno in stalno težo ter koristno obtežbo. Površina zunanjega stopnišča je razvidna iz Slike 18.

MASA ZUNANJEGA STOPNIŠČA

- Obtežba

$$g_{ZUN.STOPNIŠČE} = 3,0 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{ZUN.STOPNIŠČE} = 2,5 \frac{kN}{m^2}$$

- Ploščina

$$A_{ZUN.STOPNIŠČE} = 20,6m^2$$

- Masa zaradi lastne teže

$$m_{g,ZUN.STOPNIŠČE} = \frac{g_P \cdot A_P}{g} = \frac{3,0 \frac{kN}{m^2} \cdot 20,6m^2}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 6,3t$$

- Masa zaradi koristne obtežbe

$$m_{q,ZUN.STOPNIŠČE} = \Psi_2 \cdot \varphi \cdot \frac{q_P \cdot A_P}{g} = 0,3 \cdot 0,5 \cdot \frac{2,5 \frac{kN}{m^2} \cdot 20,6m^2}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 0,8t$$

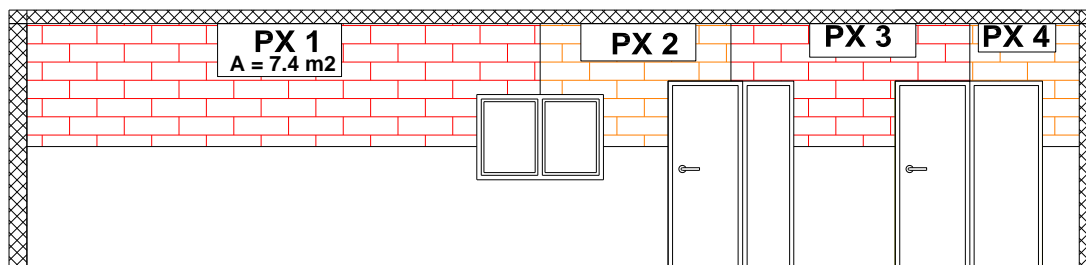
- Skupna masa zunanjega stopnišča, ki se prenaša preko zidov v pritličju, znaša polovico mase zaradi lastne teže in koristne obtežbe

$$m_{ZUN.STOPNIŠČE} = \frac{m_{g,ZUN.STOPNIŠČE} + m_{q,ZUN.STOPNIŠČE}}{2} = \frac{6,3t + 0,8t}{2} = \frac{7,1t}{2} = 3,55t$$

5.6.1.5 Masa zidov

Za izračun mase zidov je upoštevana masa vseh nosilnih in predelnih zidov vseh etaž, brez polovice mase zidov pritličja. Polovico mase zidov v pritličju predpostavimo, da se preko temeljev prenaša v temeljna tla. V izračunu mase zidov je upoštevana masa parapetnih zidov in preklad. Masa posameznega zidu je izračunana s produktom površine zidu, debeline zidu in gostote zidovja. Izračunani produkt je deljen s težnostnim pospeškom g . Materialne

karakteristike zidovja so zapisane v Preglednici 18. Slika 20 prikazuje polovično površino zidov pritličja, ki pripadajo steni X1, z upoštevanjem parapetov in preklad. V nadaljevanju je prikazan primer izračuna mase zidu PX 1, ki je betonske izvedbe, skupne debeline 40 cm.



Slika 20: Ploščina pritličnih zidov, ki pripadajo steni X1

MASA ZIDU PX 1

- Obtežba

$$\gamma_{AB,ZID} = 17,3 \frac{kN}{m^3}$$

- Ploščina

$$A_{ZID,PX1} = 7,4m^2$$

- Debelina

$$t = 0,4m$$

- Masa zaradi lastne teže

$$m_{g,ZID,PX1} = \frac{A_{ZID,PX1} \cdot t \cdot \gamma_{AB,ZID}}{g} = \frac{7,4m^2 \cdot 0,4m \cdot 17,3 \frac{kN}{m^3}}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 5,2t$$

Na enak princip poračunamo vse zidove v vseh etažah. Preglednica 21 prikazuje maso zidov objekta po etažah ločeno za opečne in betonske zidove.

Preglednica 21: Masa zidov

	$m_{OP. ZID} [t]$	$m_{BET. ZID} [t]$
PRITLIČJE	3,8	41,2
I. NADSTROPJE	6,3	84,4
II. NADSTROPJE	4,9	83,1
MANSARDA	9,2	24,0
	24,2	232,7

Skupna masa zidov celotnega objekta Mala vas znaša s parapeti in prekladami vred:

$$\sum m_{OP,ZID} + \sum m_{BET.ZID} = 24,2t + 232,7t = 257t$$

5.6.2 Masa po etažah

Masa pritličja zajema maso stropa nad pritličjem, maso balkona pritličja, polovico mase zidov v pritličju, polovico mase zidov v I. nadstropju in polovico mase zunanjega stopnišča. Pri masi zidov smo upoštevali maso parapetov in preklad.

Masa I. nadstropja zajema maso stropa nad I. nadstropjem, maso balkona I. nadstropja, polovico mase zidov v I. nadstropju in polovico v II. nadstropju.

Masa II. nadstropja zajema maso stropa nad II. nadstropjem, maso balkona II. nadstropja, polovico mase zidov v II. nadstropju in polovico zidov v mansardi.

Masa mansarde vsebuje maso lesenega stropa nad mansardo, polovico mase zidov v mansardi in maso strehe.

Mase elementov so zajete v Preglednici 22. Razvidno je, da največjo težo na pritličje prinesejo zidovi. Celotna masa objekta Mala vas znaša 433 t.

