

Procjena otpornosti povijesne zidane zgrade u centru Zagreba

Penić, Veronika

Master's thesis / Diplomski rad

2023

Degree Grantor / Ustanova koja je dodijelila akademski / stručni stupanj: **University of Zagreb, Faculty of Civil Engineering / Sveučilište u Zagrebu, Građevinski fakultet**

Permanent link / Trajna poveznica: <https://um.nsk.hr/um:nbn:hr:237:636150>

Rights / Prava: [In copyright](#) / [Zaštićeno autorskim pravom.](#)

Download date / Datum preuzimanja: **2024-11-14**

Repository / Repozitorij:

[Repository of the Faculty of Civil Engineering,
University of Zagreb](#)



GRAĐEVINSKI FAKULTET
SVEUČILIŠTE U ZAGREBU

Veronika Penić

**PROCJENA OTPORNOSTI POVIJESNE
ZIDANE ZGRADE U CENTRU ZAGREBA**

Diplomski rad

Zagreb, 2023.

GRAĐEVINSKI FAKULTET
SVEUČILIŠTE U ZAGREBU



**PROCJENA OTPORNOSTI POVIJESNE ZIDANE ZGRADE U
CENTRU ZAGREBA**

Diplomski rad

Mentor: **Prof. dr. sc. Mario Uroš**

Zagreb, 2023.

Zahvale

Zahvaljujem se svome mentoru, prof. Mariu Urošu na nesebičnoj pomoći, strpljenju i udijeljenim savjetima tokom pisanja rada.

Hvala mome šogoru Marku što je uvijek tako neprimjetno učinio stvari lakšima.

Hvala mojoj najboljoj prijateljici Sanji što je unijela vedrinu u teškim trenucima i bila uvijek tu za mene.

Hvala mojoj kolegici Patriciji što je bila moj suputnik kroz sve ove godine i što me ohrabrila da skupa proživimo jedno od najljepših iskustva u životu – naš Erasmus.

I za kraj...

Veliko hvala mojim roditeljima koji su me svojim primjerom naučili upornosti i ustrajnosti te me s ljubavlju vodili kroz život.

... I hvala mojim sestrama. Bezbroj je razloga zašto baš njima posvećujem ovaj rad.

Sažetak

U radu je prikazan postupak procjene oštećenja i proračun postojećeg stanja zgrade u centru Zagreba koja je 22.03.2020. godine stradala u potresu. Za proračun konstrukcije korištena je linearna statička metoda spektra odziva u programskom paketu ETABS 20.

Kao uvod u proračun napravljena je analiza opterećenja i preliminarna procjena potresnog djelovanja na građevinu. Modalnom analizom određene su dinamičke značajke zgrade (oblici titranja i vlastiti periodi konstrukcije) te su izvedene provjere potresne otpornosti zida na četiri vrste sloma u ravnini i nosivosti nadvoja na klizanje. Provjera otpornosti vršila se za potresno djelovanje s povratnim periodom od 95 godina (razina obnove 2), pri čemu otpornost na slom van ravnine nije provjeravana. Nakon što su iz modela očitane pripadajuće vrijednosti unutarnjih sila, na temelju zabilježenih podataka napravljen je tablični i grafički prikaz iskoristivosti svih elemenata. Analizom dobivenih rezultata utvrđene su pozicije kritičnih osi i elemenata te je napravljen osvrt o mogućim uzrocima nastalih prekoračenja nosivosti.

U radu su također analizirani pomaci konstrukcije, katne poprečne sile i pritisci temelja na tlo.

Ključne riječi: potresna otpornost, povijesna zidana zgrada, nelinearna statička analiza

Abstract

The paper presents the damage assessment procedure and the seismic assessment of a brick masonry building in the center of Zagreb that was damaged in the earthquake on March 22, 2020. The structure was calculated using the linear static response spectrum method in the ETABS 20 software package.

As an introduction, the load analysis was done and a preliminary seismic assessment of the building. The dynamic features of the building (vibration modes and natural periods of the structure) were determined by modal analysis. After that, the seismic resistance of the walls to four types of failure in the plane and the bearing capacity of the lintel against sliding was checked. The seismic action was tested for resistance with a return period of 95 years (renovation level 2), and the bearing capacity of the out-of-plane walls was not examined. After obtaining the corresponding internal forces values from the model, a tabular and graphical representation of the usability of all elements was created based on the recorded data. The positions of critical axes and elements were determined by analyzing the obtained results, and a review of the possible causes of the failure was conducted.

Structure displacements, base shear forces, and foundation pressures on the ground were also analyzed in the work.

Key words: seismic resistance, historical masonry building, nonlinear static analysis

Sadržaj

Uvod.....	1
1. Općenito o građevini.....	2
1.1 Lokacija i snimak postojećeg stanja.....	2
1.2 Tehnički opis	3
2. Zidane građevine u seizmičkim područjima	9
2.1 Proračun zidanih konstrukcija na seizmičko djelovanje	11
2.1.1 Metoda proračuna bočnih sila.....	12
2.1.2 Modalni proračun primjenom spektra odziva	14
2.1.3 Metoda postupnog guranja, eng. <i>pushover</i>	17
2.1.4 Metoda vremenskog odziva, eng. <i>time history</i>	18
2.2 Otkazivanje zidanih konstrukcija	19
2.2.1 Mehanizmi sloma u ravnini	22
2.2.2 Mehanizmi sloma van ravnine	23
3. Numerički model zgrade.....	24
3.1 Opis modela.....	24
3.2 Prikaz modela.....	25
3.2.1 Sudjelujuće površine nosivih zidova	27
3.3 Analiza opterećenja	28
3.3.1 Vlastita težina.....	28
3.3.2 Dodatno stalno opterećenje.....	28
3.3.3 Uporabno opterećenje	31
3.3.4 Potresno opterećenje	31
3.3.5 Kombinacije opterećenja	34
3.3.6 Rubni uvjeti.....	34
3.4 Preliminarna procjena potresnog djelovanja na građevinu	35
3.5 Dinamičke značajke zgrade.....	37
3.6 Pomaci konstrukcije	40
3.7 Katne poprečne sile	41
3.8 Pritisci tla na temeljne trake	45
3.9 Provjera potresne otpornosti zidova.....	47
3.9.1 Nosivost zida na savijanje.....	47
3.9.2 Nosivost zida na klizanje	48
3.9.3 Nosivost zida na dijagonalni ravni slom.....	48

3.9.4	Nosivost zida na dijagonalni stepeničasti slom	49
3.9.5	Nosivost nadvoja na klizanje	49
3.10	Primjer proračuna otpornosti zida na potresno djelovanje	50
3.10.1	Nosivost zida na savijanje.....	52
3.10.2	Provjera nosivosti na posmično klizanje.....	53
3.10.3	Provjera nosivosti na dijagonalni ravni slom.....	53
3.10.4	Provjera nosivosti na dijagonalni stepeničasti slom	54
3.10.5	Provjera nosivosti nadvoja na potresno djelovanje.....	55
3.11	Rezultati provjere otpornosti zidova	56
3.11.1	Dodatna analiza dvorišne fasade.....	69
	Zaključak.....	70
	Literatura.....	72
	Popis slika	74
	Popis tablica	76
	Popis grafova	77

Uvod

Grad Zagreb smješten je unutar seizmički najaktivnije zone unutrašnjeg dijela Hrvatske, na kontaktu velikih tektonskih jedinica: Alpe na sjeverozapadu, Panonski bazen na istoku i Dinaridi na jugu. Uslijed naguravanja i/ili podvlačenja pojedinih tektonskih jedinica litosfera puca, a pukotine postaju seizmički izvori potresa.

Većina građevina koje pripadaju staroj jezgri Zagreba izgrađena je prije 1964. godine kada počinje protupotresna gradnja u Hrvatskoj. Kako se u tom slučaju radi o tradicionalnoj gradnji, osjetljivost na potresno djelovanje relativno je velika. Glavni uzrok predstavlja neadekvatna izvedba konstrukcije koja je u mogućnosti podnijeti samo vertikalna opterećenja, uz minimalna horizontalna djelovanja kao što je npr. vjetar. Također, konstrukcije koje datiraju iz tog perioda često su karakterizirane naknadnim dodavanjem otvora koji narušavaju pravilan tok sila, lošom tlocrtnom raspodjelom u oba smjera, nejednolikim debljinama zidova po etažama, pojednostavljenom konstrukcijom krovišta i nepovezanosti dimnjaka s ostatkom krovišta. Posljedice navedenih nedostataka jasno su se vidjele nakon razornog potresa koji je 22. ožujka 2020. godine pogodio Zagreb.

Kako bi se očuvala kulturno-povijesna cjelina grada, a ujedno spriječilo nastajanje novih oštećenja i sanirala postojeća, ključno je odabrati odgovarajući način rekonstrukcije. U tu svrhu koristimo se različitim metodama proračuna, od kojih biramo onu koja najviše odgovara predmetnoj građevini. Jedna takva analiza predstavlja temu ovog rada, pri čemu je za ispitivanje uzeta omeđena dvokatnica u nizu zgrada Bloka 19 iz same jezgre Zagreba.

Za izradu numeričkog modela korišten je programski paket ETABS 20 koji se zasniva na diskretizaciji modela na konačni broj elemenata (Metoda konačnih elemenata, eng. *Finite Element Method, FEM*). Proračun programa se provodi rastavljanjem nekog tijela (materijalnog koontinuma) na konačni broj jednostavnih elemenata spojenih u čvorovima. Pomaci čvorova predstavljaju nepoznanice iz kojih se dobivaju ostale veličine, a pomaci unutar elementa određuju se interpolacijom.

Cilj rada je odrediti pozicije kritičnih elemenata i osi te analizom nastalih prekoračenja ponuditi odgovarajući oblik rekonstrukcije.

Bitno je napomenuti da je dio ulaznih podataka pretpostavljen i da je utjecaj susjednih zgrada kojima je predmetna građevina omeđena zanemaren.

1. Općenito o građevini

1.1 Lokacija i snimak postojećeg stanja

Predmetna građevina nalazi se u nizu zgrada na južnoj strani Bloka 19, na adresi Dalmatinska ulica 14, u samom centru Zagreba. Ugrađena dvokatnica smještena je između zgrade na današnjem kbr. 12 i stambene zgrade na današnjem kbr. 16. Glavni volumen kuće zauzima južnu polovicu današnje parcele, dok se prigradnja dvorišnoga krila proširila na sjeverni dio. Parceli pripada i manje dvorište, preko kojega zgrada ima izlaz u unutarnji prostor bloka [1].



Slika 1 Prikaz katastarske čestice u sklopu Bloka 19 [2]



Slika 2 Pogled na Blok 19 s jugozapada [1]

1.2 Tehnički opis

Među prvim blokovima nastalim izvan prostora određenog dimenzijama Gradeca tijekom 19. stoljeća, formiran je blok omeđen Ilicom na sjeveru, Frankopanskom ulicom na istoku, Dalmatinskom ulicom na južnoj strani i Medulićevom ulicom sa zapadne strane – Blok 19.

Jedna u nizu zgrada na južnoj strani bloka je i ugrađena dvokatnica omeđena s obje strane, tzv. Kuća Pettko. Nakon izgradnje glavnog objekta 1891. god., uslijedila je izgradnja aneksa 1912. god., adaptacija potkrovlja u stambene prostore 1980-ih, obnova fasade 2015./2016. god. te manje sanacije uzrokovane potresom 2020. godine.

Građevina se sastoji od 4 etaže: suteran, visoko prizemlje te 1. i 2. kat s ukupnom visinom od 20,8 m. Krovšte glavnog objekta izvedeno je kao dvostrešno, a aneksa kao jednostrešno. Oba krovšta su drvena i prekrivena crijepom. Tlocrtne dimenzije glavnog objekta su 16,4 x 14,05 m, a dvorišne nadogradnje 3,7 x 8,4 m.

Organizacija prostora odgovara tipologiji stambene arhitekture kraja 19. st. S nadogradnjom aneksa došlo je do izmjene organizacije prostorija, a osamdesetih godina prošlog stoljeća i tavanski je prostor adaptiran u stambeni. Zona suterana dvorišne prigradnje danas se također koristi za stanovanje, dok je dio podrumskih prostorija s uličnom orijentacijom adaptiran u lokal *Pračka*. Kuća je zidana u punoj opeci s drvenom međukatnom konstrukcijom debljine 45 cm. Karakteristična stropna konstrukcija za ovaj tip gradnje je strop s djelomično upuštenim nasipom (šutom) iznad greda koja se oslanjaju na nosive zidove. Zide je izvedeno nearmirano, bez horizontalnih i vertikalnih serklaža što uvelike smanjuje krutost zgrade i njenu seizmičku otpornost. Sljubnice su zapunjavane mortom nezadovoljavajuće kvalitete čime je smanjena vlačna i posmična čvrstoću zida. Vanjski i unutarnji zidovi izvedeni su debljine 30, 45, 60 i 75 cm. Uočena je nepravilnost u vertikalnoj dispoziciji vanjskih zidova suterana u odnosu na zidove prizemlja. Stropna konstrukcija aneksa ojačana je čeličnim profilima.

S obzirom na to da se nisu radila detaljna ispitivanja tla, sastav je nepoznat, a u proračunu su uzete karakteristične vrijednosti za kategoriju tla C.

Podaci o temeljima su nepoznati. Pretpostavlja se da se radi o trakastim temeljima izvedenima kao produžetak nosivih zidova u dimenzijama 1,0 x 0,6 m. Također je pretpostavljeno da su izvedeni od opeke, kamena i lošeg betona.

Nakon potresa ustanovljeno je relativno dobro građevinsko stanje, djelomično zahvaljujući sanaciji zgrade 2015./2016. god. tijekom koje su obnovljena pročelja i učvršćen pročelni balkon. Sva oštećenja uzrokovana potresom su sanirana.

Premda zgrada nije pojedinačno zaštićena, ona je vrijedan primjer stambene arhitekture kasnog historicizma koja tvori izgled i ambijent ulica i trgova zagrebačkog Donjeg grada [1].

