

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:

Gantar, U., 2014. Ocena potresne odpornosti zidanega stanovanjskega bloka. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M.): 35 str.

Datum arhiviranja: 30-09-2014

University
of Ljubljana

Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



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

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

This is original version of final thesis.

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

Gantar, U., 2014. Ocena potresne odpornosti zidanega stanovanjskega bloka. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Dolšek, M.): 35 pp.

Archiving Date: 30-09-2014

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI
PROGRAM PRVE STOPNJE
GRADBENIŠTVO

Kandidat:

UROŠ GANTAR

**OCENA POTRESNE ODPORNOSTI ZIDANEGA
STANOVANJSKEGA BLOKA**

Diplomska naloga št.: 116/B-GR

**EVALUATION OF EARTHQUAKE RESISTANCE OF
MASONRY APARTMENT BUILDING**

Graduation thesis No.: 116/B-GR

Mentor:
izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Predsednik komisije:
izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Ljubljana, 04. 09. 2014

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Podpisani **Uroš Gantar** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »**Ocena potresne odpornosti zidanega stanovanjskega bloka**«.

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

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

Ljubljana, 25.8.2014

Uroš Gantar

BIBLIOGRAFSKA – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.04:728(497.4)(043.2)
Avtor:	Uroš Gantar
Mentor:	Izr. prof. dr. Matjaž Dolšek
Naslov:	Ocena potresne odpornosti zidanega stanovanjskega bloka
Tip dokumenta:	Diplomska naloga – univerzitetni študij – B
Obseg in oprema:	35 str., 16 pregl., 5 sl., 38 en., 28 pril.
Ključne besede:	ocena potresne odpornosti, zidan objekt, nosilnost z nastankom diagonalnih razpok, upogibna nosilnost, strižna nosilnost na zdrs, metoda s horizontalnimi silami, potisna analiza

Izvleček:

V diplomski nalogi obravnavamo klasično zidan stanovanjski blok zgrajen v 60. letih prejšnjega stoletja v Škofji Loki. V prvem delu predstavimo obnašanje zidanih konstrukcij, ki so izpostavljene potresni obtežbi. Obravnavamo teoretično ozadje za tri možne mehanizme porušitve zidu, iz katerih določimo nosilnost posameznih elementov: strižna porušitev z nastankom diagonalnih razpok, strižna porušitev z zdrsom in upogibna porušitev. Nato predstavimo metodo za določitev projektne potresne obtežbe, na koncu pa pojasnimo osnove poenostavljene nelinearne potisne analize. Drugi del naloge obsega oceno potresne odpornosti dejanskega zidanega objekta. Predpostavili smo nihanje objekta v osnovni nihajni obliki in določili potresne sile po metodi s horizontalnimi silami. Materialne karakteristike smo določili deloma iz projektne dokumentacije in deloma z upoštevanjem določil iz standarda Evrokod. Pri oceni potresne odpornosti smo se omejili na zidove v pritličju, ki so najbolj ranljivi v primeru potresa. V analizi smo predpostavili, da je betonska klet bistveno bolj toga od opečnih zidov nad kletjo. Z izračuni za nearmirano zidovje v skladu z Evrokodom 6 in 8 smo ocenili, da objekt dosega potrebno potresno varnost v vzdolžni smeri, v prečni smeri pa ne. Ugotovitve iz elastične analize smo potrdili s poenostavljeno nelinearno potisno analizo. Naredili smo tudi kratko primerjavo med projektiranjem po trenutno veljavnih standardih Evrokod in predpisi iz časa projektiranja, takrat je bil v veljavi jugoslovanski predpis iz leta 1964, torej obdobja po močnem potresu v Skopju. Pri primerjavi potresne sile dobljene po takratnih in trenutno veljavnih standardih smo ugotovili, da se bile zahteve v standardih JUS precej blažje, saj je projektna potresna sila dobljena po trenutno veljavnih standardih Evrokod 2,5 krat večja.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.04:728(497.4)(043.2)
Author: Uroš Gantar
Supervisor: Assoc. Prof. Matjaž Dolšek, Ph. D.
Title: Evaluation of earthquake resistance of masonry apartment building
Document type: Thesis
Notes: 35 p., 16 tab., 5 fig., 38 eq., 28 add.
Key words: seismic performance assessment, masonry building, resistance due to formation of diagonal cracks, flexural resistance, sliding shear method, lateral force method, pushover analysis

Abstract:

The thesis addresses the earthquake resistance of the typical masonry apartment building constructed in the 1960s in Škofja Loka. In the first part the seismic response of masonry buildings is presented. Explained are the models of three possible masonry wall failure mechanisms, which are the basis for determining the capacity of single walls taking into account the shear failure due to formation of diagonal cracks, the sliding shear failure and the flexural failure. The definition of the design seismic action and fundamentals of the pushover analysis follow. The second part of the thesis deals with performance assessment of masonry building in Škofja Loka. The seismic demand is firstly assessed by using the lateral force method. Material characteristics were defined according to design project with consideration of provisions of Eurocode standard. Only ground floor is included in seismic performance assessment since it is the most vulnerable. The effects of the concrete basement were neglected in the analysis. The results of the analysis according to Eurocode 6 and 8 have shown that the building meets safety requirements in longitudinal direction, but not in the case of transverse direction. Conclusions on the basis of elastic analysis were confirmed by simplified nonlinear pushover analysis. At the last part of the thesis a comparison between design seismic action according to standard Eurocodes and regulations from 1964, which were the consequence of the catastrophic Skopje Earthquake, are presented. It was found that Eurocode provided the 2,5 times greater design seismic action.

ZAHVALA

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. Matjažu Dolšku, ki me je strokovno usmerjal, ko je zmanjkalo znanja in izkušenj.

Zahvalil bi se družini za moralno podporo tekom študija, partnerici Neži, ki je izkazala veliko zaupanja v moje sposobnosti ter vsem prijateljem, ki ste mi stali ob strani in zaradi katerih je bilo življenje tekom študija zanimivejše.

Zahvala gre tudi profesorjem na FGG, ki so mi skozi vsa leta študija podali veliko znanja in inženirskega občutka.

KAZALO VSEBINE

STRAN ZA POPRAVKE	II
IZJAVE	III
BIBLIOGRAFSKA – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK.....	IV
BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT.....	V
ZAHVALA	VI
KAZALO VSEBINE	VII
KAZALO SLIK	X
KAZALO PREGLEDNIC.....	XI
1 UVOD	1
2 SPLOŠNO O POTRESIH	2
2.1 Nastanek potresov	2
2.2 Beleženje nihanja tal	2
2.3 Magnituda in intenziteta.....	2
2.4 Zakonodaja o potresno odporni gradnji.....	3
3 OBNAŠANJE ZIDANIH STAVB MED POTRESI.....	4
3.1 Tipi zidanih konstrukcij	4
3.2 Vrste poškodb na zidanih stavbah.....	5
4 PROJEKTNA POTRESNA OBTEŽBA	6
4.1 Izračun mase objekta.....	6
4.2 Faktor obnašanja q	7
4.3 Projektni spekter pospeškov	7
4.4 Projektna potresna obtežba.....	8

4.5	Porazdelitev projektne potresne obtežbe po višini stavbe	9
4.6	Razdelitev potresne sile na posamezne zidove	10
5	METODE ZA OCENO POTRESNE ODPORNOSTI ZIDANIH STAVB	11
5.1	Mehanske karakteristike zidovja	11
5.1.1	Materialni varnostni faktor	11
5.1.2	Karakteristična tlačna trdnost zidovja	12
5.1.3	Karakteristična natezna trdnost zidovja	12
5.1.4	Karakteristična strižna trdnost zidovja	12
5.1.5	Deformabilnostne lastnosti zidovja	13
5.2	Mehanizmi porušitve	14
5.2.1	Strižna odpornost zidovja z zdrsom (narmirano zidovje)	14
5.2.2	Strižna odpornost z nastankom diagonalnih razpok (narmirano zidovje)	15
5.2.3	Upogibna odpornost zidu (narmirano zidovje)	15
5.2.4	Odpornost zidovja kot celote	16
5.3	Poenostavljena nelinearna potisna analiza	17
6	JUGOSLOVANSKI PREDPIS IZ LETA 1964	18
7	OCENA POTRESNE ODPORNOSTI STANOVANJSKEGA BLOKA	19
7.1	Opis konstrukcije	19
7.2	Material	20
7.2.1	Varnostni faktor	20
7.2.2	Karakteristična tlačna trdnost	20
7.2.3	Karakteristična začetna strižna trdnost	20
7.2.4	Karakteristična natezna trdnost	20
7.2.5	Modul elastičnosti	20
7.2.6	Strižni modul	21
7.3	Obtežba	21
7.4	Določitev mase stanovanjskega bloka	22
7.4.1	Medetažne horizontalne konstrukcije	22
7.4.2	Streha	23
7.4.3	Zidovje	23
7.4.4	Celotna masa konstrukcije	24
7.5	Določitev skupne potresne sile	25
7.6	Analiza potresne odpornosti zidov v pritličju	26
7.6.1	Razdelitev zidov	26
7.6.2	Vplivne površine	26

7.7	Primer določanja osne obremenitve na zidu PX10	27
7.8	Nosilnost zidovja- primer na zidu PX10	28
7.8.1	Strižna nosilnost- porušitev z zdrsom	28
7.8.2	Strižna nosilnost- porušitev z diagonalnimi razpokami	28
7.8.3	Upogibna nosilnost-drobljenje zidakov ob tlačno obremenjenem robu.....	29
7.8.4	Merodajna nosilnost	29
7.9	Primerjava odpornosti in obremenitve zidovja (linearna elastična analiza).....	29
7.10	Potresna odpornost konstrukcije kot celote (linearna elastična analiza).....	30
7.11	Nelinearna statična potisna analiza	31
7.12	Projektiranje objekta po Pravilniku iz leta 1964	32
8	ZAKLJUČEK.....	33
	VIRI.....	34
	SEZNAM PRILOG	35

KAZALO SLIK

Slika 1: tipične obremenitve in poškodbe na zidani stavbi (Tomaževič, 2009, str. 32)	5
Slika 2: značilni porušni mehanizmi zidu pri potresni obtežbi v ravnini zidu (Tomaževič, 2009: str 128).....	14
Slika 3: Krivulja odpornosti zidu (levo) ter konstruiranje krivulje odpornosti za kritično etažo.	17
Slika 4: tloris pritlične etaže	19
Slika 5: elastični in projektni spektri za analizo konstrukcije po Evrokodu 8.....	26

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Vrednosti φ za izračun $\Psi_{2,i}$	6
Preglednica 2: priporočene vrednosti $\Psi_{2,i}$ za navidezno stalno kombinacijo vplivov za stavbe.....	7
Preglednica 3: vrednosti faktorja obnašanja q	7
Preglednica 4: vrednosti S v odvisnosti od kvalitete tal.....	8
Preglednica 5: Materialni varnostni faktor.....	11
Preglednica 6: Vrednosti K za opečne zidove.....	12
Preglednica 7: vrednosti začetne strižne trdnosti zidovja f_{vko} (za opečne zidake).....	13
Preglednica 8: Konstrukcijski sklop monta stropa v karakteristični etaži.....	AA
Preglednica 9: Konstrukcijski sklop podesta v karakteristični etaži.....	AA
Preglednica 10: Konstrukcijski sklop balkona v karakteristični etaži.....	AA
Preglednica 11: Konstrukcijski sklop stopnic v karakteristični etaži.....	BB
Preglednica 12: Konstrukcijski sklop strehe (14°).....	BB
Preglednica 13: Konstrukcijski sklop zunanje »38 cm« stene v karakteristični etaži.....	CC
Preglednica 14: Konstrukcijski sklop notranje »38 cm« stene v karakteristični etaži.....	CC
Preglednica 15: Konstrukcijski sklop notranje »25cm« stene v karakteristični etaži.....	CC
Preglednica 16: Konstrukcijski sklop notranje »12 cm« stene v mansardi.....	DD

»Ta stran je namenoma prazna.«

1 UVOD

Potres kot naravni pojav se v obliki blažjega, za človeka nezaznavnega valovanja pojavlja vsakodnevno, kadar pa potresno valovanje doseže Zemljino površje z zadostno energijo, pa povzroči škodo na grajenem okolju. Največje tveganje za porušitev nosijo starejši in slabše grajeni objekti, saj jih lahko usodno poškoduje že srednje močan potres. Na srečo so katastrofalni potresi redki, kadar pa do njih pride, so posledice na objektih in urbanem okolju izrazite.

Na območju Slovenije sta bila zadnja večja potresa v Posočju leta 2004 magnitude 5,6 in 1998 magnitude 4,9 po Richtertju. V 20. stoletju pa je pri nas nastalo kar 13 potresov z doseženo intenziteto VII. stopnje po EMS, kar že predstavlja gmotno škodo na objektih. Potresno najbolj ogrožena območja na našem ozemlju so Zgornje Posočje, ljubljansko, idrijsko in krško-brežiško območje (ARSO, 2014).

Potres pa včasih prinese tudi izboljšanje. Zgodovina nas uči, da so se pri katastrofalnih potresih zgodili premiki v smeri optimizacije potresnih predpisov, odpirali so se novi laboratoriji za potresne raziskave, potresne opazovalnice in nastajale so ideje o urbanistični in arhitekturni prenovi mest. S to diplomsko nalogo je nedvomno povezan potres v Skopju leta 1963, ki je pospešil pripravo prvih jugoslovanskih tehničnih predpisov za potresnovarno gradnjo, po katerih je bil tudi projektiran zidan objekt obravnavan v nalogi.

Zidane konstrukcije so v našem okolju še zmeraj najbolj pogost tip nosilne konstrukcije za enodružinske hiše ter objekte kulturne dediščine. Najprej so kot material za zidanje uporabljali naravni kamen bolj ali manj obdelan, mnogokrat povezan z malto slabe kvalitete. Kamen je zamenjala polna opeka in v zadnjih desetletjih opečni ter betonski votlaki.

Grajenje objektov na potresno dejavnih območjih, kakršno Slovenija vsekakor je, zahteva načrtovanje potresne odpornosti. Za enostavne zidane stavbe je pri praktičnem preverjanju potresne odpornosti ustrezna metoda s horizontalnimi silami, kakršno uporabimo za določitev potresnih sil na zidove objekta v Škofji Loki.

Naloga je razdeljena na teoretični in računski del. Začetna poglavja predstavijo potresni vpliv in obnašanje zidanih konstrukcij z možnimi porušnimi mehanizmi. Opisano je postopek za določitev projektne potresne obtežbe ter razdelitev le te na posamezne zidove. Razčlenimo mehanske karakteristike zidovja in ostale dejavnike, ki vplivajo na upogibno nosilnost, strižno nosilnost z zdrsom in strižno nosilnost z nastankom diagonalnih razpok za nearmirane zidove.

Računsko preverjanje odpornosti je narejeno v skladu s standardi SIST EN 1998-1 in SIST EN 1996-1-1:2006, ki jih imenujemo tudi Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij in Evrokod 8: Projektiranje potresno odpornih konstrukcij. Kjer pa so določitve v standardih površne ali neustrezne, izračune dopolnimo z ugotovitvami prof. Mihe Tomaževiča, ki jih je zapisal v knjigo Potresno odporne zidane stavbe (2009). Delo je potekalo v programskih okoljih Autocad (Autodesk, 2013) in Excel (Microsoft Office, 2010) in s pomočjo enačb, razloženih v teoretičnih poglavjih, smo določili vse potrebne vhodne spremenljivke za določitev in razdelitev potresne sile med zidove. Natančnejše izračune pokažemo na primeru pritličnega zidu PX10, vrednosti za vse ostale zidove pa zapišemo v preglednicah. Merodajna odpornost posameznega zidu je bila zadostna, če je bila večja od potresne sile na zid. Odpornost konstrukcije kot celote smo preverili s projektним koeficientom odpornosti objekta SRC_x , ki mora biti večji od projektnega mejnega koeficienta prečne sile v pritličju BSC_x . Globalno odpornost natančneje določimo s poenostavljeno nelinearno potisno analizo. Analiziramo tudi potresno dimenzioniranje objekta po Pravilniku o tehničnih predpisih za grajenje na potresnih območjih iz leta 1964 in primerjamo vrednosti z izračunanimi v diplomski nalogi.

2 SPLOŠNO O POTRESIH

2.1 Nastanek potresov

Potres je naravni pojav, ki nastane zaradi nenadne sprostitve nakopičenih elastičnih napetosti v globini zemeljske skorje, posledica je gibanje tal zaradi nenadnih premikov. Med glavne naravne pojave, ki povzročajo potrese, spadajo tektonski procesi oziroma premikanje litosferskih plošč v zemljini skorji kot najvažnejši povzročitelji gibanja tal, izbruhi vulkanov, nenadna zrušenja delov zemljine na kraških območjih, v zadnjem času pa jih povzroča tudi človek s svojo dejavnostjo (Tomažević, 2009).

Splošno priznana teorija, ki razlaga vzroke tektonskih potresov je teorija tektonike plošč. Zemljina skorja in zgornji del Zemljinega plašča sestavljata trdno litosfero, katere debelina se giblje od 50 do 150 km. Litosfera je razdeljena na tektonske plošče, ki se kot toga telesa pomikajo po relativno mehki astenosferi. Pri nas je vzrok potresov pritisk afriške plošče in njenega skrajnega dela – jadranske mikroplošče na južni obod evrazijske plošč (Fajfar, 1995).

Zaradi medsebojnih pomikov plošč prihaja v bližini meje med dvema ploščama do velikih tektonskih sil in v primerih, ko se izčrpa nosilnost materiala, pride do loma, nakopičena deformacijska in potencialna energija se sprosti v obliki potresa. Najlepše se meje tektonskih plošč vidi na karti epicentrov vseh zaznanih potresov, saj do največjega števila potresov pride prav v bližini meja plošč. Vseh potresov vseeno ne moremo razložiti s teorijo tektonike plošč, saj do pomembnih premikov tal pride tudi v notranjosti plošč. To se dogaja zaradi napetosti, ki nastanejo kot posledica pritiskov na robovih plošč. Omeniti moramo nekaj osnovnih a bistvenih izrazov v zvezi z nastankom potresa. Hipocenter oziroma žarišče potresa je površina, vzdolž katere pride do zdrsa in povzroči nastanek seizmičnih valov, projekcija te površine na površje pa je nadžarišče oziroma epicenter. Običajno ju v praksi zaradi lažje preglednosti idealiziramo s točkama. Velikost površine epicentra je odvisna od jakosti potresa, velikosti območja zdrsa in globine žarišča. Potrese glede na globino žarišča delimo na plitke in globoke. Večina potresov je plitkih s hipocentrom do globine 70 km in ti povzročijo največ škoda (Fajfar, 1995).

2.2 Beleženje nihanja tal

Nihanja tal beležimo z 2 vrstama instrumentov. Za registriranje majhnih nihanj tal ali oddaljenih potresov uporabljamo seizmograf. To je nihalo z lastno periodo, ki je precej manjša od periode nihanja tal pri potresu. Seizmogrami, zapise seizmografa, uporabljamo za določitev magnitude potresa, lokacije epicentra in za razne seizmološke študije. Gradbenike zanimajo predvsem nihanja tal v bližini epicentra med močnimi potresi, saj pri teh nihanjih pride do poškodb objektov. Za registracijo močnih delov potresnega valovanja uporabljamo manj občutljive naprave, akcelografe. Njegove lastne periode so precej manjše od period nihanja tal pri potresu, relativni pomiki nihala pa so v sorazmerju pospeškom tal. Akcelogram je zapis akcelografa, ki zabeleži podatke pri največjih amplitudah (Fajfar, 1995).

Potrese opazujemo in merimo v primerno opremljenih potresnih opazovalnicah. V Sloveniji imamo mrežo 28 potresnih opazovalnic državnega omrežja in 9 opazovalnic za beleženje močnih potresov v krajih: Bogenšperk, Bovec, Dolsko, Gotenica, Ilirska Bistrica, Ljubljana FGG, Ljubljana- Golovec, Kobarid in Krško- NEK (ARSO, 2013).

2.3 Magnituda in intenziteta

Jakost potresa je odvisna od količine sproščene energije, s tem je tesno povezan tudi učinek potresa na zgrajeno okolje. Kvantitativna mera za jakost potresa je magnituda M , ki jo je definiral ameriški seizmolog Richter leta 1935, največkrat jo imenujemo kar »Richterjeva magnituda«. Po Richterju je magnituda enaka logaritmu z bazo 10 največje amplitude potresnih valov A (v μm), ki ga je zabeležil standardizirani inštrument, oddaljen točno 100 km daleč od epicentra potresa (Fajfar, 1995).

Za oceno odvisnosti med energijo seizmičnih valov E v joulih in magnitudo M sta Gutenberg in Richter leta 1954 predlagala naslednjo enačbo:

$$\log E = 4.8 + 1.5 M \quad (2.1)$$

Ugotovimo, da se pri povečanju magnitudo za 1 sprosti kar 32-krat več energije in 1000-krat več pri povečanju M za 2 (Tomažević, 2009).

V praksi pri določanju magnitudo nastane težava, ker merilni inštrumenti nikoli niso oddaljeni za predpisano razdaljo od epicentra, magnitudo se izračuna z upoštevanjem dejanske razdalje in karakteristik širjenja seizmičnih valov. Zaradi približnega preračunavanja in izrazito nehomogenih in izotropnih lastnosti tal in posledično različnega širjenja potresnih valov v različnih smereh, različne seizmološke postaje dajejo rezultate, ki se razlikujejo do 0.5 magnitudo, v količini sproščene energije to pomeni faktor 5- 6. Čeprav je Richter magnitudo definiral kot instrumentalno mero, je to še vedno samo približna mera za jakost potresa. Kasneje so definirali nove mere za magnitudo, vendar za potrebe našega raziskovalnega dela ne razlikujemo med njimi (Fajfar, 1995).

Prebivalstvo pri potresu najbolj prizadene povzročena škoda, zato jakost potresa merimo tudi po njegovih posledicah na objektih ter živih bitjih, to mero imenujemo intenziteta potresa. Odvisna je od količine sproščene energije, oddaljenosti od hipocentra in lokalnih geomehanskih, geoloških ter topografskih značilnosti. Za razliko od magnitudo, kjer enemu potresu odgovarja ena magnitudo, se intenziteta potresa spreminja v odvisnosti od lokacije področja. Po svetu se uporablja več različnih lestvic intenzitete; vse temeljijo na opazovanju poškodb objektov, občutkov ljudi, ki so potres občutili in učinku potresa na okolje. V Sloveniji se od leta 1995 uporablja evropska makroseizmična lestvica-EMS, ki ima 12 stopenj, (1.stopnja- potres zaznajo samo inštrumenti, 12. stopnja- popolno uničenje) zadnja različica je iz leta 1998. EMS-98 predlaga 6 razredov ranljivosti konstrukcij (od A do F), klasificira pa tudi poškodbe na zidanih stavbah (Tomažević, 2009).

2.4 Zakonodaja o potresno odporni gradnji

Na slovenskem območju so prvi tehnični predpisi izšli leta 1895 po potresu v Ljubljani: »Stavbinski red za občinsko ozemlje deželnega stolnega mesta Ljubljane«, v tem predpisu so bili zajeti za današnje čase zelo osnovni konstruktivni napotki.

Leta 1948 smo naredili korak nazaj z vidika potresne varnosti, ko so izšli »Začasni tehnični predpisi za obremenitev zgradb«. Objekti zgrajeni po tem predpisu niso bili ustrezno dimenzionirani za prevzem potresnih obremenitev.

Leta 1963 so bili v Sloveniji (»Odredba o dimenzioniranju in izvedbi gradbenih objektov v potresnih območjih«) sprejeti tehnični predpisi, s katerimi se je uvedla zahteva po ustreznem potresno odpornem projektiranju. Le 1 mesec po sprejetju odredbe v Sloveniji, je Skopje prizadel katastrofalen potres. Tragičen dogodek je pospešil pripravo prvih jugoslovanskih tehničnih predpisov za potresnovarno gradnjo, osnovo za predpise je predstavljala ravno slovenska odredba.

Po Skopju se je stroka v Jugoslaviji razvila in že leta 1981 zahtevala spremembe v predpisih, sprejet je bil »Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih področjih«, ki so ga kasneje še dopolnjevali (Lapajne, 1989).

Od leta 2005 do 2008 je bilo v Sloveniji prehodno obdobje, v katerem smo uvajali nove zahteve iz evropskega standarda za potresno odporno gradnjo Evrokod 8 oziroma SIST EN-1998, ki smo jih s 1. 1. 2008 tudi uradno sprejeli. Od takrat za projektiranje uporabljamo karto projektnega pospeška tal (Lapajne, 2001) in določila iz Evrokoda 8 (ARSO, 2014).

3 OBNAŠANJE ZIDANIH STAVB MED POTRESI

V gradbenih konstrukcijah pod vplivom potresnega gibanja nastanejo vztrajnostne sile, ki so sorazmerne nastalim pospeškom in masam konstrukcije. Tako morajo elementi konstrukcije, tekomo normalne uporabe sicer navajeni predvsem navpične obtežbe, prevzeti tudi vpliv vodoravne obtežbe, nastale med potresom. Obnašanje med potresom je odvisno predvsem od:

- zasnove konstrukcije
- kakovosti materialov in same gradnje (Tomažević, 2009)

Da bo konstrukcija tudi močen potres prestala brez večjih poškodb, je pomembna pravilna in enostavna zasnova, kakovostni materiali ter skrbnost izvedbe. Primer takih konstrukcij so nepodajne stenaste konstrukcije (tudi zidane stavbe) z zadostnim številom sten za prevzem horizontalnih potresnih sil v obeh glavnih smereh. Primer slabe zasnove so konstrukcije, ki vodoravne potresne sile prevzemajo samo v eni smeri. Največkrat so to zidane stavbe z nosilnimi zidovi samo v prečni smeri. Če se glavna nosilna smer ne ujema s smerjo delovanja potresa, navadno pride do katastrofe in porušitve konstrukcije. Nesimetrična porazdelitev nosilnih in nenosilnih elementov povzroči odmik masnega težišča od težišča togosti, kar povzroči nastanek torzijskih nihanj med potresom in dodatno obremenitev na dele konstrukcije. Slabo na obnašanje konstrukcije med potresom vpliva skokovito spreminjanje togosti po višini, določene stavbe z mehkim pritličjem, ki so bila še pred 3 desetletji primer potresno odporne gradnje, pa sipanje seizmične energije skoncentrirajo na prehodu med podajnim in togim delom konstrukcije, konstrukcijski detajli v mehkem pritličju običajno ne omogočajo velikih plastičnih deformacij, kar lahko pripelje do poškodb in celo porušitve v pritličju. Do mehke etaže lahko pride tudi v višjem nadstropju v primeru večje podajnosti napram ostalim nadstropjem (Tomažević, 2009).

Za obnašanje med potresom so nenazadnje pomembna tudi tla, na katerih so gradbeni objekti temeljeni. Omenimo najpogostejše načine porušitve temeljih tal med potresom:

- zdrs pobočja, ki povzroči diferenčne posedke, lahko nagne in celo poruši stavbo
- porušitev slabo nosilnih temeljnih tal povzroča diferenčne posedke, nagibe in tudi porušitev stavb
- likvifikacija rahlih, z vodo prepojenih peskov povzroča posedke temeljev, delno potopitev stavbe v tla, veliki nagibi pa lahko celo prevrnejo stavbo zaradi izgube nosilnosti tal (Tomažević, 2009)

3.1 Tipi zidanih konstrukcij

Uporaba zidovja v različnih oblikah za osnovni gradbeni material je v Sloveniji pogosta praksa. Zidane stavbe so se večinoma gradile na podlagi tradicije in izkušenj po pravilih dobre obrti. Ukrepi za izboljšanje obnašanja stavb med potresi so bili redki. Zidane stavbe lahko razvrstimo glede na uporabljen material za gradnjo (opeka, adobe, kamen, v sodobnem času bloki iz različnih materialov), po sistemu zidanja (navadno, povezano, armirano zidovje), obdobju gradnje (zgodovinske stavbe, pred I. svetovno vojno, obdobje med obema vojnama, povojno obdobje, obdobje po uveljavitvi potresnih predpisov) in namenu uporabe (stanovanjske, javne stavbe) ter kraju gradnje (podeželje, mesta) (Tomažević, 2009).

Izpostavimo različne načine gradnje skozi zgodovino, ugodne in manj ugodne za potresno stabilnost: Zgodovinske stavbe v mestnih jedrih: tradicionalno so bile sezidane iz kamna, opeke ali mešanice obeh materialov. Visoke so bile 3-4 nadstropja, grajene pa so bile kot skupine med seboj povezanih hiš, ki so si včasih celo delile nosilne zidove. Konstrukcijska zasnova je bila ugodna, saj so bili zidovi debeli in enakomerno porazdeljeni v obeh pravokotnih smereh, neugodno na obnašanje pri potresu pa vplivajo leseni stropovi, povezava zidov z zidnimi vezmi pa je redko uporabljena. Pri stavbah kulturne dediščine so pogosti opečni oboki. Na prelomu 19. stoletja je zasnova konstrukcije postala nepravilna,

posebej pri javnih stavbah. Mnogo je bilo izzidkov in okraskov, za neustrezno obnašanje med potresi pa so poskrbeli slaba malta in leseni stropovi.

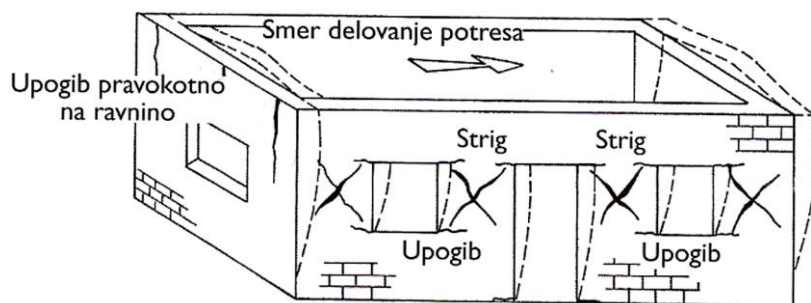
Stavbe po I. svetovni vojni: pri nas se pojavijo armirano betonske zidne vezi, pojavljati so se začele monolitne AB ali prefabricirane opečne strešne plošče. Število nadstropij se je povečalo na 6-7, stropna višina pa na 3.5- 4 m. Precej pogosto so se gradili mešani konstrukcijski sistemi z AB stebri v notranjosti stavbe, ki pa niso sodelovali pri prevzemanju horizontalnih sil.