Preglednica 22: Masa vseh elementov po etažah in celotna masa objekta Mala vas

	<i>m_{PO ETAŽAH}</i> [t]					<i>∑m_{PO ETAŽAH}</i> [t]	<i>∑m_{OBJEKTA}</i> [t]
	stropovi	streha	balkoni	zunanje stopnišče	zidovi	vsi elementi	vsi elementi
PRITLIČJE	56,9	/	2,7	3,5	90,3	153,5	433
I. NADSTROPJE	43,8	/	2,7	/	89,4	136,0	
II. NADSTROPJE	42,8	/	4,9	/	60,6	108,3	
MANSARDA	10,8	7,8	/	/	16,5	35,2	

5.7 Analiza obtežbe

5.7.1 Potresna sila

Horizontalno obremenitev predstavlja izračunana potresna sila F_i , prikazana v Preglednici 23 za vsak zid posebej. Njena velikost je odvisna od togosti posameznega zidu in od mase, ki deluje na posamezen zid. Potresna sila na posamezni zid izhaja iz celotne potresne sile v obravnavani etaži, ki deluje na objekt in je predstavljena v podpoglavju 5.7.

5.7.1.1 Izračun projektne potresne sile

Za zidane stavbe je običajna predpostavka, da se nihajni čas nahaja na platoju spektra odziva, ki zajema vrednosti nihajnega časa med T_B in T_C . Projektni pospešek tal a_g je določen po Karti potresne nevarnosti Slovenije na Sliki 5 za območje Posočja, kjer se nahaja obravnavani objekt. Predpostavimo, da je objekt lociran na zelo gostih peskih, produ ali zelo togi glini. Te karakteristike zajema faktor tal S , ki je razviden v Preglednici 1 in povzeto po SIST EN 1998-1:2005. Obravnavani objekt ustreza Tipu tal B in znaša 1,2. Faktor obnašanja q je predpostavljen za nearmirano zidovje in znaša 1,5. Določen je na podlagi Preglednice 3. Iz dokumentacije je razvidno, da je bilo za račun nelinearne statične analize predpostavljeno, da ima objekt nearmirano zidovje (Državna tehnična pisarna, 2013).

Po enačbi (2-2), povzeti po SIST EN 1998-1:2005 izračunamo projektni spekter:

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

Celotna potresna sila ob vpetju F_b je izračunana v skladu s SIST EN 1998-1:2005 po enačbi (4-7) in znaša:

$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda = 4,41 \frac{m}{s^2} \cdot 433t \cdot 0,85 = 1623kN$$

Za analizo potresne odpornosti objekta Mala vas je dovolj izračun celotne potresne sile F_b , ki je hkrati potresna sila na pritličje objekta. Tako porazdelitve projektne potresne sile po višini objekta ne potrebujemo.

5.7.1.2 Izračun potresne sile delujoče na posamezne zidove

Projektno silo F_b razporedimo na vse zidove v razmerju togosti po enačbi (4-10). Togost je odvisna od materialnih, geometrijskih, mehanskih ter vpetostnih pogojev posameznega elementa v objektu. Za izračun togosti so potrebni podatki o tlorisni površini vsakega zidu, njegova efektivna višina in razmerje med višino in dolžino zidu h/l . Potrebni sta tudi deformabilnostni karakteristiki strižni modul G in modul elastičnosti E , ki sta definirana ločeno za betonske in opečne zidove in razvidna v Preglednici 18. Predpostavimo, da imamo obojestransko vpete zidove, tako znaša faktor $\alpha = 0,83$. Potresna sila na posamezen zid je z upoštevanjem vpliva torzije zaradi slučajne ekscentričnosti izračunana v skladu s SIST EN 1998-1:2005 po enačbi (5-2). Objekt Mala vas je približno simetričen, zato je masno težišče postavljeno v sredino objekta.

$$F_i = F_b \cdot \delta \cdot \frac{k_i}{\sum k_i} \quad (5-2)$$

kjer je:

F_i – potresna sila na posamezen element;

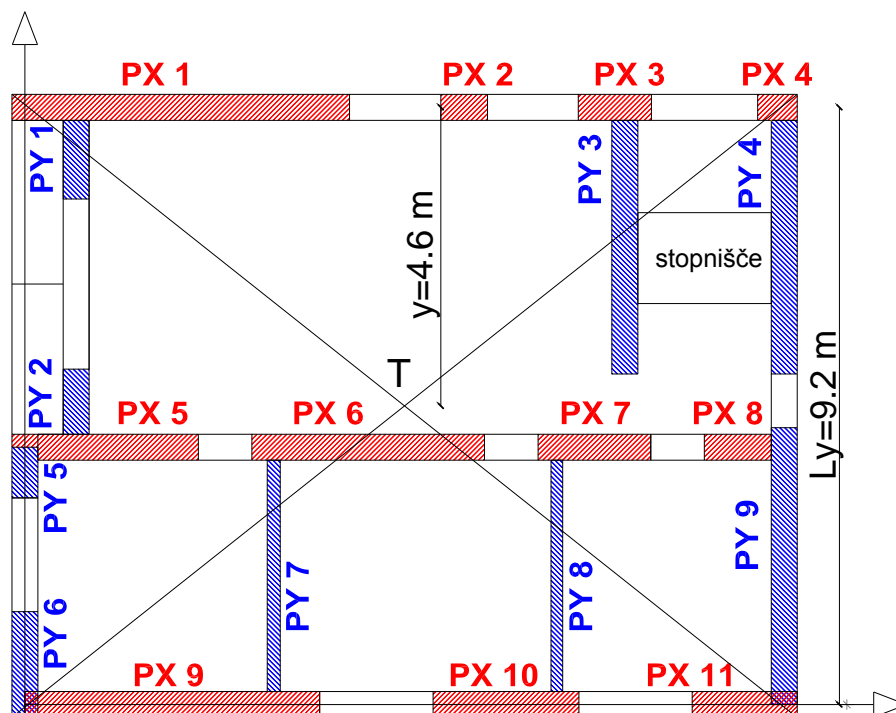
F_b – potresna sila na pritličje;

δ – vpliv torzije zaradi slučajne ekscentričnosti;

k_i – togost posameznega zidu;

$\sum k_i$ – seštevek togosti vseh zidov v določeni smeri X ali Y.