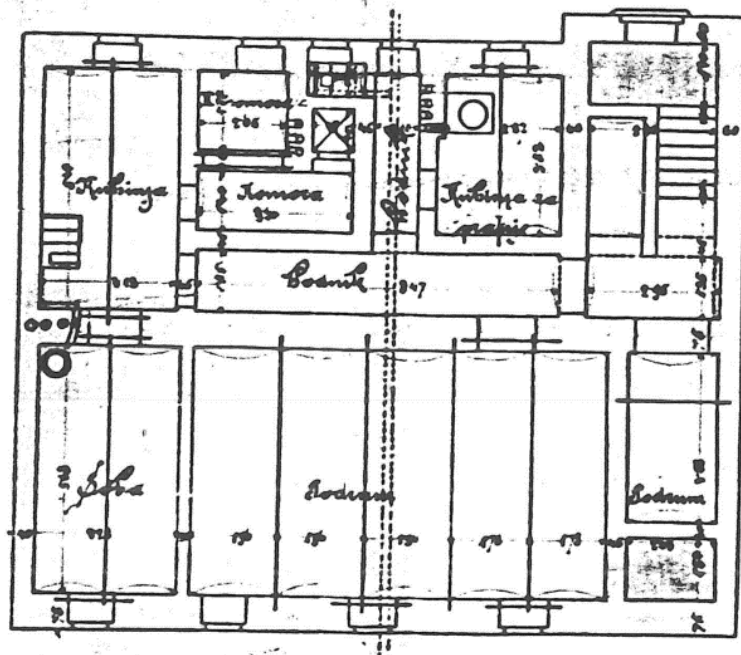


Slika 3 Dvorišna fasada zgrade [3]

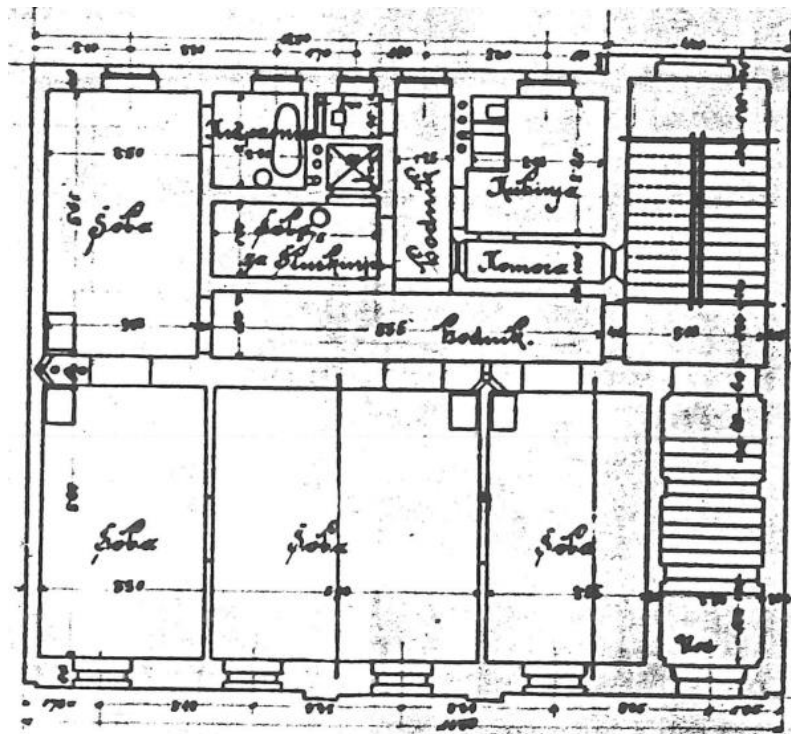


Slika 4 Prikaz prednje fasade zgrade [1]

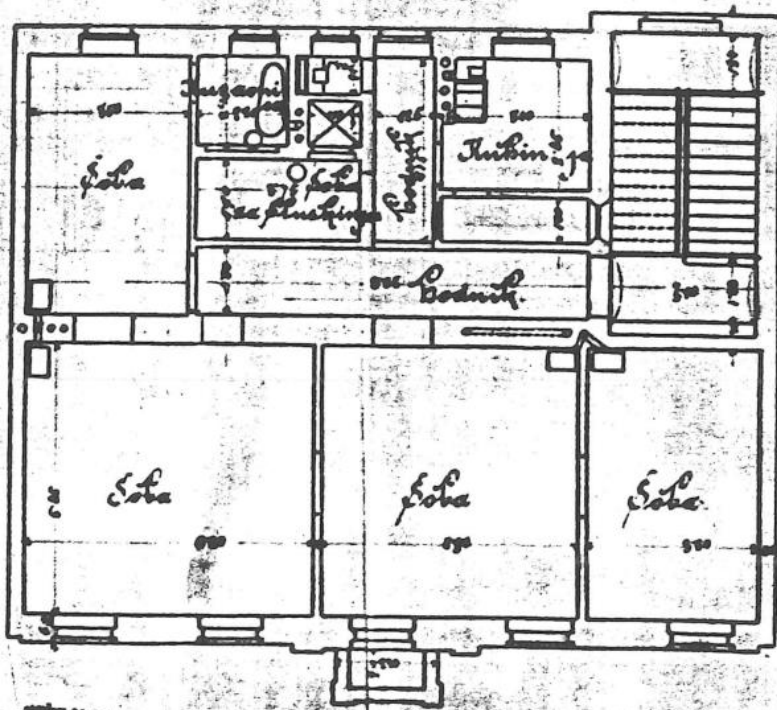
Sve dimenzije potrebne za modeliranje uzete su iz arhivskih nacrtu. Zbog nedovoljne čitkosti, u svrhu izrade modela neke od njih su aproksimirane.



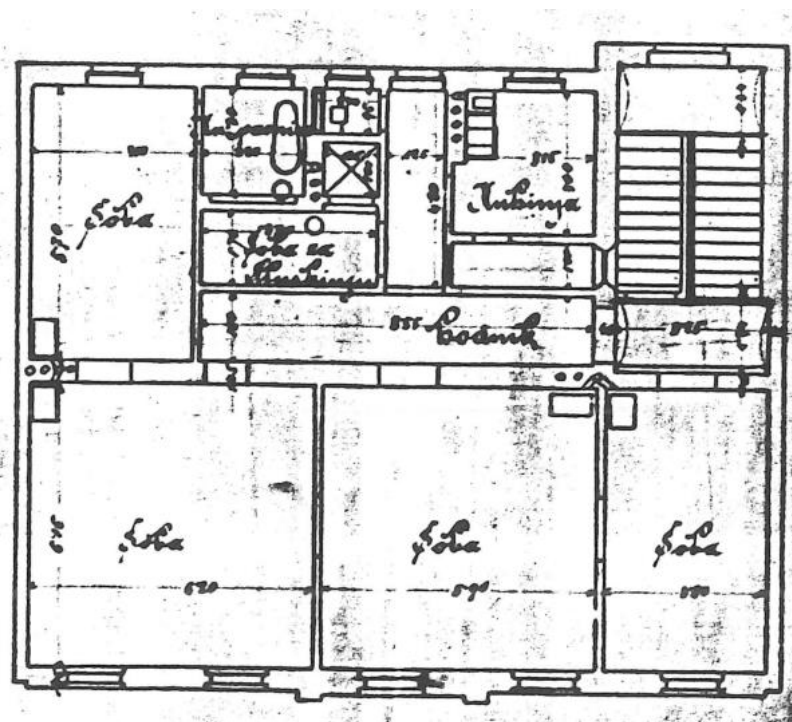
Slika 5 Kuća Pettko, projekt, Gjuro Carnelutti, 1891., tlocrt suterena [1]



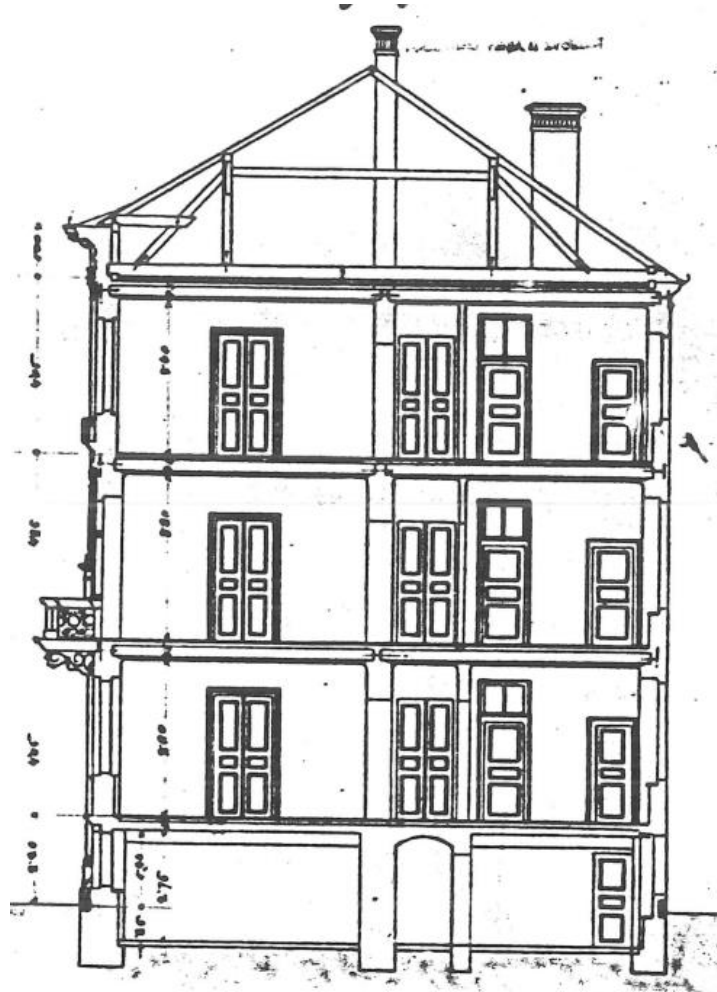
Slika 6 Kuća Pettko, projekt, Gjuro Carnelutti, 1891., tlocrt prizemlja [1]



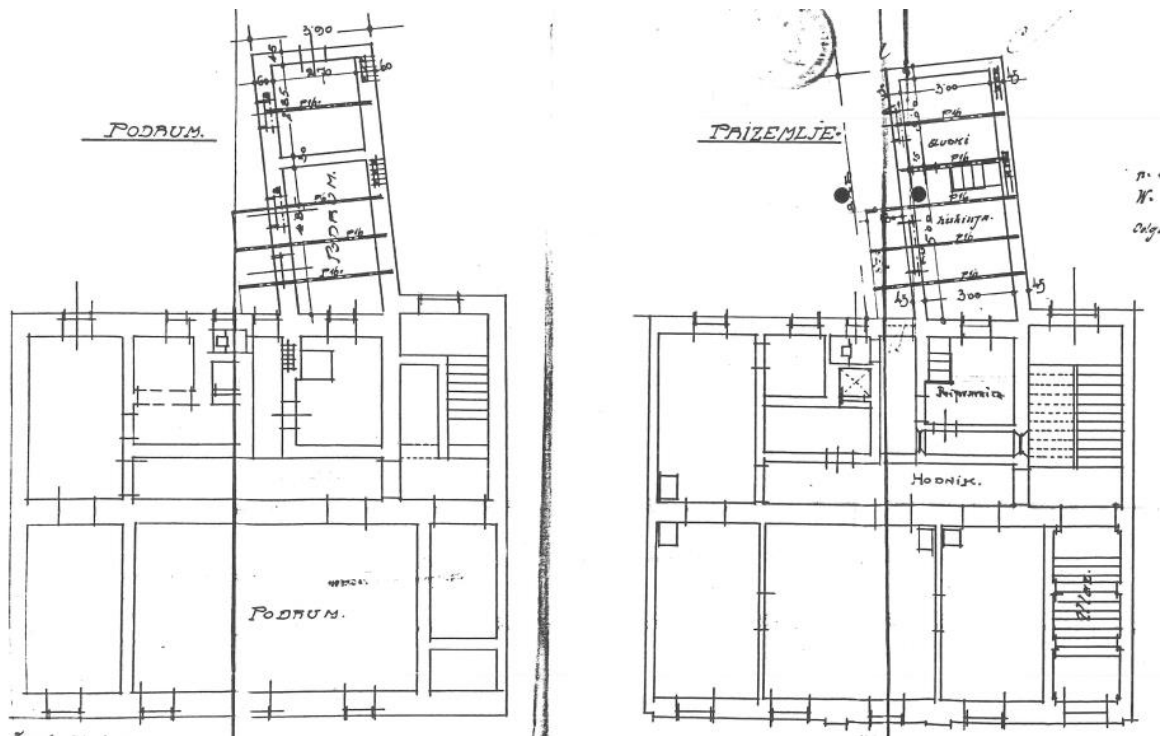
Slika 7 Kuća Petko, projekt, Gjuro Carnelutti, 1891., DAZ, tlocrt 1. kata [1]



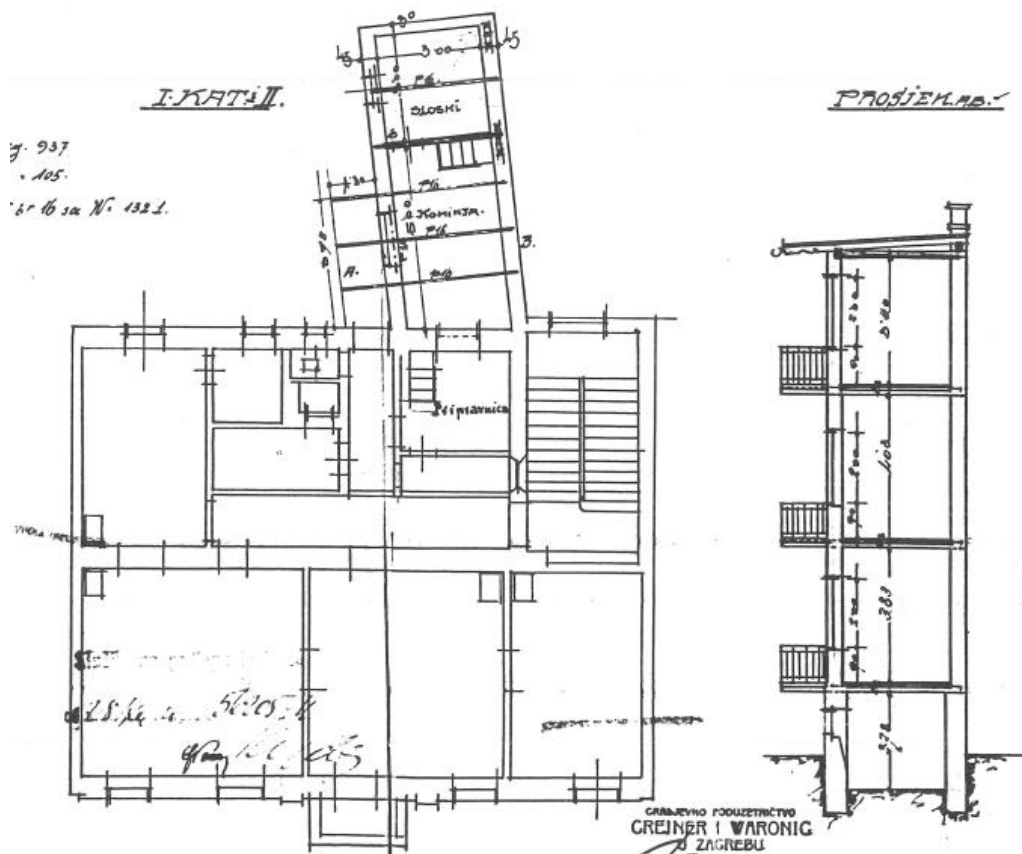
Slika 8 Kuća Petko, projekt, Gjuro Carnelutti, 1891., DAZ, tlocrt 2. kata [1]



Slika 9 Kuća Pettko, projekt, Gjuro Carnelutti, 1891., poprečni presjek [1]



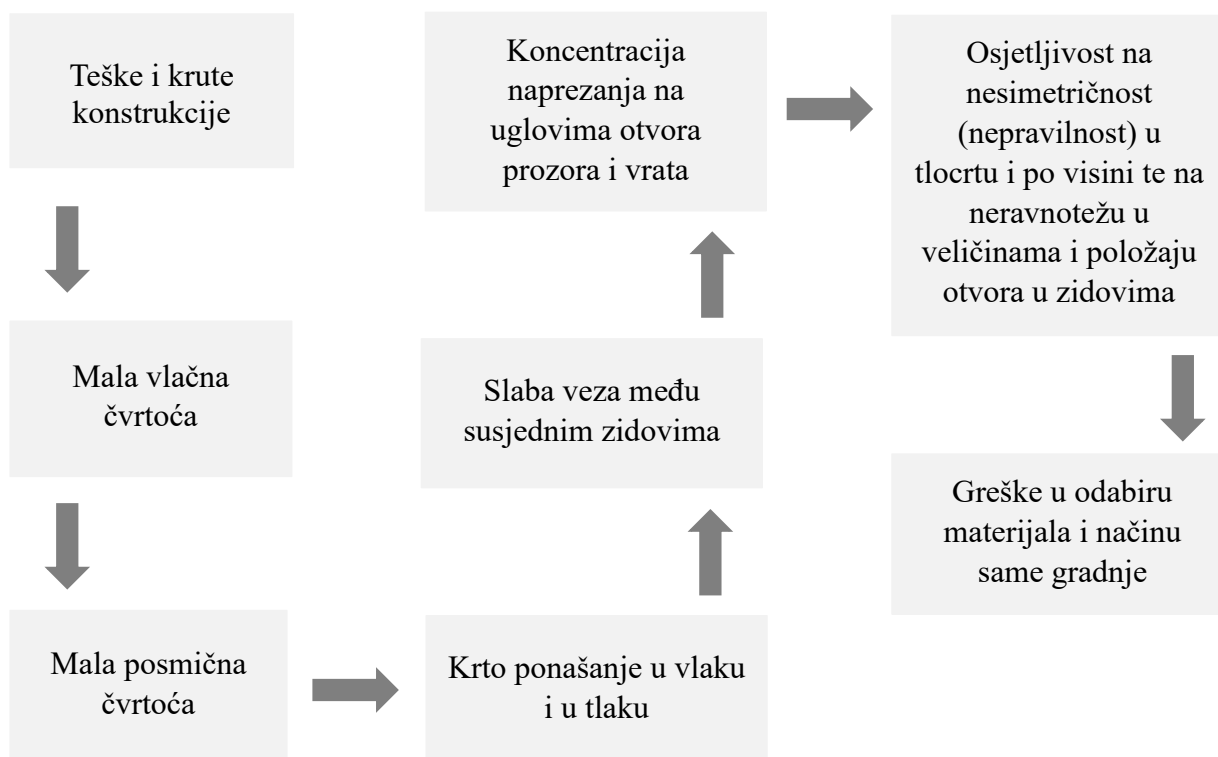
Slika 10 Projekt za dogradnju dvorišnog krila, Greiner i Waronig, 1912., DAZ, tlocrt podruma i prizemlja [1]



Slika 11 Projekt za dogradnju dvorišnog krila, Greiner i Waronig, 1912., DAZ, tlocrt 1. i 2. kata i popr. presjek [1]

2. Zidane građevine u seizmičkim područjima

Za područja u kojima su zabilježena jača seizmička djelovanja vrijede posebna pravila za projektiranje i izvedbu građevina. Ta pravila su osim za betonske, čelične i drvene, dane i za zidane konstrukcije. Kako se Hrvatska kao i sve mediteranske zemlje cijela nalazi u područjima jakih seizmičkih aktivnosti, navedena pravila potrebno je poznavati te ih implementirati pri projektiranju i građenju [4]. U suprotnom konstrukcija nema adekvatnu seizmičku otpornost te dolazi do oštećenja ili rušenja.