Obdobje rekonstrukcije po II. svetovni vojni: marsikje so se gradili 6 in več nadstropni stanovanjski bloki iz navadnega zidovja z nosilnimi zidovi le v prečni smeri. Močno oslabljeni vzdolžni zidovi (okenske in vratne odprtine) se niso upoštevali kot nosilni. Za gradnjo so se uporabljali opeka ter kasneje opečni in betonski votlaki. Pred uveljavitvijo prvih potresnih predpisov pri nas (jugoslovanski predpis 1964) so se pri nas gradili potresno najbolj ranljivi objekti pri nas, več kot 10 nadstropne stanovanjske stolpnice iz navadnega zidovja. Omenimo, da je precej takih objektov zgrajenih tudi v centru Ljubljane.

Gradnja s potresnimi predpisi iz leta 1964 ter izboljšano verzijo iz leta 1981: omejena je bila gradnja navadnih zidanih stavb. Uvedlo se je povezano (uporaba vodoravnih in navpičnih AB zidnih vezi) ter armirano zidovje (ojačitev zidovja z jekleno armaturo), omejena pa je bila tudi višina stavb v posameznem sistemu zidanja glede na potresno ranljivost območja, absolutna omejitev višine armiranih zidanih stavb je bila pritličje in 7 nadstropij (Tomažević, 2009).

3.2 Vrste poškodb na zidanih stavbah

Največ poškodb med potresi utrpijo tradicionalno sezidane hiše iz zemlje (adobe) in kamna. Zaradi slabe kakovosti blatne malte kamnito zidovje hitro razpade, strehe s težkim zemeljskim nasutjem pa pogosti pod seboj pokopljejo ljudi. Boljše se zaradi ugodne zasnove in porazdelitve zidov obnašajo zgodovinske hiše v evropskih mestnih jedrih in na podeželju. Pri potresu pogosto nastanejo na zidovju razpoke ob vogalih in stikih zidov zaradi neustrezne povezanosti zidov ter stropov, poševne razpoke v zidovju pa so posledica premajhne odpornosti (slika 1).



Slika 1: tipične obremenitve in poškodbe na zidani stavbi (Tomažević, 2009, str. 32)

Zidovi glede na vrsto stropa različno nihajo med potresom. Zidovi pravokotni na smer delovanja potresa pri starih zidanih stavbah z lesenimi stropovi in brez vodoravnih zidnih vezi, se skušajo odtrgati od zidov stoječih vzporedno s smerjo gibanja tal, pri navpičnih stikih med zidovi nastanejo razpoke, lahko pa zaradi premajhne natezne trdnosti nastanejo tudi na konceh zidov vzporednih smerjo delovanja potresa. Nihanje je bolj usklajeno, če so zidovi med seboj povezani z zidnimi vezmi, še vedno pa je zaradi lesenih stropov vpliv upogiba zidov pravokotno na ravnino potresa velik. Zidana konstrukcija razpoložljivo potresno odpornost v celoti izkoristi šele, ko so zidovi med seboj povezani z vezmi in s stropno konstrukcijo ki deluje kot toga diafragma. Ugotovitve iz analize poškodb po potresu moramo upoštevati tako pri projektiranju novih kakor pri izbiri ukrepov za boljše potresno odpornost obstoječih zidanih konstrukcij. Ugotovitve so v obliki zahtev za ustrezno zasnovo konstrukcije podane v sodobnih predpisih in standardih za potresno odporno projektiranje zidanih konstrukcij (Tomažević, 2009).

4 PROJEKTNA POTRESNA OBTEŽBA

Potresno gibanje tal je v osnovi prostorsko, večina stavb v praksi pa je pravilnih in enostavnih oblik in zato prostorski model nadomestimo z ekvivalentnimi statičnimi silami v vodoravni in redkeje v navpični smeri. Ker nimamo opravka z velikimi razponi in konzolami, lahko predpostavimo zadostno varnost na navpično potresno komponento. Zidane konstrukcije so najpogosteje pravilnih oblik, nosilne elemente imajo približno enakomerno porazdeljene v obeh pravokotnih smereh. Potresno odpornost zaradi tega preverimo neodvisno za vsako smer posebej z ekvivalentnimi vodoravnimi statičnimi silami (Tomažević, 2009). Celotno potresno silo, ki deluje na konstrukcijo, določimo iz mase konstrukcije in projektnega spektra pospeškov. Ker večino potresne obtežbe prevzamejo zidovi postavljeni vzporedno s potresnim vplivom, obtežbo razdelimo na elemente v razmerju togosti, zraven pa moramo upoštevati tudi slučajno ekscentričnost mase, zgledeujemo se po priporočilih iz SIST EN 1998-1:2006. Bistveni zahtevi Evrokodov 6 in 8 sta omejitve poškodb (potres s povratno dobo 95 let) in zahteva, da se konstrukcija med potresom ne poruši (potres s povratno dobo 475 let).

4.1 Izračun mase objekta

Pri masi konstrukcije moramo upoštevati stalno, lastno težo ter navidezno stalni del koristne obtežbe. Najprej izračunamo maso posameznih etaž in na koncu vse skupaj seštejemo. Po SIST EN 1998-1:2006 maso posamezne etaže izračunamo z enačbo:

$$m_{i,Ed} = \frac{W}{g} \quad (4.1)$$

$$W = \sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.2)$$

Kjer so:

$m_{i,Ed}$ masa etaže

W teža etaže

g težnostni pospešek ($9,81 \text{ m/s}^2$)

$G_{k,j}$ karakteristična vrednost stalnih vplivov (lastna in stalna teža)

$Q_{k,i}$ karakteristična vrednost spremenljive obtežbe (koristna obtežba)

Koeficienti za kombinacijo $\Psi_{E,i}$ upoštevajo verjetnost, da spremenljiva obtežba ni prisotna po celotni konstrukciji v času potresa, dodatno pa upoštevajo zmanjšano sodelovanje mas pri nihanju stavbe:

$$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i} \quad (4.3)$$

Vrednosti koeficienta φ najdemo v nacionalnem dodatku k standardu SIST EN 1998-1:2006 in ga zapišemo v preglednico 1:

Preglednica 1: Vrednosti φ za izračun $\Psi_{2,i}$

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	φ
Kategorije A-C*	Vrhna etaža (streha)	1,0
	zasedba nekaterih etaž je povezana	0,8
	etaže so zasedene neodvisno	0,5
Kategorije D-F* in arhivi	/	1,0
*kategorije so opredeljene v EN 1991-1-1-2002		

Koeficient $\Psi_{2,i}$ pove delež koristnega vpliva, ki ga upoštevamo pri navidezno stalni kombinaciji, zapisan je v preglednici 2 in je povzet iz SIST EN 1990:2004:

Preglednica 2: priporočene vrednosti $\Psi_{2,i}$ za navidezno stalno kombinacijo vplivov za stavbe

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

4.2 Faktor obnašanja q

Pri zidanih konstrukcijah, ki imajo zasnovano večinoma enostavno in pravilno, lahko potresno gibanje tal predstavimo s spektri odziva (Tomažević, 2009).

Da se izognemo zapleteni nelinearni dinamični analizi, nelinearno obnašanje konstrukcije in sposobnost sipanja energije upoštevamo tako, da izdelamo enostavno elastično analizo in elastični spekter odziva reduciramo s faktorjem obnašanja q . S tem faktorjem pospešek tal konkretno zmanjšamo, s tem pa se zmanjšajo tudi potresne sile. Pri vrednotenju faktorja q je potrebno upoštevati predvsem zahtevo po omejitvi poškodb konstrukcije. Vrednosti q so odvisne od materiala s katerim gradimo in od tipa konstrukcije, najdemo jih v preglednici 3 iz SIST EN 1998-1:2006. Dolšek (2014) razlaga, da je faktor obnašanja odvisen tudi od stopnje potresne nevarnosti na območju, kjer se objekt nahaja.

Preglednica 3: vrednosti faktorja obnašanja q

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

Eksperimentalne raziskave obnašanja in analize poškodb zidanih stavb po potresih so pokazale, da so konstrukcije sposobne sipati razmeroma veliko količino energije z majhnimi poškodbami (Tomažević, 2009). Zaradi sposobnosti prenašanja obtežbe v nelinearnem območju, konstrukcije dimenzioniramo na sile, ki so manjše kot pri elastičnem odzivu. Če bi upoštevali elastični spekter in da se stavba lahko deformira le v linearnem območju, bi bili prerezi zidov, sten in stebrov veliki, kar pa bi bilo zelo neekonomično. Zaradi vseh redukcijskih faktorjev pa bo dejanska nosilnost konstrukcije večja od računске nosilnosti in govorimo o tako imenovani rezervni odpornosti (SIST EN 1998-1:2006).

4.3 Projektni spekter pospeškov

V projektnem spektru pospeškov $S_d(T)$ je upoštevano 5% dušenje konstrukcije, izrazi za različna območja nihajnih časov za vodoravni komponenti potresnega vpliva pa so zapisani spodaj. Povzeti so iz standarda SIST EN 1998-1:2006:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (4.4)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2,5}{q} \right] \quad (4.5)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4.6)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4.7)$$

Kjer so:

$S_d(T_1)$ projektni spekter

T nihajni čas konstrukcije

a_g projektni pospešek tal

T_B spodnja meja nihajnih časov na območju spektra, kjer je vrednost spektralnega pospeška konstantna

T_C zgornje meja nihajnih časov na območju spektra s konstantnim pospeškom

T_D spodnja meja nihajnih časov na območju spektra, kjer se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika

S faktor tal

q faktor obnašanja

β faktor, ki določa spodnjo mejo vodoravnega projektnega spektra pospeškov

Vrednost faktorja S , ki lahko zelo poveča ali zmanjša pospeške tal, nam določa sestava in kvaliteta tal. V primeru slabih tal se faktor poveča, v primeru dobrih pa zmanjša. Za vrednosti S v odvisnosti od vrste tal glej preglednico 4 iz SIST EN 1998-1:2006:

Preglednica 4: vrednosti S v odvisnosti od kvalitete tal

Tip tal	Opis stratigrafskega profila	Vrednost S
A	Skala ali druga skali podobna geološka formacija, na kateri je največ 5 m slabšega površinskega materiala	1,0
B	Zelo gost pesek, prot ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj 10 m, pri katerih mehanske značilnosti z globino postopoma naraščajo	1,2
C	Globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, proda ali toge gline globine nekaj 10 do več 100 m	1,15
D	Sedimenti rahlih do srednje gostih nevezljivih zemljin (z nekaj mehкими vezljivimi plastmi ali brez njih) ali pretežno mehkih do trdnih vezljivih plasti	1,35
E	Profil tal, kjer površinska aluvialna plast z debelino med okrog 5 in 20 m in vrednostmi v_s , ki ustrezajo tipoma C ali D, leži na bolj togem materialu z $v_s > 800$ m/s	1,4
S_1	sedimenti z najmanj 10 m debele plasti mehke gline/melja	raziskave
S_2	tla podvržena likvifikaciji, zelo občutljive gline	raziskave

4.4 Projektna potresna obtežba

Za enostavne in pravilne konstrukcije, kakršne so zidane stavbe, lahko dinamično obnašanje konstrukcije poenostavimo z ekvivalentnim sistemom z eno prostostno stopnjo. To nam omogoča, da

projektno potresno silo F_b določimo ločeno za obe obravnavani glavni smeri (X in Y). Tako določena obtežba nam predstavlja projektno prečno silo v pritličju (SIST EN 1998-1:2006):

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (4.8)$$

Kjer so:

$S_d(T_1)$ ordinata projektne spektra odziva pospeškov pri lastnem nihajnem času stavbe T_1 v obravnavani smeri

m celotna masa stavbe nad temelji oziroma nad togo kletjo

λ korekcijski faktor za maso, ima vrednost $\lambda=0,85$ pri pogoju da je $T_1 \leq 2 T_C$ in ima stavba več kot dve nadstropji, sicer pa je $\lambda=1,0$. Za nizke zidane konstrukcije privzamemo $\lambda=1,0$.

Standard SIST EN-1998-1:2006 podaja za izračun nihajnih časov osnovne nihajne oblike obeh smeri približen izraz za izračun T_1 , ki velja za stavbe visoke do 40 m:

$$T_1 = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} \quad (4.9)$$

Kjer sta:

H višina stavbe v m, merjeno od vrha temeljev ali vrha toge kleti

C_t faktor, za katerega je v EC8 podan izraz za zidane stavbe

C_t za konstrukcije z zidanimi stenami izračunam s pomočjo enačb (4.10) in (4.11):

$$C_t = \frac{0,075}{\sqrt{A_c}} \quad (4.10)$$

$$A_c = \sum \left[A_i \cdot \left(0,2 + \left(\frac{l_{wi}}{H} \right)^2 \right) \right] \quad (4.11)$$

Kjer so:

A_c celotna efektivna površina sten v prvi etaži v m^2

A_i efektivni prerez stene i v obravnavani smeri v prvi etaži stavbe v m^2

l_{wi} dolžina stene i v prvi etaži v obravnavani smeri v m (omejitev $l_{wi}/H \leq 0,9$)

4.5 Porazdelitev projektne potresne obtežbe po višini stavbe

Pri zidanih stavbah z dovolj veliko natančnostjo lahko predpostavimo, da so vodoravne potresne sile nastale med potresom v stavbi, v sorazmerju s 1. nihajno obliko. Izpolnjena sta glavna pogoja za uporabo metode z vodoravnimi silami (SIST EN 1998-1:2006):

- konstrukcije ustrezajo zahtevam za pravilno zasnovo po višini
- lastni nihajni čas je manjši od $4 T_C$ oziroma 2,0 s

Račun poenostavimo tako, da predpostavimo porazdelitev vodoravnih pomikov in pospeškov v obliki narobe obrnjenega trikotnika in sile v posamezni etaži v višini stropov dobimo z enačbo (4.12):

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j} \quad (4.12)$$

Kjer so:

z_i, z_j višini mas m_i in m_j nad temelji oz. kletno ploščo

F_i velikost potresne sile v i -ti etaži

4.6 Razdelitev potresne sile na posamezne zidove

Porazdelitev potresne horizontalne sile na posamezne zidove v nadstropju je odvisna od togosti samega zidu. Za vsak zid določimo togost in nato potresno silo, ki odpade nanj. Togost nosilnega zidu je odvisna od mehanskih lastnosti materiala, geometrije in robnih vpetostnih pogojev. V enačbi (4.13) zapišemo efektivno togost zidu, ki predstavlja začetno naklon idealizirane krivulje odpornosti (Tomažević, 2009).

$$K_i = \frac{G \cdot A_w}{1,2 \cdot h \cdot \left[1 + \alpha' \cdot \frac{G}{E} \cdot \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right]} \quad (4.13)$$

Kjer so:

A_w *tlorisna površina posameznega zidu*

h *efektivna višina posameznega zidu*

l *dolžina posameznega zidu*

α' *koeficient, odvisne od vpetostnih pogojev, določa ničelno točko*
 ($\alpha'=0,83$: polnopen zid; $\alpha'=3,33$: konzolni zid)

Potresno silo za vsak zid posebej določimo s pomočjo enačbe (4.14) iz standarda SIST EN 1998-1:2006:

$$F_{d,i} = F_b \cdot \delta \cdot \frac{k_i}{k} \quad (4.14)$$

Kjer so:

k_i *togost posameznega zidu*

$k = \sum k_i$ *skupna togost vseh zidov v etaži*

δ *vpliv torzije zaradi slučajne ekscentričnosti*

S faktorjem δ standard upošteva vpliv naključne torzije s 5 % ekscentričnostjo. Povečajo se učinki vplivov, torej notranje sile v posameznih elementih:

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L} \quad (4.15)$$

Kjer so:

x *razdalja obravnavanega elementa od masnega središča stavbe v tlorisu, merjena pravokotno na smer obravnavane potresne obtežbe*

L *razdalja med skrajnima elementoma, ki prenašata vodoraven potresni vpliv, merjena pravokotno na smer obravnavane potresne obtežbe*

5 METODE ZA OCENO POTRESNE ODPORNOSTI ZIDANIH STAVB

Najprej opišemo postopek za linearno elastično analizo kritične, torej pritlične etaže po metodi z vodoravnimi silami, preverjanje potresne odpornosti pa dopolnimo s poenostavljeno nelinearno statično potisno analizo.

5.1 Mehanske karakteristike zidovja

Zidovje kot tipičen kompoziten material sestavljajo zidaki, malta, polnilni beton in armaturno jeklo. Glede na uporabljene materiale in način zidanja konstrukcije sisteme zidanja ločimo na:

- nearmirano (navadno) zidovje (iz zidakov in malte)
- povezano zidovje (iz zidakov, malte armaturnega jekla in betona)
- armirano zidovje (zidaki, malta, armaturno jeklo in polnilni beton)

Materialne karakteristike zidanih stavb je brez in-situ preiskav težko določiti, v nadaljevanju si pomagamo s SIST EN 1998-1:2006, SIST EN 1996-1-1:2006 in enačbami, ki jih podaja prof. Tomaževič (2009), s katerimi določimo karakteristično natezno trdnost zidu f_{tk} , karakteristično tlačno trdnost zidu f_k , karakteristično začetno strižno trdnost zidu f_{vk0} , modul elastičnosti E in strižni modul G . Določimo tudi projektne vrednosti materialnih karakteristik z upoštevanjem varnostnega faktorja γ_M . Enačbe so sicer zelo poenostavljene, vendar odražajo dejanske porušne mehanizme, saj so podprte eksperimentalno z velikim številom preizkušancev.

5.1.1 Materialni varnostni faktor

Po EC6 je za končna mejna stanja pri običajni in izredni obtežbi potrebno uporabljati ustrezne vrednosti delnega faktorja za materiale γ_M . Ker analiziramo konstrukcijo za primer nezgodnih vplivov, moramo upoštevati verjetnost, da pride do nastanka nezgodnih vplivov. Vrednosti γ_M odčitamo iz SIST EN 1996-1-1:2006:

Preglednica 5: Materialni varnostni faktor

Material		γ_M				
		Razred				
		1	2	3	4	5
	Zidovje sezidano iz:					
A	Zidakov kategorije I, projektirana malta	1,5	1,7	2,0	2,2	2,5
B	Zidakov kategorije I, predpisana malta	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
C	Zidakov kategorije II, katerakoli malta	2,0	2,2	2,5	2,7	3,0

SIST EN 1998-1:2006 omogoča zmanjšanje varnostnega faktorja γ_M in sicer za faktor 2/3 pri potresni obtežbi, SIST EN 1998-3:2005 pa definira faktorje $CF_{KL,i}$, ki opišejo stopnjo poznavanja konstrukcije in nadzor pri gradnji:

$$\begin{aligned} CF_{KL,1} &= 1,35 && \text{omejeno poznavanje konstrukcije- brez preiskav na terenu} \\ CF_{KL,1} &= 1,2 && \text{normalno poznavanje konstrukcije- preiskave na terenu} \\ CF_{KL,1} &= 1,0 && \text{dobro poznavanje konstrukcije- vzorci v laboratoriju} \end{aligned}$$

Vrednosti v zgornji preglednici temeljijo na in-situ preiskavah. Predpostavimo omejeno poznavanje konstrukcije ($CF_{KL,1} = 1,35$) in z upoštevanjem vsega skupaj zapišemo končni varnostni faktor:

$$\gamma_M = \frac{2}{3} \cdot \gamma'_M \cdot CF_{KL1} \quad (5.1)$$

5.1.2 Karakteristična tlačna trdnost zidovja

Karakteristična tlačna trdnost zidovja se določi se na podlagi rezultatov preiskav v skladu s standardom, ki so lahko opravljene na objektu (in situ) ali pa predhodno (podatkovna baza). Podamo jo v obliki enačbe (5.2):

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta \quad (5.2)$$

Kjer so:

- f_k karakteristična tlačna trdnost zidovja, v N/mm^2
 K konstanta, prilagojena v skladu s SIST EN 1996-1-1:2006
 α, β konstanti ($\alpha=0.7$ in $\beta=0.3$ za malto za splošno uporabo in lahko malto)
 f_b normalizirana povprečna tlačna trdnost zidakov v smeri vpliva obtežbe, v N/mm^2
 f_m tlačna trdnost malte, v N/mm^2

Vrednosti konstante K za opečne zidove najdemo zapisane v preglednici 6 iz SIST EN 1996-1-1:2006:

Preglednica 6: Vrednosti K za opečne zidove

Zidak		malta za splošno uporabo	Tankoslojna malta (naležna rega > 0.5 mm in < 3 mm)	Lahka malta in gostota	
				$600 < \rho_d < 800 \text{ kg/m}^3$	$800 < \rho_d < 1300 \text{ kg/m}^3$
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

Za naš objekt upoštevamo skupino 1-polni zidaki NF ter malto za splošno uporabo; vrednost za K torej vzamemo 0,55.

5.1.3 Karakteristična natezna trdnost zidovja

S karakteristično natezno trdnostjo f_{tk} zidovja razložimo nastanek diagonalnih razpok pri strižni porušitvi zidov. Ker Evrokod ne definira tega tipa porušitve, vrednost f_{tk} izračunamo s pomočjo enačbe, ki jo predlaga Tomažević (2009) in pove razmerje med karakteristično tlačno trdnostjo f_k in karakteristično natezno trdnostjo zidovja f_{tk} . Iz analize velikega števila preiskav so ugotovili to razmerje:

$$0,03 f_k \leq f_{tk} \leq 0,09 f_k \quad (5.3)$$

Priporočila CIB za projektiranje zidanih konstrukcij priporočajo tri načine za preizkušanje natezne trdnosti:

- ciklična vodoravna obtežba bodisi simetrično vpetega zida bodisi konzolno vpetega zidu
- preiskava zidu z diagonalno tlačno silo (Tomažević, 2009)

5.1.4 Karakteristična strižna trdnost zidovja

SIST EN 1996-1-1:2006 definira strižno trdnost f_{vk} zidovja na podlagi prestrižnega mehanizma, strižno trdnost izračunamo kot vsoto začetne strižne trdnosti f_{vk0} (pri ničelni tlačni napetosti) in prirastka trdnosti zaradi tlačne napetosti σ_d v obravnavanem prerezu zidu, kar napišemo v enačbi (5.4). Projektno vrednost f_{vd} dobimo z upoštevanjem materialnega varnostnega faktorja γ_M :

$$\frac{f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{(f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d)}{\gamma_M} \leq 0,065 \cdot f_b \quad (5.4)$$

Začetno strižno trdnost zidovja f_{vko} določimo s preiskavo preizkušanca pripravljenega iz treh zidakov, ki so podprti in obremenjeni tako, da v malti v stičnih ravninah pride samo do strižnih napetosti (Tomažević, 2009). Če pa nimamo na voljo rezultatov preiskav, lahko upoštevamo vrednosti f_{vko} , ki jih priporoča Evrokod 6. Pogoj je le, da malte ne vsebujejo dodatkov. Vrednosti so zapisane v preglednici 7:

Preglednica 7: vrednosti začetne strižne trdnosti zidovja f_{vko} (za opečne zidake)

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

5.1.5 Deformabilnostne lastnosti zidovja

Zidovje kot konstrukcijski material se obnaša nelinearno že pri zelo majhnih obremenitvah, pri preverjanju odpornosti zidanih konstrukcij zato nelinearno obnašanje idealiziramo in ocenimo parametre, ki določajo deformabilnost zidovja, na dogovorjen način. Glavna med parametri sta modul elastičnosti E in strižni modul G .

Modul elastičnosti v skladu s SIST EN 1996-1-1:2006 določamo s tlačno preiskavo na podlagi odvisnosti med napetostmi in deformacijami. Če vrednosti ne moremo določiti s preiskavo, za modul elastičnosti pri kratkotrajni obremenitvi predpostavimo:

$$E = K_E \cdot f_k \quad (5.5)$$

Kjer so:

K_E konstanta, ki se določi za vsako vrsto zidovja posebej, predpiše jo nacionalni dodatek k EC 6-1
 f_k karakteristična tlačna trdnost zidovja

Tomažević (2009) je ugotovil, da se dejanske vrednosti E gibljejo med:

$$100f_k \leq E \leq 2000 f_k \quad (5.6)$$

V okviru enačbe (5.6) predpostavimo vrednost $K_E = 1000$.

Evrokod 6 definira strižni modul G kot 40 % delež modula elastičnosti E :

$$G = 0,4 \cdot E \quad (5.7)$$

Tomažević pa predlaga omejitev, saj so rezultati po Evrokodu 6 preveliki glede na izsledke preiskav:

$$1000 f_{tk} \leq G \leq 2700 f_{tk} \quad (5.8)$$

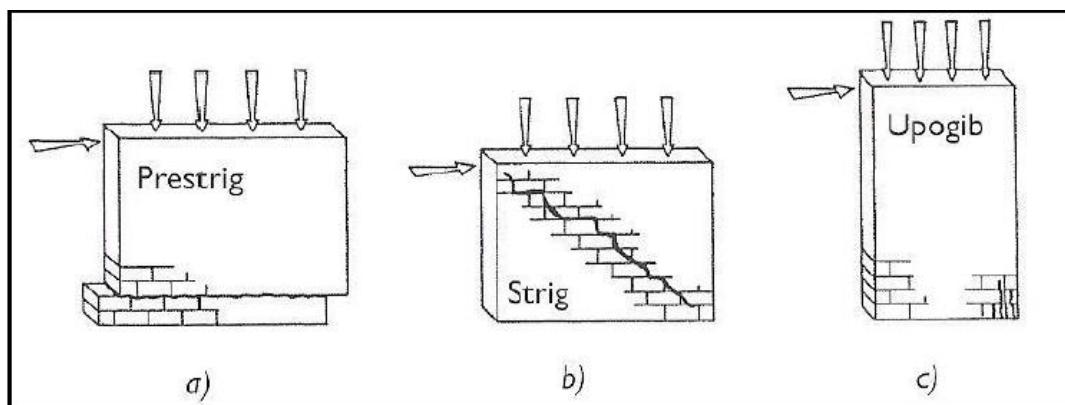
Večina rezultatov preiskav je blizu $G = 2000 f_{tk}$.

Ob upoštevanju velikega obsega raztrosa možnih vrednosti trdnostnih in deformabilnostnih lastnosti zidovja, lahko ugotovimo, da je izvajanje preiskav z namenom določevanja teh lastnosti sestavni del

projektiranja oziroma preverjanja odpornosti in stabilnosti zidanih konstrukcij, bistveno za zanesljive rezultate analiz je tudi, da uporabljamo podatke za ustrezen tip zidovja (Tomažević, 2009).

5.2 Mehanizmi porušitve

Na konstrukcijo med potresom delujejo potresne sile v obliki cikličnih, izmenično delujočih vodoravnih vztrajnostnih sil. Te sile lahko vzbudijo nihanje konstrukcije, v katerem zidovje ni več v linearnem področju obnašanja, to pa v zidovih povzroča visoke dodatne upogibne in strižne napetosti. Če konstrukcijski zidovi, ki prevzemajo potresno obtežbo, niso bili dimenzionirani tako, da bi sipali energijo, se lahko huje poškodujejo. Zidovje zelo dobro prenaša tlačne napetosti, natezno in strižno obremenitev pa dokaj slabo. V praktičnem delu naloge se omejimo na enačbe za nepovezано zidovje, zato obravnavamo mehanizme porušitve, značilne za nepovezано zidovje. Obravnavamo torej tri mehanizme porušitve zidu, ki so odvisni od geometrije zidu (razmerja višina/dolžina), mehanskih lastnosti materialov zidovja ter od pogojev vpetosti. Ne nazadnje je tip mehanizma odvisen tudi od obtežbe (razmerje med navpično in vodoravno obtežbo ter smer delovanja vodoravne obtežbe). Vsi trije mehanizmi so prikazani na sliki 3 in so obravnavani na naslednjih straneh (Tomažević, 2009).



Slika 2: značilni porušni mehanizmi zidu pri potresni obtežbi v ravnini zidu (Tomažević, 2009: str 128).

5.2.1 Strižna odpornost zidovja z zdrsom (nearnirano zidovje)

Ključni parameter za določevanje odpornosti zidovja na zdrs je strižna trdnost zidovja f_{vk} . Zaradi potresne obtežbe zid zdrsne vzdolž horizontalne naležne rege. Projektna strižna odpornost je odvisna od tlačnih sil in geometrijskih karakteristik zidu (SIST EN 1996-1-1:2006):

$$R_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \cdot t \cdot l_c \quad (5.9)$$

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d \quad (5.10)$$

$$\sigma_d = \frac{N_d}{A_w} \quad (5.11)$$

$$l_c = 3 \cdot \left(\frac{l}{2} - e \right) = 3 \cdot \left(\frac{l}{2} - \frac{F_d \cdot h_{eff}}{N_d} \right) \quad (5.12)$$

Kjer so:

f_{vk} karakteristična strižna trdnost zidu (navpične in vodoravne naležne rege popolnoma zapolnjene z malto)

t debelina zidu

l_c	<i>dolžina tlačnega dela zidu</i>
f_{vko}	<i>začetna strižna trdnost pri ničelni tlačni napetosti</i>
σ_d	<i>povprečna tlačna napetost v prerezu v smeri, pravokotni na strižno silo</i>
F_d	<i>projektna potresna sila, ki deluje na i-ti zid</i>
N_d	<i>projektna osna sila, ki deluje na zid</i>
l, h_{eff}	<i>dolžina in efektivna višina zidu</i>

Strižna nosilnost na zdrs se zaradi upoštevanja lastne teže po višini zidu spreminja in je največja ob vpetju zidu, najmanjša pa na vrhu zidu. Po navadi računamo povprečno nosilnost na sredini zidu (Tomažević, 2009). Ker bomo v našem zidanem objektu analizirali pritličje, kjer do zdrsa v praksi ne pride, nam rezultati odpornosti proti zdrsru ne bodo predstavljali merodajnega porušnega mehanizma, če pa bi preverjali vrhnje etaže, bi bil izračun bolj merodajen.