Prikazan je primer za izračun togosti in potresne sile F_i na zid z oznako PX 1 z upoštevanjem vpliva torzije zaradi slučajne ekscentričnosti. Zid PX 1 je zgrajen iz betonskega votlaka. Slika 21 prikazuje določitev razdalj L_y in y , ki sta potrebni za račun vpliva torzije po enačbi (5-2) na zid PX 1.



Slika 21: Masno težišče in razdalje za račun vpliva torzije

POTRESNA SILA F_1 NA ZID PX 1

$$F_b = 1623 \text{ kN}$$

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{y}{L_y} = 1 + 0,6 \cdot \frac{4,6\text{m}}{9,2\text{m}} = 1,3$$

$$k_1 = \frac{G \cdot A_w}{1,2 \cdot h_{eff} \cdot \left[1 + \alpha \cdot \frac{G}{E} \cdot \left(\frac{h_{eff}}{l} \right)^2 \right]} = \frac{380000 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,1m^2}{1,2 \cdot 1,9m \cdot \left[1 + 0,83 \cdot \frac{380000 \frac{kN}{m^2}}{3200000 \frac{kN}{m^2}} \cdot \left(\frac{1,9m}{5,2m} \right)^2 \right]}$$

$$= 352342 \frac{kN}{m}$$

$$\sum k_x = 1553644 \frac{kN}{m}$$

$$F_1 = F_b \cdot \delta \cdot \frac{k_1}{\sum k_x} = 1623kN \cdot 1,3 \cdot \frac{352342 \frac{kN}{m}}{1553644 \frac{kN}{m}} = 479kN$$

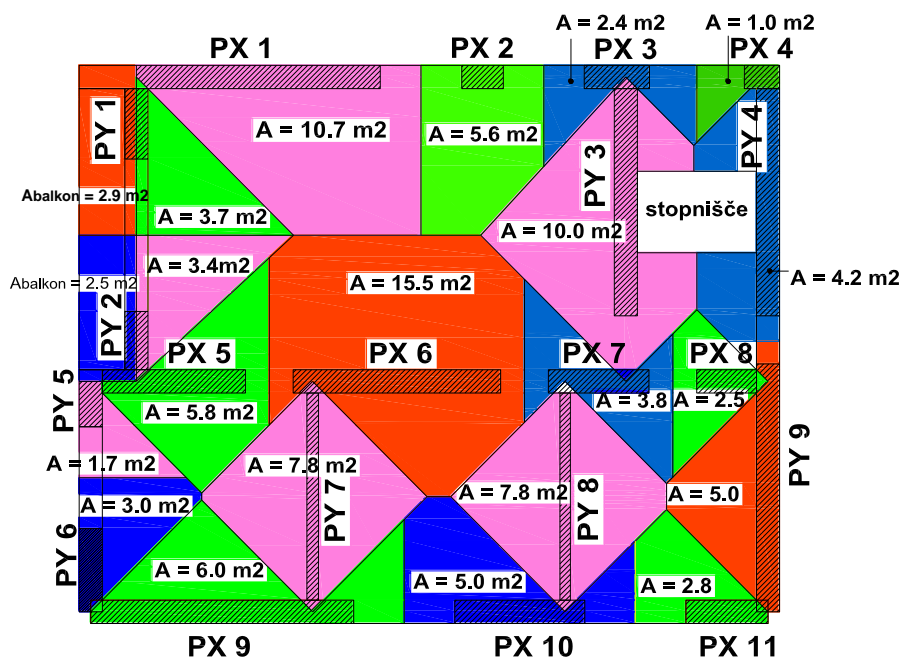
V Preglednici 23 so prikazane izračunane togosti in potresne sile vseh zidov pritličja, ki sodelujejo pri prevzemu obtežbe z upoštevanim učinkom torzije zaradi slučajne ekscentričnosti. Izračunani sta tudi togost in potresna sila vseh zidov v izbrani smeri. Vsota potresnih sil v eni in drugi smeri ni enaka celotni potresni sili, ker je bila za izračun torzije zaradi vpliva naključne ekscentričnosti izbrana metoda po enačbi (5-2), ki precej poveča sile predvsem na zunanje zidove. Z zelo povečanimi silami, ki se pojavijo zaradi vpliva naključne ekscentričnosti, smo s tem precej kaznovani.

5.7.2 Osna sila

Vertikalna obremenitev zidu zajema lastno in stalno težo konstrukcijskega sklopa g , ki jo prenaša obravnavan zid ter koristno obtežbo q . Lastno težo, porazdeljeno po objektu smo določili ločeno za vsak konstrukcijski sklop posebej. Pomnožimo jo z vplivno površino elementa, ki se prenese na določen zid. Koristna obtežba stropov znaša $q = 2 \text{ kN/m}^2$, balkona in zunanjsega stopnišča $2,5 \text{ kN/m}^2$. Standard ostalim obravnavanim konstrukcijskim sklopom spremenljive obtežbe za naš objekt ne predpisuje. Obtežbi se med seboj kombinirata, kot je določeno v SIST EN 1998-1:2005. Vrednosti faktorjev za kombinacijo so prikazane v Preglednicah 4 in 5. Vrednosti so odvisne od etaže, v kateri je obtežba računana.