Slika 12 Prikaz glavnih nedostataka i razloga otkazivanja neomeđenog zida [5]

Glavni razlog velike osjetljivosti povijesnih građevina na potres je njihova otpornost isključivo na vertikalna opterećenja. Dijagram tlačno naprezanje – relativna deformacija je elastoplastičnog tipa, što je povoljno, međutim, vlačna nosivost nearmiranog zida je mala, a duktilnost kod vlačnog sloma neznatna. Ponašanje nearmirane zidane konstrukcije na horizontalna opterećenja je prema tome neduktilno, tj. krhko. Mala vlačna čvrstoća i mala duktilnost nameće ograničenja uporabe u područjima velike seizmičnosti. Ipak, dodatkom armature i/ili vertikalnih armiranobetonskih serklaža postiže se veća duktilnost i ograničenje degradacija nosivosti pri cikličkim djelovanjima.



Slika 13 Primjer prevrtanja zida van ravnine uzrokovan neispravnom povezanosti elemenata konstrukcije [6]

Kako bismo osigurali adekvatnu vezu između zidova i stropova i tako pridonijeli ukupnoj otpornosti na seizmička djelovanja, potrebno je poštovati sljedeća pravila:

- nosivo zide mora postojati u dvama međusobno okomitim smjerovima,
- stropne konstrukcije moraju biti dovoljno krute da prenesu horizontalna djelovanja na zide,
- zidana građevina mora biti povezana u svim smjerovima, a veze moraju biti čelične spone i/ili armiranobetonski serklaži,
- armiranobetonske stropne ploče moraju biti debljine najmanje 4,0 cm te ih treba armirati u dva međusobno okomita smjera, s armaturom sidrenom u horizontalne serklaže tako da stropna konstrukcija tvori krutu dijafragmu,
- u slučaju stropa od paralelnih gredica, kao npr. „fert“-strop, moraju se postaviti grede okomite na paralelne gredice, tj. „grede za ukrućenje“ [4].

Ako se za stropne konstrukcije koriste čelični i drveni stropovi, moraju se ispuniti zahtjevi krutog djelovanja u ravnini i učinkovitog prijenosa horizontalnih sila na nosivo zide. U protivnom, razdioba potresnih sila u stvarnom potresu bitno se razlikuje od uobičajenog modela koji predstavlja „beskonačnu“ krutost stropne konstrukcije.

Osim međusobnog povezivanja elemenata konstrukcije, potrebno je osigurati pravilno povezivanje zidnih elemenata mortom odgovarajuće čvrstoće. To je važno kako za tlačno, posmično i vlačno naprezanje u ravnini zida, tako i za savijanje van ravnine. Horizontalne sljubnice se često radi uštede samo djelomično ispunjavaju mortom, tj. u trakovima. Takav način zidanja dopušten je samo u područjima male seizmičnosti jer znatno smanjuje seizmičku otpornost zida [4].

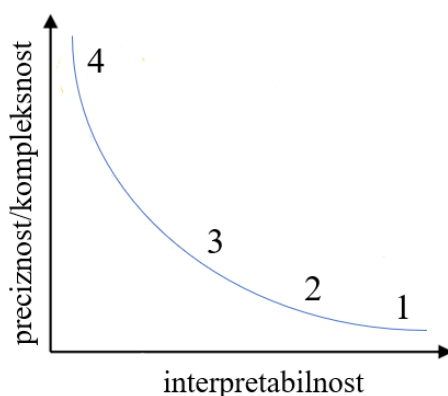
2.1 Proračun zidanih konstrukcija na seizmičko djelovanje

Potres predstavlja slučajno i kratkotrajno djelovanje koje se može, ali i ne mora dogoditi za vrijeme uobičajenog vijeka trajanja konstrukcije. Iz tog razloga se prihvaća činjenica da se tijekom jačih podrhtavanja naprezanje konstrukcijskih elemenata približava graničnom stanju nosivosti. U nekim slučajevima ono može biti dosegnuto što znači prelazak u nelinearno područje deformacije. Projektirati konstrukciju tako da u slučaju najjačih predviđenih potresa ostane u linearno-elastičnom području je neracionalno, ne samo s konstruktivnog već i ekonomskog, estetskog i funkcionalnog stajališta. Seizmički odgovor konstrukcije najbolje se može pratiti nelinearnim analizama. Međutim, one su nepraktične za svakodnevnu inženjersku praksu u kojoj je za relativno kratko vrijeme potrebno doći do rezultata [7]. U tu svrhu postoji više različitih metoda, a ovisno o situaciji bira se najprikladnija.

Metode za proračun konstrukcije na potresno djelovanje prema Eurokodu 8 dijele se na:

1. Metoda proračuna bočnih sila (linearna statička)
2. Modalni proračun primjenom spektra odziva (linearna statička)
3. Metoda postupnog guranja, eng. *pushover method* (nelinearna statička)
4. Metoda vremenskog odziva, eng. *time-history method* (nelinearna dinamička)

Redoslijedu metoda odgovara i njihova točnost, kompleksnost i interpretabilnost. Točnije, kako raste preciznost metode, raste i kompleksnost, a interpretabilnost je slabija. Sukladno s time, Time-history metoda je vrlo kompleksna, ima dugotrajan proračun i tešku interpretaciju rezultata, dok se Metoda bočnih sila zbog svoje male točnosti koristi samo za pravilne zgrade bez znatnog doprinosa viših oblika vibracija od osnovnog u svakom trenu [8].



Graf 1 Grafički prikaz odnosa karakteristika pojedinog proračuna [8]

2.1.1 Metoda proračuna bočnih sila

Zidane konstrukcije su općenito dosta regularne, tj. bez velikih skokova u krutosti u dva okomita horizontalna smjera i po visini. Iz tog razloga će pojednostavljeni modalni proračun odziva prvog oblika vibracija dati zadovoljavajuće rezultate za većinu konstrukcija. Ova vrsta proračuna primjenjuje se za zgrade koje se mogu proračunati s dva ravninska modela i čiji odziv nije znatnije pod utjecajem doprinosa viših oblika vibracija [4]. Navedenim uvjetima udovoljavaju građevine pravilne u tlocrtu i po visini, pod uvjetom da za osnovni period oscilacija vrijedi:

$$\begin{cases} T_1 \leq 2 s \\ T_1 \leq 4 \cdot T_C \end{cases} \quad (1)$$

T_1 – period slobodnih oscilacija građevine pri prvom obliku vibracija, osnovni period

T_C – gornja granica perioda s granom konstantnog spektralnog ubrzanja

Ukupna proračunska potresna sila u podnožju građevine F_b (eng. *base shear*) određuje se za dva ortogonalna smjera, F_{bx} u x-smjeru i F_{by} u y-smjeru:

$$\begin{aligned} F_{bx} &= S_d(T_{1x}) \cdot m \cdot \lambda \\ &\text{ili} \\ F_{by} &= S_d(T_{1y}) \cdot m \cdot \lambda \end{aligned} \quad (2)$$

$S_d(T_{1x})$ – ordinata proračunskog spektra za period T_{1x} u x-smjeru, normalizirana za ubrzanje sile teže, $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

$S_d(T_{1y})$ – ordinata proračunskog spektra za period T_{1y} u y-smjeru, normalizirana za ubrzanje sile teže, $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

m – masa građevine, $m = W/g$

W – ukupna težina građevine iznad temelja ili iznad gornjeg ruba podruma

λ – popravni (korekcijski) faktor čija je vrijednost prema HRN EN 1998-1: $\lambda = 0,85$ za $T_1 \leq 4 \cdot T_C$ kada zgrada ima više od dvije etaže, a za sve ostale slučajeve $\lambda = 1,0$

T_{1x}, T_{1y} – osnovni period vibracija za horizontalno gibanje u x i y-smjeru, daje se kao pojednostavljeni izraz:

$$T_1 = 0,016 \cdot H \quad (3)$$

H – visina građevine, u (m)

Da bi se mogli proračunati učinci, A_{Ed} , seizmičkih sila u konstrukciji, kao što su proračunski momenti savijanja (M), proračunske uzdužne (N) i poprečne sile (V) u pojedinim elementima konstrukcije, potrebno je ukupnu seizmičku silu, F_{bxd} ili F_{byd} iz izraza (2) i (3) rasporediti po visini konstrukcije. S obzirom na regularnost zidanih konstrukcija, može se pretpostaviti da se horizontalne seizmičke sile raspodjeljuju po visini građevine proporcionalno prvom obliku vibracije [4]. Tako je F_{jxd} proračunska seizmička sila na „i“-toj etaži (katu) u x-smjeru, a F_{jyd} je proračunska seizmička sila na „j“-toj etaži u y-smjeru:

$$F_{jxd} = F_{bxd} \frac{z_j \cdot W_j}{\sum_{l=1}^z (z_l \cdot W_l)} \quad \text{ili} \quad F_{jyd} = F_{byd} \frac{z_j \cdot W_j}{\sum_{l=1}^z (z_l \cdot W_l)} \quad (4)$$

F_{bxd} i F_{byd} – ukupne proračunske seizmičke sile građevine iz izraza (2) i (3)

z_j, z_l – visine masa $m_j = W_j/g$ i $m_l = W_l/g$ iznad gornjeg ruba temelja ili krutog podruma

j – „j“-ta etaža u građevini

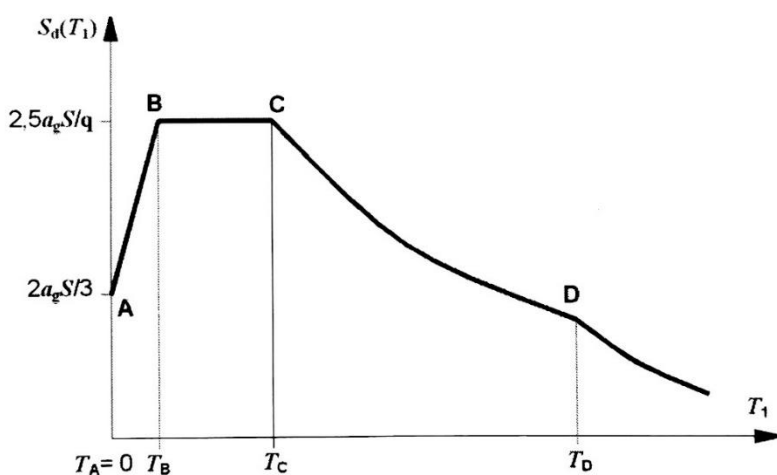
l – bilo koja etaža u građevini: ($1 \leq l \leq z$)

Σ_l – suma od prve do zadnje etaže „z“, po visini zgrade

W_j, W_l – težine etaža (katova) „j“ i „l“

2.1.2 Modalni proračun primjenom spektra odziva

Većina konstrukcija odupire se seizmičkom djelovanju u nelinearnom području pa nema nikakve potrebe proračunati konstrukciju kao da je elastična. No, za praksu je dovoljno točno unutarnje sile odrediti na temelju linearnoga elastičnog ponašanja konstrukcije, što je puno jednostavnije od nelinearnog proračuna. Za vrijeme potresa period vibracija nije konstantan jer se krutost i disipacija znatno mijenjaju kad konstrukcija doživi opterećenje i počne se ponašati nelinearno. Kao rezultat tih promjena mijenja se i odziv konstrukcije. Međutim, da se ne bi morala provoditi direktna sofisticirana nelinearna dinamička analiza, nelinearno ponašanje i disipacija (trošenje) energije može se uzeti u proračun provođenjem jednostavne linearno elastične analize, ali uzimajući u obzir reducirani spektar odziva zvan proračunski spektar: $S_d(T)$ [4].



Graf 2 Proračunski spektar odziva [4]

a_g – proračunsko horizontalno ubrzanje tla tipa A, u (m/s^2), ako je referentni period 50 god., a ako je riječ o nekom drugom periodu: $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$, gdje je γ_I faktor važnosti građevine

q – faktor ponašanja, vrijednosti se mogu pronaći u tablici 1

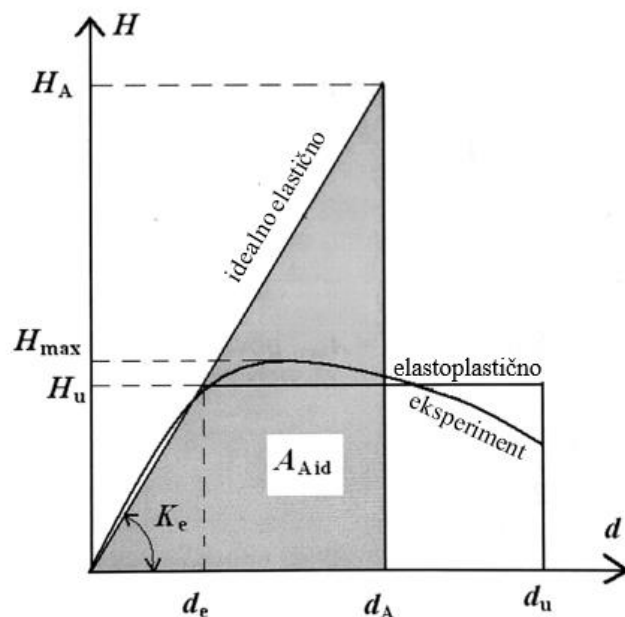
β – donji granični faktor za koji se prema HRN EN 1998-1:2011 predlaže vrijednost 0,2

Reducirani spektar se određuje uvođenjem faktora ponašanja, q , tj. faktora smanjenja (redukcije) sila. Faktor ponašanja predstavlja parametar koji opisuje sposobnost konstrukcije da apsorbira i troši energiju unesenu prilikom potresa. Trošenje energije ostvaruje se nelinearnim ponašanjem konstrukcije, odnosno njenim oštećenjem na koje se računa provodeći proračun s proračunskim silama. Faktor ponašanja dobiva se kao kvocijent između seizmičkih sila koje djeluju na konstrukciju kada bi odziv konstrukcije bio elastičan (uz viskozno prigušenje od 5 %) i proračunskih seizmičkih sila. Njime uzimamo u obzir nelinearna svojstva materijala, statički sustav i potreban razred duktilnosti, ali i faktor korekcije prigušenja η , ako je prigušenje različito od 5 %. Za određeno prigušenje, npr. viskozno prigušenje od 5 %, faktor korekcije prigušenja uzima se $\eta = 1,0$ [4].

Tablica 1 Rasponi dopustivih vrijednosti faktora ponašanja, q [4]

Tip konstrukcije	Faktor ponašanja (q)	Usvojen faktor ponašanja (q) prema nacionalnom dodatku HRN EN 1998-1/NA
Nearmirano zide u skladu samo s normama niza <u>HR EN 1996</u> (preporučeno samo za slučajeve male seizmičnosti)	1,5	1,5
Nearmirano zide u skladu s <u>HR EN 1998-1</u>	1,5 – 2,5	2,0
Omeđeno zide	2,0 – 3,0	2,5
Armirano zide	2,5 – 3,0	2,5

Vrijednost faktora ponašanja je veća od jedan, tj. $q \geq 1,5$. Ako je zgrada po visini nepravilna, vrijednost faktora ponašanja navedene u tablici 1 potrebno je smanjiti za 20 %, ali tako da nisu manje od 1,5.