5.2.2 Strižna odpornost z nastankom diagonalnih razpok (narmirano zidovje)

Čeprav Evrokod 6 porušnega mehanizma z nastankom diagonalnih razpok sploh ne omenja, je z izjemo vrhnjih etaž največkrat bolj kritičen kot zdrs zidovja. Zid, strižno obremenjen v svoji ravnini, se bo torej večinoma porušil z nastankom poševnih razpok zaradi natega v diagonalni smeri in ne zaradi zdrsa. V izrazu (5.13) za izračun maksimalne prečne sile R_{td} , ki jo zid prenese, povprečno vrednost strižne napetosti pri poružitvi pomnožimo s površino prereza zidu, pomemben pa je tudi faktor b . Glavni parameter za nastanek diagonalnih razpok je natezna trdnost zidovja (Tomažević, 2009):

$$R_{td} = A_w \cdot \frac{f_{td}}{b} \sqrt{\frac{\sigma_d}{f_{td}} + 1} \quad (5.13)$$

Kjer so:

$A_w = t \cdot l$	<i>površina vodoravnega prereza zidu</i>
$\sigma_d = N_d / A_w$	<i>povprečna tlačna napetost v vodoravnem prerezu zidu zaradi navpične sile N_d</i>
f_{td}	<i>projektna natezna trdnost zidu</i>
b	<i>faktor odvisen od geometrije zidu in razmerja med navpično in vodoravno silo pri poružitvi, enačba (5.14)</i>

$$b = \begin{cases} 1,5 & \text{če je } \frac{h}{l} > 1,5 \\ 1.1 & \text{če je } \frac{h}{l} < 0,7 \\ \text{sicer linearno interpoliramo} & \end{cases} \quad (5.14)$$

5.2.3 Upogibna odpornost zidu (narmirano zidovje)

Poškodbe po potresih, ki bi jih povzročilo upogibno obnašanje zidov, so v zidanih stavbah redke. Glavna razloga za to sta majhno razmerje med natezno in tlačno trdnostjo in majhno razmerje med upogibnimi momenti in strigom zaradi škatlastega tipa sten. Vseeno pa ga ne smemo spustiti pri preverjanju porušnih mehanizmov. Odpornost na upogib je izčrpana, ko se razpoka zaradi vodoravne sile na nateznem delu zidu toliko časa povečuje, da postane efektivna tlačna površina prereza zidu tako majhna, da tlačne napetosti ob najbolj obremenjenem robu dosežejo tlačno trdnost zidovja in se zidaki zdrobijo (porušijo). Prispevek upogibne nosilnosti izven ravnine zidu ni upoštevan v nalogi. Po Tomaževiću povzamemo izraz za projektno vrednost mejnega upogibnega momenta, ki ga prevzame prerez narmiranega zidu in ga zapišemo v enačbi (5.15):

$$M_{du,w} = \frac{\sigma_d \cdot t \cdot l^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_M}{0,85 \cdot f_k} \cdot \sigma_d \right) \quad (5.15)$$

Kjer so:

σ_d projektna vrednost tlačnih napetosti v zidu
 t, l debelina in dolžina zidu
 $f_d = f_k/\gamma_M$ projektna tlačna trdnost zidu

Iz mejnega upogibnega momenta in poznavanja vpetostnih pogojev na spodnjem in zgornjem robu zidanega slopa lahko določimo največjo projektno vodoravno silo ki jo zid prevzame, R_{fd} :

$$R_{fd} = \frac{M_{du,w}}{\alpha \cdot h} \quad (5.16)$$

Kjer so:

α koeficient, ki določa ničelno momentno točko po višini h zidu
 $\alpha = 0,5$ polno vpet zid spodaj in zgoraj
 $\alpha = 1,0$ konzolno vpet zid
 h dejanska višina zidu

Enačbo (5.15) zapišemo izraženo z R_{fd} in razvidni so vsi vplivajoči parametri:

$$R_{fd} = \frac{\sigma_d \cdot t \cdot l^2}{2 \cdot \alpha \cdot h_{eff}} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_M}{0,85 \cdot f_k} \cdot \sigma_d\right) \quad (5.17)$$

5.2.4 Odpornost zidovja kot celote

Potresno odpornost najprej preverimo na nivoju posameznih zidov, kjer morajo biti izpolnjeni vsi trije pogoji iz poglavja 5.2. Merodajna je najmanjša odpornost izmed njih:

$$E_d \leq R_d \quad (5.18)$$

Kjer so:

E_d projektna vrednost učinka vplivov pri potresni kombinaciji
 R_d projektna nosilnost (odpornost) zidu, ki je minimalna izmed (R_{vd} ; R_{td} ; R_{fd})

Potresno odpornost konstrukcije kot celote izrazimo v obliki projektnega koeficienta odpornosti objekta SRC_d , ki predstavlja razmerje med projektno odpornostjo R_d vseh zidov določene etaže v obravnavani smeri in teži stavbe W_{tot} nad obravnavano etažo:

$$SRC_d = \frac{R_d}{W_{tot}} \quad (5.19)$$

Definiramo tudi projektne mejni koeficient prečne sile v pritličju BSC_d , ki je brezdimenzijska oblika projektne prečne sile v pritličju $F_{prit,d}$:

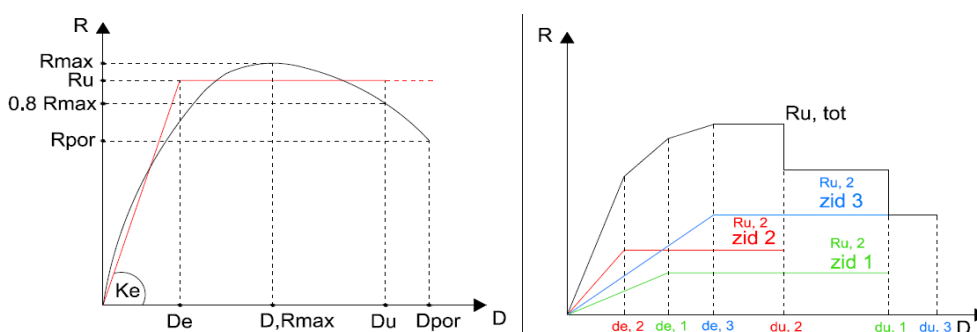
$$BSC_d = \frac{F_{prit,d}}{W_{tot}} \quad (5.20)$$

Tomažević (2009) pravi, da so kriteriji standarda glede potresne odpornosti konstrukcije izpolnjeni, če je projektne koeficient potresne odpornosti večji od projektnega koeficienta prečne sile v pritličju:

$$SRC_d \geq BSC_d \quad (5.21)$$

5.3 Poenostavljena nelinearna potisna analiza

Projektiranje konstrukcij vedno bolj poteka na način, da se kontrolirano in predvidljivo obnašajo pri potresih različne pogostosti. Za ocenitev predvidenih poškodb na objektih moramo uporabiti nelinearno analizo. Matematičen model iz elastične analize je potrebno dopolniti z nosilnostjo in obnašanjem elementov v neelastičnem območju. V standardih so se uveljavile poenostavljene nelinearne metode, ki temeljijo na nelinearni statični analizi modela konstrukcije z več prostostnimi stopnjami (MDOF sistem) pri monotono naraščajoči horizontalni obtežbi. Zaradi nelinearnosti metode, morajo biti pred pričetkom računanja znane vse bistvene značilnosti konstrukcije kot so togosti in nosilnosti elementov konstrukcije. Odnos med silo F in pomikom D je največkrat predstavljen v bilinearni obliki, sestavljeni iz elastičnega območja, ki mu sledi plastično tečenje brez utrditve. SIST EN 1998-1:2006 za bilinearno odvisnost predvideva, da imata dejanski in idealizirani element enako sposobnost sipanja energije: površini pod dejansko in idealizirano krivuljo odpornosti sta enaki. Krivulja odpornosti prikazuje odvisnost med vodoravno obtežbo in vodoravnimi pomiki do porušitve (Fajfar, 2002). Na sliki 3 imamo prikazani dejansko in idealizirano krivuljo odpornosti za zid.



Slika 3: Krivulja odpornosti zidu (levo) ter konstruiranje krivulje odpornosti za kritično etažo.

Za zidane konstrukcije je ustrezna metoda za potisno analizo že bila razvita po potresih v Furlaniji leta 1976. Raziskave so pokazale, da je osnovna nihajna oblika zidanih stavb podobna oblikam strižnih sistemov. Če stropne konstrukcije ustrezajo temeljnim zahtevam za toge vodoravne diafragme, se koncentracija poškodb pojavi v nadstropju nad terenom oziroma togo kletjo. To je predvsem posledica zasnove konstrukcije, saj se debeline zidov, ki prenašajo vodoravno in navpično obtežbo, ne spreminjajo po višini stavbe. Če izračunamo krivuljo odpornosti za kritično etažo, ki prikazuje odvisnost odpornosti etaže od vodoravnih pomikov, lahko preverimo končno mejno stanje in mejno stanje uporabnosti zidane konstrukcije. Krivuljo odpornosti etaže dobimo s superpozicijo krivulj odpornosti posameznih zidov. Pri danem vodoravnem pomiku odpornost nadstropja R_{tot} dobimo z vsoto sil R_i , s katerimi se posamezni zidovi upirajo vsiljenim pomikom. Merodajna je minimalna izmed strižne in upogibne odpornosti zidov. Vplivi vodoravne obtežbe se prenesejo na zidove v razmerju togosti. Začetni naklon bilinearnega diagrama predstavlja efektivna togost, ki jo izračunamo iz enačbe (4.13). Zidovi prenašajo potresno obtežbo, dokler ne dosežejo predpisane mejne duktilnosti, v primeru povečanja pomika zidu, se odpornost in togost zidu izključita in obremenitev se prenese na ostale zidove, katerih deformacije so še v dopustnem območju. Duktilnost predstavlja sposobnost deformiranja v nelinearnem področju in odvisna je od vrste zidovja (nearmirano, povezano, armirano). Zid, ki je izločen iz prenosa vodoravne obtežbe, še vedno prenaša navpično težnostno obtežbo (Tomažević, 2009). Standard SIST EN 1998-1:2006 predpisuje mejni pomik D_u zidov za različne porušne mehanizme, kjer h_{eff} predstavlja efektivno višino zidu:

$$D_u = 0,8 \% h_{eff} \quad \text{za upogibno porušitev zidu} \qquad D_u = 0,4 \% h_{eff} \quad \text{za strižno porušitev zidu}$$

Končno mejno stanje s pomikom D_u je definirano v točki, kjer izračunana odpornost etaže pade pod 80 % skupne odpornosti, rečemo mu »računska porušitev« (Tomažević, 2009). V krivulji odpornosti definiramo tudi pomik na meji elastičnosti D_e in pomik D_{Rmax} , pri katerem konstrukcija doseže največjo odpornost (slika 3).

6 JUGOSLOVANSKI PREDPIS IZ LETA 1964

Leta 1963 so bili v Sloveniji (Odredba o dimenzioniranju in izvedbi gradbenih objektov v potresnih območjih) sprejeti tehnični predpisi, s katerimi se je uvedla zahteva po ustreznem potresno odpornem projektiranju. Le 1 mesec po sprejetju odredbe v Sloveniji, je Skopje prizadel katastrofalen potres, tragičen dogodek je pospešil pripravo prvih jugoslovanskih tehničnih predpisov za potresnovarno gradnjo, osnovo za predpise je predstavljala ravno slovenska odredba. Že leta 1964 je bil tako uradno po celotni Jugoslaviji v uporabi »Pravilnik o tehničnih predpisih za grajenje na potresnih področjih«. Urejal je projektiranje, dimenzioniranje in izvajanje gradenj na potresno bolj ogroženih območjih seizmične intenzitete VII. VIII, in IX. stopnje po Mercalli-Cancani-Sieberg 12- stopenjski lestvici MCS (Pravilnik, 1964).

Področja različne intenzitete so bila podana na Seizmološki karti Jugoslavije, izdane s strani Seizmološkega zavoda FLRJ leta 1950. Karta je bila izdelana na statističnem pristopu analize podatkov samo o potresih, ki so se že zgodili. Sodobnejše karte so zasnovane na kompleksnih seizmoloških, geoloških in geofizikalnih raziskavah področij. Taka je tudi karta, ki je narejena na podlagi EMS-98 lestvice in je sedaj v uporabi (ARSO, 2014).

Pravilnik iz leta 1964 je že narekoval zahtevo po ustrezni kvaliteti gradbenega materiala, konstrukcije in izvedbe. Zagotovljen je moral biti tudi stalen strokovni nadzor pri gradnji na potresnih območjih. Podobno kot EC8 predpisuje razrede in faktorje pomembnosti (od I. do IV.), tudi pravilnik določa karakteristiko gradnje s 4 razredi, ki skupaj s seizmičnostjo področja tvori projektno seizmičnost. Izračun seizmičnih sil se je opravil v 2 pravokotnih smereh in sicer za vsako posebej. Ni določenih izrazov, ki upoštevajo medsebojni vpliv dveh različnih smeri potresnih sil. Pri nižjih konstrukcijah se je potresna sila določala samo za osnovno nihajno obliko, pri višjih (dimniki, visoke in vitke zgradbe) pa za prve 3 nihajne oblike. Izračun potresnih sil S_{ik} za vse etaže se je opravil z enačbo (6.1):

$$S_{ik} = K_C \cdot \beta_i \cdot \eta_{ik} \cdot Q_k \quad (6.1)$$

Kjer so:

K_C	<i>koeficient odvisen od potresnega območja, vrste in kvalitete tal ter namena gradnje</i>
β_i	<i>koeficient dinamičnosti za i-to nihajno obliko</i>
η_{ik}	<i>koeficient, odvisen od višinske lege obtežbe in nihajnega časa zgradbe</i>
Q_k	<i>teža etaže, skoncentrirane v točki k</i>

V pravilniku so bili določeni 3 razredi kvalitete tal: slaba, srednja in dobra tla. Objekti so morali težiti k čim bolj simetričnim prerezom, po višini čim manj spreminjati togost, večje mase pa locirati v čim nižja nadstropja. Streha je morala biti povezana z zidovi in preprečeno je moralo biti razpiranje zidov s strani strehe. Temelji so bili lahko na različnih višinah le z vmesno dilatacijo. Določena je tudi širina potresne dilatacije. Za objekte višine do 5 m je bila širina 3 cm, za vsakih nadaljnjih 5m pa povečanje širine za 2 cm.

Posebej za zidane zgradbe je bilo v pravilniku kar nekaj določil. Zidovi posameznih etaž so morali biti čim bolj enakomerno izkoriščeni, povezani z AB horizontalnimi in vertikalnimi vezmi v monolitno celoto. Treba se je bilo izogibati mešanim sistemom z opečnimi zidovi in nosilnimi stebri. Določeno je bilo tudi največje število etaž za določeno seizmično področje. Nosilni zidovi so morali imeti debelino vsaj 25 cm in sezidani z dobro podaljšano malto, razmak zidov pa ni smel presegati 6,0 m pri 25 cm in 7,5 m pri 38 cm debelih zidovih. V višini stropov so morale obvezno biti potresne AB vezi višine najmanj 15 cm in marke betona vsaj 16 MPa. Višina vezi in količina armature sta bili odvisni od števila etaž, dolžine zidov in seizmičnosti področja, najmanjša dovoljena količina armature pa je bila 4 Ø 10. Vertikalne AB vezi so se postavili na vseh vogalih zgradbe in na mestih stikanja zidov, njihov razmak ni smel biti večji od 7 m, v primeru večjih širin odprtih od dovoljenih pa sta morali biti vezi na obeh straneh odprtine. Količina armature v vertikalnih vezeh je bila 4 Ø 14 za zgornji etaži in 4 Ø 16 za vse spodnje etaže s stremensko armaturo Ø6/25 cm. Zidovi dimnikov so imeli predpisane dopustne napetosti ter vertikalno armaturo na področjih VIII. in IX. stopnje projektne seizmičnosti. Pravilnik je bil v primerjavi z veljavnimi standardi EC zelo kratek, vse zahteve je podal na 23 straneh, kljub temu pa je odločilno vplival na izboljšanje kvalitete gradnje in ustavitve gradnje tudi več kot 10 nadstropnih zidanih stavb, katerih je nemalo predvsem v Ljubljani (Tomaževič, 2009).

7 OCENA POTRESNE ODPORNOSTI STANOVANJSKEGA BLOKA

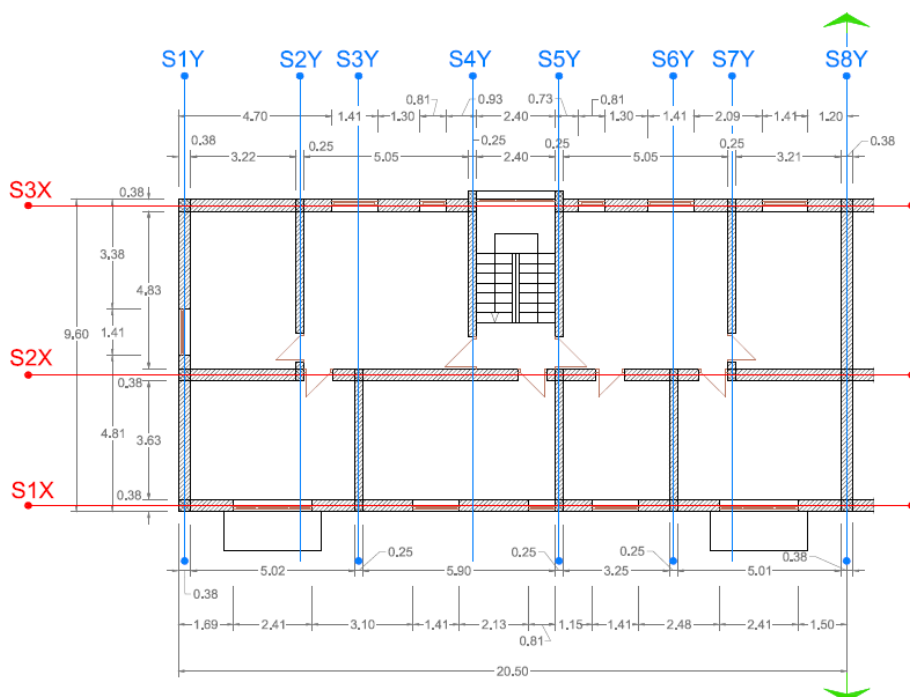
V računskem delu diplomske naloge najprej izvedemo poenostavljeno linearno potresno analizo zidane stavbe, kasneje pa še nelinearno statično potresno analizo. Uporabimo enačbe, ki smo jih predstavili v teoretičnem delu naloge.

7.1 Opis konstrukcije

Objekt se nahaja v Škofji Loki, sprojektiran je bil v letu 1965, v času, ko je v veljavo začel stopati Pravilnik o gradnji na potresnih območjih (1964), zgrajen pa je bil v letih do 1970; spada med stanovanjske objekte. Je tipski, saj se v Škofji Loki nahajajo trije isti stanovanjski bloki. Poleg betonske kleti, ki je 50 % pod terenom, objekt vsebuje še pritličje, 4 karakteristične etaže in mansardo. Tlorisne dimenzije so 41,0 m x 9,6 m, znotraj katerih sta dva povezana modula dimenzij 20,5 m x 9,6 m brez vmesne dilatacije. Višina slemena brez upoštevanja kleti je 16,9 m, z upoštevanjem 1,3 m kleti nad terenom pa 18,2 m. Višina karakteristične etaže znaša 2,8 m. Podkletene etaže ne upoštevamo pri potresni analizi, saj običajno ni merodajna za obnašanje pri potresni obtežbi.

Zidovi v kleti so iz armiranega betona z debelino zidov 25 in 38 cm, v vseh ostalih etažah pa so nosilni zidovi iz polne opeke normalnega formata 25 x 12 x 6,5 cm, debeline zidov so 38, 25 cm ter nekaterih zidov v mansardi 12 cm. Delež zidov v X smeri znaša 7,6 %, v prečni smeri Y pa je manjši in znaša 5,9 % tlorisne dimenzije. Predelne stene so opečne in debeline 8 cm. Sodeč po projektni dokumentaciji so stene v vogalih ter na nivojih plošč povezane s horizontalnimi in vertikalnimi armiranobetonskimi vezmi, medetažna horizontalna konstrukcija pa je v stanovanjskem delu monta plošča debeline 20 + 4 cm z opečnim polnilom, ki ima razdalje med osmi reber 25 cm. Rebra potekajo v prečni smeri objekta, to pomeni da vso obtežbo monta stropov prenesejo zidovi v X smeri. Shemo monta stropa imamo prikazano v prilogi B. Stopniščna ter podestna plošča sta polni iz armiranega betona debeline 16 cm. Prav tako so iz armiranega betona vse okenske preklade. Vertikalne in horizontalne AB vezi so v pritličju armirane s 4 ϕ 20 mm palicami in se s korakom 2 mm zmanjšujejo pri višjih etažah.

Ostrešje z naklonom 14 ° je leseno, sestavljajo ga špirovci 13/16 cm z medsebojno razdaljo 1,1 m, ki ležijo na kapnih legah 14/18 cm ter slemenski legi 14/20 cm. Streha je krita z vlaknocementnimi valovitimi ploščami, strešna tlorisna površina pa znaša 230,535 m² (SPO, Slovenija projekt, 1965).



Slika 4: tloris pritlične etaže

7.2 Material

Mehanske karakteristike zidovja določamo bodisi iz in-situ preiskav na terenu ali pa ocenimo z enačbami in standardnimi vrednostmi v tabelah. Podatkov iz in-situ preiskav ni bilo na voljo, torej si pomagamo z enačbami, ki jih priporočajo SIST EN 1996-1-1:2006 in prof. Tomaževič (2009) ter temeljijo na eksperimentih in predpostavljenih tlačnih trdnostih zidakov in malte. Določimo naslednje materialne karakteristike zidov: karakteristično tlačno trdnost f_k , karakteristično začetno strižno trdnost f_{vk0} , karakteristično natezno trdnost f_{tk} , modul elastičnosti E in strižni modul G . Z materialnim varnostnim faktorjem γ_M določimo tudi projektne vrednosti.

7.2.1 Varnostni faktor:

S pomočjo preglednice 3 v 5. poglavju določimo delni varnostni faktor. Izberemo zidake kategorije I (skupina 1) s predpisani malto in predpostavimo srednje strog nadzor pri gradnji (razred 3). Dobimo $\gamma'_M = 2,2$. Za vrednost faktorja zaupanja CF_{KL1} izberemo vrednost 1,35, kar ustreza omejenemu poznavanju konstrukcije. Tako izračunamo skupni varnostni faktor s pomočjo enačbe (5.1):

$$\gamma_M = \frac{2}{3} \gamma'_M \cdot CF_{KL1} = \frac{2}{3} \cdot 2,2 \cdot 1,35 = 1,98$$

7.2.2 Karakteristična tlačna trdnost:

Za določitev uporabimo enačbo (5.2), kjer potrebujemo ocenjene tlačne trdnosti zidakov in malte, posamezne trdnosti izluščimo iz projektne dokumentacije.

$$f_b = 15 \text{ Mpa} \quad \text{tlačna trdnost zidakov}$$

$$f_m = 5 \text{ Mpa} \quad \text{tlačna trdnost malte}$$

$$K = 0,55 \quad \text{konstanta za zidake skupine 2 ter splošno uporabno malto}$$

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta = 0,55 \cdot 15^{0,7} \cdot 5^{0,3} = 5,93 \text{ Mpa}$$

7.2.3 Karakteristična začetna strižna trdnost:

Imamo opečni blok ter malto za splošno uporabo trdnostnega razreda M2,5 – M9, iz preglednice 7 v 5. poglavju izluščimo začetno strižno trdnost f_{vk0} :

$$f_{vk0} = 0,2 \text{ Mpa}$$

7.2.4 Karakteristična natezna trdnost:

Pomagamo si z enačbo (5.3):

$$0,03 f_k \leq f_{tk} \leq 0,09 f_k = 0,03 \cdot 5,93 \text{ Mpa} \leq f_{tk} \leq 0,09 \cdot 5,93 \text{ Mpa}$$

$$0,18 \text{ Mpa} \leq f_{tk} \leq 0,53 \text{ Mpa}$$

Izberemo srednjo vrednost $f_{tk} = 0,36 \text{ Mpa}$.

7.2.5 Modul elastičnosti:

S pomočjo enačbe (5.4) v skladu s SIST EN 1996-1-1:2006 in ugotovitvami Tomaževiča (2009) izračunamo modul elastičnosti E :

$$E = K_E \cdot f_k = 1000 \cdot 5,93 \text{ Mpa} = 5930 \text{ Mpa}$$

7.2.6 Strižni modul:

Strižni modul izračunamo iz enačbe (5.7) in s pomočjo raziskav prof. Tomaževiča:

$$G = 2000 \cdot f_{tk} = 2000 \cdot 0,36 \text{ Mpa} = 720 \text{ Mpa}$$

7.3 Obtežba

Obremenitev na konstrukciji razdelimo na horizontalno (potresna sila) in vertikalno obtežbo. Slednje sestavljata stalna in spremenljiva obtežba. Stalno obtežbo določimo iz konstrukcijskih sklopov zidov, medetažnih horizontalnih konstrukcij ter ostrišja, ki so natančno izračunani in podani v preglednicah v prilogi AA. Spremenljivo vertikalno obtežbo določimo s pomočjo vrednosti navedenih v SIST EN 1991-1-1:2004 za površine v stanovanjskih objektih. Prikaz sklopov imamo v prilogah B in C.

EC1, kategorija prostorov A (bivalni prostori):

- tla na splošno, stropovi: 2 kN/m^2
- stopnice: $2,5 \text{ kN/m}^2$
- balkoni: $2,5 \text{ kN/m}^2$

Ker je verjetnost večje obtežbe na balkonu kot v bivalnem delu v času potresa, koristno obtežbo balkonov zmanjšamo:

- balkoni: $1,0 \text{ kN/m}^2$

H koristni obtežbi tal prištejemo obtežbo premičnih predelnih sten z lastno težo $\leq 3 \text{ kN/m}$, ki jo razmažemo v enakomerno površinsko obtežbo $q_{k,predelne} = 1,2 \text{ kN/m}^2$ (SIST EN 1991-1-1:2004).

POVZETEK OBTEŽB:

MONTA STROP

lastna +stalna obtežba:	$g = 3,75 \text{ kN/m}^2$	Spremenljiva obtežba:	$q = 2,0 \text{ kN/m}^2$
+ predelne stene:	$q_{predelne} = 1,2 \text{ kN/m}^2$		

PODEST

lastna +stalna obtežba:	$g = 5,08 \text{ kN/m}^2$	Spremenljiva obtežba:	$q = 2,5 \text{ kN/m}^2$
-------------------------	---------------------------	-----------------------	--------------------------

BALKON

lastna +stalna obtežba:	$g = 3,84 \text{ kN/m}^2$	Spremenljiva obtežba:	$q = 2,5 \text{ kN/m}^2$
-------------------------	---------------------------	-----------------------	--------------------------

STOPNICE

lastna +stalna obtežba:	$g = 7,84 \text{ kN/m}^2$	Spremenljiva obtežba:	$q = 2,5 \text{ kN/m}^2$
-------------------------	---------------------------	-----------------------	--------------------------

STREHA:

lastna +stalna obtežba:	$g = 0,98 \text{ kN/m}^2$	Spremenljiva obtežba:	$q = /$
-------------------------	---------------------------	-----------------------	---------

ZUNANJA »38« STENA

NOTRANJA »38« STENA

lastna teža: $g = 7,7 \text{ kN/m}^2$ lastna teža: $g = 7,56 \text{ kN/m}^2$

NOTRANJA »25« STENA

NOTRANJA »12« STENA:

lastna teža: $g = 5,22 \text{ kN/m}^2$ lastna teža: $g = 2,88 \text{ kN/m}^2$

7.4 Določitev mase stanovanjskega bloka

Ločeno določimo maso za različne konstrukcijske sklope in jih nato seštejemo po vseh etažah. Vsota po vseh etažah nam da maso konstrukcije. Računamo le za polovico bloka in zaradi simetrije objekta bi končno vrednost mase objekta dobili s podvojitvijo izračunanih vrednosti. Ustrezne površine dobimo v prilogi H za horizontalne in prilogah F, G, L in M za vertikalne konstrukcijske sklope. Brez upoštevanja kleti in plošče nad kletjo imamo:

- 5 monta stropov, 5 stopnišč, 5 stopniščnih podestov, 5 etažnih podestov, polno višina zidov v pritličju, 4 karakteristične etaže s polnimi višinami zidov ter zidovi v mansardi. V pritličju zaradi nezagotavljanja togega vpetja na nivoju plošče nad kletjo, upoštevamo polno višino sten in bomo tlačne napetosti v zidovju računali na spodnjem nivoju etaže.

7.4.1 Medetažne horizontalne konstrukcije

Lastna teža monta stropa:

$$m_{g, \text{strop}} = \frac{g_{\text{monta}} \cdot A_{\text{monta}}}{g} = \frac{3,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 182,51 \text{ m}^2}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 69,77 \text{ t}$$

Spremenljiva obtežba monta stropa:

$$m_{q, \text{strop}} = \varphi \cdot \psi_2 \cdot \frac{q_{\text{monta}} \cdot A_{\text{monta}}}{g} = 0,3 \cdot 0,5 \cdot \frac{3,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 182,51 \text{ m}^2}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 8,93 \text{ t}$$

Lastna teža podestov:

$$m_{g, \text{podest}} = \frac{g_{\text{podest}} \cdot A_{\text{podest}}}{g} = \frac{5,08 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (4,45 + 4,29) \text{ m}^2}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 4,53 \text{ t}$$

Spremenljiva obtežba podestov:

$$m_{q, \text{podest}} = \varphi \cdot \psi_2 \cdot \frac{q_{\text{podest}} \cdot A_{\text{podest}}}{g} = 0,3 \cdot 0,5 \cdot \frac{2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (4,45 + 4,29) \text{ m}^2}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 0,33 \text{ t}$$

Lastna teža balkonov:

$$m_{g, \text{balkon}} = \frac{g_{\text{balkon}} \cdot A_{\text{balkon}}}{g} = \frac{3,84 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (2 \cdot 3,60) \text{ m}^2}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 2,82 \text{ t}$$

Spremenljiva obtežba balkonov:

$$m_{q,balkon} = \varphi \cdot \Psi_2 \cdot \frac{q_{balkon} \cdot A_{balkon}}{g} = 0,3 \cdot 0,5 \cdot \frac{1,0 \frac{kN}{m^2} \cdot (2 \cdot 3,60) m^2}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 0,11 t$$

Lastna teža stopnic:

$$m_{g,stopnice} = \frac{g_{stopnice} \cdot A_{stopnice}}{g} = \frac{7,84 \frac{kN}{m^2} \cdot (4,62) m^2}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 3,69 t$$

Spremenljiva obtežba stopnic:

$$m_{q,stopnice} = \varphi \cdot \Psi_2 \cdot \frac{q_{stopnice} \cdot A_{stopnice}}{g} = 0,3 \cdot 0,5 \cdot \frac{2,5 \frac{kN}{m^2} \cdot (4,62) m^2}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 0,18 t$$

Skupna masa karakteristične medetažne horizontalne konstrukcije:

$$m_{m.k.} = m_{g,strop} + m_{q,strop} + m_{g,pod.} + m_{q,pod.} + m_{g,bal.} + m_{q,bal.} + m_{g,stop.} + m_{q,stop.} = 90,36 t$$

7.4.2 Streha

Na strehi ne upoštevamo spremenljive obtežbe $m_{q,streha}$, temveč samo lastno obtežbo.