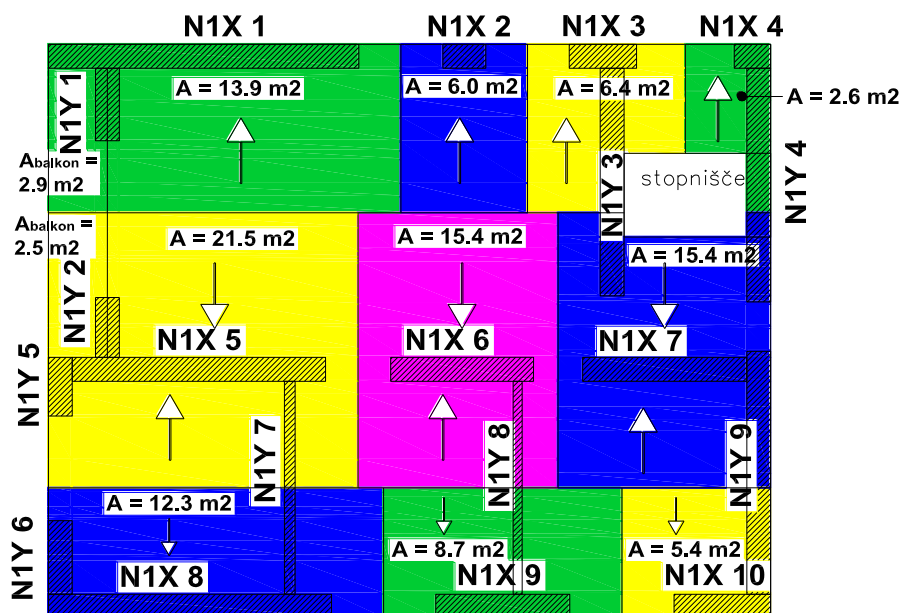
Prenos obtežbe iz stropov na zidove in nato v temeljna tla je osnovni princip vsake gradbene konstrukcije. Prenos obtežbe po elementih objekta prikažemo s t.i. vplivnimi površinami, s katerimi zajamemo lastno težo in koristno obtežbo, na elementih, kjer je predpisana.

Prenos vertikalne obtežbe stropa nad pritličjem preko obojestranske AB nosilne plošče na zidove pritličja izdelamo s t.i. strešnim pravilom pod kotom 45°. Vplivne površine, ki so bile izdelane s programom AutoCAD in pripadajoči zidovi pritličja so prikazani na Sliki 22.



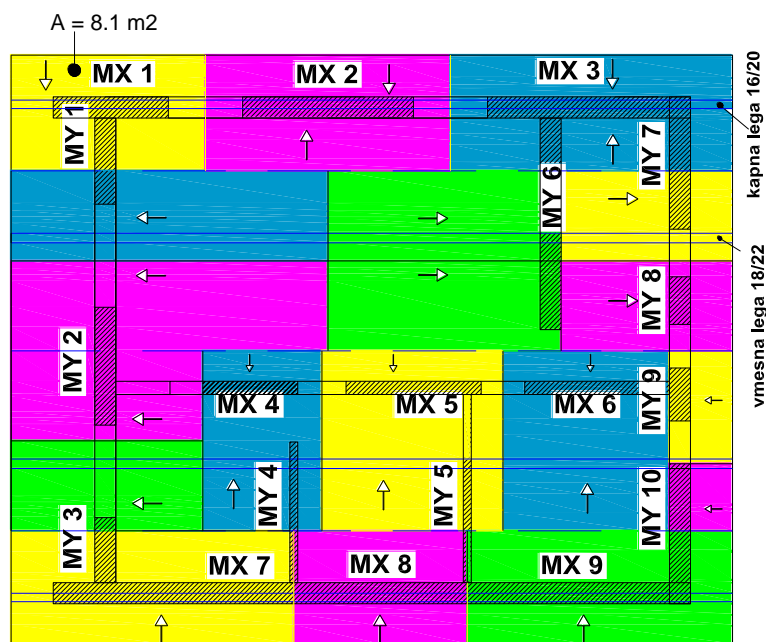
Slika 22: Prikaz prenosa obtežbe stropa nad pritličjem na zidove

Prenos obtežbe preko nosilne plošče v eni smeri, ki jo v obravnavanem objektu predstavlja »Monta plošči« med I. in II. nadstropjem ter med II. nadstropjem in mansardo, ponazorimo s prenosom obtežbe pod kotom 90°. Iz tlorisov je razvidno, da sta plošči med I. in II. nadstropjem ter med II. nadstropjem in mansardo nosilni le v smeri X, torej nosilni so le zidovi, ki pripadajo stenam X1, X2 in X3. Vplivne površine, ki nastanejo zaradi prenosa obtežbe stropa nad I. nadstropjem in pripadajoči zidovi I. nadstropja, so prikazani na Sliki 23. Obtežba iz zidov v II. nadstropju se navpično preko zidov v I. nadstropju prenaša naprej do zidov v pritličju.



Slika 23: Prikaz prenosa obtežbe stropa nad I. nadstropjem na zidove

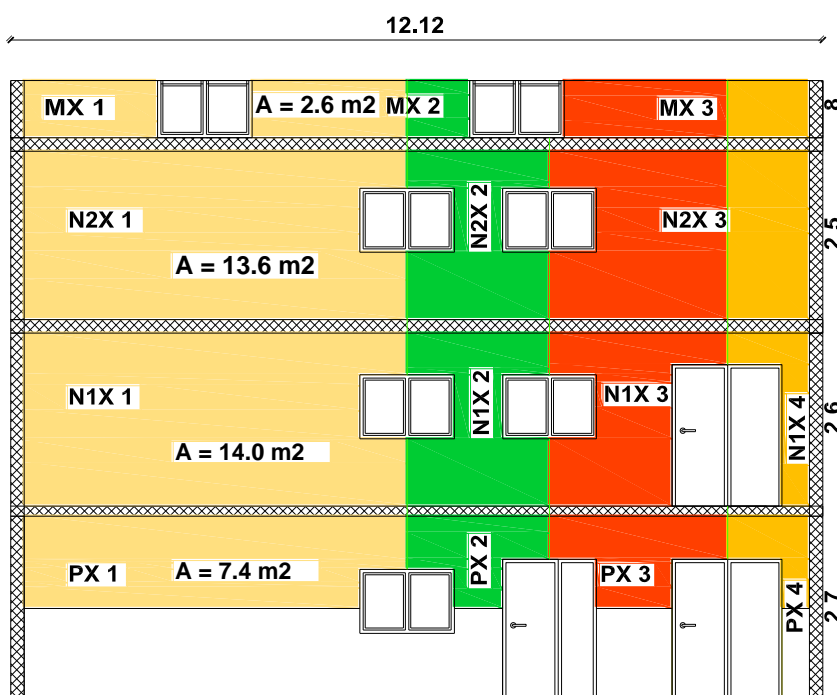
Obtežba strehe se preko dveh vmesnih in dveh kapnih leg prenaša na zidove v mansardi in nato vertikalno proti zidovom v pritličju. Obtežbo strehe nosijo predvsem zidovi v X smeri, ki pripadajo stenam X1, X2 in X3, vendar se obtežba prenaša tudi na zidove v smeri Y. Prenos obtežbe strehe na zidove je prikazan na Sliki 24, kjer puščice nakazujejo smer prenosa obtežbe. S pomočjo programa AutoCAD izračunamo vplivne površine na posamezen zid, kot je to na Sliki 24 prikazano za zid MX 1.