Graf 3 Odnos eksperimentalnog i idealiziranog ponašanja zida opterećenog do sloma horizontalnom silom u ravnini [4]

Faktor ponašanja (q) važan je i u određivanju otpornosti konstrukcije. On predstavlja omjer sile sloma, H_A , (kad bi se konstrukcija ponašala elastično) i najveće sile na granici idealiziranog ponašanja, H_u . Kako je riječ o linearnim omjerima, faktor ponašanja također je i omjer graničnog pomaka, d_A , i elastičnog pomaka idealiziranog histereznog dijagrama, d_e :

$$q = \frac{H_A}{H_u} = \frac{d_A}{d_e} \cdot \mu_u \quad (5)$$

Osim što mora imati dovoljan kapacitet nosivosti, da bi konstrukcija bila seizmički otporna mora zadovoljavati i odgovarajuću duktilnost. Faktor duktilnosti zida, μ_u , je omjer najvećega (krajnjeg) pomaka, d_u , i pomaka idealiziranog dijagrama na početku plastičnog ponašanja, d_e :

$$\mu_u = \frac{d_u}{d_e} \quad (6)$$

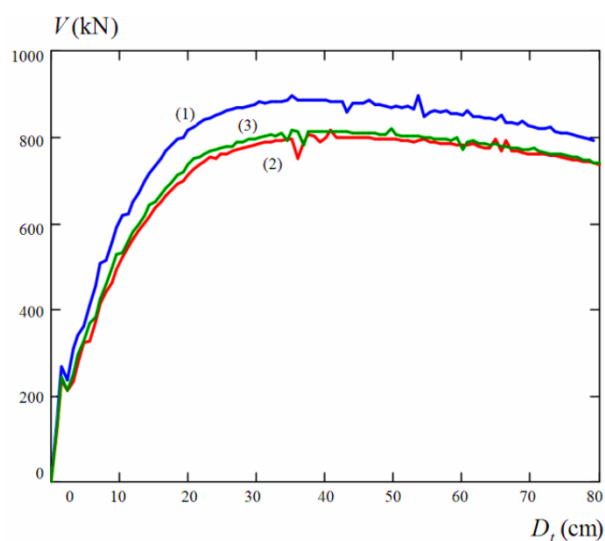
Međusobni odnos faktora ponašanja, q , i faktora duktilnosti, μ_u , određuje se pomoću izraza:

$$q = \frac{d_A}{d_e} = \frac{\sqrt{2 \cdot d_u \cdot d_e - (d_e)^2}}{d_e} = \sqrt{2 \cdot \frac{d_u}{d_e} - 1} = \sqrt{2 \cdot \mu_u - 1} \quad (7)$$

2.1.3 Metoda postupnog guranja, eng. *pushover*

Metoda postupnog guranja spada u skupinu nelinearne statičke analize i koristi se za proračun ciljanog pomaka konstrukcije koja je izložena potresnom djelovanju. Metoda pretpostavlja tečenje materijala i preraspodjelu sila u konstrukciji, a uglavnom se primjenjuje na jednostavnim modelima u kojima je plastičnost koncentrirana u unaprijed određenim i poznatim područjima.

Metoda postupnog guranja nastala je na temelju postupaka za projektiranje i saniranje oštećenih građevina koji sadrže inženjerske koncepte osnovane na ponašanju konstrukcije. Glavni princip metode je praćenje odgovora sustava za rastuću horizontalnu silu uz konstantno vertikalno opterećenje. Na taj se način simuliraju inercijalne sile koje se javljaju u sustavu prilikom potresnog opterećenja. Ocjena otpornosti na potres daje se na temelju praćenja jednog karakterističnog (kontrolnog) čvora koji najčešće predstavlja centar masa najvišeg kata. Na osnovu putanje kontrolnog čvora konstruira se nelinearna krivulja nosivosti iz koje se može ocijeniti potresna otpornost sustava [9].



Graf 4 Krivulje postupnog guranja u ovisnosti poprečne sile (V) i pomaka vrha zgrade (D_t) [10]

Graf 4 prikazuje krivulju postupnog guranja za tri pretpostavljena oblika pomaka. Krivulja kapaciteta idealizira se bilinearnim, elastoplastičnim odnosom ukupne poprečne sile, V i pomaka vrha zgrade, D_t . Za određivanje granica popuštanja potrebna je inženjerska prosudba. Ako se poštuje pristup jednakih energija, veća usvojena vrijednost granice popuštanja znači i manju inicijalnu krutost i obrnuto. Povećanjem opterećenja dolazi do otkazivanja pojedinih elemenata konstrukcije što uzrokuje smanjenje krutosti sustava [10].

Kriterij dostizanja nosivosti definira se korištenjem N2 metode koja je sastavni dio obavijesnog dodatka B norme HRN EN 1998-1 [11]. N2 metoda koristi spektar pomaka i krivulju kapaciteta nosivosti ekvivalentnoga sustava. Slovo N u nazivu označava da se radi o nelinearnoj analizi, a broj dva predstavlja dva matematička modela. Metoda N2 provodi se u 8 koraka.

2.1.4 Metoda vremenskog odziva, eng. *time history*

Time history metoda je najpreciznija, ali i najkompleksnija (najdugotrajnija) metoda proračuna na potres. Radi se o inkrementalno iterativnoj metodi kojoj je osnovna varijabla vrijeme. Proračun se provodi u vremenskim koracima čiji broj ovisi o duljini trajanja potresa, što u praksi znači više tisuća inkremenata. Uzevši u obzir da je potrebno ponoviti proračun za minimalno tri zapisa, a preporučuje se sedam ili više, može se zaključiti da je utrošak vremena neusporedivo veći u odnosu na prethodno navedene metode. Priprema zapisa također je vremenski zahtjevan posao, kao i obrada izlaznih podataka kojih je iznimno mnogo.

Ovakvo značajno povećanje utroška vremena posljedica je neprihvatanja ograničenja, koja su ostalih metoda. U analizi se uzima u obzir duljina trajanja potresa, ciklička priroda seizmičkog opterećenja, akumulacija oštećenja, utjecaj degradacije konstrukcije na dinamička svojstva uslijed nelinearnog ponašanja, itd.

Seizmičko opterećenje u ovoj metodi dano je kao ubrzanje temeljnog tla u funkciji vremena što se prikazuje umjetnim ili realnim SM akcelogramima. Zapis se vrši pri nekom stvarnom potresu na lokaciji koja po svojim karakteristikama tla i seizmičnosti približno odgovara lokaciji predmetne građevine. Iako metoda vremenskog zapisa teoretski nema ograničenja upotrebe, u praksi se najčešće primjenjuje za proračun dvodimenzionalnih modela [12].

2.2 Otkazivanje zidanih konstrukcija

Gibanje tla tijekom potresa dovodi do povećanja sile inercije u razini tla ili u težištu mase konstrukcije. Konstrukcija će ostati stabilna ako je osigurana osnova za prijenos sile u tlo uz minimalno oštećenje. Elementi koji sudjeluju u prijenosu seizmičke sile su ploče, temelji i zidovi, koji su ujedno i najpodložniji oštećenjima. Bitnu ulogu ima i vrsta međukatne i krovne konstrukcije.

S obzirom na ravninu otkazivanja, razlikujemo dva osnovna tipa sloma: slom u ranini i slom okomito na raninu, tj. van ravnine konstrukcije [5].

Mogući razlozi oštećenja zidanih konstrukcija su:

1. Nekvalitetna građa: vezivno sredstvo ili mort

Zidani nosivi zidovi u kojima je korišteno loše vezivno sredstvo (mort) mogu uzrokovati smanjenje vlačne i posmične čvrstoće, potencijalan nastanak pukotina pa čak i kolaps. Ako je čvrstoća elemenata manja od projektirane, ona postaje slaba točka.

Usljed djelovanja vlage, smrzavanja ili odmrzavanja, do oštećenje konstrukcije može doći i prije potresa.



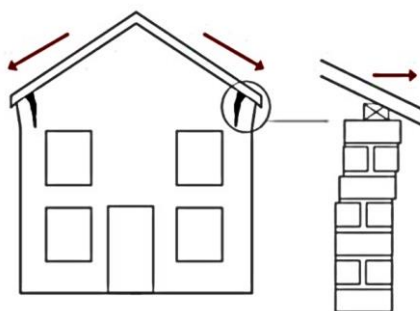
Slika 14 Primjer nekvalitetne gradnje (lijevo) i posljedice iste (desno) [13]

2. Nepравilnosti u ravnini ili izvan nje

Građevine pravilnog rasporeda u tlocrtu i po visini sigurnije su u potresu. Stoga je za stabilnost zidanih konstrukcija ključna pravilna vertikalna dispozicija i simetričan raspored zidova u dvije međusobno okomite ravnine.

3. Loši konstrukcijski detalji

Jedan od razloga oštećenja zidanih konstrukcija je izvedba loših konstrukcijskih detalja, gdje zbog nepoznavanja statičkih sustava i neprimjerene izrade dolazi do oštećenja uslijed djelovanja mjerodavnog opterećenja.



Slika 15 Loš detalj izvedbe nazidnice i drvene grede krovišta [5]

4. Pogreška u eksploataciji i održavanju zgrade

Neki od primjera pogreške u eksploataciji i održavanju su: promjena namjene objekta bez analize povećanja korisnog i/ili stalnog opterećenja, promjena geometrije građevine, promjena organizacije prostora dodavanjem ili uklanjanjem zidova, dodavanje galerija, promjena statičkog sustava dodavanjem ili ukidanjem konstrukcijskih elemenata, različiti vidovi preopterećenja (npr. nadozidanje).

5. Loše ponašanje zidova pri potresu

Čak i ako je zadovoljeno sve gore navedeno, postoji mogućnost da će se pri potresu javiti dijagonalne „X“ pukotine koje nastaju zbog lošeg odgovora zidanih konstrukcija na posmik. Tada trokuti formirani pukotinama postaju nestabilni i mogu prouzrokovati kolaps.

6. Slaba točka – mjesto spoja dva zida

Kvalitetna izvedba spoja neophodna je za osiguranje nosivosti van ravnine. Uslijed loše izvedenog spoja, veza između zidova osigurana je isključivo vlačnom čvrstoćom vezivnog sredstva.

7. Visoki, nepridržani, vitki zidovi

Ova vrsta oštećenja odnosi se na neovisne konstrukcije dimnjaka ili dugačke zidove bez bočnih pridržanja koji mogu uzrokovati otkazivanje van ravnine.

8. Slaba točka – otvori

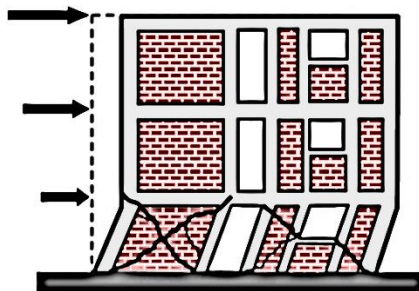
Slabe točke na mjestima otvora uzrokuju stvaranje vertikalnih pukotina i otkazivanje zida uslijed pomaka konstrukcije. Zbog toga je na mjestima otvora nužno izvesti vertikalne nosive elemente. Do otkazivanja može doći i uslijed neravnoteže u veličini i dispoziciji otvora u zidovima. Kako bi što veći dio zida mogao preuzeti horizontalno djelovanje, otvori trebaju biti pravilni i optimizirani.



Slika 16 Dijagonalne pukotine kao posljedica slabih točaka na mjestima otvora [14]

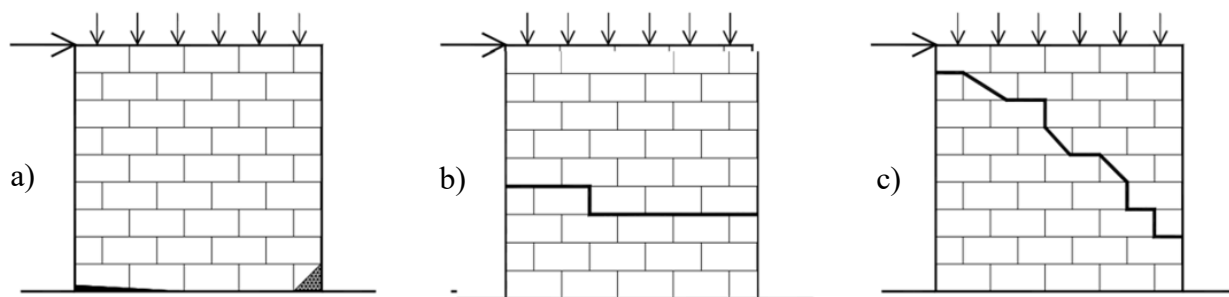
9. Slaba točka – meko prizemlje

Do kolapsa prve etaže može doći zbog smanjene duktilnosti i male čvrstoće zida. Također, prva etaža (prizemlje) često ima manje zidova, veću visinu i veće otvore (poslovni prostori) što dovodi do neravnomjerne raspodjele horizontalnih sila po visini konstrukcije, odnosno otkazivanja prve etaže [5].



Slika 17 Kolaps konstrukcije uzrokovan lošom izvedbom prizemlja [5]

2.2.1 Mehanizmi sloma u ravnini



Slika 18 Mehanizmi otkazivanja savijanjem (a), klizanjem (b) i dijagonalni slom (c) [5]

a) Mehanizam otkazivanja savijanjem

Mehanizam sloma savijanjem karakteriziraju horizontalne pukotine u sljubnicama morta na vlačnoj strani (lijevo), drobljenje pete zida (desno) i vlačne pukotine po cijeloj duljini armiranobetonskih vertikalnih serklaža. Za ovu vrstu sloma specifična je i pojava „ljuljanja“ kojom se zbog momenata savijanja na rubnim presjecima stvaraju vertikalne pukotine. Ova pojava karakteristična je kod vitkih zidova koji se ponašaju kao kruto tijelo.

b) Slom klizanjem uzrokovan posmikom

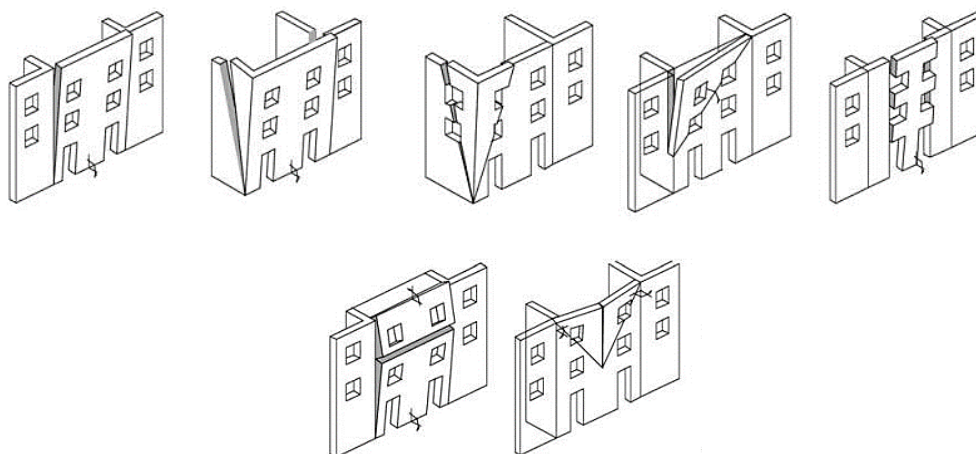
Do sloma klizanjem dolazi zbog loše kvalitete morta, niske razine vertikalnog opterećenja i vlačnog pucanja zidnih elemenata. Prilikom otkazivanja nastaju horizontalne uzdužne pukotine.

c) Dijagonalni slom uzrokovan posmikom

Osnovna odlika mehanizma posmičnog sloma je dijagonalna pukotina. Pukotina nastaje pri djelovanju vertikalnog i horizontalnog opterećenja kad glavni vlačni naponi dosegnu vrijednost vlačne čvrstoće zida. Pukotine obično prvo nastaju u polju zida, odakle se pri povećanju opterećenja šire prema rubovima. Do sloma dolazi zbog klizanja morta po zidnom elementu u sljubnici ili vlačnog pucanja zidnih elemenata [15].