Lastna teža strehe (leseno ostrešje brez zidov):

$$m_{g,streha} = \frac{g_{streha} \cdot A_{streha}}{g} = \frac{(0,98 \frac{kN}{m^2} \cdot 230,54) m^2}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 23,03 t$$

7.4.3 Zidovje

Kot smo že omenili, moramo ločeno določiti maso zidov za karakteristično etažo $m_{zid,k}$, maso zidov v pritličju $m_{zid,p}$ in maso zidov v mansardi $m_{zid,m}$. Pomagamo si s prilogama F in G za spodnje etaže ter L in M za mansardo. Upoštevamo tudi mase parapetov pod okni in preklad. Celotno maso zidovja dobimo s seštetjem mas v vseh etažah. Računamo s površinsko obtežbo, ki jo množimo z višino in dolžino zidu, ločimo pa zunanjo »38 cm« steno, notranjo »38 cm« steno, notranjo »25cm« steno ter notranjo »12 cm« steno v mansardi. Razlika med zidovjem v pritličju in karakteristični etaži je samo v dodatni odprtini za vrata v zidu KY7 pri karakteristični etaži.

Mase zidov:

$$m_{zid,p} = \left[A_{zid,p,i} + \sum_{i=1}^n A_{pp,p,i} \right] \cdot \frac{g_{zid,i}}{g} \quad \text{masa pritličnih zidov}$$
$$m_{zid,k} = \left[A_{zid,k,i} + \sum_{i=1}^n A_{pp,k,i} \right] \cdot \frac{g_{zid,i}}{g} \quad \text{masa zidov v karakteristični etaži}$$
$$m_{zid,m} = \left[A_{zid,m,i} + \sum_{i=1}^n A_{pp,m,i} \right] \cdot \frac{g_{zid,i}}{g} \quad \text{masa zidov v mansardi}$$

Kjer so:

$g_{zid,i}$ lastna teža zidovja (zunanja »38 cm« stena, notranja »38 cm« stena...)

$A_{zid,p(k,m),i}$ površina zidov v pritličju (karakteristični etaži, mansardi)

$$m_{zid,p,x} = [76,06 \text{ m}^2] \cdot \frac{7,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} + [43,15 \text{ m}^2] \cdot \frac{7,56 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 92,96 \text{ t}$$

$$m_{zid,p,y} = [21,62 \text{ m}^2] \cdot \frac{7,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} + [73,86 \text{ m}^2] \cdot \frac{5,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} + [21,66 \text{ m}^2] \cdot \frac{3,78 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 64,61 \text{ t}$$

$$m_{zid,p} = m_{zid,p,x} + m_{zid,p,y} = 92,96 \text{ t} + 64,61 \text{ t} = 157,57 \text{ t}$$

$$m_{zid,k} = m_{zid,p} - [2,15 \text{ m} \cdot 0,9 \text{ m}] \cdot \frac{5,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 156,54 \text{ t}$$

$$m_{zid,m,x} = [42,24 \text{ m}^2] \cdot \frac{7,70 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} + [41,49 \text{ m}^2] \cdot \frac{7,56 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 64,57 \text{ t}$$

$$m_{zid,m,y} = [14,23 \text{ m}^2] \cdot \frac{7,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} + [36,47 \text{ m}^2] \cdot \frac{5,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} + [14,18 \text{ m}^2] \cdot \frac{2,88 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} +$$

$$[15,8 \text{ m}^2] \cdot \frac{3,78 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 40,83 \text{ t}$$

$$m_{zid,m} = m_{zid,m,x} + m_{zid,m,y} = 105,4 \text{ t}$$

7.4.4 Celotna masa konstrukcije

Seštejemo lastne teže stropov, stopnišča, podestov, zidovja ter strehe, naprej za pritlično in karakteristično etažo ter mansardo posebej, nato pa vse etaže skupaj, dodamo še maso ostrešja in dobimo maso celotnega objekta. Omenimo, da se pri računu mase upošteva le tisti del konstrukcije, ki sodeluje pri potresnem nihanju, zato je delno vkopana klet in plošča v pritličju odpadeta iz računa.

$$m_{\text{pritličje}}^* = m_{zid,p} + m_{\text{podest,vmes}} + m_{\text{stopnice}} =$$

$$157,57 \text{ t} + 2,47 \text{ t} + 3,87 \text{ t} = 163,91 \text{ t}$$

*opomba: v pritličju upoštevamo samo del podesta med stopniščnima ramama, torej brez etažnega podesta.

$$m_{\text{karakteristična et.}} = m_{zid,k} + m_{\text{strop,m}} + m_{\text{podest}} + m_{\text{balkon}} + m_{\text{stopnice}} =$$

$$156,54 \text{ t} + 78,7 \text{ t} + 4,86 \text{ t} + 2,93 \text{ t} + 3,87 \text{ t} = 246,9 \text{ t}$$

$$m_{\text{mansarda}}^{**} = m_{zid,m} + m_{\text{strop,m}} + m_{\text{podest,etaž}} = 105,4 \text{ t} + 69,77 \text{ t} + 2,22 \text{ t} = 177,39 \text{ t}$$

**opomba: Ker mansarda ni vseljena ampak se uporablja samo za vzdrževanje in dostop do ostrešja, ne upoštevamo koristne obtežbe v njej.

$$m_{ostrešje} = 23,03 t$$

Skupna masa objekta:

$$m_{objekt} = m_{pritličje} + 4 \cdot m_{karakteristična\ et.} + m_{mansarda} + m_{ostrešje} =$$

$$163,91 t + 4 \cdot 246,9 t + 177,39 t + 23,03 t = 1352 t$$

Masa zidov predstavlja skoraj 2/3 mase v karakteristični etaži. Prevladujoč delež je pričakovan, saj je delež zidov v etaži relativno velik, 7,6 % tlorisne površine v X smeri in 5,9 % v Y smeri. Poleg tega je površinska obtežba monta stropa manjša od polne AB plošče, prostorninska teža zidovja pa je velika, saj se je za gradnjo uporabljala polna opeka NF.

7.5 Določitev skupne potresne sile

Pri zidanih stavbah nihajni čas ni toliko odvisen od števila etaž, večina stavb ima nihajni čas na območju platoja projektnega spektra po EC8 (Tomažević, 2009). V dinamičnih izračunih projektne dokumentacije (SPO, Slovenija projekt, 1965) je izračunan nihajni čas:

$$T_{projekt} = 0,36 s$$

Dodatno uporabimo še poenostavljeno enačbo (4.9) za T_1 , ki jo priporoča SIST EN 1998:2006. V Excelu (MS Office, 2010) smo izračunali vrednosti C_t s pomočjo enačbe (4.10). Predpostavljena je višina konstrukcije 16,9 m od pritličja do slemenske lege, efektivno površino sten v pritličju pa dobimo z enačbo (4.11):

$$A_{cx} = 2,27$$

$$A_{cy} = 2,22$$

$$C_{tx} = C_{ty} = 0,50$$

Za obe smeri zapišemo nihajna časa T_{1x} , T_{1y} :

$$T_{1x} = T_{1y} = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0,050 \cdot (16,9 m)^{\frac{3}{4}} = 0,42 s$$

Prikazali smo, da je nihajni čas konstrukcije res na območju platoja projektnega spektra po EC8, med časoma T_B in T_C . Pri raziskavi POTROG (Lutman in sod., 2013), ki so jo izvajali na ZAG-u in v katero so bili vključeni tudi nekateri javni objekti v Škofji Loki manj kot 100 m stran od naših blokov so ugotovili, da je v obravnavanem območju tip tal C. Vrednost projektnega pospeška tal odčitamo iz karte projektnih pospeškov tal v prilogi A.

$$S = 1,15$$

$$a_g = 0,225 g$$

$$q = 2,0$$

$$T_B = 0,2 s$$

$$T_C = 0,6 s$$

$$T_D = 2,0 s$$

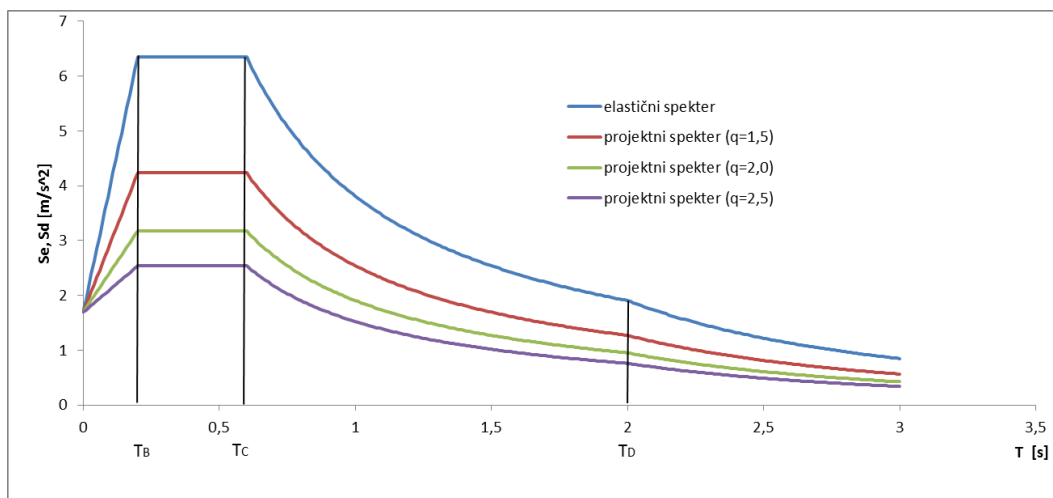
$$0,2 s \leq T_1 \leq 0,6 s$$

Vrednost v projektnem spektru $S_d(T)$ je tako:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2,5}{q} \right] = 0,225 \cdot \frac{9,81 m}{s^2} \cdot 1,15 \cdot \left[\frac{2,5}{2,0} \right] = 3,17 m/s^2$$

Elastični in reducirane projektne spektre prikažemo na sliki 5. Celotno potresno silo dobimo z enačbo (4.8), kjer za λ predpostavimo vrednost 0,85:

$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda_* = 3,17 \frac{m}{s^2} \cdot 1352 t \cdot 0,85 = 3643 kN$$



Slika 5: elastični in projektni spektri za analizo konstrukcije po Evrokodu 8.

Delamo analizo potresne odpornosti samo za pritlične zidove, torej ni potrebno razdeliti potresne sile na posamezne etaže, saj je prečna sila v pritličju kar enaka celotni potresni sili F_b . V primeru analize višjih etaž bi predpostavili razporeditev potresne sile po etažah v obliki obrnjene trikotnika. Zaradi izrazite simetričnosti zanemarimo vpliv prispevka torzije zaradi slučajne ekscentričnosti.

$$F_b = F_{prit,d} = 3643 kN$$

7.6 Analiza potresne odpornosti zidov v pritličju

Delamo izračune na 2D modelu, ločeno za potres v daljši X osi in krajši Y osi. Ker ne upoštevamo nosilnosti zidov izven ravnine, potres v določeni smeri prenašajo le zidovi vzporedni potresni obtežbi. Najprej razdelimo zidove na vzporedne X osi in Y osi, le te bomo ločeno preverili na vse tri porušitvene mehanizme. Glej prilogo E za shemo zidov.

7.6.1 Razdelitev zidov

Razmejitevna mesta za zidove so okenske in vratne odprtine. Po vrsti, z začetkom v spodnjem levem robu tlorisa pritličja, smo jih označili ločeno za X in Y os ter določili geometrijske karakteristike, zapisane so v tabeli v prilogi N. Uporabili smo naslednje oznake:

PXi ali PYj

Kjer *P* predstavlja okrajšavo za pritličje, *X* (*Y*) označuje smer osi zidu, indeks *i* (*j*) pa je vrstna oznaka. Zidane konstrukcije se pri potresni obtežbi ne obnašajo enako kot betonske. Uporabimo poenostavljen model, kjer določimo ekvivalentni okvir. Po tem modelu, se aktivira le del višine posameznega zidu, ki jo imenujemo efektivna višina zidu. Določimo jo s povezavo vogala odprtine in sosednjega vogala, bodisi odprtine bodisi konca zidu ter določimo srednjo višino elementa. Pri razmerju $h/l < 1$ (višina manjša od dolžine) in okenski odprtini na koncu zidu, zmanjšamo samo zgornji del zidu, v nasprotnem primeru pa tudi spodnji del. Glej prilogi F in G za shemo dobljenih zidov.

7.6.2 Vplivne površine

Vplivne površine določajo, kolikšen del teže horizontalnih in vertikalnih elementov odpade na posamezen zid. Pri vertikalnih elementih, torej zidovih, ločujemo sosednje vplivne površine nad

obravnanim elementom na sredini preklad odprtin in na robovih zidov, odvisno od razdelitve stene v pritličju. Prilogi J in K lepo prikažeta opisan postopek.

Horizontalne vplivne površine določimo v odvisnosti od nosilnega sistema stropov. Pri našem objektu imamo nad bivalnim delom rebričaste stropove višine 24 cm z opečnimi vložki, to pomeni, da se obtežba prenaša na zidove samo v krajši smeri preko reber; zidovi, vzporedni Y osi, niso obremenjeni z lastno težo stropov nad bivalnim delom. Stopniščna in podestna plošča sta iz armiranega betona in sta polni, višine 16 cm. Kolikšen del konstrukcijskega sklopa odpade na posamezen zid, pri polnih ploščah določimo s strešnim pravilom. Vplivne površine si lahko ogledamo na sliki v prilogi I. Stopnice so na koncih vpete v podesta, na stranskih robovih pa so položene v zidove. Ločnica vplivnih površin med dvema vzporednima zidovoma poteka po sredini razdalje med njima.

Na podoben način določimo vplivne površine za streho. Lastna teža ostrešja se preko špirovcev prenese na lege, ki ležijo v glavnem na zidovih vzporednih X osi. Razdaljo med legami prepolvimo in predpostavimo razdelitev enakomerne obtežbe ostrešja v razmerju vplivnih površin na zidove pod njimi. Nekateri zidovi ne dobijo nič obtežbe s strehe. Omenimo, da je obtežba na strehi bistveno manjša od ostalih konstrukcijskih sklopov. Glej prilogo I s sliko vseh vplivnih površin.

V programskem okolju AutoCAD (Autodesk, 2013) narišemo in izračunamo velikost vplivnih površin za vse zidove. Na pritlične zidove se tako prenese obtežba v razmerju vplivnih površin s strehe, zidov mansarde, zidov karakterističnih etaž, horizontalnih medetažnih konstrukcij, upoštevamo pa tudi zidove v pritličju. Prenos obtežbe mansardnih zidov na spodnje zidove prikažeta prilogi L in M.

7.7 Primer določanja osne obremenitve na zidu PX10

Ker imamo opravka z 18 zidovi v X smeri in 13 zidovi v Y smeri, prikažemo postopek določitve navpične obtežbe samo za zid PX10, saj imamo nad njim vse možne obtežbe horizontalnih in vertikalnih konstrukcijskih sklopov. Za vse ostale zidove bi bil postopek podoben ali enak, odvisno od pozicije in smeri zidu. Vertikalne projektne obtežbe za vse pritlične zidove prikažemo v preglednici priloge P. Ne smemo pozabiti na ustrezne obtežbe parapetov in preklad na zidove.

Konstrukcijski sklopi, ki delujejo na zid PX10:

- teža celotne višine pritličnega zidu PX10
- 4x teža celotne višine zidu KX10 v karakteristični etaži
- teža zidu MX10 v mansardi
- 5x teža monta stropa in ustrezne koristne obtežbe na ustrezni vplivni površini
- teža strešne konstrukcije na ustrezni vplivni površini

Vertikalno obtežbo, ki izvira iz lastne teže zidov, preklad in parapetov v vseh etažah, dobimo s pomočjo priloge L.

$$N_{d,zidovi} = N_{d,zp} + 4 \cdot N_{d,zk} + N_{d,zm} = (6,13 \text{ m}^2 + 4 \cdot 6,13 \text{ m}^2 + 5,91 \text{ m}^2) \cdot 7,56 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 276,4 \text{ kN}$$

Obtežbo stropov nad zidom PX10 dobimo preko vplivnih površin podanih v prilogi I. Upoštevamo tako lastno kot ustrezen delež koristne obtežbe, ki je ne upoštevamo samo v nenaseljeni mansardi. V karakterističnih etažah upoštevamo faktorja $\varphi = 0,5$ in $\Psi_2 = 0,3$ pri koristni obtežbi:

$$N_{d,str.} = 4 \cdot N_{d,sk} + N_{d,sm} = 58,08 \text{ m}^2 \cdot \left(3,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,48 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) + 14,52 \text{ m}^2 \cdot 3,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 300,1 \text{ kN}$$

Lastna teža strešne konstrukcije, ki se preko lege prenese na zid MX10 v mansardi in na koncu na zid PX10 v pritličju:

$$N_{d,streha} = 12,28 \text{ m}^2 \cdot 0,98 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 12,0 \text{ kN}$$

Skupna vertikalna obtežba na zid PX10 je tako vsota vseh zgoraj razčlenjenih:

$$N_{d,PX10} = N_{d, zidovi} + N_{d, str.} + N_{d,streha} = 588,6 \text{ kN}$$

7.8 Nosilnost zidovja- primer na zidu PX10

Tako kot smo na primeru PX10 določili vertikalno obremenitev, izračunamo tudi nosilnost tega zidu za vse tri porušne mehanizme.

7.8.1 Strižna nosilnost- porušitev z zdrsom

Največjo potresno silo $R_{vd,PX10}$, ki jo prenese zid PX10 brez zdrsa, določa enačba (5.9).

Podatki o zidu PX10:

$$l = 2,25 \text{ m} \qquad t = 0,38 \text{ m} \qquad h_{eff} = 2,15 \text{ m} \qquad A_{w,PX10} = 0,855 \text{ m}^2$$

$$N_{d,PX10} = 588,56 \text{ kN} \qquad f_{vk0} = 0,2 \text{ MPa} \qquad \gamma_M = 1,98$$

$$f_{vd} = \frac{0,2 \text{ MPa} + 0,4 \cdot \frac{(588,56 \text{ kN})}{0,855 \text{ m}^2}}{1,98} = 0,24 \text{ MPa} \leq 0,065 \cdot 15 \text{ MPa} = 0,975 \text{ MPa}$$

$$l_c = 3 \cdot \left(\frac{2,25 \text{ m}}{2} - \frac{F_d \cdot 2,15 \text{ m}}{588,56 \text{ kN}} \right) = 3,375 \text{ m} - 0,01096 \cdot F_d$$

Odpornost na zdrs nato izrazimo z enačbo spodaj:

$$R_{vd,PX10} = 0,24 \text{ MPa} \cdot 1000 \cdot 0,38 \text{ m} \cdot (3,375 \text{ m} - 0,01096 \cdot F_d)$$

S pomočjo uporabe "Reševalnika" programa Excel (MS Office, 2010) dobimo odpornost zidu. Le ta je največja, ko je enaka največji horizontalni sili F_d , ki jo zid še zdrži brez porušitve. Dobljena vrednost znaša $R_{vd,PX10} = F_d = 153,9 \text{ kN}$. Za ostale zidove imamo vrednosti v prilogi Q. Ker v nekaterih primerih, zaradi geometrijskih razmerij ter razmerja potresna sila/osna sila, dobimo negativne vrednosti nosilnosti, za vse zidove potresno silo povečujemo toliko časa, da je obremenitev enaka izračunani odpornosti.

7.8.2 Strižna nosilnost- porušitev z diagonalnimi razpokami

Za ta porušni mehanizem je značilen nastanek poševnih razpok. Pojavi se, ko je prečna sila večja od ustrezne nosilnosti R_{td} , ki jo opišemo z enačbo (5.13).

Podatki:

$$f_{tk} = 0,36 \text{ MPa} \qquad \rightarrow \qquad f_{td} = \frac{f_{tk}}{\gamma_M} = \frac{0,36 \text{ MPa}}{1,98} = 0,1818 \text{ MPa}$$

Ostale podatke vzamemo iz računa odpornosti na zdrs.

$$\frac{h}{l} = \frac{2,15 \text{ m}}{2,25 \text{ m}} = 0,956 \rightarrow \text{linearno interpoliramo} \rightarrow b = 1,228$$

$$\sigma_d = \frac{N_d}{A_w} = \frac{588,56 \text{ kN}}{0,855 \text{ m}^2} = 0,688 \text{ MPa}$$

$$R_{td,PX10} = 0,855 \text{ m}^2 \cdot \frac{0,1818 \text{ MPa} \cdot 1000}{1,228} \cdot \sqrt{1 + \frac{0,688 \text{ MPa}}{0,1818 \text{ MPa}}} = 276,9 \text{ kN}$$

7.8.3 Upogibna nosilnost-drobljenje zidakov ob tlačno obremenjenem robu

Tretjo, upogibno odpornost R_{fd} zidu PX10 izračunamo s pomočjo enačbe (5.15).

Podatki:

$$\alpha = 0,5 \text{ (polno vpet zid spodaj in zgoraj)}$$

$$f_k = 5,93 \text{ MPa}$$

Ostale podatke vzamemo iz računa prvih dveh nosilnosti.

$$R_{fd,PX10} = \frac{0,688 \text{ MPa} \cdot 1000 \cdot 0,38 \text{ m} \cdot (2,25 \text{ m})^2}{2 \cdot 0,5 \cdot 2,15 \text{ m}} \cdot \left(1 - \frac{1,98 \cdot 0,688 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 5,93 \text{ MPa}}\right) = 449,2 \text{ kN}$$

7.8.4 Merodajna nosilnost

Merodajna izmed vseh treh nosilnosti je najmanjša izračunana.

$$R_{d,PX10} = \min(R_{vd,PX10}; R_{td,PX10}; R_{fd,PX10}) = \min(153,9 \text{ kN}; 276,9 \text{ kN}; 449,2 \text{ kN}) = 153,9 \text{ kN}$$

Tukaj pa je potreben dodaten razmislek, saj navadno strižna porušitev z zdrsom ni značilna za pritlične etaže ampak le vrhnje, kjer so navpične obremenitve najmanjše, pospeški med potresom pa največji. Zato porušni mehanizem zdrsa ne upoštevamo, in merodajna nosilnost strižna nosilnost z diagonalnimi razpokami je zapisana spodaj:

$$R_{d,PX10} = \min(R_{td,PX10}; R_{fd,PX10}) = \min(276,9 \text{ kN}; 449,2 \text{ kN}) = 276,9 \text{ kN}$$

7.9 Primerjava odpornosti in obremenitve zidovja (linearna elastična analiza)

Najprej naredimo kontrolo odpornosti za vsak zid posebej po enačbi (5.18). Kolikšen delež celotne horizontalne obtežbe odpade na posamezen zid, izračunamo s pomočjo togosti zidov. Togost posameznega zidu primerjamo s togostjo vseh zidov v etaži in dobimo delež potresne sile ki odpade na zid. Posamezne togosti dobimo s pomočjo enačbe (4.10), zapisane so v prilogi O. Pri izračunih upoštevamo vrednosti za modul elastičnosti $E = 5930 \text{ MPa}$ in strižni modul $G = 720 \text{ MPa}$. V izračunih pa ne upoštevamo vpliva slučajne torzije, zaradi pravilnosti in simetričnosti konstrukcije v tlorisu. Če bi slučajno torzijo upoštevali, bi se potresnu vpliv na zunanje stene, ki so najdlje od masnega središča, povečal za 30 %, na notranje stene pa v ustreznem manjšem deležu.

Togost zidu PX10:

$$k_{PX10} = \frac{G \cdot A_w}{1,2 \cdot h \cdot \left[1 + \alpha' \cdot \frac{G}{E} \cdot \left(\frac{h}{l}\right)^2\right]} = \frac{720 \text{ MPa} \cdot 1000 \cdot 0,855 \text{ m}^2}{1,2 \cdot 2,15 \text{ m} \cdot \left[1 + 0,83 \cdot \frac{720 \text{ MPa}}{5930 \text{ MPa}} \cdot \left(\frac{2,15 \text{ m}}{2,25 \text{ m}}\right)^2\right]} = 218500 \text{ kN/m}$$

Skupna togost pritličnih zidov v X smeri:

$$k_{x,tot} = 4554745 \text{ kN/m}$$

$$k_{y,tot} = 2720886 \text{ kN/m}$$

Za opombo smo dodali še skupno togost pritličnih zidov v Y smeri. Vidimo da je delež togosti pritličja v Y smeri le slabih 60 % togosti v X smeri. Za primerjavo pogledimo skupne površine pritličnih zidov. Iz priloge N vidimo, da je skupna površina zidov v smeri X osi $15,04 \text{ m}^2$, v smeri Y osi pa $11,64 \text{ m}^2$. Izrazimo površino zidov v deležu tlorisne površine etaže:

$$\rho_x = \frac{A_{zidovi,X}}{A_{tloris}} = \frac{15,0 \text{ m}^2}{196,8 \text{ m}^2} = 7,6 \% \qquad \rho_y = \frac{A_{zidovi,Y}}{A_{tloris}} = \frac{11,6 \text{ m}^2}{196,8 \text{ m}^2} = 5,9 \%$$

Potresno silo, ki odpade na zid PX10 dobimo iz priloge O:

$$F_{d,PX10} = 174,8 \text{ kN}$$

Zadostno odpornost zidu PX10 preverimo tako a) z in b) brez upoštevanja porušitve z zdrsom.

$$a) F_{d,PX10} = 174,8 \text{ kN} \leq R_{d,PX10} = 153,9 \text{ kN} \rightarrow \text{ne ustreza}$$

$$b) F_{d,PX10} = 174,8 \text{ kN} \leq 276,9 \text{ kN} \rightarrow \text{ustreza}$$

Porušitev z zdrsom je v stanovanjskem bloku s tako velikim številom etaž praktično nemogoča. Če torej zdrsa ne upoštevamo, je zid PX10 zadosti odporen in se ob projektnem potresnem vplivu ne bi porušil. Podoben izračun naredimo še za vse ostale zidove in rezultate zapišemo v prilogi Q. Po narejenih izračunih za pritlične zidove vidimo, da se v Y smeri porušijo vsi zidovi. Merodajen porušni mehanizem je za vse razen zidov PY3 in PY9 nastanek strižnih diagonal; slednja se porušita upogibno kot posledica geometrijskih lastnosti, saj sta ozka in relativna visoka.

V X smeri se porušijo 4 zidovi od 18: PX3, PX4, PX13 ter PX16. Vsi so zunanji zidovi, zidovi v notranji steni S2X imajo zadostno odpornost in bi projektni potres prestali brez večjih poškodb.

Razlogi za porušitev zidov v X smeri:

- porušili bi se zunanji zidovi v stenah S1X in S3X, ki prejmejo manj vertikalne obtežbe stropov od zidov v steni S2X in s tem imajo manjšo odpornost
- porušijo se predvsem krajši in nižji zidovi, ki imajo na obeh straneh okenske odprtine

Razlogi za porušitev zidov v Y smeri:

- monta strop nosi v krajši smeri in je položen na zidove v X smeri, to pomeni, da Y zidovi niso obteženi z vertikalno obtežbo iz lastne teže stropov in imajo precej zmanjšano odpornost, sploh proti strižni porušitvi z diagonalnimi razpokami
- zidovi so tanjši od X zidov, večina Y zidov ima debelino 25cm
- manjši tlorisni delež površine zidov v Y smeri

7.10 Potresna odpornost konstrukcije kot celote (linearna elastična analiza)

V tem delu naloge preverimo potresno odpornost na nivoju konstrukcije ločeno za X in Y smer. Preverili bomo pogoj $SRC_d \geq BSC_d$ za pritlične zidove, kjer ne upoštevamo porušitve zaradi zdrsa, pri izračunih pa zanemarimo vpliv torzije:

Smer X:

$$SRC_x = \frac{R_{d,x}}{W_{tot}} = \frac{4970,5 \text{ kN}}{13181,1 \text{ kN}} = 0,38 \qquad BSC_x = \frac{F_{prit,d}}{W_{tot}} = \frac{3643,0 \text{ kN}}{13181,1 \text{ kN}} = 0,28$$

$$SRC_x \geq BSC_x$$

Smer Y:

$$SRC_y = \frac{R_{d,x}}{W_{tot}} = \frac{3189,9 \text{ kN}}{13181,1 \text{ kN}} = 0,24 \qquad BSC_y = \frac{F_{pril,d}}{W_{tot}} = \frac{3643,0 \text{ kN}}{13181,1 \text{ kN}} = 0,28$$
$$SRC_y \leq BSC_y$$

V smeri X je projektni koeficient odpornosti objekta SRC_x večji od projektnega mejnega koeficienta prečne sile v pritličju BSC_x , v smeri Y pa je SRC_y manjši od BSC_y , kar je glede na razporeditev, količino zidov v obeh smereh ter prenašanjem obtežbe medetažnih konstrukcij le na zidove v X smeri pričakovano. Če povzamemo: v smeri X bi konstrukcija prenesla projektne potresne vpliv, v smeri Y pa ga ni sposobna prenesti.

7.11 Nelinearna statična potisna analiza

Za določitev ustreznosti rezultatov elastične analize naredimo nelinearno statično potisno analizo, ki upošteva prerazporeditev prečne sile v pritličju s porušenih na še nosilne zidove, poleg tega pa kot rezultat dobimo krivuljo odpornosti, ki prikazuje sposobnost deformiranja pritlične etaže v nelinearnem območju. Odpornosti zidovja ne računamo ponovno, saj uporabimo rezultate iz elastične analize, katere dopolnimo s podatki o duktilnosti, torej nelinearnem obnašanju zidov. Ker uporabimo bilinearne diagrame za idealizacijo eksperimentalnih krivulj, potrebujemo za zidove le še podatek o mejnem pomiku zidu D_u , pomik pri meji elastičnosti D_y pa iz vrednotimo na osnovi odpornosti in efektivne togosti zidu. Potrebne podatke za zidove zapišemo v preglednici v prilogi R. Predpostavimo, da se zidovi deformirajo le v območju efektivne višine, preostala območja parapetov in preklad pa so popolnoma toga. Krivuljo odpornosti etaže v smereh X in Y dobimo s superpozicijo krivulj odpornosti vseh zidov v ustrezni smeri, pri čemer upoštevamo, da so plošče neskončno toge. Konstruiranje krivulje smo že prikazali na sliki 3, rezultate za naš objekt pa povzamemo v prilogah W in X.