Slika 24: Prikaz prenosa obtežbe strehe na zidove mansarde

Obravnavani zidovi v pritličju so najbolj obremenjeni zidovi. Izračunana obtežba, ki deluje na posamezen zid je izračunana s produktom obtežbe, ki smo jo definirali s konstrukcijskimi sklopi in vplivne površine, ki pripada obravnavanemu zidu, razvidne iz Slik 22, 23 in 24. Poleg obtežbe stropov in strehe, se na zidove pritličja prenaša tudi osna sila zaradi zunanjšega stopnišča, balkonov in zidov. Obtežbo zunanjšega stopnišča porazdelimo na zidove, ki pripadajo steni X1 tako, da razmejimo odprtino med dvema zidovoma na dva dela in pol vplivne površine zunanjšega stopnišča pripada enemu zidu, polovico pa sosednjemu.

Za izračun vplivne površine zaradi lastne teže zidov, ki pripadajo določenemu zidu, smo izrisali vse stene objekta v vseh etažah. Na sredini odprtine smo razdelili zid na dva dela in vsa površina nad obravnavnim zidom na eni strani odprtine v pritličju je pripadla obravnavanemu zidu. Na Sliki 25 so prikazane vplivne površine zidov, ki pripadajo steni X1. Kotirane dimenzije so višine zidov.



Slika 25: Prikaz prenosa obtežbe zidov vseh etaž na zidove pritličja, ki pripadajo steni X1

Prikazan je primer izračuna osne sile na zid PX 1, ki se nahaja v pritličju. Zid prenaša obtežbo stropov vseh nadstropij, del obtežbe balkonov, zunanjšega stopnišča, strehe in zidov v pritličju, I., II. nadstropju in zidov v mansardi. Vplivne površine, ki delujejo na zid PX 1 so razvidne iz Slik 20, 22, 23 in 25.

OSNA SILA NA ZID PX 1

- Osna sila na zid zaradi stropov nad pritličjem, I. nadstropjem, II. nadstropjem in nad mansardo

$$A_{STROP,P} = 10,7m^2$$

$$A_{STROP,I.} = 13,9m^2$$

$$A_{STROP,II.} = 13,9m^2$$

$$A_{STROP,MANS.} = 13,9m^2$$

$$g_{STROP,P} = 4,9 \frac{kN}{m^2}$$

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

$$g_{STROP,I.} = 3,7 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{STROP,I.} = 2 \frac{kN}{m^2}$$

$$g_{STROP,II.} = 3,61 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{STROP,II.} = 2 \frac{kN}{m^2}$$

$$g_{STROP,MANS.} = 0,4 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{STROP,MANS.} = 2 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_{STROP,PX1} = A_{STROP,P} \cdot (g_{STROP,P} + q_{STROP,P} \cdot \Psi_2 \cdot \varphi) + A_{STROP,I.} \cdot (g_{STROP,I.} + q_{STROP,I.} \cdot \Psi_2 \cdot \varphi) \\ + A_{STROP,II.} \cdot (g_{STROP,II.} + q_{STROP,II.} \cdot \Psi_2 \cdot \varphi) + A_{STROP,MANS.} \\ \cdot (g_{STROP,MANS.} + q_{STROP,MANS.} \cdot \Psi_2 \cdot \varphi)$$

$$N_{STROP,PX1} = 10,7m^2 \cdot \left(4,9 \frac{kN}{m^2} + 2 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,3 \cdot 0,5\right) + 13,9m^2 \cdot \left(3,7 \frac{kN}{m^2} + 2 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,3 \cdot 0,5\right) \\ + 13,9m^2 \cdot \left(3,61 \frac{kN}{m^2} + 2 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,3 \cdot 0,5\right) + 13,9m^2 \cdot \left(0,4 \frac{kN}{m^2} + 2 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,3 \cdot 1,0\right)$$

$$N_{STROP,PX1} = 179kN$$

- Osna sila na zid zaradi balkonov

$$A_{BALKON,P} = A_{BALKON,I.} = A_{BALKON,II.} = A_{BALKON} = 2,9m^2$$

$$g_{BALKON,P} = g_{BALKON,I.} = g_{BALKON,II.} = g_{BALKON} = 4,59 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{BALKON,P} = q_{BALKON,I.} = q_{BALKON,II.} = q_{BALKON} = 2,5 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_{BALKON,PX1} = 3 \cdot A_{BALKON} (g_{BALKON} + q_{BALKON} \cdot \Psi_2 \cdot \varphi)$$

$$N_{BALKON,PX1} = 3 \cdot 2,9m^2 \left(4,59 \frac{kN}{m^2} + 2,5 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,3 \cdot 0,5 \right)$$

$$N_{BALKON,PX1} = 43kN$$

- Osna sila na zid zaradi zunanjega stopnišča

$$A_{ZUN.STOPN.} = 10,1m^2$$

$$g_{ZUN.STOPN.} = 3,0 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{ZUN.STOPN.} = 2,5 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_{ZUN.STOPN.,PX1} = A_{ZUN.STOPN.} \cdot (g_{ZUN.STOPN.} + q_{ZUN.STOPN.})$$