2.2.2 Mehanizmi sloma van ravnine

Seizmička pobuda u smjeru okomito na ravninu зида uzrokuje savijanje i posmik što posljedično može izazvati slom ili prevrtanje зида. Opseg i razina oštećenja ovisi o vrsti međukatne konstrukcije i načinu povezivanja зида sa serklažima (ako oni uopće postoje). Kod zgrada s fleksibilnim stropnim konstrukcijama veća je vjerojatnost otkazivanja, i to tako da će slom nastati kao da se radi o vertikalnoj ploči opterećenoj okomito na svoju ravninu, slobodno oslonjenu po sva četiri ruba.



Slika 19 Tipovi mehanizma sloma van ravnine [16]

Slika 19 prikazuje tipove sloma okomito na ravninu зида. Prvih 5 mehanizama sloma ovisi o stanju i tipu veze fasadnih i bočnih zidova. Kod prvog mehanizma dolazi do prevrtanja fasadnog зида bez sudjelovanja bočnih zidova. Ova vrsta sloma obično se pojavljuje kad je veza na spojevima зида iz dva smjera slaba ili je nema. Drugi mehanizam se pojavljuje umjesto prvog kad je veza između zidova u dva smjera dovoljno jaka da u prevrtanje uključi jedan ili oba bočna zida. Takav mehanizam nastaje otvaranjem dijagonalne pukotine u bočnim zidovima i horizontalnog zgloba na fasadi. Treći tip mehanizma nastaje na uglovima građevine uslijed dobre veze zidova u dva smjera, ali slabe kvalitete veznog sredstva u ravninama. U tom slučaju dolazi do rotacije kuta ili širenja dvije dijagonalne pukotine prema rubu зида što može zahvatiti velik dio oba zida. Četvrti tip mehanizma nastaje zbog nejednolike veze na rubovima зида i slabe kvalitete зида dok peti tip nastaje u kombinaciji pravilnih rasporeda otvora po vertikali, ali slabe veze nadvoja, čime se stvara kontinuirana vertikalna pukotina [17].

Različiti mehanizmi sloma naglašavaju kompleksnost interakcije elemenata зида i vezivnog sredstva. Pravilno projektiranje i izvedba ključni su za minimiziranje rizika te osiguranje integriteta zidanih konstrukcija.

3. Numerički model zgrade

3.1 Opis modela

U svrhu izrade numeričkog modela konstrukcije korišten je inženjerski programski paket ETABS 20. ETABS 20 je ultimativni integrirani softverski paket za strukturnu analizu i projektiranje konstrukcija. Temelji se na metodi konačnih elemenata i specijaliziran je za modeliranje građevina u seizmičkom području. Cilj rada je napraviti model koji predstavlja dovoljno dobru aproksimaciju ponašanja realne konstrukcije uslijed djelovanja potresa.

Geometrija modela određena je na temelju arhivskih nacрта uz određene preinake radi pojednostavljenja. Zbog nedovoljne čitkosti i općenitog nedostatka podataka, neke informacije su pretpostavljene. Od 1891. godine izvedene su veće izmjene konstrukcije, uključujući i nadogradnju dvorišnog krila, pri čemu su neki od elemenata izostavljeni u korištenoj dokumentaciji. S obzirom na to da bi njihov utjecaj imalo zanemariv utjecaj pri djelovanju potresa, nisu se izvodili u modelu.

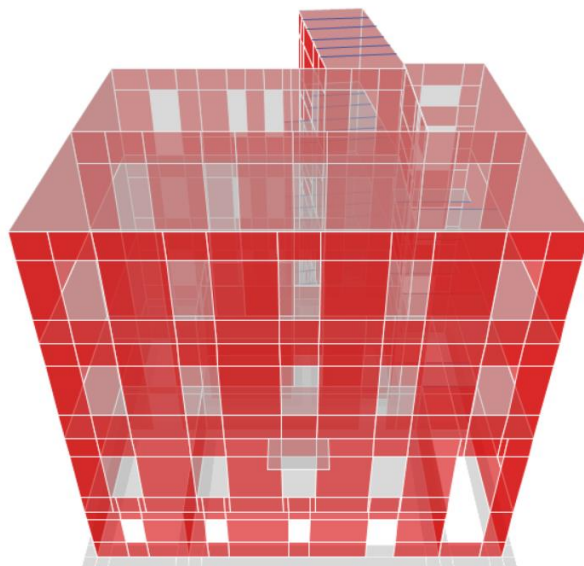
Analiza opterećenja obuhvaća provjeru nosivih elemenata konstrukcije. Zidovi, stropovi i temelji su modelirani kao plošni (*shell-thin*) elementi. Od zidova su modelirani samo oni deblji od 20 cm, a model krovne konstrukcije zamijenjen je ekvivalentnim iznosom opterećenja. Temelji su aproksimirani Winklerovim oprugama koje djelomično sprječavaju pomake u z smjeru i nepomičnim ležajevima koji u potpunosti sprječavaju pomake u x i y smjeru. Međukatna konstrukcija i podesti su izvedeni kao ploče debljine 10 cm čija su svojstva i nenosivi elementi zadani preko opterećenja.

Mehanička svojstva ziđa su pretpostavljena i navedena su u sljedećoj tablici.

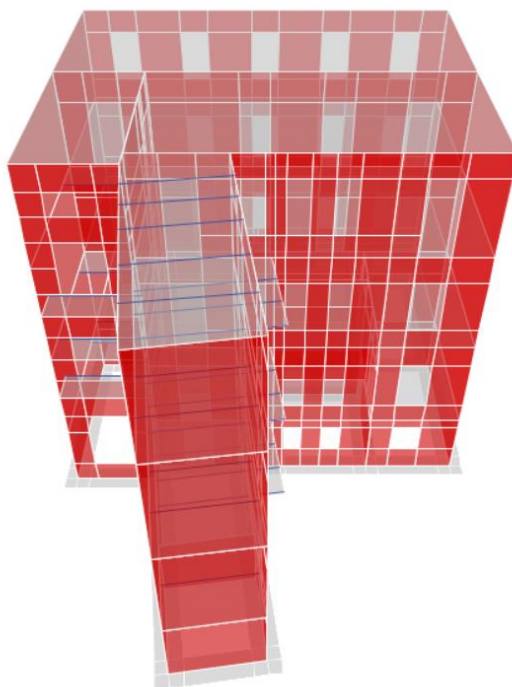
Tablica 2 Mehanička svojstva ziđa

Vrsta ziđa	Tlačna čvrstoća	Inicijalna posmična čvrstoća	Youngov modul elastičnosti	Modul posmika	Zapreminska težina	Vlačna čvrstoća
	f_m [MPa]	f_{vm0} [MPa]	E [MPa]	G [MPa]	γ [kN/m ³]	f_t
Zid od pune opeke s vapnenim mortom	3,4	0,16	1500	500	18	0,114

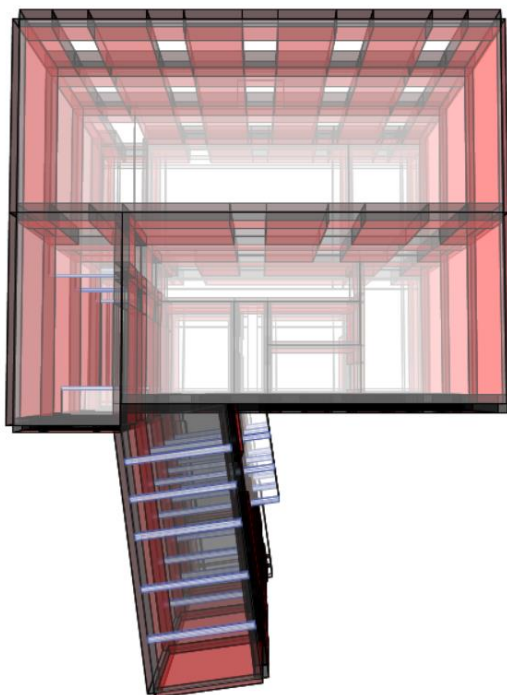
3.2 Prikaz modela



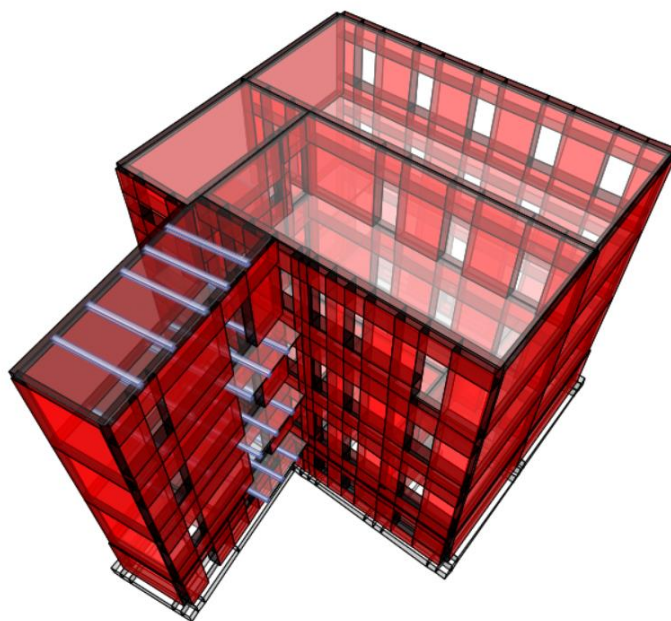
Slika 20 Numerički model kuće Pettko, ulično pročelje (ETABS 20)



Slika 21 Numerički model kuće Pettko, dvorišno pročelje (ETABS 20)



Slika 22 Numerički model kuće Pettko, extrude view, pogled odozgo (ETABS 20)



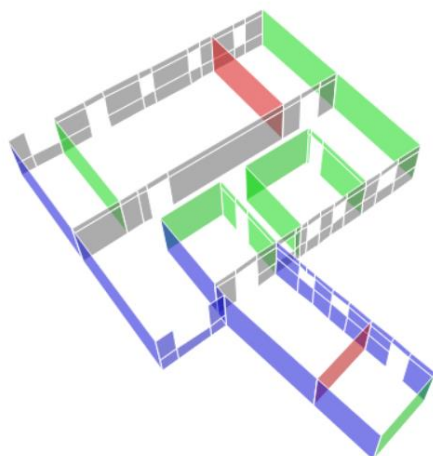
Slika 23 Numerički model kuće Pettko, extrude view, dvorišna nadogradnja s bočnim pogledom na kuću (ETABS 20)

3.2.1 Sudjelujuće površine nosivih zidova

Debljina zida:

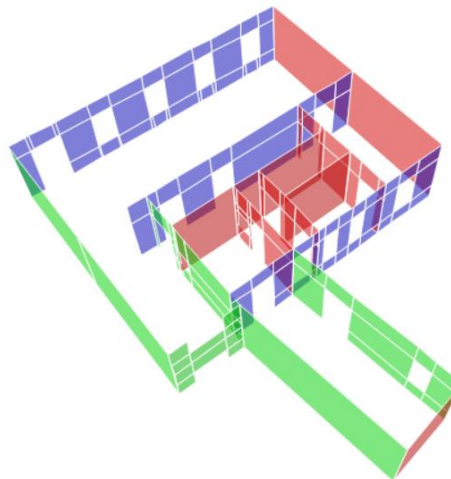
- 30 cm
- 45 cm
- 60 cm
- 75 cm

Suteren



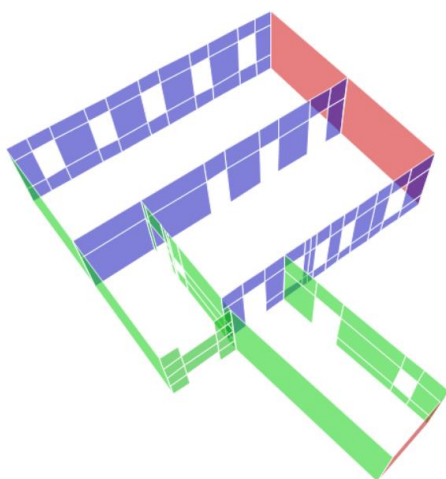
Ukupna bruto površina tlocrta: $257,87 \text{ m}^2$
Površina zidova u x smjeru: $30,57 \text{ m}^2$ (11,85 %)
Površina zidova u y smjeru: $35,15 \text{ m}^2$ (13,63 %)

Prizemlje



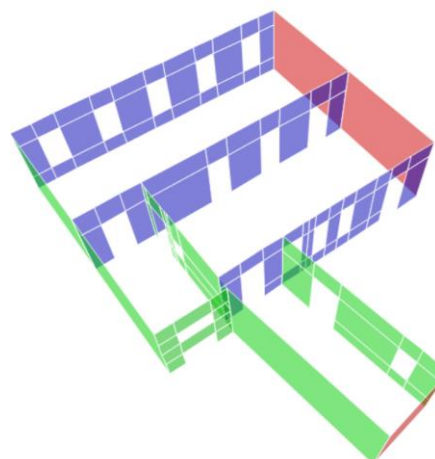
Ukupna bruto površina tlocrta: $257,87 \text{ m}^2$
Površina zidova u x smjeru: $18,94 \text{ m}^2$ (7,34 %)
Površina zidova u y smjeru: $22,06 \text{ m}^2$ (8,55 %)

1. kat



Ukupna bruto površina tlocrta: $257,87 \text{ m}^2$
Površina zidova u x smjeru: $19,46 \text{ m}^2$ (7,55 %)
Površina zidova u y smjeru: $18,65 \text{ m}^2$ (7,23 %)

2. kat



Ukupna bruto površina tlocrta: $257,87 \text{ m}^2$
Površina zidova u x smjeru: $18,68 \text{ m}^2$ (7,24 %)
Površina zidova u y smjeru: $18,65 \text{ m}^2$ (7,23 %)

3.3 Analiza opterećenja

Kako bismo odredili otpornost konstrukcije na potresno djelovanje, osim zadavanja parametara materijala, konstrukciju je potrebno opteretiti odgovarajućim opterećenjima: vlastita težina, dodatno stalno, uporabno i potresno opterećenje. Navedena opterećenja potrebna su kako bi dobili MASS i PTRRSQ kombinacije koje služe za provjeru iskoristivosti zida i nadvoja konstrukcije.

3.3.1 Vlastita težina

Vlastita težina konstrukcije uzima se u obzir preko zadanih karakteristika materijala i dimenzija elemenata u slučaju „DEAD“ opterećenja. Opterećenje se kombinira s ostalim stalnim i promjenjivim opterećenjima, a program ga definira ovisno o prethodno navedenim parametrima.

3.3.2 Dodatno stalno opterećenje

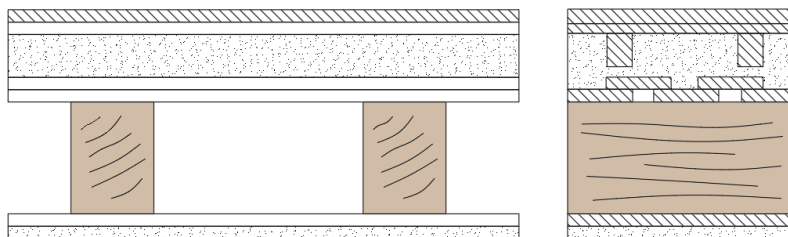
Dodatno stalno opterećenje predstavlja sva opterećenja nenosivih konstrukcijskih elemenata kao što su pregradni zidovi, stubište, drveno krovište i slojevi međukatne konstrukcije.

Opterećenje pregradnih zidova uzeto je kao površinsko opterećenje iznosa $1,00 \text{ kN/m}^2$ zato što nije poznato stvarno stanje pregradnih zidova u stanovima.