Smer X:

Pritlični zidovi v smeri X imajo bolj razgibano geometrijo kot zidovi v Y smeri; mejni pomiki, odvisni od efektivne višine zidov, so zato v tej smeri zelo različni in območje sipanja energije je tako veliko. Iz diagrama v prilogi W vidimo, da konstrukcija izkazuje celotno odpornost $R_{d,x} = 4970,5 \text{ kN}$ v območju pomikov etaže 0,15 do 0,44 cm, ko najprej odpovedo zidovi PX3, PX4, PX13 in PX16. Ti zidovi imajo izmed vseh v smeri X najmanjšo efektivno višino in zato izkazujejo najmanjšo možnost deformiranja v nelinearnem območju. Vsi zidovi se porušijo strižno z diagonalnimi razpokami. Ko dodatno povečujemo horizontalne pomike etaže do vrednosti 0,56 cm, se strižno poruši zid PX17. Pri povečanju pomika etaže na 0,75 cm odpove zidova PX2 in PX5 in pri tem celotna odpornost objekta pade pod obremenitvijo $F_d = 3643 \text{ kN}$. Vsi razen zidov PX14 in PX15 bi se porušili strižno z diagonalnimi razpokami, pri slednjih pa je merodajen upogibni porušni mehanizem, kar je predvsem posledica geometrije, zidova sta namreč ozka in relativno visoka. Najbolj odporen je zid PX8 z nosilnostjo $R_d = 858,6 \text{ kN}$. Razlog velike odpornosti je dolžina in velik delež vertikalne obremenitve stropov. Nosilnost konstrukcije glede na rezultate potisne analize je enaka tisti iz elastične analize, saj je nosilnost vseh zidov dosežena, predno se prvi zid poškoduje v območje blizu porušitve. Ko pogledamo sliko stanja zidov po projektne potresnem vplivu v prilogah S in U, se zdijo rezultati povsem logični, saj so ti zidovi najnižji in ležijo med okenskimi odprtini na obeh straneh. Skupna odpornost $R_{d,x}$ po obeh metodah je zadostna in velja pogoj $SRC_x \geq BSC_x$.

Smer Y:

Elastična analiza v smeri Y je pokazala premajhno odpornost pritličnih zidov. Krivulja odpornosti za posamezne zidove in celotno pritlično etažo v prilogi X pokaže, da imajo zidovi dopusten večji mejni pomik kot v smeri X, saj so zaradi majhnega števila predvsem okenskih odprtini zidovi višji. Manjša pa je možnost sipanja energije: duktilnost zidov je zelo podobna in večina se jih poruši v območju mejnega pomika med 0,94 do 1,02 cm. Čeprav je skupna odpornost $R_{d,y}$ pritličnih zidov premajhna, kar smo ocenili tako z elastično in nelinearno potisno analizo, povzamemo ugotovitve iz projektne krivulje odpornosti. Celotno odpornost $R_{d,y} = 3189,9 \text{ kN}$ v smeri Y konstrukcija izkazuje v

območju horizontalnih pomikov pritličja 0,13 do 0,94 cm. Najprej odpornost za prenašanje potresne sile odpišemo zidovom PY4, PY6, PY7, PY8 in PY11, kar prikažemo v prilogi V. Glavni razlog za zgodnjo porušitev je nižja višina od ostalih zidov, zidovi ležijo namreč ob odprtinah. Največjo odpornost $R_d = 481,8 \text{ kN}$ izkazuje zid PY1; poleg tega, da je najdaljši izmed vseh, ima debelino 38 cm, vertikalna obtežba na zid pa je v območju sredine. Najbolj duktilna sta zidova PY3 in PY10, sta ozka in visoka, k odpornosti etaže pa doprineseta zanemarljivo malo.

7.12 Projektiranje objekta po Pravilniku iz leta 1964

Ugotovitve smo povzeli po statičnem računu iz projektne dokumentacije (SPO, Slovenija projekt, 1965). Izračuni v dokumentaciji obsegajo:

- analiza vertikalnih obtežb
- prevzem horizontalnih obtežb
- dimenzioniranje na vertikalno obtežbo
- dimenzioniranje preklad v karakteristični etaži
- preiskava zidov
- vezi
- temelji

V našem povzetku se skoncentriramo na račun potresne sile po takrat veljavnem jugoslovanskem pravilniku (1964). Objekt gledano na Seizmološki karti Jugoslavije (1950) leži med VIII. in IX stopnjo potresne intenzitete. Stavba ustreza dimenzijskim in etažnim omejitvam iz pravilnika za VIII. stopnjo, za izračun potresne sile pa so se uporabili parametri za IX. stopnjo. Leži na »srednje dobrih tleh«.

$$h^*_{\text{objekt}} = 15,3 \text{ m} \leq h_{\text{dop}} = 20 \text{ m}$$

$$n^{**}_{\text{etaž}} = 6 \leq n_{\text{etaž,dop}} = 6$$

*opomba: višino merimo od kote terena do zgornjega roba zadnje plošče

**opomba: mansarda se upošteva pri številu etaž, toga klet pa ne

Po veljavni lestvici intenzitete EMS 98 leži objekt na območju VIII. stopnje. Projektant je težo konstrukcije računal na tekoči meter višine in predpostavil konstantno obtežbo po višini. Dimenzioniral je le polovični simetrični blok, pri analizi pa je upoštevana tudi betonsko klet. V račun mase spadajo lastna teža zidov ter stropov brez strehe. Izračun je pokazal maso $80,0 \text{ t/m}'$, kar bi ob upoštevanju konstrukcije nad kletjo $h = 16,3 \text{ m}$ znašalo 1304 t . Za primerjavo povejmo, da smo pri dimenzioniranju po standardih Evrokod dobili maso 1352 t , kar znese manj kot 4 % razlike. Osi zidov ustrezajo omejitvam največjih razmakov iz pravilnika. Nihajni čas za osnovno nihajno obliko, izračunan v projektu znaša $0,36 \text{ s}$, v naši nalogi smo izračunali čas $0,42 \text{ s}$. Razlika se pojavi zaradi različnih računskih postopkov.

Po enačbi (6.1) dobljena potresna sila znaša 1464 kN , kar je za faktor 2,48 manj od potresne sile dobljene po zelo strogem standardu SIST EN-1998-1:2006 in je znašala 3643 kN . Pravilnik (1964) je določal, da potresne sile delujejo v višini stropov v dveh ortogonalnih smereh. V dokumentaciji so bile za vse etaže določene prečne sile in momenti, največje obremenitve so nastale v kleti, vendar je bila za dimenzioniranje bolj merodajna pritlična etaža, kjer so izračuni pokazali naslednje vrednosti:

$$Q_{k,\text{pritličje}} = 1452 \text{ kN}$$

$$M_{k,\text{pritličje}} = 13302 \text{ kNm}$$

Projektant je potresno silo na zidove razdelil v razmerju togosti. Primerjava z metodo, ki smo jo uporabili v nalogi, ni mogoča, saj so zidovi razdeljeni drugače, glavni parameter pri izračunu togosti pa je bil vztrajnostni moment zidov, medtem ko smo v naši nalogi togost iz vrednotili po enačbi (4.13). V projektni dokumentaciji se je na koncu naredila preverba napetosti v zidovih, ki je bila izpolnjena.

8 ZAKLJUČEK

V praktičnem delu diplomske naloge smo preverjali potresno odpornost zidanega stanovanjskega bloka v Škofji Loki. Objekt je star skoraj 50 let in ni bil grajen po zahtevah sodobne zakonodaje. Vodilo so nam bili Evrokod 6 in 8 ter priporočila prof. Tomaževića (2009). Izračune smo opravili z enačbami za nearmirano zidovje in izključili nosilnost zidov pravokotnih na potresni vpliv. Na lokaciji tla kategorije C, ki so nam prek faktorja S vrednosti 1,15 dodatno povečala vrednost potresne sile na objekt. Iz karte projektnega pospeška tal za potres s povratno dobo 475 let smo pridobili vrednost pospeška tal 0,225 g. Za faktor obnašanja q smo izbrali vrednost 2. Omejili smo se na preverjanje pritličja, ki je pri zidanih objektih najbolj podvrženo poškodbam v potresu. Potresno silo smo na zidove razdelili v razmerju togosti, saj je stropna konstrukcija toga, kar zagotavlja enakost pomikov na nivoju stropov (princip toge diafragme).

Z vključitvijo vseh predpostavk pri analizi smo izračunali odpornost posameznih zidov in skupno odpornost konstrukcije s faktorjem SRC. Zaradi simetričnosti objekta smo potresne sile določili brez upoštevanja vpliva slučajne torzije, izključimo tudi porušitveni mehanizem z zdrsom, saj ta ni značilen za pritlične etaže. Izračunana odpornost merodajne pritlične etaže z elastično analizo v smeri Y je bila manjša od zahtevane, v smeri X pa zadostna. Kaj to pomeni za globalno stabilnost konstrukcije, je bilo brez nelinearne analize konstrukcije težko napovedati, saj se pri elastični analizi ne upošteva prerazporejanja potresne obremenitve na ostale zidove, ki še nosijo, vsi zidovi namreč ne dosežejo hkrati mejne odpornosti. Nelinearna potisna analiza je potrdila ugotovitve elastične analize o globalni odpornosti konstrukcije v obeh smereh, dodatno pa smo z nelinearno analizo ocenili duktilnost konstrukcije ter zaporedje izločanja zidov iz skupne odpornosti etaže. Ugotovili smo, da se v X smeri najprej poškodujejo nižji zidovi med okenskimi odprtini, to so PX3, PX4, PX13 in PX16. Globalna odpornost v smeri X je dosegla 136 % horizontalne potresne obremenitve in lahko pričakujemo, da bodo ti zidovi projekten potresni vpliv prenesli brez večjih poškodb. Za smer Y ugotovimo, da se zidovi sicer obnašajo bolj duktilno, saj dopuščajo večje mejne pomike, globalna odpornost pa znaša 88 % in ne dosega zahtev iz standardov Evrokod. Ko primerjamo globalno odpornost v obeh pravokotnih smereh, vidimo, da prečna smer Y dosega le 64 % nosilnosti daljše X smeri. Pomemben podatek je tudi delež površine zidov. V smeri X znaša površina zidov 7,6 % etažne tlorisne površine, v prečni smeri Y pa 5,9 %. Relativno manjša odpornost v prečni smeri je posledica rebričastega monta stropa, ki je obešen na zidove v X smeri, kar pomeni, da so Y zidovi obremenjeni le z lastno težo zidov nad njimi. Manjša vertikalna obtežba na zid namreč zmanjša njegovo strižno odpornost. Izračuni pokažejo, da bi se zidovi največkrat porušili strižno z diagonalnimi razpokami, nekateri krajši in višji zidovi pa tudi upogibno. V času projektiranja konstrukcije bi morali površine zidov bolj enakomerno razporediti v obe smeri ali pa samo podaljšati krajšo stranico objekta. Razlogi za nedoseganje zahtev v smeri Y so tudi visoki materialni varnostni faktorji, saj je objekt star in ne razpolagamo z dovolj podatki o uporabljenih materialih. Pri analizi dimenzioniranja po Pravilniku iz 1964 smo ugotovili, da so bile zahteve JUS standardov pri potresni analizi zelo blage, saj je bila potresna sila 2,5 krat manjša kot izračunana v nalogi.

Oblika konstrukcije je simetrična in po višini pravilna, zidovje povezano z vertikalnimi in horizontalnimi AB vezmi, zato se bo po vsej verjetnosti konstrukcija ugodno globalno obnašala in ne pričakujemo nastanka mehke etaže ali torzijskega nihanja. Ne moremo mimo dejstva, da so izračuni bili narejeni brez upoštevanja AB vezi za nearmirano zidovje in dejanska odpornost konstrukcije je z verjetno večja od izračunane. Nedavno so objekt utrdili z betonskimi okvirji pri balkonih, ki povečajo odpornost v smeri Y, sklepamo pa lahko, da to ne bi bilo dovolj za zadostitev zahtevane odpornosti po Evrokodih 6 in 8. Za poškodbe najbolj dovzetne zidove PY4, PY6, PY7, PY8 in PY11 bi lahko utrdili z armiranocementno oblogo in z dodatnimi armiranobetonskimi horizontalnimi ter vertikalnimi vezmi v delni debelini zidov, ki bi jih vgradili z odstranitvijo obstoječih zidakov na najbolj poškodbam izpostavljenih zidovih.

VIRI

ARSO Potresi. 2014.

<http://www.arso.si/potresi/> (Pridobljeno 1. 4. 2014.)

Dolšek, M. 2015. Analytic fragility and limit states: Nonlinear static procedures. Encyclopedia of earthquake engineering. Beer, M. (ur.), Kougoumtzoglou, I. A. (ur.) Patelli, E. (ur.), Springer, v pripravi.

Fajfar, P. 1995. Osnove potresnega inženirstva. Ljubljana, Univerza v Ljubljani – Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 83 str.

Fajfar, P. 2002. Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi. Gradbeni vestnik 51,11: 302-315

Lapajne, J. 1989. Dejavniki razvoja protipotresne zaščite. Ljubljana. Ujma 3: 66

Lutman M. 2013. Potresna ogroženost v Sloveniji za potrebe civilne zaščite POTROG. Ljubljana, Zavod za gradbeništvo: 640 str.

http://www.sos112.si/slo/tdocs/naloga_99.pdf (Pridobljeno 2. 7. 2014.)

Ministrstvo za obrambo RS, Uprava RS za zaščito in reševanje. 2013. Ocena potresne ogroženosti Republike Slovenije. Ljubljana: 112 str.

Pekolj, P. 2013. Ocena potresne odpornosti zidane stavbe Posočju. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba P. Pekolj): 53 str.

Ristič, U. 2013. Ocena potresne odpornosti zidanega objekta v Zgornjem Posočju. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba U. Ristič): 35 str.

SPO Škofja Loka, 1965. Projektna dokumentacija za stanovanjski blok s statičnimi izračuni. Škofja Loka, Slovenija Projekt: 31 str.

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

Standardi:

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

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

SIST EN 1998-1: 2006. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.

SIST EN 1998-1: 2006. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. Del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1998-3:2006. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. del: Ocena in prenova stavb.

Pravilniki:

Pravilnik o tehničnih predpisih za grajenje na potresnih območjih. Uradni list SFRJ št. 39/1964: 1-23

SEZNAM PRILOG

PRILOGA A: KARTE POTRESNE NEVARNOSTI

PRILOGA B: KONSTRUKCIJSKI SKLOPI MEDETAŽNIH KONSTRUKCIJ

PRILOGA C: KONSTRUKCIJSKI SKLOPI OPEČNIH STEN

PRILOGA D: TLORIS PRITLIČJA IN KARAKTERISTIČNE ETAŽE STAVBE V ŠKOFJI LOKI

PRILOGA E: NOSILNI ZIDOVI V PRITLIČJU V X IN Y SMERI

PRILOGA F: EFEKTIVNE POVRŠINE ZIDOV V PRITLIČJU V SMERI X

PRILOGA G: EFEKTIVNE POVRŠINE ZIDOV V PRITLIČJU V SMERI Y

PRILOGA H: TLORISNE POVRŠINE MEDETAŽNIH KONSTRUKCIJ IN OSTREŠJA

PRILOGA I: VPLIVNE POVRŠINE OSTREŠJA IN MEDETAŽNIH KONSTRUKCIJ

PRILOGA J: OBTEŽBA, KI IZVIRA IZ LASTNE TEŽE ZIDOV - PRIMER ZA STENO S1X

PRILOGA K: OBTEŽBA, KI IZVIRA IZ LASTNE TEŽE ZIDOV - PRIMER ZA STENO S1Y

PRILOGA L: OBTEŽBA, KI IZVIRA IZ LASTNE TEŽE ZIDOV - MANSARDA Y SMER

PRILOGA M: OBTEŽBA, KI IZVIRA IZ LASTNE TEŽE ZIDOV - MANSARDA X SMER

PRILOGA N: GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE ZA ZIDOVE V PRITLIČJU

PRILOGA O: RAZDELITEV POTRESNE SILE NA ZIDOVE V RAZMERJU TOGOSTI

PRILOGA P: OSNE SILE ZA ZIDOVE PRITLIČJA V X IN Y SMERI

PRILOGA Q: ELASTIČNA ANALIZA PRITLIČJA NA POTRESNO OBTEŽBO V SMERI X IN Y

PRILOGA R: PODATKI ZA BILINEARNE DIAGRAME KRIVULJE ODPORNOSTI

PRILOGA S: STANJE ZIDOV V SMERI X (ELASTIČNA ANALIZA)

PRILOGA T: STANJE ZIDOV V SMERI Y (ELASTIČNA ANALIZA)

PRILOGA U: STANJE ZIDOV V SMERI X (NELINEARNA STATIČNA POTISNA ANALIZA)

PRILOGA V: STANJE ZIDOV V SMERI Y (NELINEARNA STATIČNA POTISNA ANALIZA)

PRILOGA V: STANJE ZIDOV V SMERI Y (NELINEARNA STATIČNA POTISNA ANALIZA)

PRILOGA W: KRIVULJA ODPORNOSTI X (NELINEARNA STATIČNA POTISNA ANALIZA)

PRILOGA X: KRIVULJA ODPORNOSTI Y (NELINEARNA STATIČNA POTISNA ANALIZA)

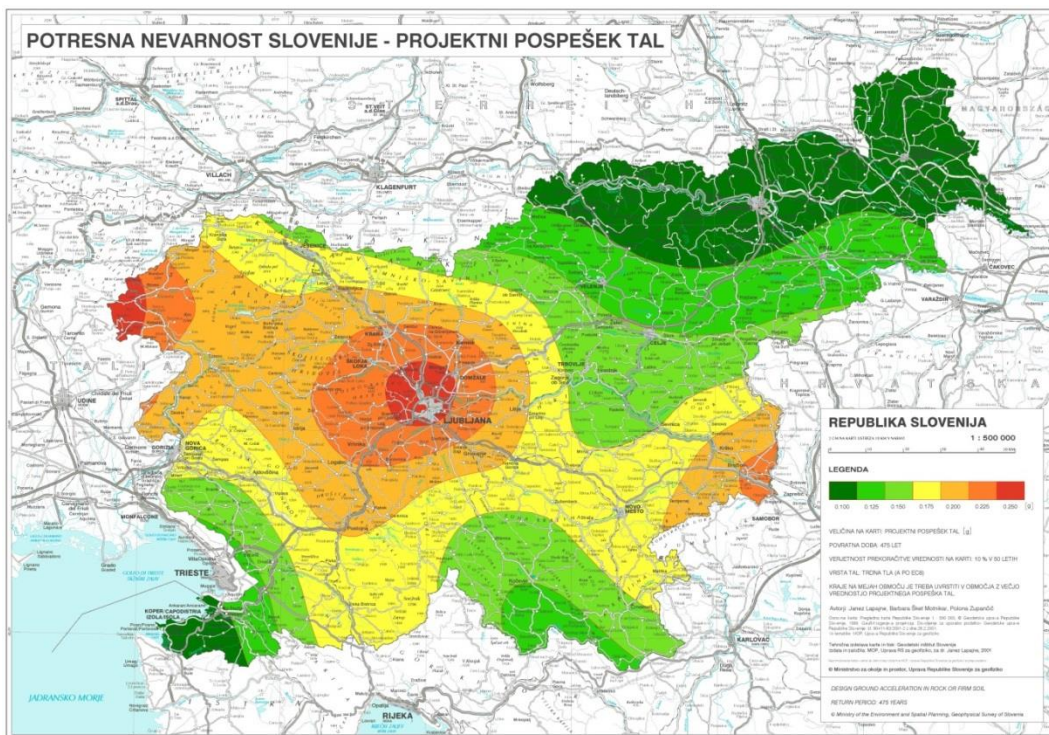
PRILOGA Y: POŠKODOVANA OBJEKTA PO POTRESU V BOVCU LETA 1998

PRILOGA Z: STANOVANJSKI BLOK V ŠKOFJI LOKI, KI GA ANALIZIRAMO V NALOGI

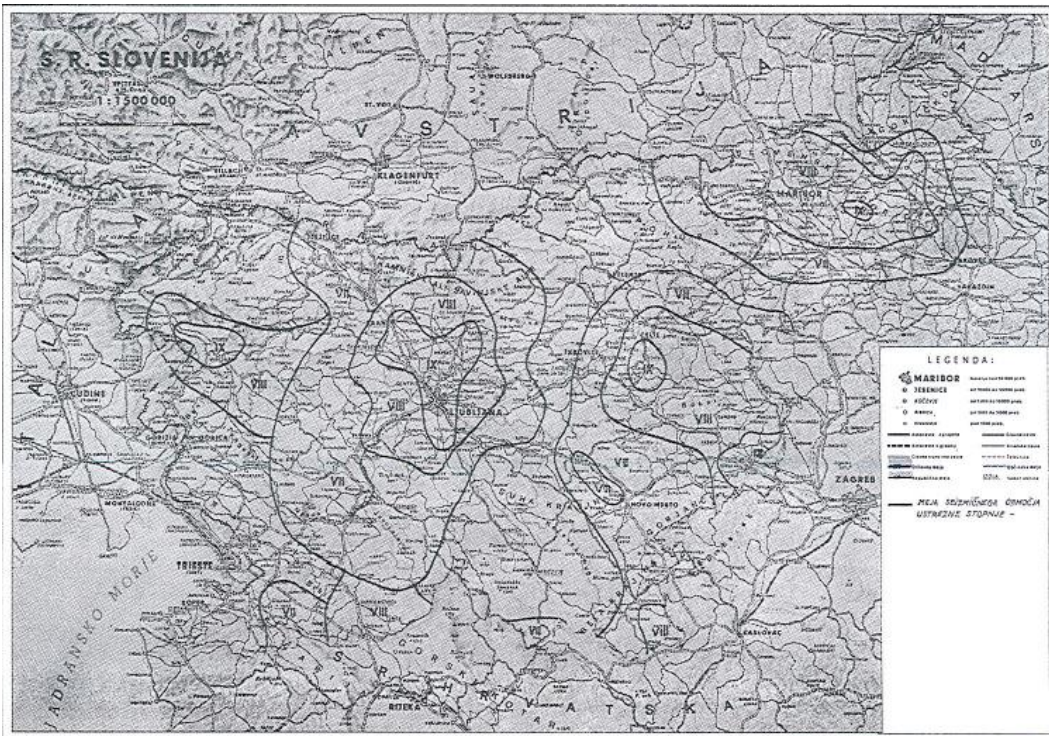
PRILOGA AA: NATANČNEJŠI IZRAČUN LASTNE TEŽE KONSTRUKCIJSKIH SKLOPOV

PRILOGA A: KARTE POTRESNE NEVARNOSTI

Karta projektnega pospeška tal Slovenije iz leta 2001 je temeljna karta, ki opisuje potresno nevarnost Slovenije, avtor je Janez Lapajne s sodelavci. Uporablja se skupaj s standardi Evrokod 8.

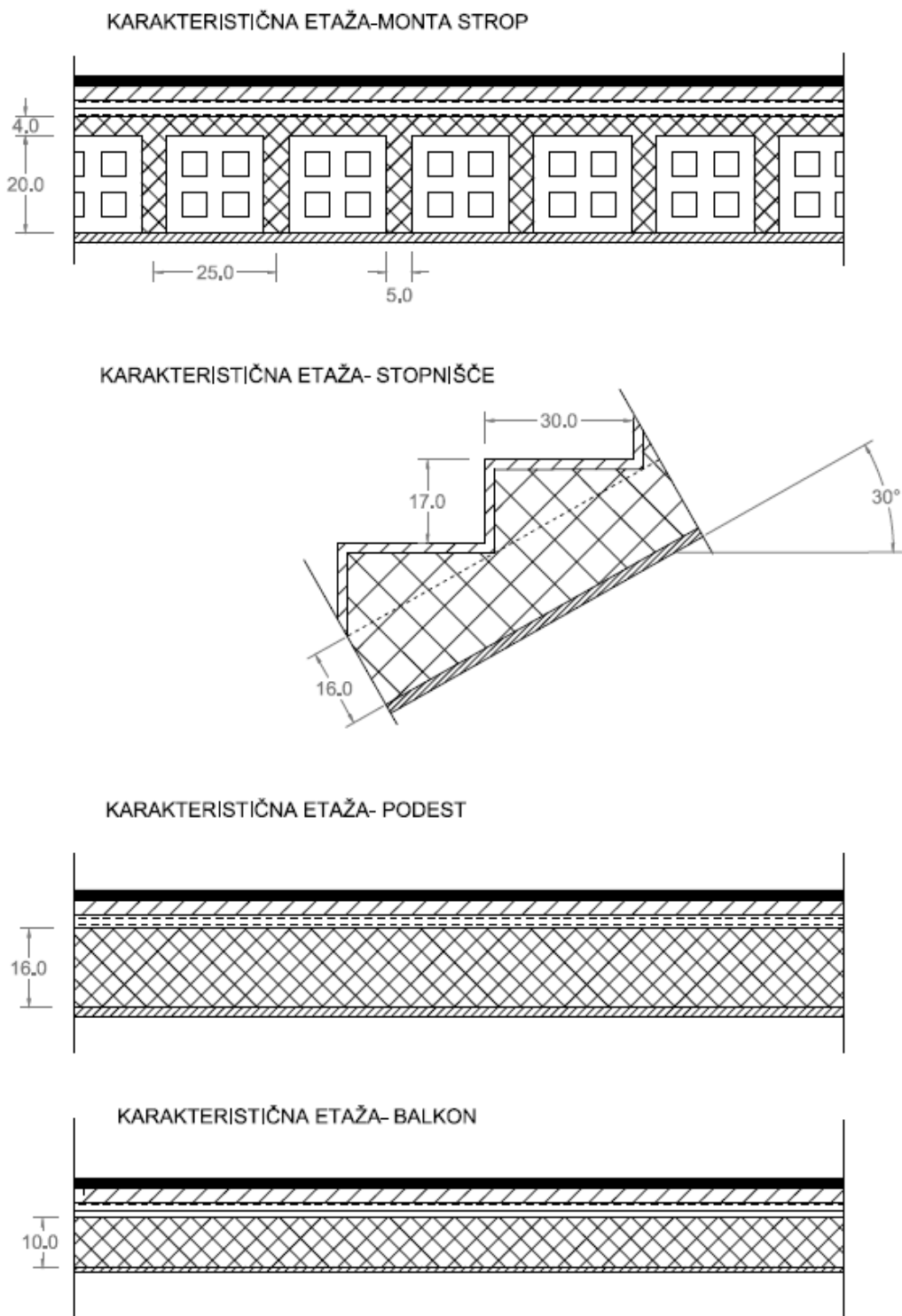


Seizmološka karta Jugoslavije se je uporabljala skupaj s Pravilnikom o tehničnih predpisih za gradnje na potresnih področjih. Izdal jo je Seizmološki zavod FLRJ leta 1950.



PRILOGA B: KONSTRUKCIJSKI SKLOPI MEDETAŽNIH KONSTRUKCIJ

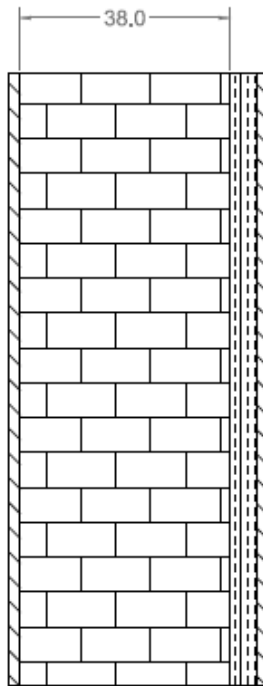
V prilogi so prikazani konstrukcijski sklopi medetažnih konstrukcij. Označene so bistvene dimenzije nosilne konstrukcije v *cm*.



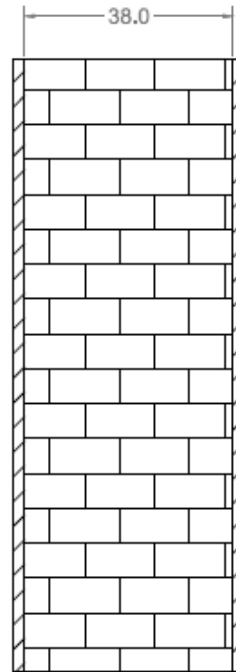
PRILOGA C: KONSTRUKCIJSKI SKLOPI OPEČNIH STEN

Prikazani so konstrukcijski sestavi opečnih sten v pritlični karakterističnih etažah in mansardi.

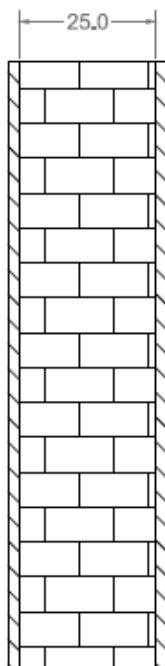
ZUNANJA "38 cm"
STENA



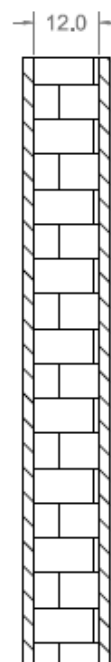
NOTRANJA "38 cm"
STENA



NOTRANJA "25 cm"
STENA

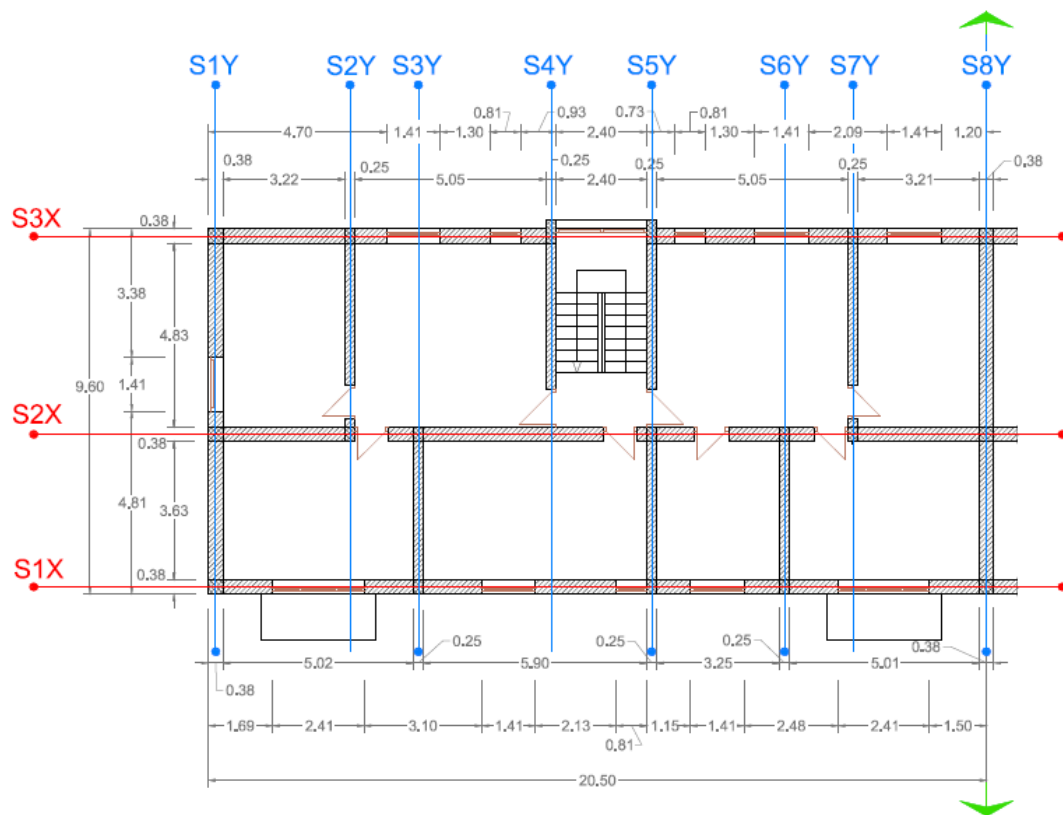


NOTRANJA "12 cm"
STENA

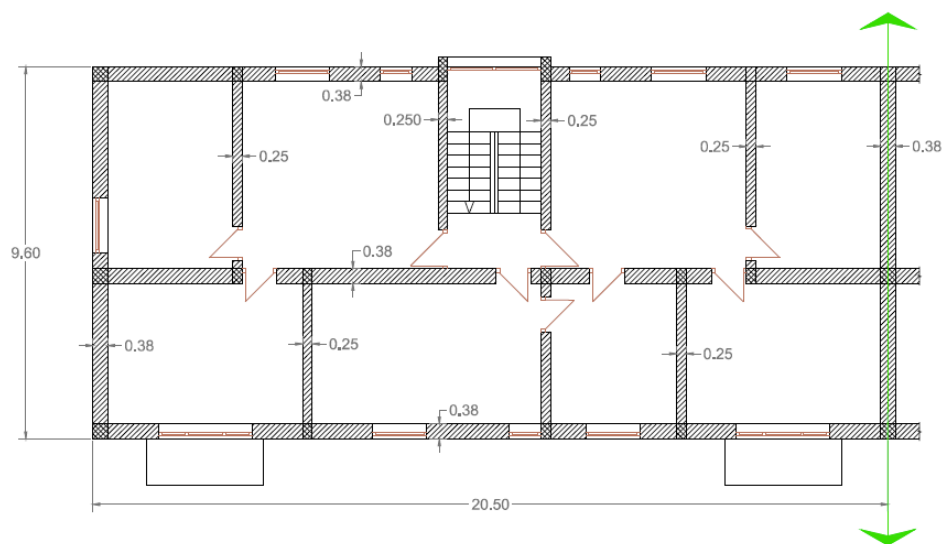


PRILOGA D: TLORIS PRITLIČJA IN KARAKTERISTIČNE ETAŽE STAVBE V ŠKOFJI LOKI

Tloris pritlične etaže (200) z označenimi dimenzijami in pozicijami sten.