$$N_{ZUN.STOPN.,PX1} = 10,1m^2 \cdot \left(3,0 \frac{kN}{m^2} + 2,5 \frac{kN}{m^2} \right)$$

$$N_{ZUN.STOPN.,PX1} = 56kN$$

- Osna sila na zid zaradi strehe

$$A_{STREHA} = 26,1m^2$$

$$g_{STREHA} = 0,5 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_{STREHA,PX1} = A_{STREHA} \cdot g_{STREHA}$$

$$N_{STREHA,PX1} = 26,1m^2 \cdot 0,5 \frac{kN}{m^2}$$

$$N_{STREHA,PX1} = 13kN$$

- Osna sila na zid zaradi lastne teže zidu, zidu I. nadstropja, zidu II. nadstropja, zidu mansarde

$$t_{PX1} = 0,4m$$

$$\gamma_{BET.ZID} = 17,3 \frac{kN}{m^3}$$

$$A_{ZID,P} = 7,4m^2$$

$$A_{ZID,I.} = 14,0m^2$$

$$A_{ZID,II.} = 13,6m^2$$

$$A_{MANS.} = 2,6m^2$$

$$N_{ZID,PX1} = (A_{ZID,P} + A_{ZID,I.} + A_{ZID,II.} + A_{MANS.}) \cdot t_{PX1} \cdot \gamma_{BET.ZID}$$

$$N_{ZID,PX1} = (7,4m^2 + 14,0m^2 + 13,6m^2 + 2,6m^2) \cdot 0,4m \cdot 17,3 \frac{kN}{m^3}$$

$$N_{ZID,PX1} = 260kN$$

- Celotna osna sila na zid PX 1

$$N_{PX1} = N_{STROP,PX1} + N_{BALKON,PX1} + N_{ZUN.STOPN.,PX1} + N_{STREHA,PX1} + N_{ZID,PX1}$$

$$N_{PX1} = 179kN + 43kN + 56kN + 13kN + 260kN$$

$$N_{PX1} = 551kN$$

Iz končnega računa celotne osne sile na zid PX 1 vidimo, da največjo osno silo na zid PX 1 doprinese osna sila zaradi zidov. Na enak način izračunamo vertikalne obremenitve za vse obravnavane nosilne zidove pritličja. V Preglednici 23 so prikazane osne sile na posamezne zidove pritličja.

5.8 Nosilnosti zidov

Ločeno izdelamo izračun nosilnosti obravnavanih zidov pritličja za tri različne porušne mehanizme. Pri računu strižne nosilnosti s pojavom diagonalnih razpok in upogibni porušitvi potrebujemo povprečno tlačno napetost v vodoravnem prerezu zidu σ_o , ki je izračunana z razmerjem osne sile na posamezen zid in prereza zidu po enačbi (4-27).

Za izračun dolžine tlačnega dela zidu pri strižni nosilnosti na zdrs uporabimo enačbo (4-23), s katero se pri nekaterih zidovih pojavijo negativne vrednosti nosilnosti. Tega seveda ne moremo upoštevati, zato uporabimo postopek iteracije, pri čemer prečno silo F_d povečujemo, dokler obremenitev ne postane enaka izračunani nosilnosti.

Za račun strižne nosilnosti s pojavom diagonalnih razpok je potreben faktor b , ki je odvisen od geometrije zidu, natančneje od razmerja med višino in dolžino zidu. Faktor b je omejen z dvema vrednostima, zapisanima v poglavju 4.6.2. Za vmesne vrednosti je bilo potrebno narediti linearno interpolacijo. Strižna nosilnost zidu $R_{S,W}$ je izračunana po enačbi (4-24). Kot je že bilo zapisano, strižna nosilnost s pojavom diagonalnih razpok v standardu ni predpisana, je pa izkustveno ugotovljeno, da je zelo pogost porušni mehanizem zidanih objektov.

V računu nosilnosti zidov je upoštevana obojestranska vpetost zidu, ki jo določa koeficient $\alpha=0,5$. Z računom bomo na varni strani, ker predpostavimo, da ima objekt nearmirano zidovje, čeprav je iz dokumentacije razvidno, da gre za povezano zidovje (Državna tehnična pisarna, 2013).

Kritična nosilnost med porušnimi mehanizmi je najmanjša med njimi. V Preglednici 23 so prikazane nosilnosti za vse tri tipe porušnih mehanizmov. Iz preglednice je razvidno, da je porušitev na zdrs skoraj pri vseh zidovih kritična.

5.9 Izračun odpornosti zidov

5.9.1 Odpornost zidov na lokalnem nivoju

Potresno odpornost zidov pritličja objekta Mala vas izračunamo tako, preračunamo potresne in osne sile za vse zidove, ki sodelujejo pri prevzemu potresnega vpliva. Za nosilne zidove v pritličju izračunamo njihovo nosilnost, ki narekuje tri tipe mehanizmov porušitve, katerih teoretična podlaga je zapisana v podpoglavju 4.6.

Kontrola potresne odpornosti zidov temelji na primerjavi med nosilnostjo zidu R za izračunane mehanizme in potresno obtežbo F_i za vsak zid posebej. Odpornost mora biti za vsak element večja od potresne sile. Veljati mora neenačba $\frac{R_i}{F_i} > 1$, v nasprotnem primeru zid ne more prenesti projektne potresne sile. Za kontrolo potresne odpornosti obravnavanega zidu je merodajna minimalna nosilnost izmed vseh sodelujočih porušnih mehanizmov, vendar izkušnje kažejo, da je zdrs le redko kritičen za zidove v pritličjih, tako ga za kontrolo potresne odpornosti ne upoštevamo. Kontroliramo torej le strižno nosilnost s pojavom diagonalnih razpok in upogibno porušitev.