Opterećenje međukatnih konstrukcija dobiveno je na sljedeći način:

Tablica 3 Dodatno stalno opt. od slojeva stropne konstrukcije - plitki svodovi

DODATNO STALNO OPTEREĆENJE – plitki svodovi		
Parket, 2 cm	$0,02 \cdot 8$	$0,16 \text{ kN/m}^2$
Drvena oplata, 5 cm	$0,05 \cdot 8$	$0,40 \text{ kN/m}^2$
Šuta, 6 cm	$0,06 \cdot 14$	$0,84 \text{ kN/m}^2$
Opeka, 13 cm	$0,13 \cdot 18$	$2,26 \text{ kN/m}^2$
Žbuka, 2 cm	$0,02 \cdot 18$	$0,36 \text{ kN/m}^2$
Opterećenje pregradnim zidovima		$1,00 \text{ kN/m}^2$
UKUPNO STALNO OPT.		$5,38 \text{ kN/m}^2$



Slika 24 Presjek međukatne konstrukcije – drveni grednik

Tablica 4 Dodatno stalno opt. od slojeva međukatne konstrukcije - drveni grednik (slika 24)

DODATNO STALNO OPTEREĆENJE – drveni grednik		
Parket, 2 cm	$0,02 \cdot 8$	$0,16 \text{ kN/m}^2$
Daska, 3 cm	$0,03 \cdot 8$	$0,24 \text{ kN/m}^2$
Šuta, 11 cm	$0,11 \cdot 14$	$1,54 \text{ kN/m}^2$
Daska, 2 x 24 cm	$0,048 \cdot 8$	$0,35 \text{ kN/m}^2$
Drveni grednik, 20/20 cm		$0,22 \text{ kN/m}^2$
Daska, 2,4 cm	$0,024 \cdot 8$	$0,19 \text{ kN/m}^2$
Trstika i žbuka, 3 cm	$0,03 \cdot 18$	$0,54 \text{ kN/m}^2$
Opterećenje pregradnim zidovima		$1,00 \text{ kN/m}^2$
UKUPNO STALNO OPT.		$4,24 \text{ kN/m}^2$

Tablica 5 Dodatno stalno opterećenje od krovišta

DODATNO STALNO OPTEREĆENJE – krovna konstrukcija	
Crijep	$0,42 \text{ kN/m}^2$
Drveni profili, 20/20 cm	$0,24 \text{ kN/m}^2$
Ostalo stalno opterećenje	$0,02 \text{ kN/m}^2$
UKUPNO STALNO OPT. NA RASTERU 1,00 m	$0,68 \text{ kN/m}^2$

Tablica 6 Dodatno stalno opterećenje od stubišta

DODATNO STALNO OPTEREĆENJE – stubište		
Parket, 2 cm	$0,02 \cdot 8$	$0,16 \text{ kN/m}^2$
AB stuba, $d = 16 \text{ cm}$	$0,16 \cdot 25/2$	$2,00 \text{ kN/m}^2$
AB ploča, $d = 16 \text{ cm}$	$0,16 \cdot 25$	$4,00 \text{ kN/m}^2$
Cementni estrih, $d = 4 \text{ cm}$	$0,04 \cdot 21$	$0,84 \text{ kN/m}^2$
UKUPNO STALNO OPT.		$7,00 \text{ kN/m}^2$

Stubište je modeliramo samo s podestima, a utjecaj krakova uzet je u obzir preko linijskog opterećenja koje je nanoseno na rubu grede podesta u sljedećim iznosima:

Duljina kraka stubišta u suterenu $L = 4,80 \text{ m}$:

$$R_{ST,g} = \frac{g \cdot L_{ST}}{2} = \frac{7,00 \cdot 4,80}{2} = 16,80 \text{ kN/m'}$$

Duljina kraka dvokrakog stubišta u prizemlju i na 1. katu $L = 4,70 \text{ m}$:

$$R_{ST,g} = \frac{g \cdot L_{ST}}{2} = \frac{7,00 \cdot 4,70}{2} = 16,45 \text{ kN/m'}$$

Tablica 7 Dodatno stalno opterećenje od balkona

DODATNO STALNO OPTEREĆENJE – balkon		
Pločice, 2 cm	$0,02 \cdot 23$	$0,46 \text{ kN/m}^2$
Estrih, 4 cm	$0,04 \cdot 20$	$0,80 \text{ kN/m}^2$
Hidroizolacija, 2 cm	$0,02 \cdot 12$	$0,24 \text{ kN/m}^2$
AB ploča, 15 cm	$0,15 \cdot 25$	$3,75 \text{ kN/m}^2$
Žbuka, 2 cm	$0,02 \cdot 18$	$0,36 \text{ kN/m}^2$
UKUPNO STALNO OPT.		$5,61 \text{ kN/m}^2$

3.3.3 Uporabno opterećenje

Uporabno opterećenje predstavlja promjenjivo opterećenje koje ovisi o namjeni građevine i njenih prostorija.

Tablica 8 Uporabno opterećenje ovisno o namjeni građevine i prostorija

UPORABNO OPTEREĆENJE (prema HRN EN 1991-2-1)		
A kategorija	Prostori za stanovanje i kućne djelatnosti	2,00 kN/m ²
	Nestambeno potkrovlje	1,50 kN/m ²
S kategorija	Stubište, podest	3,00 kN/m ²
P kategorija	Balkoni	0,60 kN/m ²

Duljina kraka stubišta u suterenu $L = 4,80 \text{ m}$:

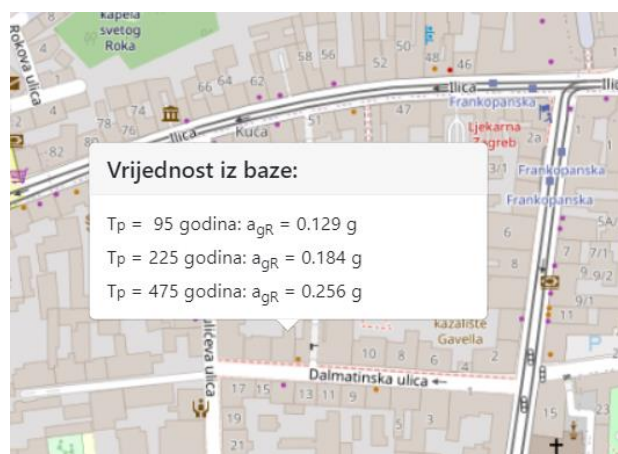
$$R_{ST,g} = \frac{q_k \cdot L_{ST}}{2} = \frac{3,00 \cdot 4,80}{2} = 7,20 \text{ kN/m'}$$

Duljina kraka stubišta u prizemlju i na 1. katu $L = 4,70 \text{ m}$:

$$R_{ST,g} = \frac{q_k \cdot L_{ST}}{2} = \frac{3,00 \cdot 4,70}{2} = 7,05 \text{ kN/m'}$$

3.3.4 Potresno opterećenje

Predmetna konstrukcija se proračunava na potres u skladu s parametrima danim prema HRN EN 1998-1. S obzirom na to da se Zagreb nalazi u potresno aktivnoj zoni gdje posljedično postoji mogućnost pojavljivanja velikih bočnih sila, potresna kombinacija najčešće je i mjerodavna kombinacija prilikom dimenzioniranja konstrukcija.



Slika 25 Vrijednosti horizontalnih vršnih ubrzanja tla za prikazane povratne periode [18]

Iz slike 25 možemo očitati vrijednost vršnog ubrzanja tla određenog povratnog perioda za predmetnu lokaciju:

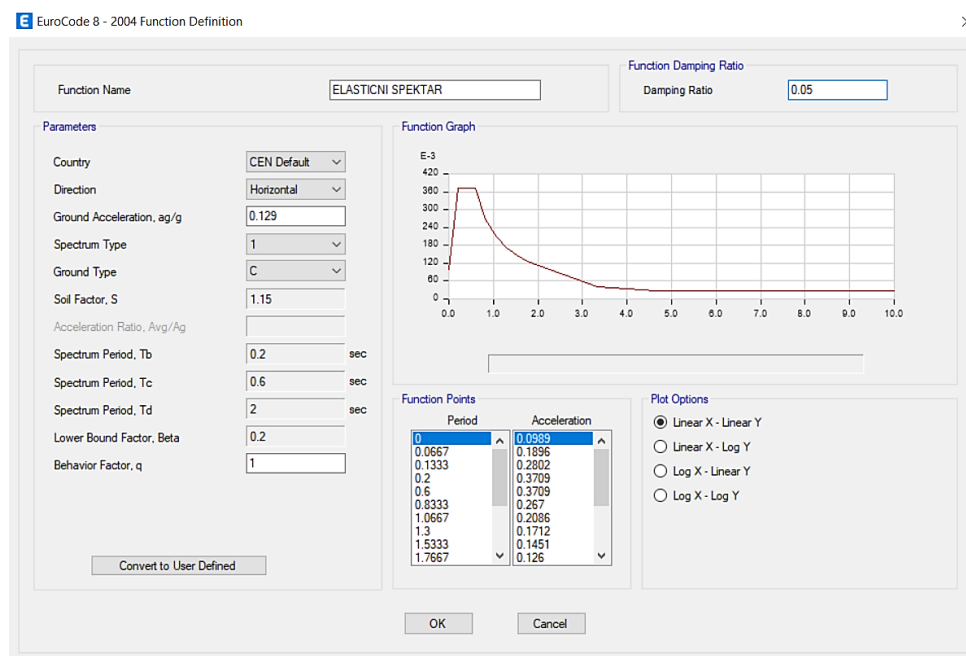
- Povratni period od 95 godina, $a_g = 0,129 g$
- Povratni period od 475 godina, $a_g = 0,256 g$

Pri čemu $g = 9,81 m/s^2$ predstavlja gravitacijsko ubrzanje.

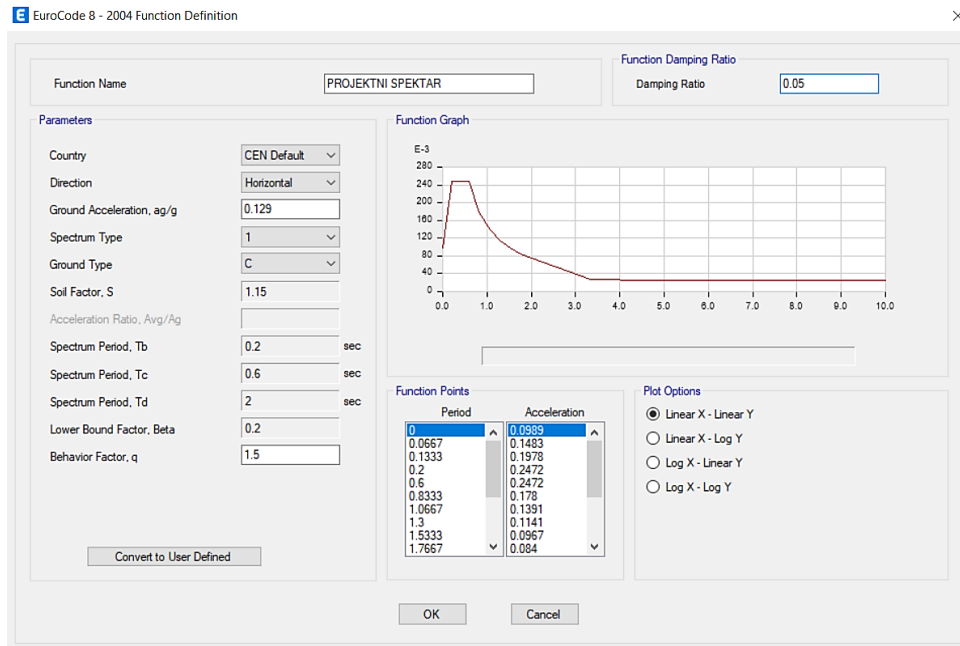
S obzirom na to da nisu provedena geotehnička ispitivanja, pretpostavljena je kategorija tla „C“ (duboke naslage zbijenog ili srednje zbijenog pijeska, šljunka ili tvrde gline debljine od nekoliko desetina do više stotina metara).

Riječ je o stambenoj zgradi razreda važnosti II pa se za faktora važnosti uzima iznos $\gamma_I = 1,00$ (obične zgrade koje ne spadaju u ostale kategorije). Za tu razinu važnosti zgrada oštećenih u potresu zahtijeva se proračun potresnog djelovanja za poredbenu vjerojatnost premašaja od 10 % u 10 godina (povratni period 95 godina) za granično stanje znatnog oštećenja. U pravilu nije potrebna kontrola pomaka za ovaj povratni period, ali je u ovom slučaju rađena radi provjere.

Faktor ponašanja usvojen je u odnosu na tip konstrukcije prema nacionalnom dodatku HRN EN 1998-1/NA za nearmirano zide i iznosi $q = 1,5$.



Slika 26 Elastični spektar odziva (ETABS 20)



Slika 27 Projektni spektar odziva (ETABS 20)

Spektar odziva je funkcija koja potpuno određuje odziv sustava na pripadajuću pobudu i sadrži vršne iznose za odabrani potresni zapis. Konstrukcija se u slučaju elastičnog spektra ponaša čisto elastično te se uzima da je faktor ponašanja, $q = 1,0$. Za razliku od toga, projektni spektar se dobiva redukcijom elastičnog spektra upotrebom faktora ponašanja čija je minimalna vrijednost $q = 1,5$.

Postoje dva tipa elastičnog spektra:

- Spektar 1 – za lokacije s magnitudom većom od 5,5 po Richteru
- Spektar 2 – za lokacije s magnitudom do 5,5 po Richteru

U ovom slučaju mjerodavan je spektar tipa 1.

Projektni spektar daje propisane iznose vršnih vrijednosti i dobiva se statističkom obradom više spektralnih krivulja. Ovisno o tvorbi može biti vrlo različit od spektra odziva. Sadrži procjenu djelovanja budućih potresa i predstavlja prosječnu vrijednost više spektralnih odgovora. Potreban je za inženjersku praksu jer nije dovoljan samo spektar jednog, prošlog potresa. Naime, čak i na istoj lokaciji, zapisi zabilježeni tijekom dva različita potresa neće biti slični, već će postojati izrazite razlike u obliku zapisa i spektra, a budući ekstremi se mogu pojaviti između postojećih. [19]

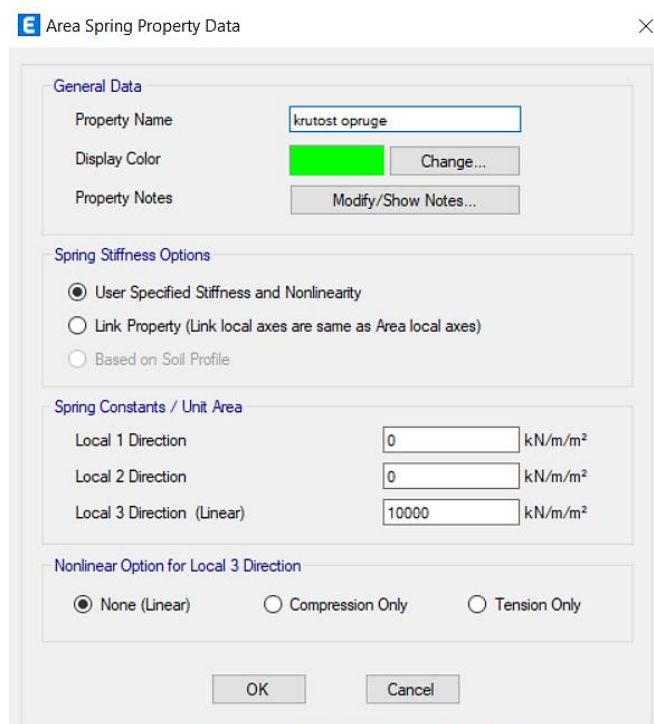
3.3.5 Kombinacije opterećenja

Nakon pridruživanja opterećenja odgovarajućim elementima modela, definirane su sljedeće kombinacije opterećenja:

- $MASS = 1,0 \cdot Dead + 1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q$
- $PTRRSE = 1,0 \cdot Dead + 1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + 1,0 \cdot RSE$
- $PTRRSQ = 1,0 \cdot Dead + 1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + 1,0 \cdot RSQ$

3.3.6 Rubni uvjeti

Predmetna građevina je temeljena na trakastim temeljima dimenzije 60 x 100 cm. Pri numeričkom modeliranju konstruktivnih sustava potrebno je simulirati tlo na koje se sustav oslanja. Simulacija se u ovom slučaju izvela modelom Winklerovih opruga čija je krutost definirana koeficijentom reakcije tla.