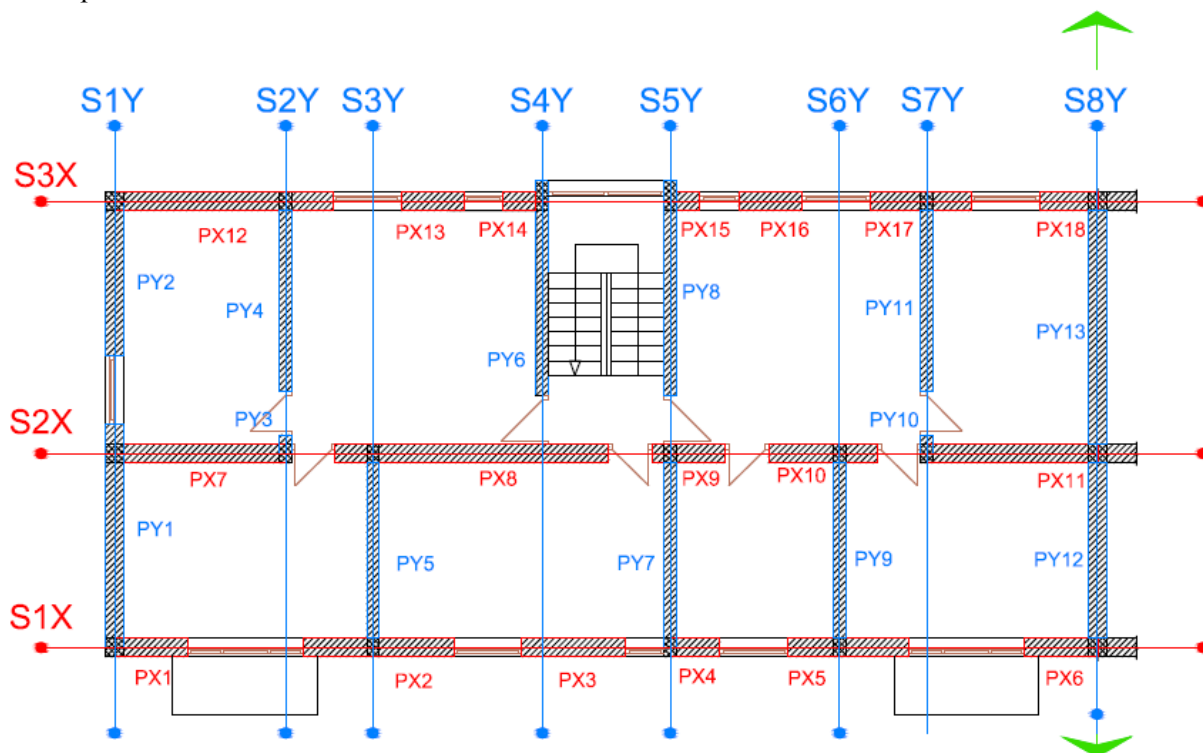
Tloris karakteristične etaže (300, 400, 500, 600) z označenimi debelinami zidov.



PRILOGA E: NOSILNI ZIDOVI V PRITLIČJU V X IN Y SMERI

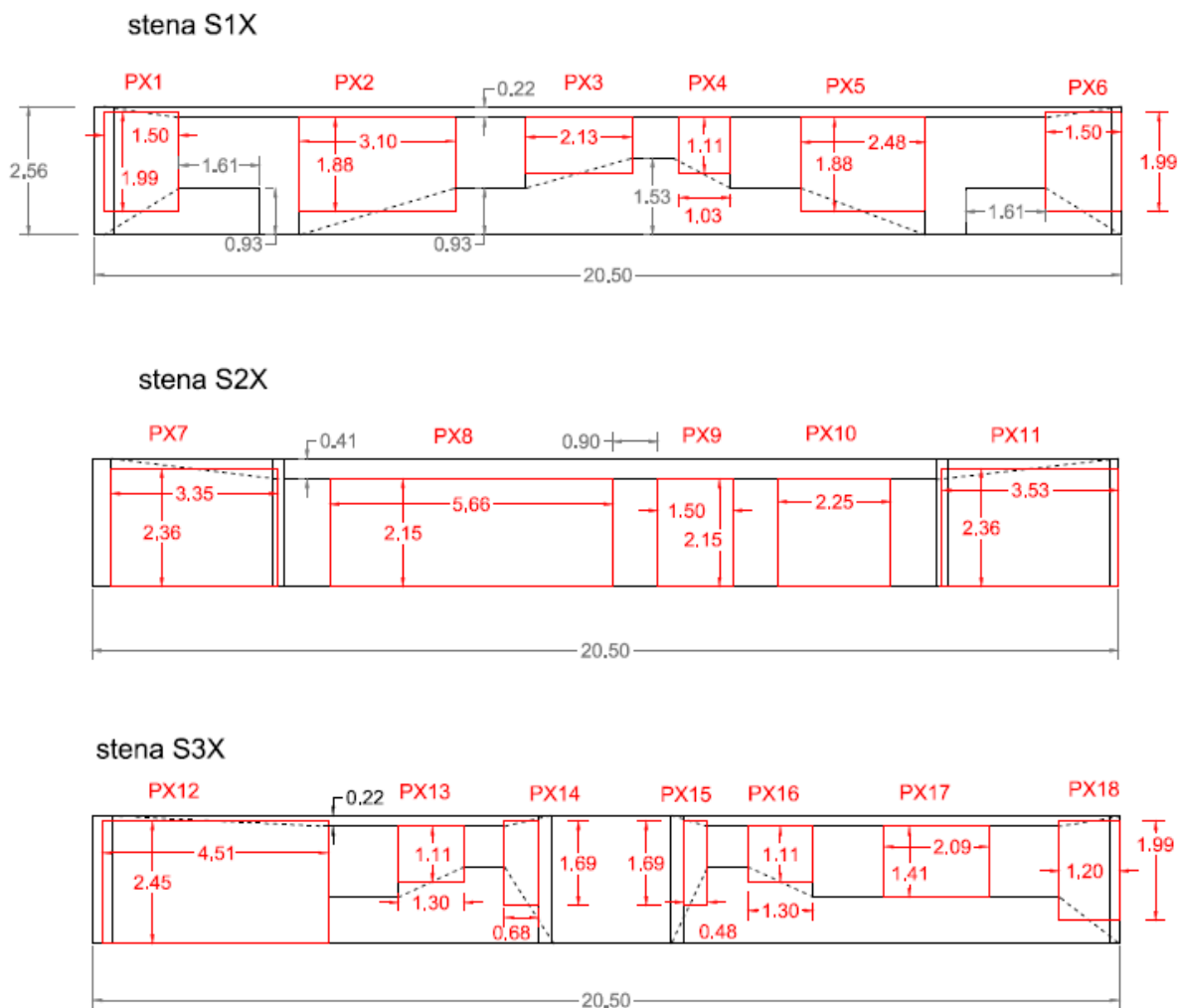
Na sliki so v tlorisu označeni nosilni zidovi v X (rdeča barva) in Y smeri (modra barva) ter pozicije sten. Zidove razvrstimo po vrsti gledano od spodnjega levega kota.

Tloris pritlične etaže z nosilnimi zidovi



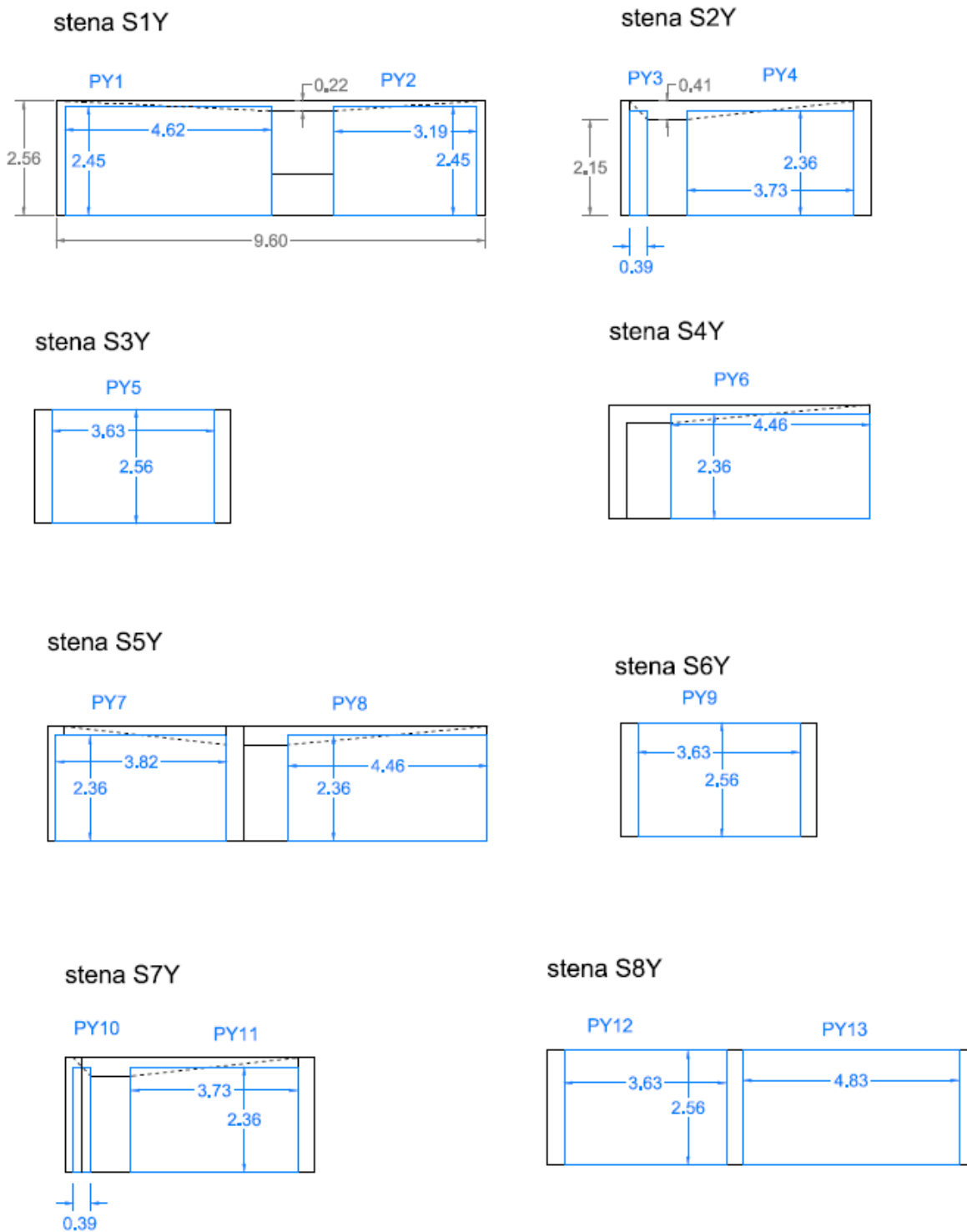
PRILOGA F: EFEKTIVNE POVRŠINE ZIDOV V PRITLIČJU V SMERI X

Označene so dimenzije efektivnih površin zidov v rdeči barvi ter višina preklad in parapetov pod odprtini za vse tri stene v smeri X.



PRILOGA G: EFEKTIVNE POVRŠINE ZIDOV V PRITLIČJU V SMERI Y

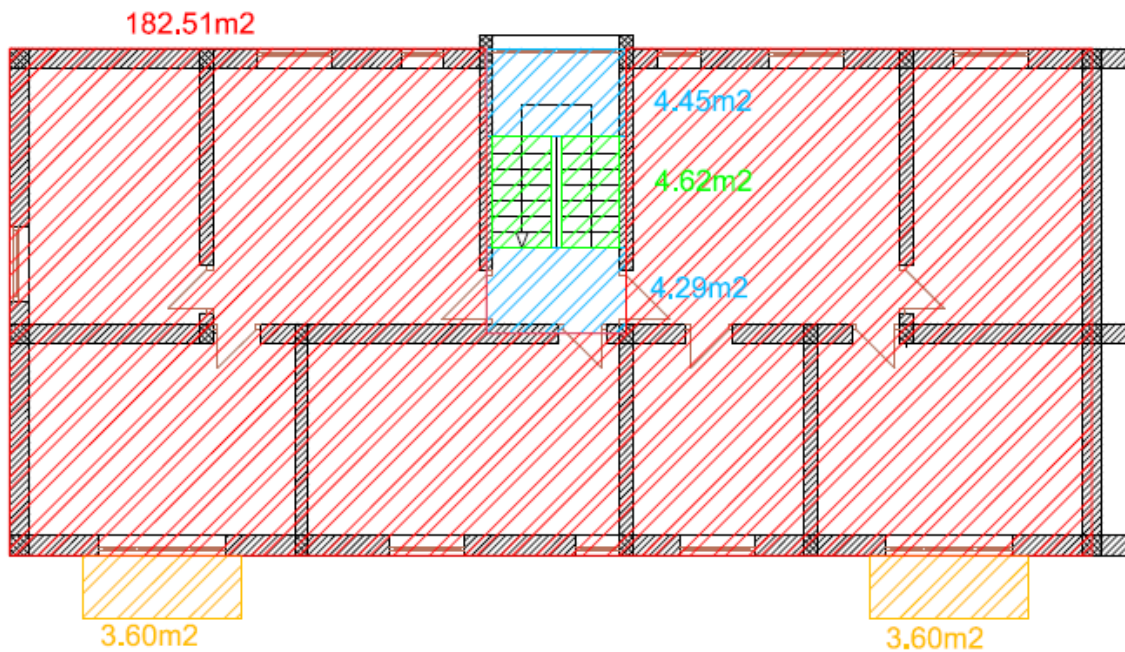
Podobno kot za smer X v prilogi F naredimo še za zidove v smeri Y, le da efektivne površine zidov označimo z modro barvo.



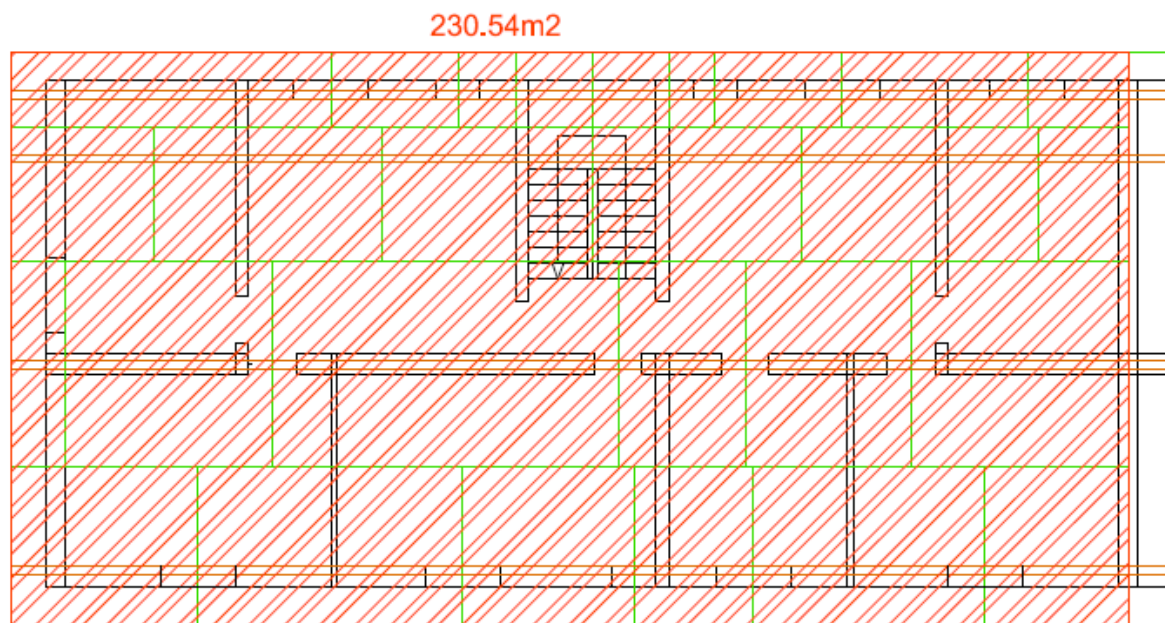
PRILOGA H: TLORISNE POVRŠINE MEDETAŽNIH KONSTRUKCIJ IN OSTREŠJA

Označene so površine v m^2 stropa, balkonov, podestov in stopnic za medetažne konstrukcije ter tlorisna površina ostrešja.

TLORIS PRITLIČJA (200):



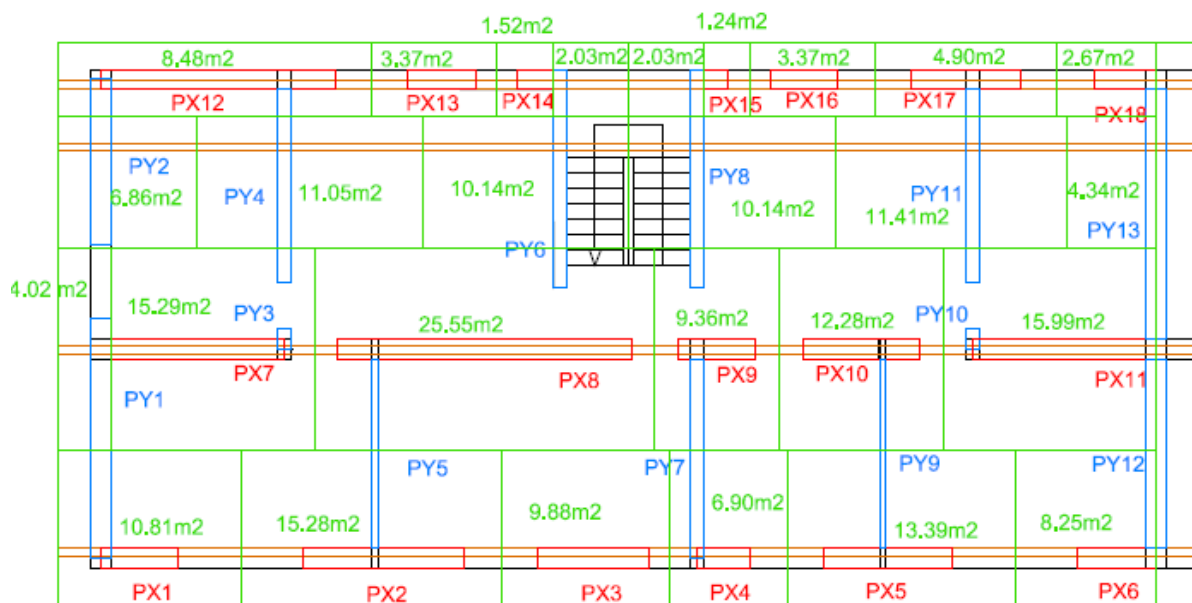
TLORIS OSTREŠJA



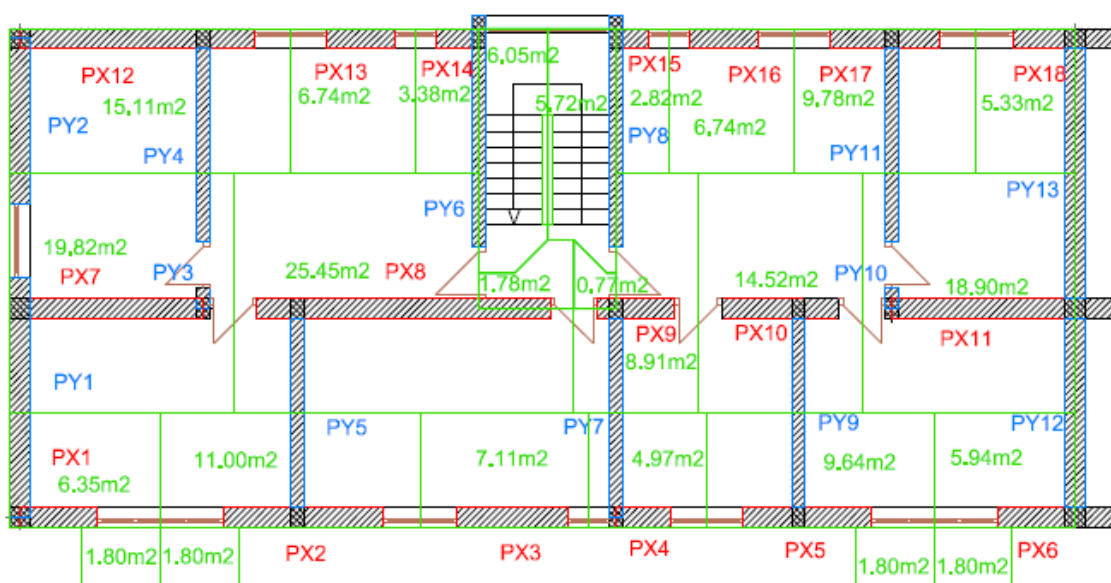
PRILOGA I: VPLIVNE POVRŠINE OSTREŠJA IN MEDETAŽNIH KONSTRUKCIJ

Zgornja slika prikazuje vplivne površine ostrešja, kako se obtežba ostrešja prenese na zidove, spodnja slika pa vplivne površine medetažnih konstrukcij.

VPLIVNE POVRŠINE: OSTREŠJE

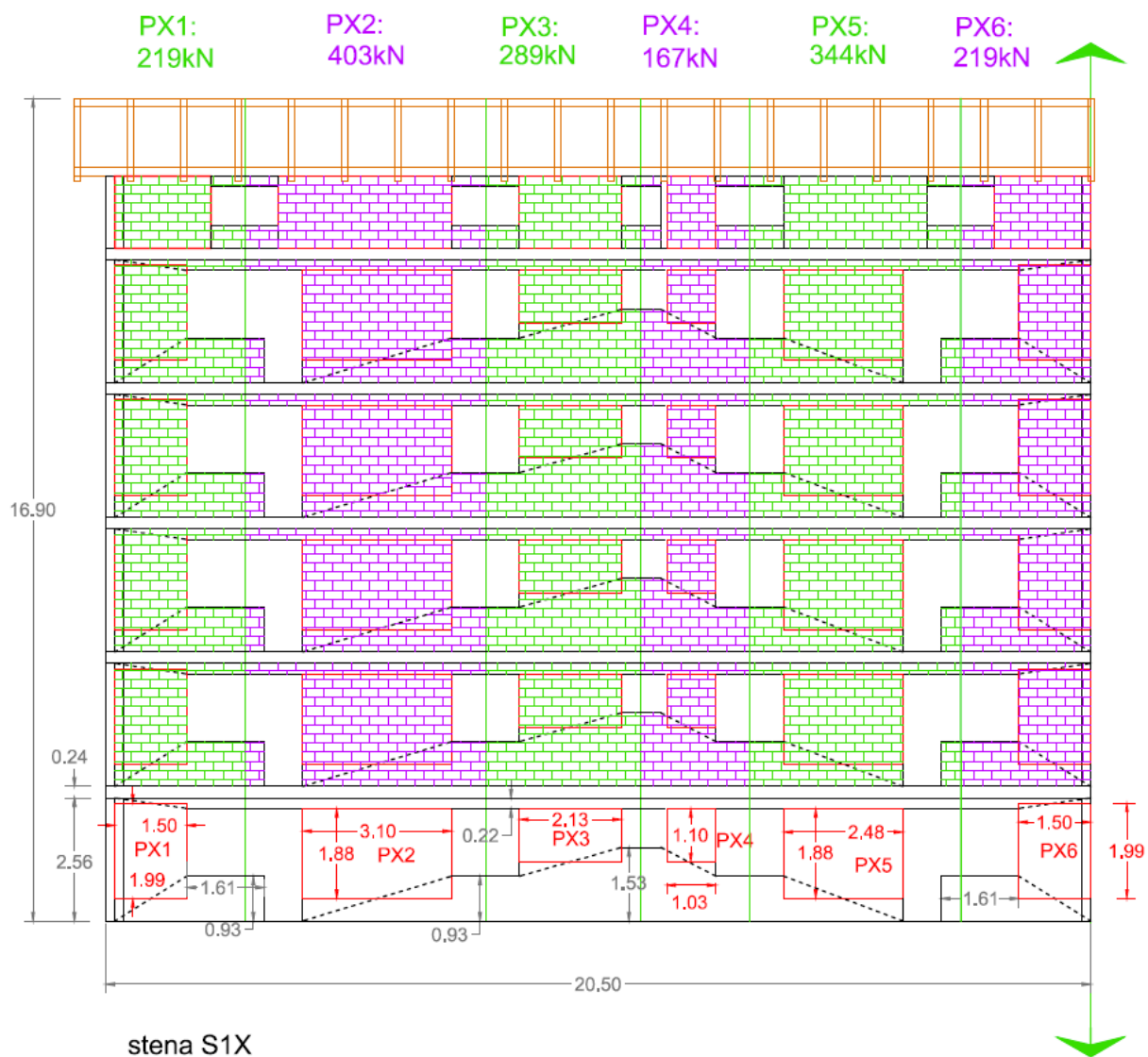


VPLIVNE POVRŠINE: MEDETAŽNE KONSTRUKCIJE



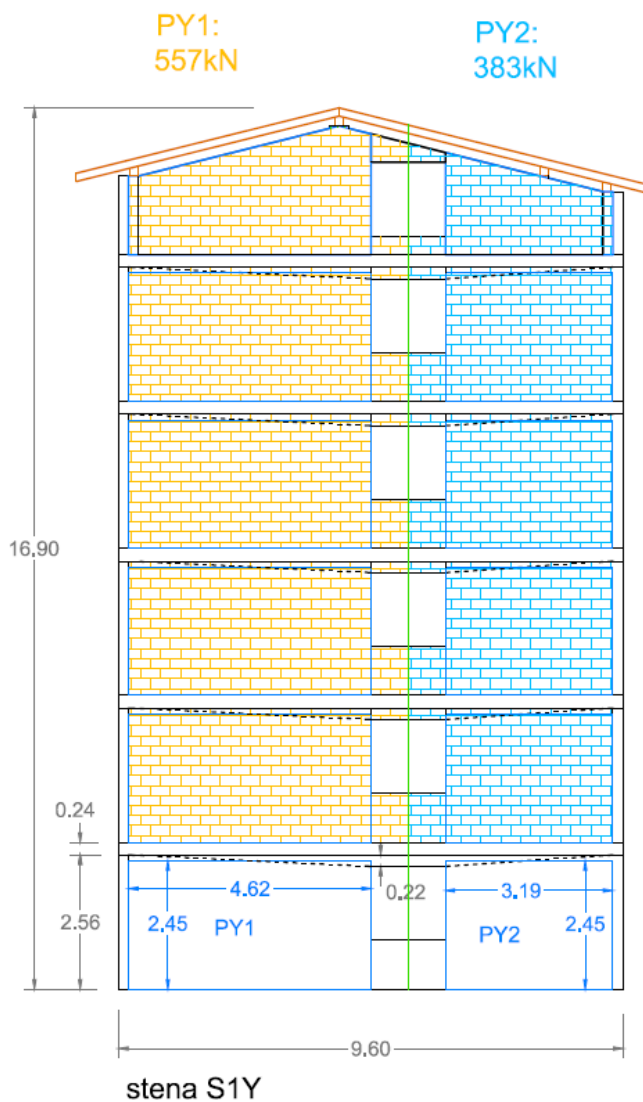
PRILOGA J: OBTEŽBA, KI IZVIRA IZ LASTNE TEŽE ZIDOV - PRIMER ZA STENO S1X

Na sliki za primer stene S1X prikažemo, katere vertikalne površine odpadejo na posamezne zidove v pritličju. Zgoraj so v kN napisane vrednosti obtežbe, ki jih čutijo pritlični zidovi na spodnji ploskvi X smeri.