Za račun odpornosti sta potrebni obe kontroli porušnih mehanizmov, pri katerih mora biti odpornost elementa večja od potresnega vpliva. Rezultati v Preglednici 23 torej kažejo, da do poškodb ne pride le v štirih zidovih, to so zidovi PX 4, PX 5, PX 6 in PX 8, vsi so torej usmerjeni v osi X. To pomeni, da bi v primeru projektne potresne vpliva potres brez poškodb prenesli le navedeni štirje zidovi, ker imajo večjo odpornost od predvidene projektne potresne sile.

5.9.2 Odpornost zidov na globalnem nivoju

Potresna odpornost na nivoju konstrukcije za smer X in Y temelji na primerjavi koeficientov:
 BSC – koeficient izračunane prečne sile v pritličju in
 SRC – mejni koeficient potresne odpornosti objekta.

Veljati mora neenačba $SRC \geq BSC$, sicer potresna odpornost konstrukcije kot celote ni ustrezna. Koeficient SRC je definiran z razmerjem med nosilnostjo konstrukcije in teži stavbe nad pritličjem. Razmerje prikazuje enačba (5-3). Nosilnost celotne konstrukcije določimo kot vsoto kritičnih nosilnosti, ki narekujejo strižno nosilnost s pojavom diagonalnih razpok in upogibno porušitev. Vsota kritičnih nosilnosti je izračunana v Preglednici 23 in označena kot $\Sigma R_{MERODAJEN}$ za izbrano smer. Teža konstrukcije nad obravnavanim prerezom $\Sigma G_{OBJEKTA}$ je v obravnavanem primeru teža nad pritličjem, ki je kar celotna teža konstrukcije, izražena v [kN]. Striga z zdrsom za račun odpornosti ne upoštevamo, torej za globalno analizo potresne odpornosti objekta primerjamo le nosilnost z diagonalnimi razpokami in upogibno porušitev.

$$SRC = \frac{\Sigma R_{MERODAJEN}}{\Sigma G_{OBJEKTA}} \quad (5-3)$$

BSC je razmerje med projektno prečno silo konstrukcije, ki jo predstavlja projektna potresna sila ΣF_i v določeni smeri vpliva X ali Y in skupno težo celotne konstrukcije nad pritličjem. Vsota potresnih sil za smer X in Y je prikazana v Preglednici 23. Razmerje je prikazano s spodnjo enačbo:

$$BSC = \frac{\Sigma F_i}{\Sigma G_{OBJEKTA}} \quad (5-4)$$

Ločeno za X in Y smer delovanja potresne obtežbe kontroliramo potresno odpornost zidanega objekta Mala vas. Kot že zapisano, je vsota merodajne odpornosti upoštevana le za porušna mehanizma diagonalnih razpok in upogiba.

- SMER X

$$SRC = \frac{\Sigma R_{MERODAJEN,X}}{\Sigma G_{OBJEKTA}} = \frac{1513kN}{4247kN} = 0,36$$

$$BSC = \frac{\Sigma F_{i,X}}{\Sigma G_{OBJEKTA}} = \frac{1991kN}{4247kN} = 0,47$$

- SMER Y

$$SRC = \frac{\Sigma R_{MERODAJEN,Y}}{\Sigma G_{OBJEKTA}} = \frac{1057N}{4247kN} = 0,25$$

$$BSC = \frac{\Sigma F_{i,Y}}{\Sigma G_{OBJEKTA}} = \frac{2015kN}{4247kN} = 0,47$$

SRC>BSC ne velja za nobeno izmed smeri X in Y potresnega vpliva. Objekt Mala vas torej v nobeni smeri ne bi prenesel projektne potresne sile. Objekt ima nekaj večjo potresno odpornost v zidovih v smeri osi X.

Preglednica 23: Geometrijske karakteristike, potresne in osne sile ter kontrola potresne odpornosti zidov pritličja

OZNAKA ZIDU	l [m]	t [m]	A _w [m ²]	h ^{eff} [m]	k _i [kN/m]	σ _o [kN/m ²]	F _i [kN]	N _d [kN]	F _d [kN]	Porušni mehanizmi			Kontrola odpornosti			R _{s,w}	R _{f,w}	PREKORAČENA NOSILNOST
										R _{ds,w}	R _{s,w}	R _{f,w}	ZDRS	DIAG. RAZPOKE	UPOGIB			
PX1	5,2	0,3	1,7	1,9	352342	330	479	551	258	258	355	966	0,5	0,7	2,0	355	966	DA
PX2	0,7	0,3	0,2	1,5	41249	789	56	182	20	20	52	21	0,4	0,9	0,4	52	21	DA
PX3	1,1	0,3	0,4	2,1	50849	561	69	203	33	33	70	57	0,5	1,0	0,8	70	57	DA
PX4	0,4	0,3	0,1	2,4	4840	697	7	92	6	6	28	7	1,0	4,3	1,1	28	7	NE
PX5	2,7	0,3	0,9	2,4	131712	374	143	321	101	101	167	275	0,7	1,2	1,9	167	275	NE
PX6	3,6	0,3	1,1	2,1	214914	457	234	525	191	191	272	543	0,8	1,2	2,3	272	543	NE
PX7	1,7	0,3	0,6	2,1	94574	406	103	226	53	53	94	121	0,5	0,9	1,2	94	121	DA
PX8	1,0	0,3	0,3	2,4	35663	524	48	173	26	26	62	47	0,5	1,3	1,0	62	47	NE
PX9	4,6	0,3	1,5	1,9	294996	276	401	402	182	182	289	653	0,5	0,7	1,6	289	653	DA
PX10	2,3	0,3	0,7	1,1	253128	381	344	274	77	77	131	196	0,2	0,4	0,6	131	196	DA
PX11	1,4	0,3	0,5	1,9	79377	361	108	164	33	33	73	76	0,3	0,7	0,7	73	76	DA
					Σk_{i,x}	ΣF_{i,x}	1991								ΣR_{s,w,MERODAJEN}	1513		
PY1	1,2	0,3	0,4	2,5	42606	386	88	149	27	27	64	57	0,3	0,7	0,6	64	57	DA
PY2	0,7	0,3	0,2	2,5	16395	623	34	143	16	16	47	23	0,5	1,4	0,7	47	23	DA
PY3	3,9	0,3	1,2	2,7	171928	224	330	279	121	121	229	411	0,4	0,7	1,2	229	411	DA
PY4	4,1	0,3	1,3	1,9	263333	198	559	260	119	119	230	412	0,2	0,4	0,7	230	412	DA
PY5	0,8	0,3	0,2	1,9	32218	338	68	84	11	11	39	22	0,2	0,6	0,3	39	22	DA
PY6	0,4	0,3	0,1	1,9	9567	786	20	108	8	8	31	8	0,4	1,5	0,4	31	8	DA
PY7	3,6	0,2	0,6	2,7	92016	229	166	147	63	63	123	214	0,4	0,7	1,3	123	214	DA
PY8	3,6	0,2	0,6	2,7	92016	242	168	155	66	66	126	223	0,4	0,7	1,3	126	223	DA
PY9	4,3	0,3	1,4	1,9	274041	199	582	271	127	127	240	447	0,2	0,4	0,8	240	447	DA
					Σk_{i,y}	ΣF_{i,y}	2015								ΣR_{s,w,MERODAJEN}	1057		