Slika 28 Definiranje veze s tlom Winklerovim oprugama

Opruge su zadane plošno po trakastim temeljima definiranim kao *shell-thin* elementi, a s obzirom na to da uvjeti temeljenja nisu poznati, pretpostavlja se Winklerov koeficijent u iznosu od 10000 kN/m/m^2 . Pomaci u x i y smjeru spriječeni su nepomičnim ležajevima.

3.4 Preliminarna procjena potresnog djelovanja na građevinu

Za procjenu ukupne težine konstrukcije uzeta je u obzir vlastita težina elementa, dodatno stalno opterećenje i 30 % uporabnog opterećenja.

Ukupna težina konstrukcije iznosi:

$$W = 13546 \text{ kN}$$

Procijenjena vrijednost prvog titraja prema izrazu 3 iznosi:

$$T_1 = 0,016 \cdot H = 0,2432 \text{ s}$$

Tablica 9 Vrijednosti parametara koji opisuju Spektar 1

Tip tla	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
C	1,15	0,20	0,6	2,0

Za tip tla je prethodno pretpostavljena klasa „C“ dok se vrijednosti parametara zbog pretpostavljenih magnituda potresa određuju Spektrom 1 (tablica 9).

S obzirom na to da je procijenjena vrijednost prvog titraja $T_B(s) < T_1 < T_C(s)$, vrijedi da se komponenta proračunskog spektra odziva $S_d(T_1)$, određuje prema izrazu:

$$S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (8)$$

Potresno djelovanje pretpostavljeno je prema karti potresnih područja Republike Hrvatske (slika 25) uzimajući u obzir vrijednosti horizontalnih vršnih ubrzanja tla za povratne periode od 95 godina.

Faktor tla određujemo prema tipu tla za Spektar 1 i iznosi $S = 1,15$ (tablica 9).

Popravni (korekcijski) faktor za slučajeve kada zgrada ima više od dvije etaže i $T_1 \leq 2 \cdot T_C$ iznosi $\lambda = 0,85$.

Iz svega navedenoga slijedi da je za povratni period od 95 god, prema izrazu 8:

$$S_d(T_1) = 0,129 \cdot 9,81 \cdot 1,15 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 2,43$$

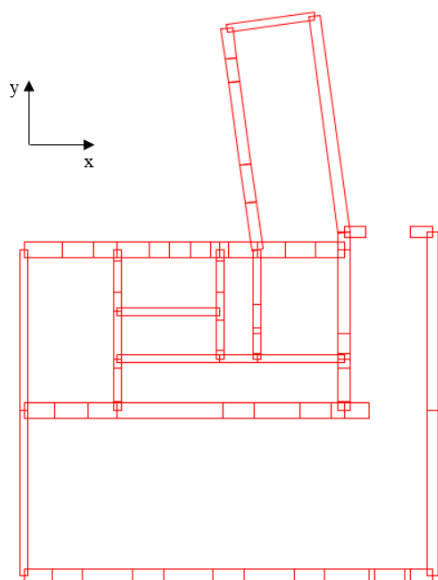
Ukupna proračunska sila u podnožju građevine (eng. *base shear*) prema izrazu 2 iznosi:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda = 2,43 \cdot \frac{13546}{9,81} \cdot 0,8 = 2684,34 \text{ kN}$$

Udio ukupne težine koji se aktivira potresnim djelovanjem (eng. *base shear* koeficijent) iznosi:

$$B.S. = \frac{F_b}{W} = \frac{2684,34}{13546} = 0,198$$

Na temelju kvazistatičke procjene potresne sile dobiveno je da potresno djelovanje aktivira 20 % ukupne težine konstrukcije za povratno razdoblje od 95 godina. Na temelju procijenjene vrijednosti poprečne sile uslijed djelovanja potresa za smjerove x i y, određene su prosječne vrijednosti posmičnih naprezanja u zidovima prizemlja kuće.



Ukupna bruto površina tlocrta: 257,87 m²
Površina zidova u x smjeru: 18,94 m² (7,34 %)
Površina zidova u y smjeru: 22,06 m² (8,55 %)

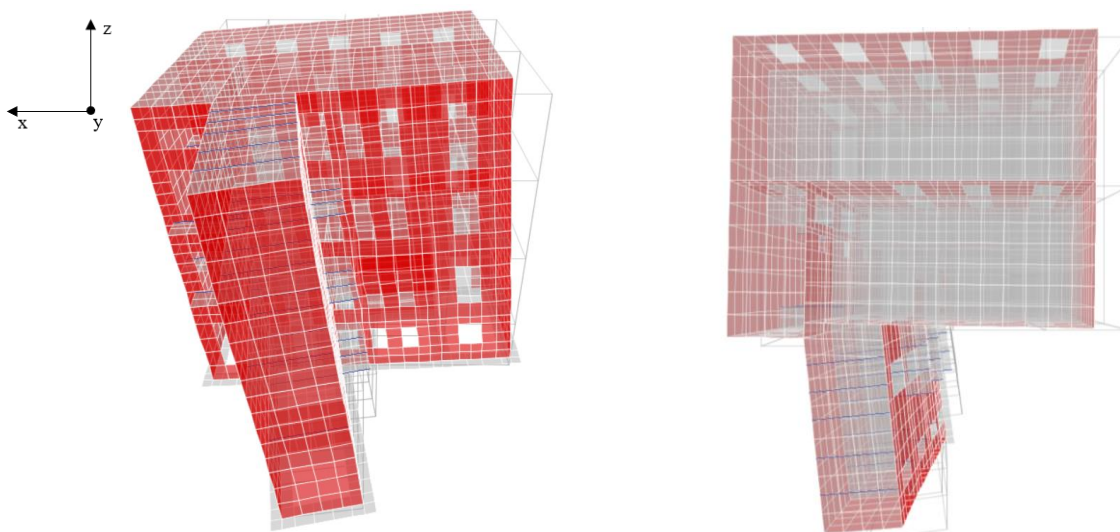
Prosječno posmično naprezanje (dno prizemlja):

$$\tau_x = \frac{F_b}{A_x} = \frac{2684,34}{18,94} = 0,14 \text{ MPa}$$

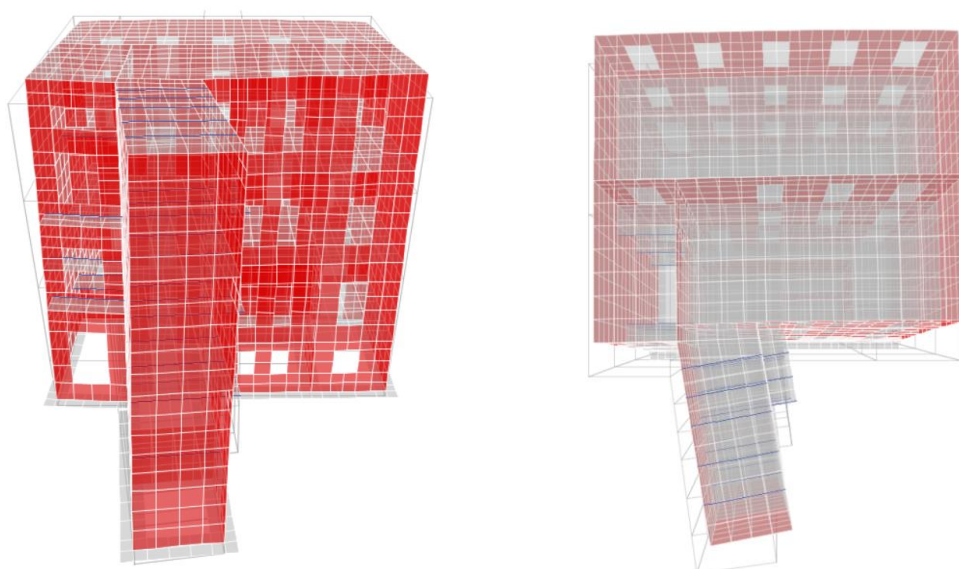
$$\tau_y = \frac{F_b}{A_y} = \frac{2684,34}{22,06} = 0,12 \text{ MPa}$$

3.5 Dinamičke značajke zgrade

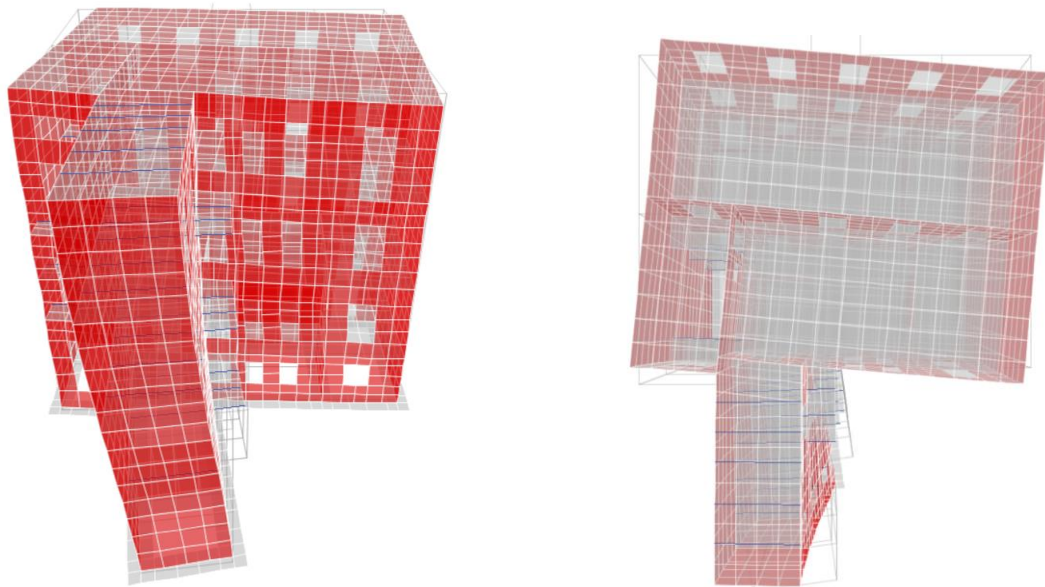
Preduvjet za proračun konstrukcije na djelovanje potresa je poznavanje dinamičkih karakteristika. Modalnom analizom dobiveni su vlastiti oblici titranja i periodi modela zgrade. Za razumijevanje ponašanja konstrukcije pri potresnom opterećenju ključna je analiza prva tri vlastita oblika titranja. Pri tome je poželjno da prva dva budu translacijska, a treći rotacijski. Razlog je nedovoljna istraženost torzijske pobude, odziv građevine na torziju i dodatna napreznja koja pri toj vrsti opterećenja nastaju u obodnim zidovima.



Slika 29 Prikaz prog oblika titranja, $T_1 = 0,566$ s (ETABS 20)



Slika 30 Prikaz drugog oblika titranja, $T_2 = 0,504$ s (ETABS 20)



Slika 31 Prikaz trećeg oblika titranja, $T_3 = 0,282$ s (ETABS 20)

Tablica 10 Podaci dobiveni modalnom analizom: oblici titranja i pripadni periodi, pomaci i aktivirana masa u ovisnosti o smjeru

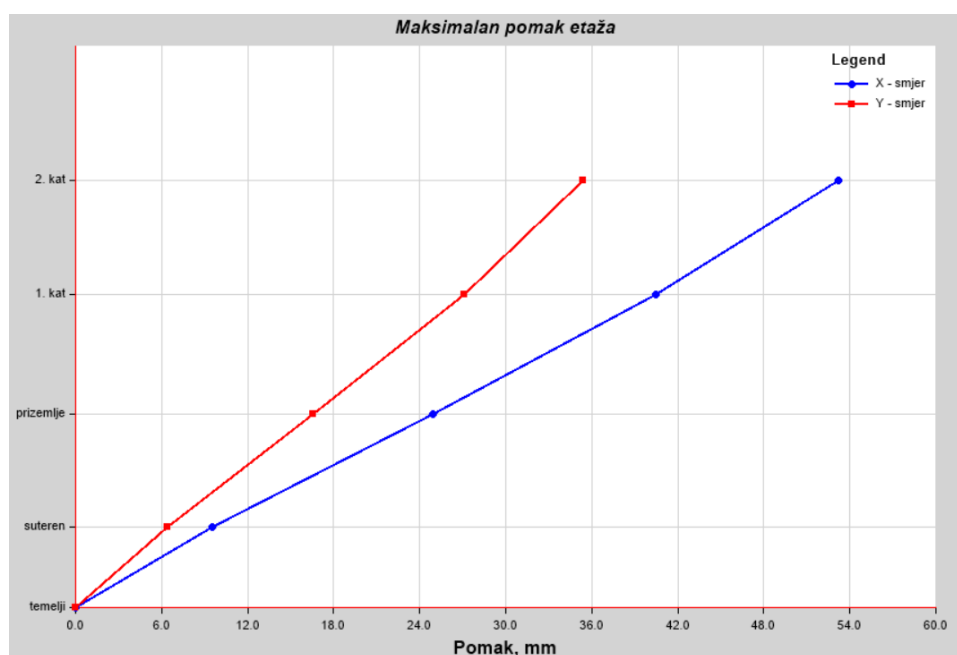
Oblik	Period [sec]	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,566	0,709	0,017	0,709	0,017	0,004
2	0,504	0,015	0,702	0,724	0,719	0,006
3	0,282	0,006	0,006	0,729	0,725	0,730
4	0,161	0,000	0,000	0,730	0,725	0,011
5	0,137	0,087	0,022	0,817	0,747	0,016
6	0,119	0,035	0,091	0,852	0,838	0,004
7	0,099	0,006	0,016	0,858	0,853	0,039
8	0,091	0,012	0,001	0,870	0,855	0,004
9	0,087	0,000	0,000	0,870	0,855	0,010
10	0,085	0,007	0,004	0,877	0,859	0,006
11	0,083	0,002	0,000	0,879	0,859	0,000
12	0,080	0,000	0,018	0,879	0,877	0,011
13	0,078	0,008	0,007	0,887	0,884	0,010
14	0,076	0,000	0,003	0,887	0,887	0,004
15	0,074	0,002	0,001	0,889	0,888	0,003
16	0,073	0,001	0,000	0,890	0,888	0,004
17	0,070	0,001	0,000	0,891	0,888	0,004
18	0,068	0,004	0,003	0,895	0,891	0,000
19	0,066	0,000	0,002	0,895	0,893	0,000
20	0,066	0,003	0,002	0,898	0,895	0,001
21	0,065	0,001	0,007	0,898	0,902	0,003

Iz prethodne tablice i slika modalnih oblika primjećujemo da zgrada ima najmanju krutost u x smjeru. To možemo zaključiti jer je pri prvom obliku titranja ostvaren najveći pomak u x smjeru. Drugi vlastiti oblik titranja je translacijski i dominantan je u y smjeru. Treći oblik je torzijski.

Prema normi HRN EN 1998-1, zbroj proračunskih modalnih masa mora iznositi najmanje 90 % ukupne mase modela, što vrijedi za x i y smjer. Također se zahtijeva da se uzmu u obzir samo oblici s proračunskim modalnim masama većim od 5 % ukupne mase. U tablici 9 su prikazani vlastiti oblici titranja i periodi uz prikaz aktiviranih masa u oba smjera.

3.6 Pomaci konstrukcije

U normi EN 1998-1/NA definirani su maksimalni dopušteni pomaci pojedinih etaža. S obzirom na to da ovim modelom želimo dosegnuti razinu 2 otpornosti na potres, mjerodavno je potresno opterećenje s 95-ogodišnjim povratnim periodom. Prilikom određivanja maksimalnih pomaka pretpostavlja se odziv zgrade u elastičnom području, pri čemu je $q = 1,0$.



Graf 5 Maksimalni pomaci etaža za oba smjera

Graf 5 prikazuje maksimalne pomake pojedinih etaža za potresno opterećenje. Očitano je da je maksimalan pomak u x smjeru jednak 53,23 mm, a u y smjeru 35,41 mm. Maksimalan međukatni pomak ostvaren je između prizemlja i prvog kata u x smjeru i iznosi 15,55 mm.