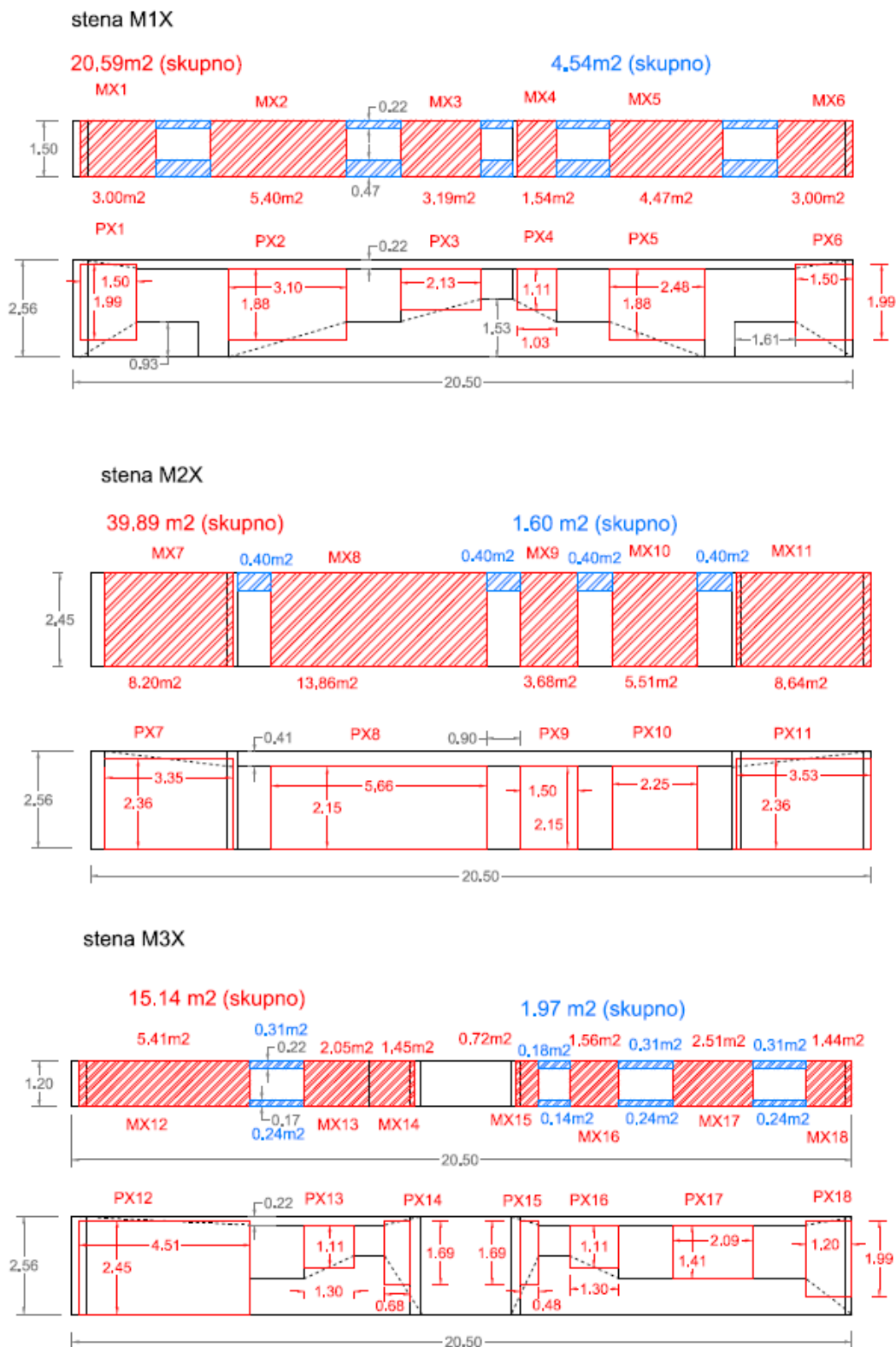
PRILOGA K: OBTEŽBA, KI IZVIRA IZ LASTNE TEŽE ZIDOV- PRIMER ZA STENO S1Y

Na sliki za primer stene S1Y prikažemo, katere vertikalne površine odpadejo na posamezne zidove v pritličju. Zgoraj so v *kN* napisane vrednosti obtežbe, ki jih čutijo pritlični zidovi na spodnji ploskvi v Y smeri.



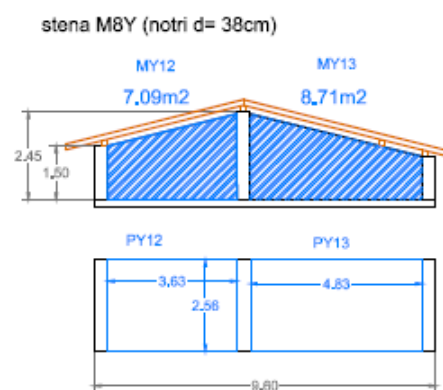
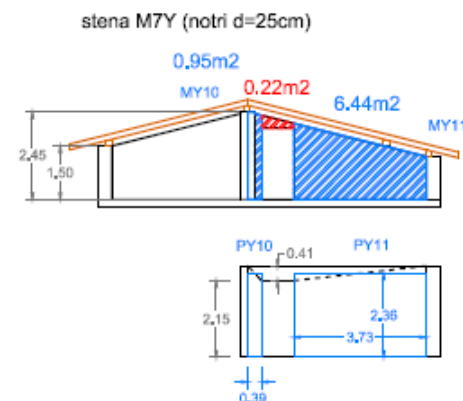
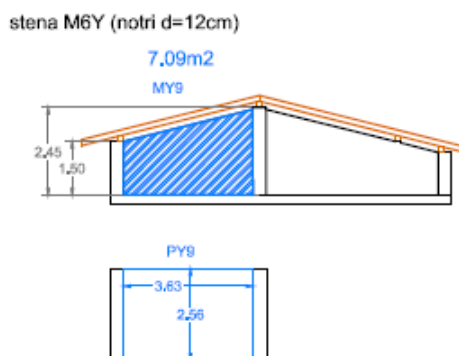
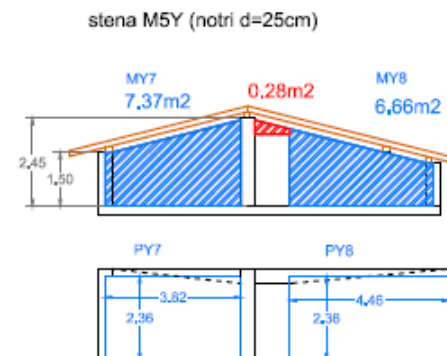
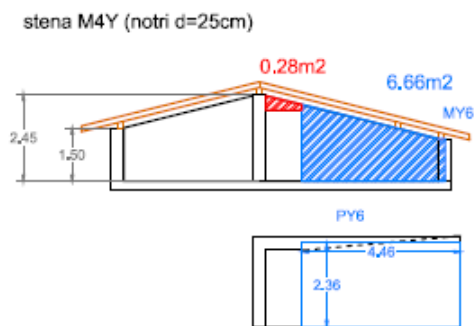
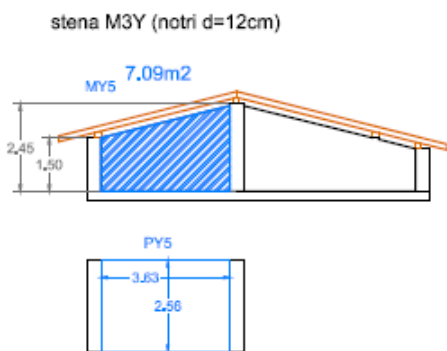
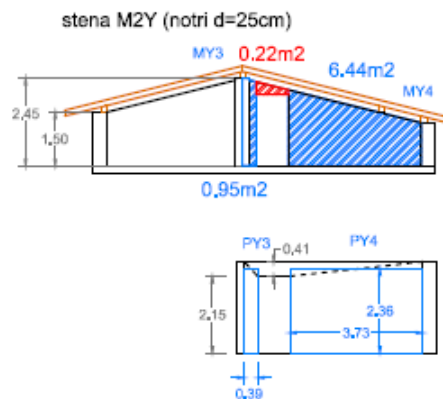
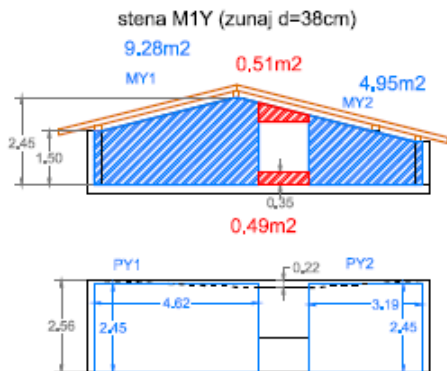
PRILOGA L: OBTEŽBA, KI IZVIRA IZ LASTNE TEŽE ZIDOV- MANSARDA X SMER

Slika prikazuje natančnejši izračun površin zidov, parapetov in preklad v mansardi v smeri X in njihov doprinos k obtežbi pritličnih zidov.



PRILOGA M: OBTEŽBA, KI IZVIRA IZ LASTNE TEŽE ZIDOV- MANSARDA Y SMER

Slika prikazuje izračun površin zidov, parapetov in preklad v mansardi v smeri Y in njihov doprinos k obtežbi pritličnih zidov.



PRILOGA N: GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE ZA ZIDOVE V PRITLIČJU

Po vrsti so v preglednici zapisani naslednji podatki za zid: številka stene, oznaka zidu, dolžina, debelina, višina, efektivna višina, tlorisna površina, efektivna površina zidu.

Št. Stene	Oznaka zidu	l [m]	t [m]	h [m]	h_{eff} [m]	A_W [m ²]	A_{eff} [m ²]
SX1	PX1	1,50	0,38	2,56	1,99	0,57	2,98
SX1	PX2	3,10	0,38	2,56	1,88	1,18	5,81
SX1	PX3	2,13	0,38	2,56	1,11	0,81	2,36
SX1	PX4	1,03	0,38	2,56	1,11	0,39	1,14
SX1	PX5	2,48	0,38	2,56	1,88	0,94	4,65
SX1	PX6	1,50	0,38	2,56	1,99	0,57	2,98
SX2	PX7	3,35	0,38	2,56	2,36	1,27	7,88
SX2	PX8	5,66	0,38	2,56	2,15	2,15	12,17
SX2	PX9	1,50	0,38	2,56	2,15	0,57	3,23
SX2	PX10	2,25	0,38	2,56	2,15	0,86	4,84
SX2	PX11	3,53	0,38	2,56	2,36	1,34	8,30
SX3	PX12	4,51	0,38	2,56	2,45	1,71	11,05
SX3	PX13	1,30	0,38	2,56	1,11	0,49	1,44
SX3	PX14	0,68	0,38	2,56	1,69	0,26	1,15
SX3	PX15	0,48	0,38	2,56	1,69	0,18	0,81
SX3	PX16	1,30	0,38	2,56	1,11	0,49	1,44
SX3	PX17	2,09	0,38	2,56	1,41	0,79	2,95
SX3	PX18	1,20	0,38	2,56	1,99	0,46	2,38
Št. Stene	Oznaka zidu	l [m]	t [m]	h [m]	h_{eff} [m]	A_W [m ²]	A_{eff} [m ²]
SY1	PY1	4,62	0,38	2,56	2,45	1,76	11,32
SY1	PY2	3,19	0,38	2,56	2,45	1,21	7,82
SY2	PY3	0,39	0,25	2,56	2,36	0,10	0,92
SY2	PY4	3,73	0,25	2,56	2,36	0,93	8,78
SY3	PY5	3,63	0,25	2,56	2,56	0,91	9,29
SY4	PY6	4,46	0,25	2,56	2,36	1,12	10,50
SY5	PY7	3,82	0,25	2,56	2,36	0,96	9,00
SY5	PY8	4,46	0,25	2,56	2,36	1,12	10,50
SY6	PY9	3,63	0,25	2,56	2,56	0,91	9,29
SY7	PY10	0,39	0,25	2,56	2,36	0,10	0,92
SY7	PY11	3,73	0,25	2,56	2,36	0,93	8,78
SY8	PY12	3,63	0,19	2,56	2,56	0,69	9,29
SY8	PY13	4,83	0,19	2,56	2,56	0,92	12,36
					SKUPAJ X	15,04	
					SKUPAJ Y	11,64	

PRILOGA O: RAZDELITEV POTRESNE SILE NA ZIDOVE V RAZMERJU TOGOSTI

Po vrsti so v preglednici zapisani naslednji podatki za zid: oznaka zidu, dolžina, debelina, višina, efektivna višina, tlorisna površina, togost zidu ter potresna sila, ki odpade na zid.

oznaka zidu	l [m]	t [m]	h [m]	h_{eff} [m]	A_w [m ²]	k [kN/m]	F_{di} [kN]
PX1	1,50	0,38	2,56	1,99	0,57	146447,2	117,1
PX2	3,10	0,38	2,56	1,88	1,18	363556,8	290,8
PX3	2,13	0,38	2,56	1,11	0,81	425858,6	340,6
PX4	1,03	0,38	2,56	1,11	0,39	188288,1	150,6
PX5	2,48	0,38	2,56	1,88	0,94	285142,6	228,1
PX6	1,50	0,38	2,56	1,99	0,57	146447,2	117,1
PX7	3,35	0,38	2,56	2,36	1,27	308440,2	246,7
PX8	5,66	0,38	2,56	2,15	2,15	591620,4	473,2
PX9	1,50	0,38	2,56	2,15	0,57	131785,2	105,4
PX10	2,25	0,38	2,56	2,15	0,86	218499,0	174,8
PX11	3,53	0,38	2,56	2,36	1,34	326584,1	261,2
PX12	4,51	0,38	2,56	2,45	1,71	407584,7	326,0
PX13	1,30	0,38	2,56	1,11	0,49	248751,1	199,0
PX14	0,68	0,38	2,56	1,69	0,26	56840,2	45,5
PX15	0,48	0,38	2,56	1,69	0,18	28971,3	23,2
PX16	1,30	0,38	2,56	1,11	0,49	248751,1	199,0
PX17	2,09	0,38	2,56	1,41	0,79	323136,1	258,5
PX18	1,20	0,38	2,56	1,99	0,46	108041,4	86,4
					SKUPAJ	4554745,4	3643,0

oznaka zidu	l [m]	t [m]	h [m]	h_{eff} [m]	A_w [m ²]	k [kN/m]	F_{di} [kN]
PY1	4,62	0,38	2,56	2,45	1,76	418094,0	559,8
PY2	3,19	0,38	2,56	2,45	1,21	280208,6	375,2
PY3	0,39	0,25	2,56	2,36	0,10	5314,0	7,1
PY4	3,73	0,25	2,56	2,36	0,93	228404,2	305,8
PY5	3,63	0,25	2,56	2,56	0,91	202543,6	271,2
PY6	4,46	0,25	2,56	2,36	1,12	276312,7	370,0
PY7	3,82	0,25	2,56	2,36	0,96	234336,8	313,8
PY8	4,46	0,25	2,56	2,36	1,12	276312,7	370,0
PY9	3,63	0,25	2,56	2,56	0,91	202543,6	271,2
PY10	0,39	0,25	2,56	2,36	0,10	5314,0	7,1
PY11	3,73	0,25	2,56	2,36	0,93	228404,2	305,8
PY12	3,63	0,19	2,56	2,56	0,69	153933,1	206,1
PY13	4,83	0,19	2,56	2,56	0,92	209164,5	280,1
					SKUPAJ	2720886,0	3643,0

PRILOGA Q: ELASTIČNA ANALIZA PRITLIČJA NA POTRESNO OBTEŽBO V SMERI X IN Y

V preglednici so povzete ugotovitve elastične analize, kjer smo preverjali odpornost zidov na strižno porušitev z zdrsom, diagonalnimi razpokami in upogibno porušitev. V smeri X je odpornost zadostna, v smeri Y pa je obremenitev večja od odpornosti.

oznaka zidu	GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE ZIDOV								SILE IN NAPETOSTI		ZDRS		DIAG. RAZP.		UPOGIB		ZDRS UPOŠTEVAMO		ZDRSA NE UPOŠTEVAMO		
	l [m]	t [m]	h_{eff} [m]	A_w [m ²]	h_{eff} [m]	faktor b	N_d [kN]	σ_d [kN/m ²]	F_d [kN]	R_{vd} [kN]	F_d/R_d	R_{td} [kN]	F_d/R_d	R_{fd} [kN]	F_d/R_d	$R_d, mer.$ [kN]	F_d/R_c	porušitev	$R_d, mer.$ [kN]	F_d/R_d	porušitev
PX1	1,50	0,38	1,99	0,57	1,32	1,41	390,0	684,2	117,1	85,6	1,37	160,2	0,73	215,5	0,54	85,6	1,37	zdrs	160,2	0,73	ni porušč.
PX2	3,10	0,38	1,88	1,18	0,60	1,10	673,7	571,9	290,8	226,8	1,28	396,4	0,73	863,6	0,34	226,8	1,28	zdrs	396,4	0,73	ni porušč.
PX3	2,13	0,38	1,11	0,81	0,52	1,10	445,7	550,7	340,6	160,8	2,12	268,5	1,27	670,3	0,51	160,8	2,12	zdrs	268,5	1,27	diag. Razp.
PX4	1,03	0,38	1,11	0,39	1,08	1,29	277,0	711,0	150,6	67,5	2,23	121,5	1,24	184,3	0,82	67,5	2,23	zdrs	121,5	1,24	diag. Razp.
PX5	2,48	0,38	1,88	0,94	0,76	1,13	584,7	620,5	228,1	175,1	1,30	319,1	0,71	584,9	0,39	175,1	1,30	zdrs	319,1	0,71	ni porušč.
PX6	1,50	0,38	1,99	0,57	1,32	1,41	379,0	664,9	117,1	83,7	1,40	158,4	0,74	211,6	0,55	83,7	1,40	zdrs	158,4	0,74	ni porušč.
PX7	3,35	0,38	2,36	1,27	0,70	1,10	818,8	644,2	246,7	230,7	0,98	447,0	0,55	868,7	0,28	230,7	0,98	zdrs	447,0	0,55	ni porušč.
PX8	5,66	0,38	2,15	2,15	0,38	0,94	1274,5	592,6	473,2	499,9	0,95	858,6	0,55	2574,2	0,18	499,9	0,95	zdrs	858,6	0,55	ni porušč.
PX9	1,50	0,38	2,15	0,57	1,43	1,47	410,1	719,4	105,4	85,2	1,24	157,3	0,67	205,2	0,51	85,2	1,24	zdrs	157,3	0,67	ni porušč.
PX10	2,25	0,38	2,15	0,86	0,96	1,23	588,5	688,3	174,8	154,0	1,14	277,0	0,63	449,4	0,39	154,0	1,14	zdrs	277,0	0,63	ni porušč.
PX11	3,53	0,38	2,36	1,34	0,67	1,10	821,2	613,1	261,2	260,4	1,00	462,9	0,56	933,2	0,28	260,4	1,00	zdrs	462,9	0,56	ni porušč.
PX12	4,51	0,38	2,45	1,71	0,54	1,10	835,1	487,3	326,0	307,6	1,06	543,4	0,60	1243,0	0,26	307,6	1,06	zdrs	543,4	0,60	ni porušč.
PX13	1,30	0,38	1,11	0,49	0,85	1,18	337,3	682,9	199,0	93,4	2,13	166,4	1,20	289,1	0,69	93,4	2,13	zdrs	166,4	1,20	diag. Razp.
PX14	0,68	0,38	1,69	0,26	2,48	1,50	172,1	665,8	45,5	25,2	1,81	67,6	0,67	51,3	0,89	25,2	1,81	zdrs	51,3	0,89	ni porušč.
PX15	0,48	0,38	1,69	0,18	3,51	1,50	136,1	746,2	23,2	15,1	1,53	49,9	0,46	27,4	0,85	15,1	1,53	zdrs	27,4	0,85	ni porušč.
PX16	1,30	0,38	1,11	0,49	0,85	1,18	334,8	677,7	199,0	92,8	2,14	165,9	1,20	287,7	0,69	92,8	2,14	zdrs	165,9	1,20	diag. Razp.
PX17	2,09	0,38	1,41	0,79	0,67	1,10	488,8	615,5	258,5	154,2	1,68	274,9	0,94	549,4	0,47	154,2	1,68	zdrs	274,9	0,94	ni porušč.
PX18	1,20	0,38	1,99	0,46	1,65	1,50	270,4	593,0	86,4	53,0	1,63	114,1	0,76	125,4	0,69	53,0	1,63	zdrs	114,1	0,76	ni porušč.
																2790,9		SKUPAJ:	4970,5		
																				$F_d, tot./R_d, tot = 0,73$	
oznaka zidu	GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE ZIDOV								SILE IN NAPETOSTI		ZDRS		DIAG. RAZP.		UPOGIB		ZDRS UPOŠTEVAMO		ZDRSA NE UPOŠTEVAMO		
	l [m]	t [m]	h_{eff} [m]	A_w [m ²]	h_{eff} [m]	faktor b	N_d [kN]	σ_d [kN/m ²]	F_d [kN]	R_{vd} [kN]	F_d/R_d	R_{td} [kN]	F_d/R_d	R_{fd} [kN]	F_d/R_d	$R_d, mer.$ [kN]	F_d/R_c	porušitev	$R_d, mer.$ [kN]	F_d/R_d	porušitev
PY1	4,62	0,38	2,45	1,76	0,53	1,10	560,8	319,4	559,8	238,9	2,34	481,8	1,16	924,8	0,61	238,9	2,34	zdrs	481,8	1,16	diag. Razp.
PY2	3,19	0,38	2,45	1,21	0,77	1,13	389,3	321,1	375,2	137,7	2,72	323,2	1,16	442,9	0,85	137,7	2,72	zdrs	323,2	1,16	diag. Razp.
PY3	0,39	0,25	2,36	0,10	6,04	1,50	36,4	373,4	7,1	2,7	2,64	20,7	0,34	5,1	1,38	2,7	2,64	zdrs	5,1	1,38	upogib
PY4	3,73	0,25	2,36	0,93	0,63	1,10	299,1	320,7	305,8	117,2	2,61	256,2	1,19	414,0	0,74	117,2	2,61	zdrs	256,2	1,19	diag. Razp.
PY5	3,63	0,25	2,56	0,91	0,71	1,10	263,0	289,8	271,2	100,3	2,70	241,0	1,13	330,4	0,82	100,3	2,70	zdrs	241,0	1,13	diag. Razp.
PY6	4,46	0,25	2,36	1,12	0,53	1,10	541,4	485,6	370,0	201,9	1,83	353,1	1,05	829,8	0,45	201,9	1,83	zdrs	353,1	1,05	diag. Razp.
PY7	3,82	0,25	2,36	0,96	0,62	1,10	254,0	266,0	313,8	106,8	2,94	247,7	1,27	369,0	0,85	106,8	2,94	zdrs	247,7	1,27	diag. Razp.
PY8	4,46	0,25	2,36	1,12	0,53	1,10	531,5	476,7	370,0	199,3	1,86	350,7	1,05	818,1	0,45	199,3	1,86	zdrs	350,7	1,05	diag. Razp.
PY9	3,63	0,25	2,56	0,91	0,71	1,10	263,0	289,8	271,2	100,3	2,70	241,0	1,13	330,4	0,82	100,3	2,70	zdrs	241,0	1,13	diag. Razp.
PY10	0,39	0,25	2,36	0,10	6,04	1,50	36,4	373,4	7,1	2,7	2,64	20,7	0,34	5,1	1,38	2,7	2,64	zdrs	5,1	1,38	upogib
PY11	3,73	0,25	2,36	0,93	0,63	1,10	299,4	321,1	305,8	117,3	2,61	256,3	1,19	414,4	0,74	117,3	2,61	zdrs	256,3	1,19	diag. Razp.
PY12	3,63	0,19	2,56	0,69	0,71	1,10	202,4	293,5	206,1	76,9	2,68	183,9	1,12	254,0	0,81	76,9	2,68	zdrs	183,9	1,12	diag. Razp.
PY13	4,83	0,19	2,56	0,92	0,53	1,10	266,6	290,5	280,1	117,3	2,39	244,5	1,15	445,6	0,63	117,3	2,39	zdrs	244,5	1,15	diag. Razp.
																1519,4		SKUPAJ:	3189,9		
																				$F_d, tot./R_d, tot = 1,14$	

PRIOLOGA R: PODATKI ZA BILINEARNE DIAGRAME KRIVULJE ODPORNOSTI
(NELINEARNA STATIČNA POTISNA ANALIZA)

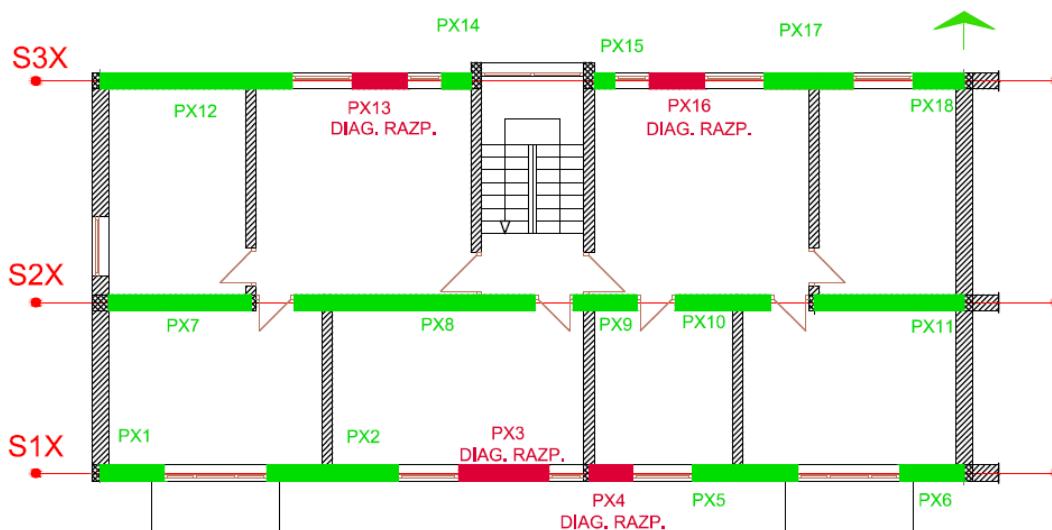
Podatki za bilinearno idealizacijo krivulj odpornosti za smer X in Y so zbrani v preglednici spodaj. Zapisane imamo merodajne duktilnosti in odpornosti, pomike pri mejo elastičnosti in porušitvi.

oznaka zidu	D_u [% h_{eff}]	X os – pomik [m]			Y os – odpornost [kN]		
		izhodišče	meja el. D_y	porušitev D_u	izhodišče	R_d (D_y)	R_d (D_u)
PX1	0,4	0	0,0011	0,0079	0	160,2	160,2
PX2	0,4	0	0,0011	0,0075	0	396,4	396,4
PX3	0,4	0	0,0006	0,0044	0	268,5	268,5
PX4	0,4	0	0,0006	0,0044	0	121,5	121,5
PX5	0,4	0	0,0011	0,0075	0	319,1	319,1
PX6	0,4	0	0,0011	0,0079	0	158,4	158,4
PX7	0,4	0	0,0014	0,0094	0	447,0	447,0
PX8	0,4	0	0,0015	0,0086	0	858,6	858,6
PX9	0,4	0	0,0012	0,0086	0	157,3	157,3
PX10	0,4	0	0,0013	0,0086	0	277,0	277,0
PX11	0,4	0	0,0014	0,0094	0	462,9	462,9
PX12	0,4	0	0,0013	0,0098	0	543,4	543,4
PX13	0,4	0	0,0007	0,0044	0	166,4	166,4
PX14	0,8	0	0,0009	0,0135	0	51,3	51,3
PX15	0,8	0	0,0009	0,0135	0	27,4	27,4
PX16	0,4	0	0,0007	0,0044	0	165,9	165,9
PX17	0,4	0	0,0009	0,0056	0	274,9	274,9
PX18	0,4	0	0,0011	0,0079	0	114,1	114,1
					SKUPAJ:	4970,5	

oznaka zidu	D_u [% h_{eff}]	X os – pomik [m]			Y os – odpornost [kN]		
		izhodišče	meja el. D_y	porušitev D_u	izhodišče	R_d (D_y)	R_d (D_u)
PY1	0,4	0	0,0012	0,0098	0	481,8	481,8
PY2	0,4	0	0,0012	0,0098	0	323,2	323,2
PY3	0,8	0	0,0010	0,0188	0	5,1	5,1
PY4	0,4	0	0,0011	0,0094	0	256,2	256,2
PY5	0,4	0	0,0012	0,0102	0	241,0	241,0
PY6	0,4	0	0,0013	0,0094	0	353,1	353,1
PY7	0,4	0	0,0011	0,0094	0	247,7	247,7
PY8	0,4	0	0,0013	0,0094	0	350,7	350,7
PY9	0,4	0	0,0012	0,0102	0	241,0	241,0
PY10	0,8	0	0,0010	0,0188	0	5,1	5,1
PY11	0,4	0	0,0011	0,0094	0	256,3	256,3
PY12	0,4	0	0,0012	0,0102	0	183,9	183,9
PY13	0,4	0	0,0012	0,0102	0	244,5	244,5
					SKUPAJ:	3189,9	

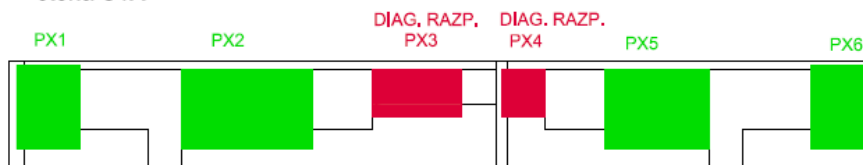
PRILOGA S: STANJE ZIDOV V SMERI X (ELASTIČNA ANALIZA)

V tlorisu in pogledu prikažemo stanje pritličnih zidov po projektnem potresnem vplivu. Z zeleno barvo so označeni zadostno odporni zidovi, rdeča barva pa označuje porušitev.