6 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi obravnavamo analizo potresne odpornosti objekta iz Male vasi v Posočju. Obravnavani objekt je večnadstropna zidana stavba, ki je bila zgrajena v 70. letih 20. stoletja. Analizirali smo ga v skladu s standardom Evrokod 6 (SIST EN-1996) in Evrokod 8 (SIST EN-1998). Obremenitev zidov zaradi potresa smo določili po metodi z vodoravnimi silami. Na nivoju elementa smo izračunali nosilnosti zidov za tri porušne mehanizme, vendar smo za oceno potresne odpornosti upoštevali le strižno nosilnost s pojavom diagonalnih razpok in upogibno nosilnost. Iz rezultatov analize sledi, da bi zidovi PX 4, PX 5, PX 6 in PX 8 prenesli projektno potresno silo, saj le za te zidove velja, da sta strižna in upogibna nosilnost večji od projektne obremenitve. Lahko torej rečemo, da je odpornost zidov v X smeri večja od zidov v Y smeri. Po narejeni kontroli potresne odpornosti na nivoju objekta v obravnavanih smereh X in Y ugotovimo, da projektnege vpliva objekt Mala vas ne bi prenesel v skladu z zahtevami standardov, pri čemer naj poudarimo, da nismo upoštevali vpliva mehanizma zdrsa, ki ga Evrokod 6 sicer predpisuje, vendar takšen tip porušitve ni značilen za pritlično etažo zidanih objektov.

Ocenjena potresna odpornost objekta, preden je bil po potresu leta 1998 utrjen, je namreč v obeh obravnavanih smereh X in Y manjša od celotne potresne obremenitve, ki deluje na obravnavano smer. O tem, ali bi se pri projektnege potresnege vplivu zidovi porušili ali ne, ne moremo sklepati, rečemo lahko le, da bi se poškodovali. Iz Preglednice 23 je v zadnjem stolpcu razvidno, pri katerih zidovih bi ob projektnege potresnege vplivu prišlo do prekoračitve nosilnosti. Nosilnost bi bila prekoračena pri večini zidov. Rezultati ocene potresne odpornosti kažejo na to, da objekt, kakršen je bil pred izvedeno sanacijo, ne zadošča kriterijem trenutno veljavnih standardov Evrokod.

V primeru ocene potresne odpornosti objekta s kakšno natančnejšo metodo in bolj podrobnim pregledom objekta, bi bil zaključek o primernosti objekta mogoče drugačen. Prav tako bi se mogoče približali zahtevam standarda, če bi na dejanskem objektu izvedli materialne preiskave vzorcev.

VIRI

ARSO I. 2013.

<http://www.arso.gov.si/potresi/mre%C5%BEEa%20potresnih%20opazovalnic/> (Pridobljeno 20. 7. 2013.)

ARSO II. 2013.

http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20aktivnost/Mo%C4%8Dni_potresi_v_preteklosti.pdf (Pridobljeno 30. 7. 2013.)

ARSO III. 2006.

<http://www.arso.gov.si/potresi/poro%C4%8Dila%20in%20publikacije/potresi%20v%20letu%202004.pdf> (Pridobljeno 31. 7. 2013.)

ARSO IV. 2013.

http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektني_pospesek_tal.html
(Pridobljeno 23. 7. 2013.)

Državna tehnična pisarna. 2013. (Pridobljeno marec 2013.)

DZS. 1998. Veliki splošni leksikon. Ljubljana, DZS: str. 1639, 3809.

Jenko, A.. 2012. Ocena potresne odpornosti enodružinske hiše. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer (samozaložba A. Jenko): 35 str.

Kaiter. 2006-2013.

<http://mail.colonial.net/~hkaiter/earthquakes.html> (Pridobljeno 30. 7. 2013.)

Lapajne, J. 2011. Nekateri tektonski, seizmotektonski in seizmološki termini – 3. del. Ujma 25, 322-327.

<http://www.sos112.si/slo/tdocs/ujma/2011/322.pdf> (Pridobljeno 2. 9. 2013.)

SIST EN 1990:2004. Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij

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

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

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

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

SIST EN 1998-3:2005, Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. del: Ocena in prenove stavb.

Tasič, I. 2003/2004. Kako merimo potrese. Ujma 17-18, 251-256.

<http://www.sos112.si/slo/tdocs/ujma/2004/meritve.pdf> (Pridobljeno 23. 7. 2013.)

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

Wienerberger I. 2013.

<http://www.wienerberger.hr/izvedba-stropnog-sustava-porotherm.html> (Pridobljeno 12. 8. 2013.)

Wienerberger II. 2013.

<http://www.wienerberger.si/stropni-sistem/katalog-proizvodov> (Pridobljeno 30. 8. 2013.)