- DOSEGA MEJNO STANJE NOSILNOSTI
- NE DOSEGA MEJNEGA STANJA NOSILNOSTI

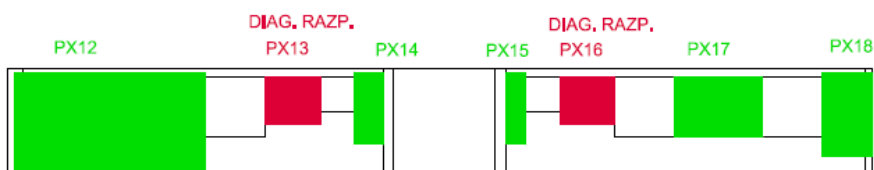
stena S1X



stena S2X



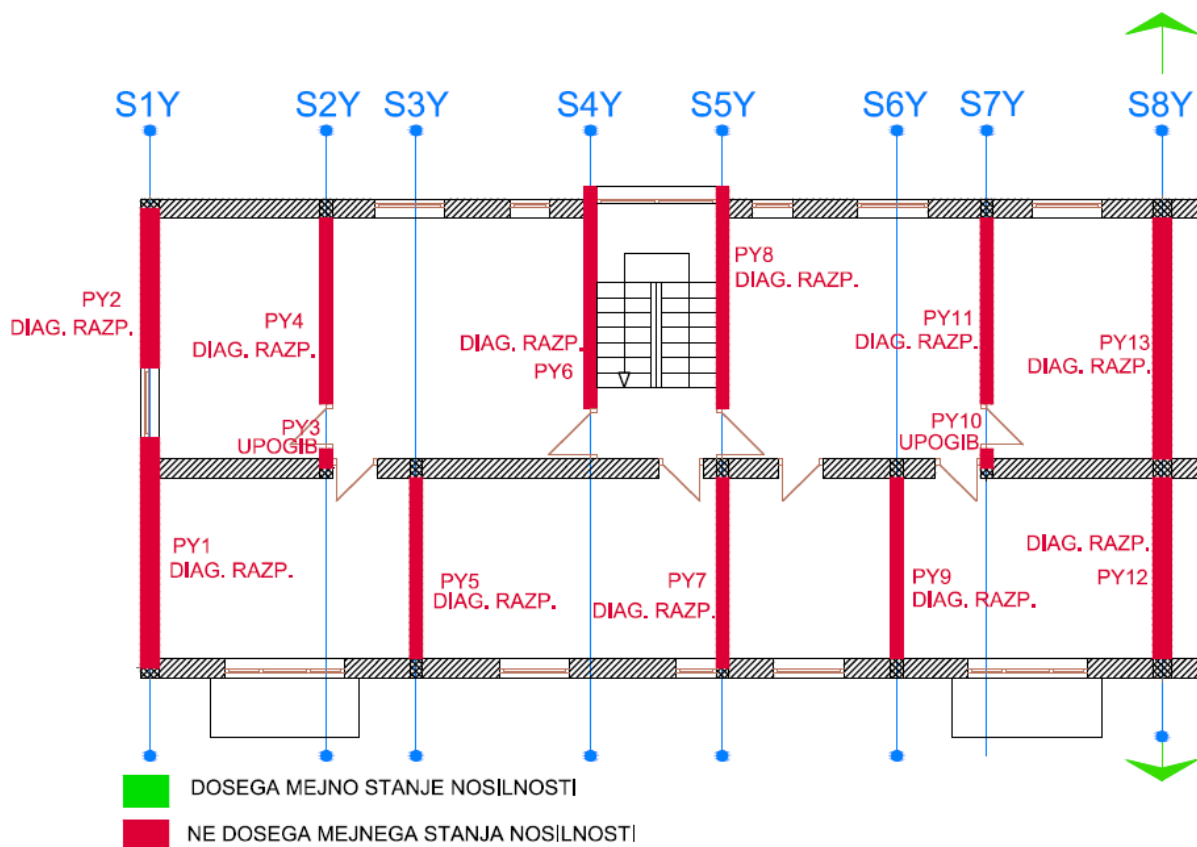
stena S3X



- DOSEGA MEJNO STANJE NOSILNOSTI
- NE DOSEGA MEJNEGA STANJA NOSILNOSTI

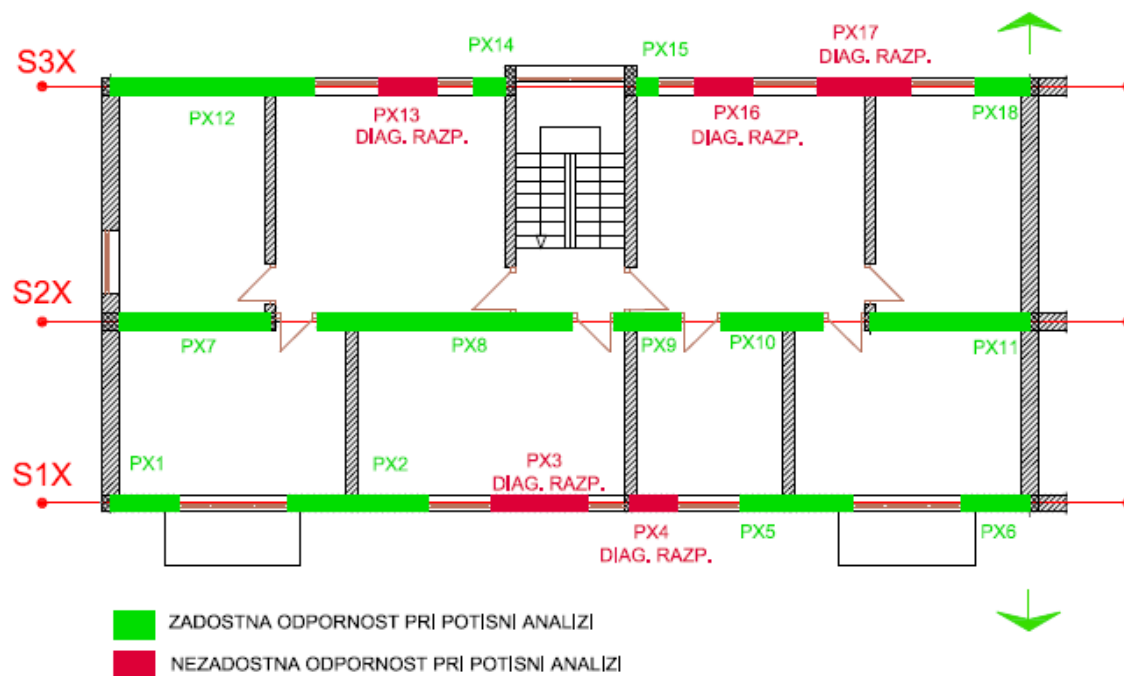
PRILOGA T: STANJE ZIDOV V SMERI Y (ELASTIČNA ANALIZA)

V tlorisu prikažemo stanje pritličnih zidov po projektnem potresnem vplivu. Odpornost vseh zidov v Y smeri po elastični analizi je premajhna in vsi zidovi potresnega vpliva ne bi prenesli.

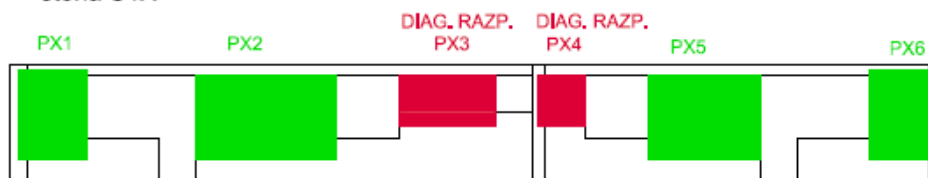


PRILOGA U: STANJE ZIDOV V SMERI X (NELINEARNA STATIČNA POTISNA ANALIZA)

V tlorisu in pogledu je prikazano stanje zidov po projektnem potresnem vplivu. Kot nezadostno odporne označimo zidove, ki ne prenesejo projektnega pomika $0,75\text{ cm}$, kjer odpornost pade pod obremenitev.



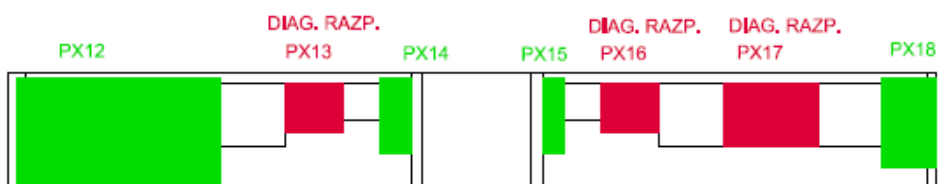
stena S1X



stena S2X

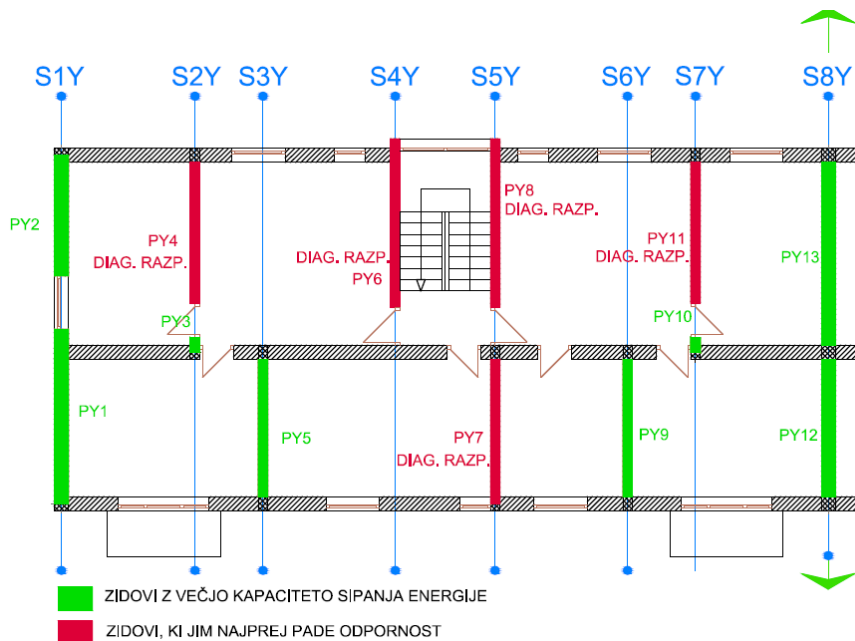


stena S3X



PRILOGA V: STANJE ZIDOV V SMERI Y (NELINEARNA STATIČNA POTISNA ANALIZA)

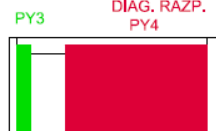
V tlorisu in pogledu je prikazano stanje zidov Y smeri po projektnem potresnem vplivu. Z rdečo barvo označimo zidove, katerim najprej odpišemo nosilnost, to se zgodi pri pomiku etaže 0,94 cm. V osnovi pa v smeri Y objekt nima zadostne odpornosti in potresnega vpliva ne bi prenesel.



stena S1Y



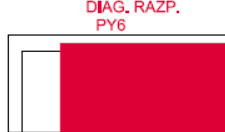
stena S2Y



stena S3Y



stena S4Y



stena S5Y



stena S6Y



Green = ZIDOVI Z VEČJO KAPACITETO SIPANJA ENERGIJE
 Red = ZIDOVI, KI JIM NAJPREJ PADE ODPORNOST

stena S7Y



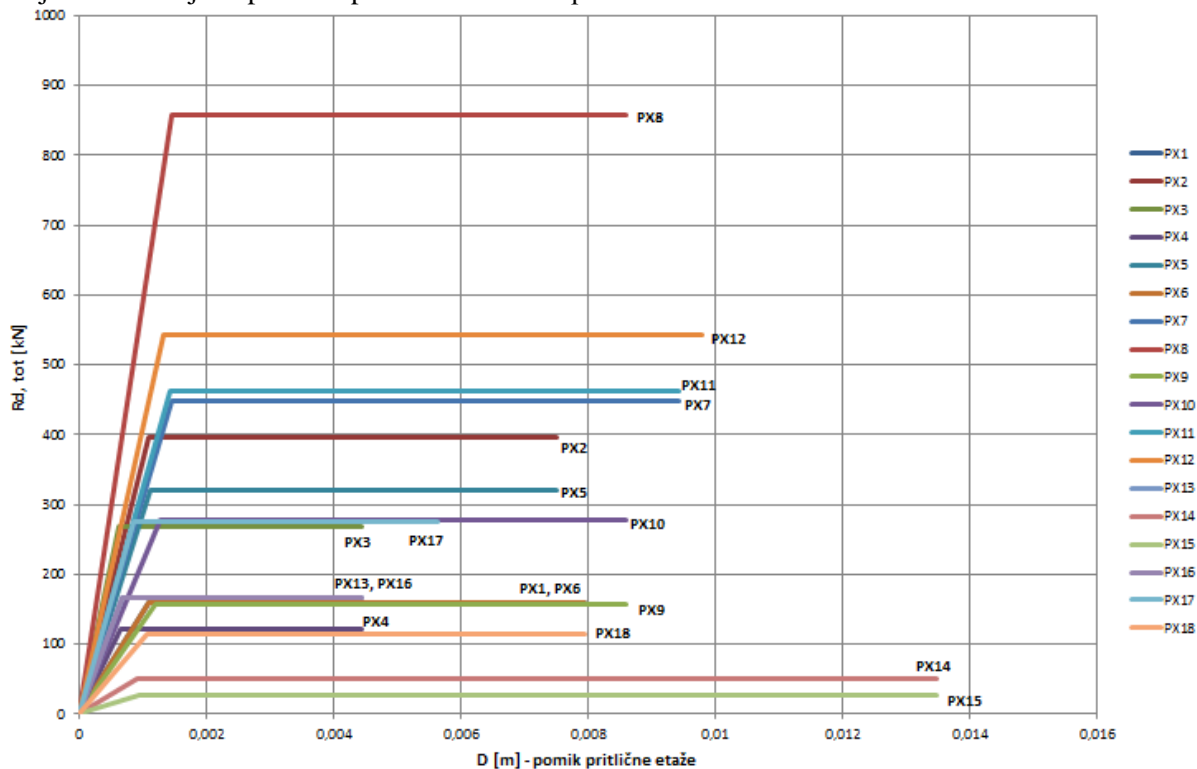
stena S8Y



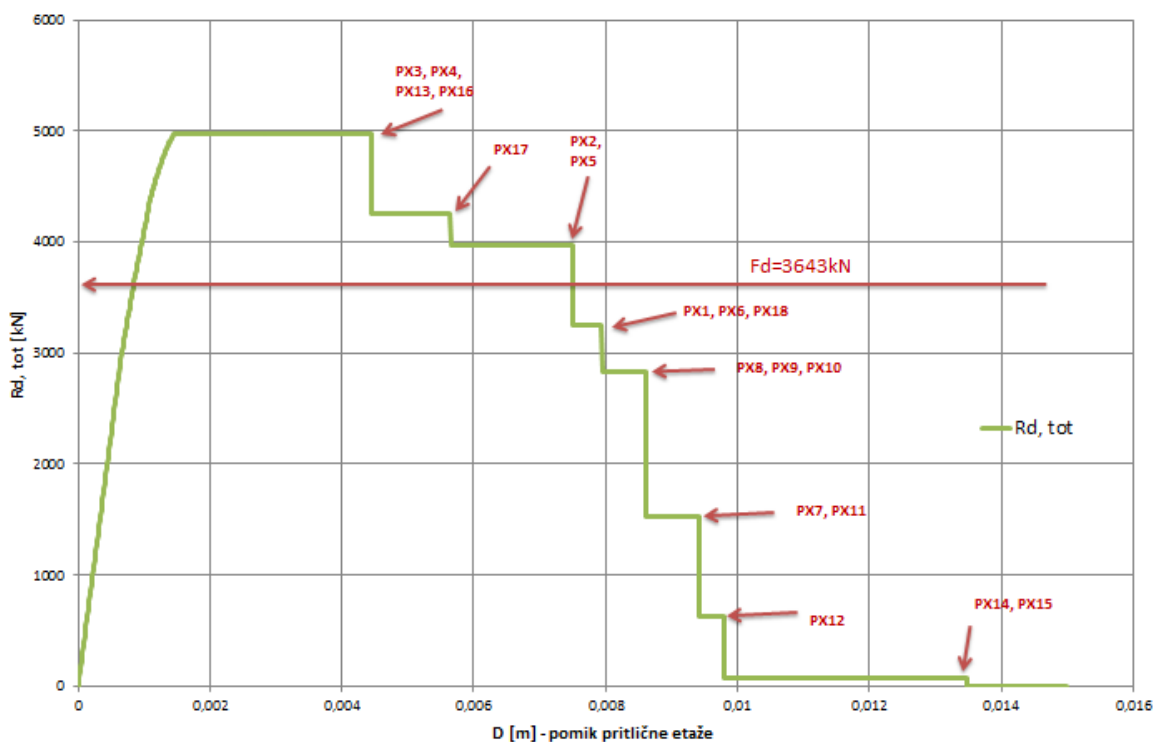
PRILOGA W: KRIVULJA ODPORNOSTI X (NELINEARNA STATIČNA POTISNA ANALIZA)

Zgornja slika prikazuje posamezne bilinearne krivulje, spodnja slika pa skupno krivuljo odpornosti za smer X. Območje platoja z največja odpornostjo se zaključi pri pomiku etaže 0,44 cm.

Projektne krivulje odpornosti posameznih zidov pritlične etaže- X smer.



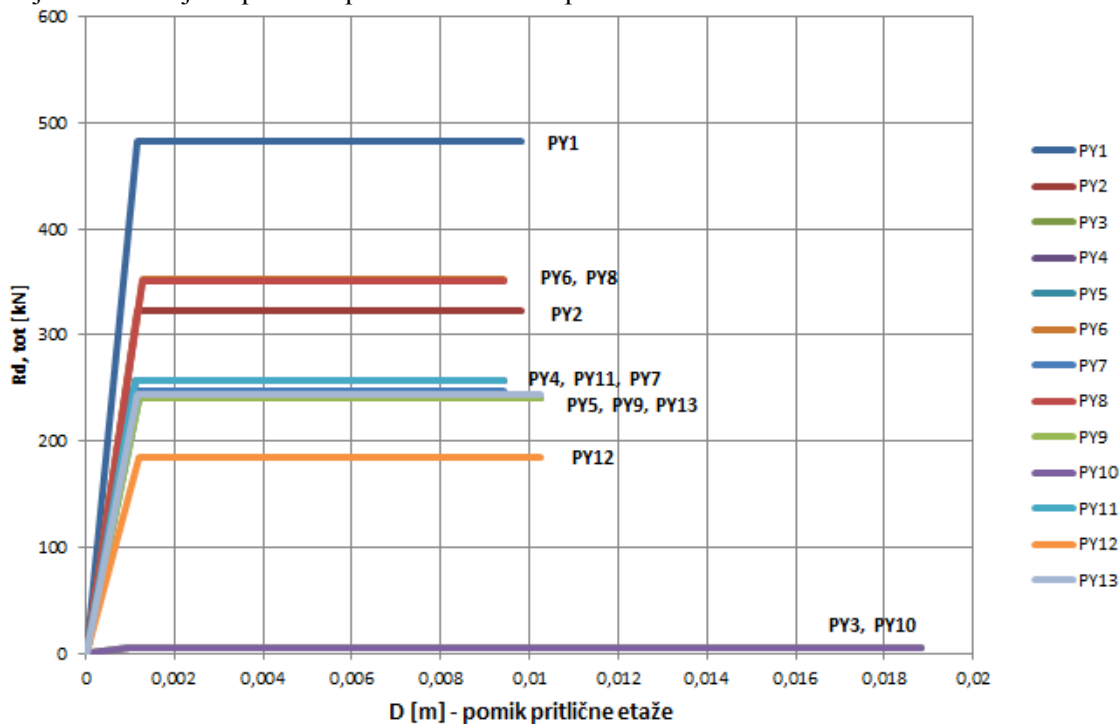
Projektna krivulja odpornosti pritlične etaže- X smer.



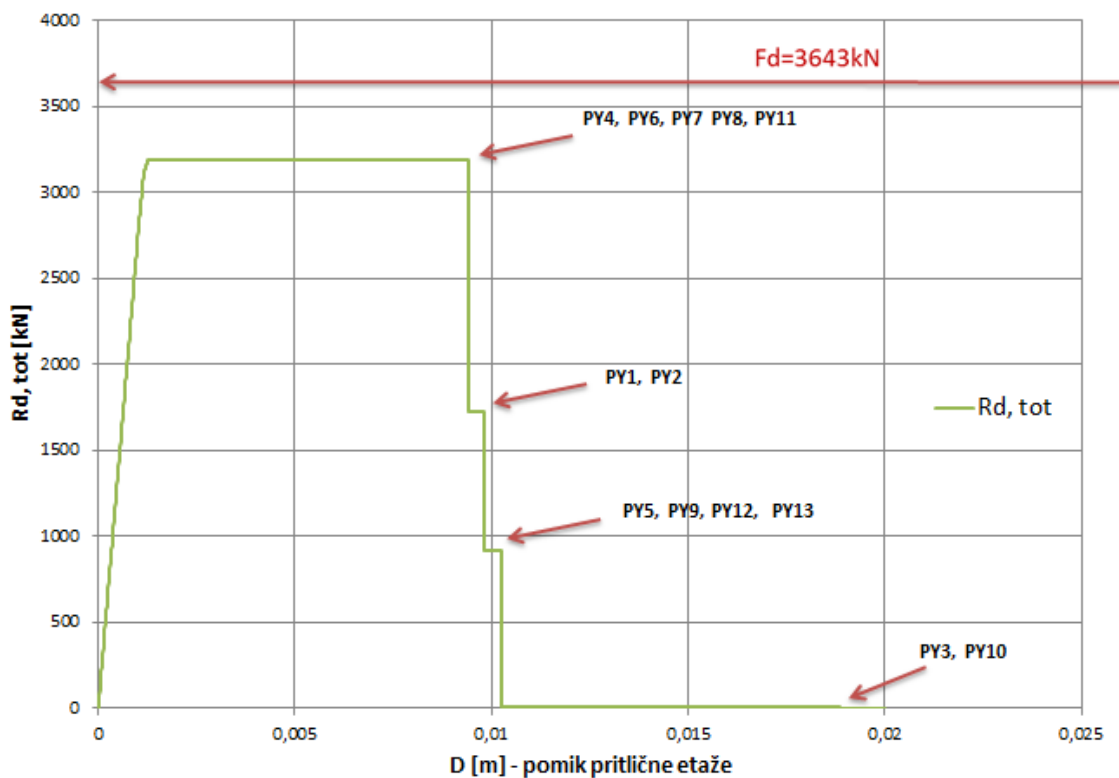
PRILOGA X: KRIVULJA ODPORNOSTI Y (NELINEARNA STATIČNA POTISNA ANALIZA)

Zgornja slika prikazuje posamezne bilinearne krivulje, spodnja slika pa skupno krivuljo odpornosti za smer Y.

Projektne krivulje odpornosti posameznih zidov pritlične etaže- Y smer.



Projektna krivulja odpornosti pritlične etaže- Y smer.



PRILOGA Y: POŠKODOVANA OBJEKTA PO POTRESU V BOVCU LETA 1998

Poškodovan objekt v Bovcu po potresu leta 1998. Vidne so značilne diagonalne razpoke med okenskimi odprtinami (PGD Lipoglav, 1998).



Poškodovan objekt v Bovcu po potresu leta 1998. Največja koncentracija poškodb je v pritlični etaži v obliki diagonalnih razpok, ki so bile na vogalu stavbe tako izrazite, da se je odtrgal del zidu (Delo, 2012).



PRILOGA Z: STANOVANJSKI BLOK V ŠKOFJI LOKI, KI GA ANALIZIRAMO V NALOGI

Zidan stanovanjski objekt s kletjo, pritličjem, 4 karakterističnimi etažami in mansardo.



Armiranobetonski okvir z balkoni, zgrajen naknadno, ni del potresne analize v nalogi.



PRILOGA AA: NATANČNEJŠI IZRAČUN LASTNE TEŽE KONSTRUKCIJSKIH SKLOPOV

Preglednica 8: Konstrukcijski sklop monta stropa v karakteristični etaži

Sloj	Debelina d [m]	Spec. teža γ [kN/m ³]	Obtežba g [kN/m ²]
parket+foča plošče	0,02	7,5	0,15
estrih	0,03	20	0,6
izolacija	0,03	0,5	0,015
monta 20+4	0,24	/	2,8*
omet	0,01	0,18	0,18
SKUPAJ:			3,75

*Opomba: SESTAV MONTA

Ločeno izračunamo obtežbo na tlorisno površino za polnila, rebra ter tlačno ploščo. Geometrijo in prostorninske teže dobimo s pomočjo projektne dokumentacije in tehničnih specifikacij sodobnih podobnih proizvodov za monta strop. Glej prilogo B.

- Tlačna AB plošča: $0,04 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 1,0 \text{ kN/m}^2$
 - AB rebro: $0,2 \text{ m} \cdot 0,05 \text{ m} \cdot (1/0,25 \text{ m}) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 1,0 \text{ kN/m}^2$
 - polnila: $16 \cdot 0,05 \text{ kN} = 0,8 \text{ kN/m}^2$
-
- SKUPAJ: $2,8 \text{ kN/m}^2$

Poraba opečnih polnil znaša 16 kosov/m², masa 1 kosa je 5,1 kg, dimenzije kosov so 25 x 25 x 20 cm.

Preglednica 9: Konstrukcijski sklop podesta v karakteristični etaži

Sloj	Debelina d [m]	Spec. teža γ [kN/m ³]	Obtežba g [kN/m ²]
ploščice+lepilo	0,02	14	0,28
estrih	0,03	20	0,6
izolacija	0,03	0,5	0,015
AB plošča	0,16	25	4,0
omet	0,01	0,18	0,18
SKUPAJ:			5,08

Preglednica 10: Konstrukcijski sklop balkona v karakteristični etaži

Sloj	Debelina d [m]	Spec. teža γ [kN/m ³]	Obtežba g [kN/m ²]
Teraco	tlorisna površina		0,54
estrih	0,03	20	0,6
izolacija	0,03	0,5	0,015
AB plošča	0,10	25	2,5
omet	0,01	0,18	0,18
SKUPAJ:			3,84

Preglednica 11: Konstruktivski sklop stopnic v karakteristični etaži**

Sloj	Debelina d [m]	Spec. teža γ [kN/m ³]	Obtežba g [kN/m ²]
Obloga iz kamna	tlorisna površina		0,88
Pohodna stopnica	tlorisna površina		2,13
AB plošča	tlorisna površina		4,62
Omet	tlorisna površina		0,21
SKUPAJ:			7,84

**Opomba: STOPNICE (naklon 30 °), š/v= 17/30 cm

Ločeno izračunamo obtežbo na tlorisno površino za pohodne stopnice, AB ploščo stopnic pod naklonom 30 °, omet ter oblogo iz kamna.

- Obloga iz kamna: $0,02 \text{ m} \cdot 0,47 \text{ m} / 0,3 \text{ m} \cdot 28 \text{ kN/m}^3 = 0,88 \text{ kN/m}^2$
- Pohodna stopnica: $0,17 \text{ m} \cdot 0,3 \text{ m} / (2 \cdot 0,3 \text{ m}) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 2,13 \text{ kN/m}^2$
- AB plošča: $0,16 \text{ m} / \cos(30^\circ) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 4,62 \text{ kN/m}^2$
- Omet: $0,01 \text{ m} / \cos(30^\circ) \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = 0,21 \text{ kN/m}^2$

SKUPAJ: 7,84 kN/m²

Preglednica 12: Konstruktivski sklop strehe (14°) ***

Sloj	Debelina d [m]	Spec. teža γ [kN/m ³]	Obtežba g [kN/m ²]
salonit	tlorisna površina		0,19
letve	tlorisna površina		0,02
izolacija	tlorisna površina		0,05
špirovci	tlorisna površina		0,13
lege	tlorisna površina		0,07
klešče	tlorisna površina		0,02
opaž + trstika + omet	tlorisna površina		0,5
SKUPAJ:			0,98

***Opomba: STREHA (naklon $\alpha= 14^\circ$)

Ločeno izračunamo obtežbo na tlorisno površino za valovito kritino salonit, letve, izolacijo med špirovci, lege, klešče ter opaž+trstiko+omet:

- Plošče Salonit: $17,5 \text{ kg} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 / (0,92 \text{ m}^2 \cdot (\cos 14^\circ)) = 0,19 \text{ kN/m}^2$
- letve 5/7cm: $0,05 \text{ m} \cdot 0,07 \text{ m} \cdot 6 \text{ kN/m}^3 / (1,05 \text{ m} \cdot (\cos 14^\circ)) = 0,02 \text{ kN/m}^2$
- izolacija (kamena volna): $0,10 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ kN/m}^3 / \cos(14^\circ) = 0,05 \text{ kN/m}^2$
- špirovci:

$$g_{\text{šp.}} = \frac{A_{\text{šp.}} \cdot l \cdot \gamma_{\text{les}} \cdot \text{št. vrst}}{\cos(\alpha) \cdot A_{\text{strehe}}} =$$

$$0,13 \text{ m} \cdot 0,17 \text{ m} \cdot 10,9 \text{ m} \cdot \frac{6 \text{ kN}}{\text{m}^3} \cdot \frac{22 \text{ vrst}}{\cos(14^\circ) \cdot 230,535 \text{ m}^2} = 0,13 \text{ kN/m}^2$$

- lege:

$$g_l = \frac{(0,16 \text{ m} \cdot 0,18 \text{ m} \cdot 3 \text{ k.} + 0,16 \text{ m} \cdot 0,20 \text{ m} \cdot 1 \text{ k.}) \cdot 21,15 \text{ m} \cdot \frac{6 \text{ kN}}{\text{m}^3}}{230,535 \text{ m}^2} = 0,07 \text{ kN/m}^2$$

- klešče 5/8cm:

$$g_{kl.} = \frac{0,05 \text{ m} \cdot 0,08 \text{ m} \cdot 4,7 \text{ m} \cdot 40 \text{ k.} \cdot \frac{6 \text{ kN}}{\text{m}^3}}{230,535 \text{ m}^2} = 0,02 \text{ kN/m}^2$$

- opaž + trstika + omet (projektna dokumentacija) 0,5 kN/m²
- izolacija (kamena volna):

$$g_{izol.} = \left(0,10 \text{ m} \cdot \frac{0,5 \text{ kN}}{\text{m}^3} \right) / \cos(14^\circ) = 0,05 \text{ kN/m}^2$$

SKUPAJ: 0,98 kN/m²

Preglednica 13: Konstruktivski sklop zunanje »38 cm« stene v karakteristični etaži

Sloj	Debelina d [m]	Spec. teža γ [kN/m ³]	Obtežba g [kN/m ²]
Fasadni omet	0,02	18	0,36
Kombi plošče KT 50	0,05	2,8	0,14
opeka****	0,38	18,0****	6,84
Notranji omet	0,02	18	0,36
		SKUPAJ:	7,70

****OPOMBA: prostorninsko težo polne opeke normalnega formata najdemo v standardu prEN 771-1, znaša $16 - 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$. Prostorninska teža podaljšane apnene malte je zapisana v SIST EN 1991-1-1:2004, je med $18 - 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$; izberemo skupno prostorninsko težo $18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ za sklop opeke in malte z debelino fug 1cm.

Preglednica 14: Konstruktivski sklop notranje »38 cm« stene v karakteristični etaži

Sloj	Debelina d [m]	Spec. teža γ [kN/m ³]	Obtežba g [kN/m ²]
Notranji omet	0,02	18	0,36
opeka	0,38	18,0	6,84
Notranji omet	0,02	18	0,36
		SKUPAJ:	7,56

Preglednica 15: Konstruktivski sklop notranje »25cm« stene v karakteristični etaži

Sloj	Debelina d [m]	Spec. teža γ [kN/m ³]	Obtežba g [kN/m ²]
Notranji omet	0,02	18	0,36
opeka	0,25	18,0	4,5
Notranji omet	0,02	18	0,36
		SKUPAJ:	5,22

Preglednica 16: Konstrukcijski sklop notranje »12 cm« stene v mansardi

Sloj	Debelina d [m]	Spec. teža γ [kN/m ³]	Obtežba g [kN/m ²]
Notranji omet	0,02	18	0,36
opeka	0,12	18,0	2,16
Notranji omet	0,02	18	0,36
SKUPAJ:			2,88