Dopuštene vrijednosti međukatnog pomaka definirane su normom EN 1998-1. Ograničenje međukatnog pomaka za zgrade koje imaju nekonstrukcijske elemente od krhkih materijala pričvršćenih za konstrukciju računa se prema izrazu:

$$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h \quad (9)$$

Pri čemu je:

d_r – proračunski kutni pomak

v – faktor smanjenja, $v = 1,0$

h – visina kata

Prema izrazu 9 za predmetnu građevinu dobivamo da je:

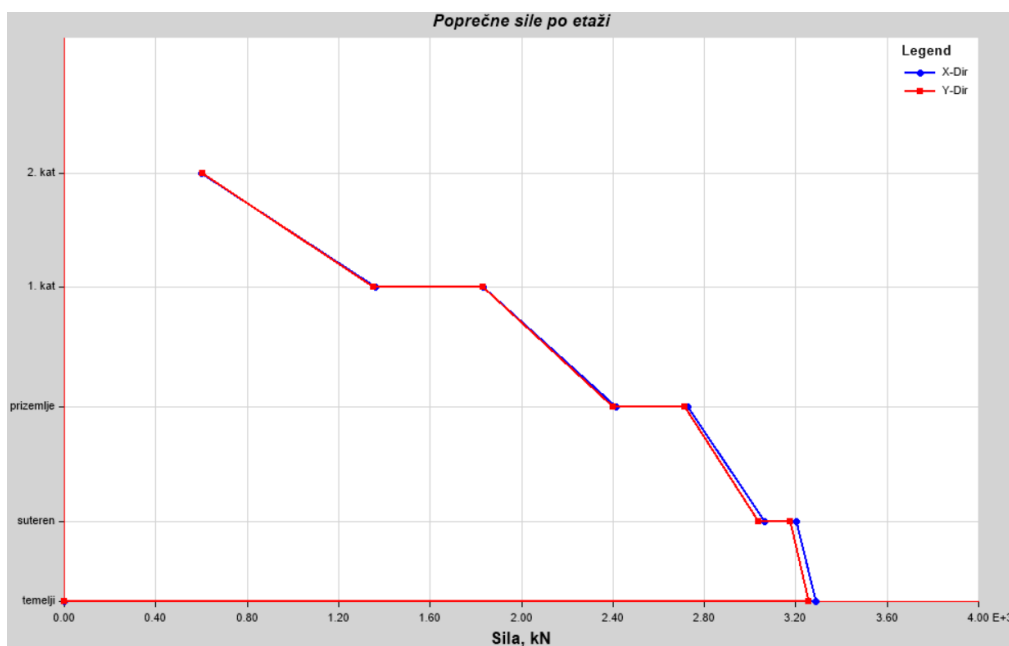
$$15,55 \cdot 1,0 \leq 0,005 \cdot 4050$$

$$15,55 \text{ mm} \leq 20,25 \text{ mm}$$

Uvjet je zadovoljen!

3.7 Katne poprečne sile

Na sljedećoj fotografiji prikazana je raspodjela poprečnih sila po etažama prilikom djelovanja potresne kombinacije povratnog perioda od 95 godina za faktor ponašanja $q = 1,5$.



Graf 6 Katne poprečne sile u oba smjera

Tablica 11 Reakcije u razini temelja za različite vrste opterećenja

Slučaj opterećenja	F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]
Dead	0	0	13546,00
Q	0	0	1970,27
G	0	0	4612,95
RSQ max	3286,16	3258,08	0
RSE max	4923,41	4880,47	0
PTRRSE max	4923,41	4880,47	18750,02
PTRRSE min	-4923,41	-4880,47	18750,02
MASS	0,00	0,00	18750,02
PTRRSQ max	3286,16	3258,08	18750,02
PTRRSQ min	-3286,16	-3258,08	18750,02

Tablica 12 Poprečne sile po etažama za proračunsku potresnu kombinaciju

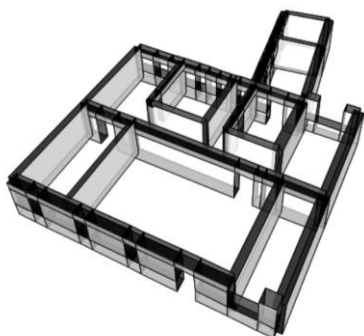
Etaža	Kombinacija opterećenja	Pozicija	V_x [kN]	V_y [kN]
2. kat	PTRRSQ	Dno	1362,13	1352,31
		Vrh	-601,04	-606,17
1. kat	PTRRSQ	Dno	2412,10	2400,33
		Vrh	-1832,32	-1830,15
Prizemlje	PTRRSQ	Dno	3062,34	3038,50
		Vrh	-2727,26	-2713,73
Suteren	PTRRSQ	Dno	3286,16	3258,08
		Vrh	-3203,74	-3176,51

Tablica 13 Uzdužna sila po etažama za MASS kombinaciju

Etaža	Kombinacija opterećenja	Pozicija	P [kN]
2. kat	MASS	Vrh	1303,98
		Dno	4382,06
1. kat	MASS	Vrh	5532,70
		Dno	8925,29
Prizemlje	MASS	Vrh	10178,00
		Dno	13770,25
Suteren	MASS	Vrh	15131,19
		Dno	18750,02

U nastavku slijedi proračun omjera poprečne sile i težine konstrukcije te prosječno posmično naprezanje za pojedinu etažu. Poprečne sile dobivene su iz tablice 12 za mjerodavnu kombinaciju PTRRSQ, a težina iz tablice 13 za MASS kombinaciju.

Suteren



Ukupna bruto površina tlocrta: 257,87 m²

Površina zidova u x smjeru: 30,57 m² (11,85 %)

Površina zidova u y smjeru: 35,15 m² (13,63 %)

Omjer poprečne sile i težine (dno suterena):

$$\frac{F_x}{W} = \frac{3286,16 \text{ kN}}{18750,02 \text{ kN}} = 0,18$$

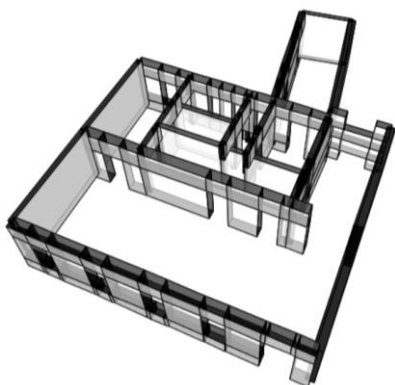
$$\frac{F_y}{W} = \frac{3258,08 \text{ kN}}{18750,02 \text{ kN}} = 0,17$$

Prosječno posmično naprezanje (dno suterena):

$$\tau_x = \frac{F_b}{A_x} = \frac{3286,16 \text{ kN}}{30,57 \text{ m}^2} = 0,11 \text{ MPa}$$

$$\tau_y = \frac{F_b}{A_y} = \frac{3258,08 \text{ kN}}{35,15 \text{ m}^2} = 0,09 \text{ MPa}$$

Prizemlje



Ukupna bruto površina tlocrta: 257,87 m²

Površina zidova u x smjeru: 18,94 m² (7,34 %)

Površina zidova u y smjeru: 22,06 m² (8,55 %)

Omjer poprečne sile i težine (dno prizemlja):

$$\frac{F_x}{W} = \frac{3062,34 \text{ kN}}{13770,25 \text{ kN}} = 0,22$$

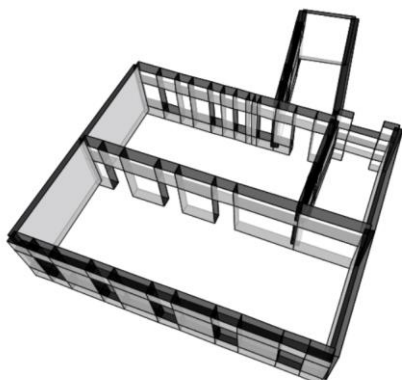
$$\frac{F_y}{W} = \frac{3038,50 \text{ kN}}{13770,25 \text{ kN}} = 0,22$$

Prosječno posmično naprezanje (dno prizemlja):

$$\tau_x = \frac{F_b}{A_x} = \frac{3062,34 \text{ kN}}{18,94 \text{ m}^2} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_y = \frac{F_b}{A_y} = \frac{3038,50 \text{ kN}}{22,06 \text{ m}^2} = 0,14 \text{ MPa}$$

1. kat



Ukupna bruto površina tlocrta: 257,87 m²

Površina zidova u x smjeru: 19,46 m² (7,55 %)

Površina zidova u y smjeru: 18,65 m² (7,23 %)

Omjer poprečne sile i težine (dno 1. kata):

$$\frac{F_x}{W} = \frac{2412,10 \text{ kN}}{8925,29 \text{ kN}} = 0,27$$

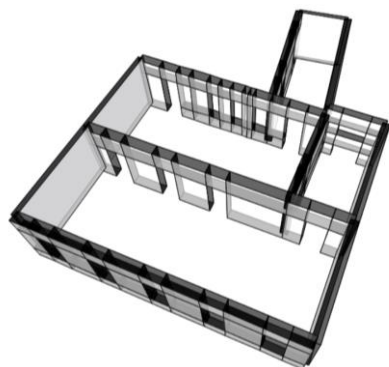
$$\frac{F_y}{W} = \frac{2400,33 \text{ kN}}{8925,29 \text{ kN}} = 0,27$$

Prosječno posmično naprezanje (dno 1. kata):

$$\tau_x = \frac{F_b}{A_x} = \frac{2412,10 \text{ kN}}{19,46 \text{ m}^2} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\tau_y = \frac{F_b}{A_y} = \frac{2400,33 \text{ kN}}{18,65 \text{ m}^2} = 0,13 \text{ MPa}$$

2. kat



Ukupna bruto površina tlocrta: 257,87 m²

Površina zidova u x smjeru: 18,68 m² (7,24 %)

Površina zidova u y smjeru: 18,65 m² (7,23 %)

Omjer poprečne sile i težine (dno 2. kata):

$$\frac{F_x}{W} = \frac{1362,13 \text{ kN}}{4382,06 \text{ kN}} = 0,31$$

$$\frac{F_y}{W} = \frac{1352,31 \text{ kN}}{4382,06 \text{ kN}} = 0,31$$

Prosječno posmično naprezanje (dno 2. kata):

$$\tau_x = \frac{F_b}{A_x} = \frac{1362,13 \text{ kN}}{18,68 \text{ m}^2} = 0,07 \text{ MPa}$$

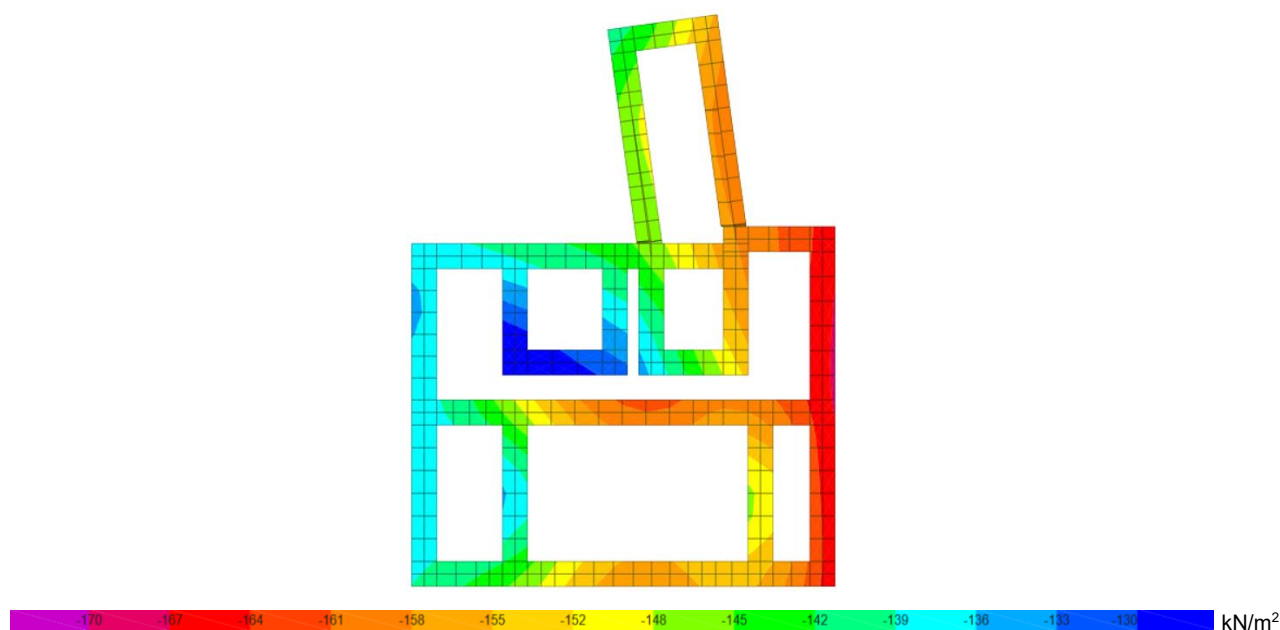
$$\tau_y = \frac{F_b}{A_y} = \frac{1352,31 \text{ kN}}{18,65 \text{ m}^2} = 0,07 \text{ MPa}$$

Iz navedenog možemo zaključiti da je maksimalan omjer poprečne sile i težine zabilježen na drugom katu i iznosi 0,31. Do najjačeg posmičnog naprezanja dolazi u prizemlju u iznosu od 0,16 MPa u x smjeru.

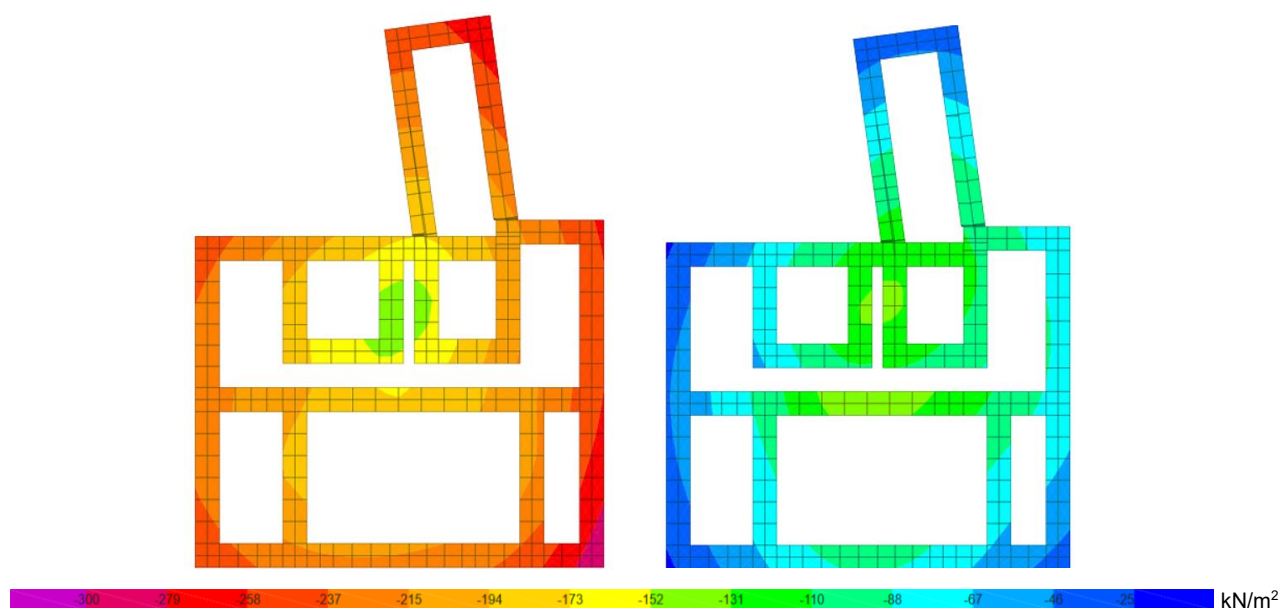
3.8 Pritisci tla na temeljne trake

Projektiranje konstrukcija otpornih na djelovanje potresa zasniva se na svojstvima tla i valovima koji prolaze kroz tlo, tj. beskonačni medij koji konstrukcijama daje oslonac. Zbog složenog numeričkog modeliranja i visokih računalnih zahtjeva, tlo se obično predstavlja koristeći diskretne opruge. U ovom slučaju radi se o prethodno spomenutim Winklerovim oprugama.

Na sljedećim fotografijama grafički su prikazani pritisci konstrukcije tj. temeljnih traka na tlo za MASS i PTRRSQ kombinaciju.



Slika 32 Pritisak temelja na tlo za MASS kombinaciju



Slika 33 Pritisak temelja na tlo za PTRRSQ kombinaciju, min (lijevo) i max (desno)

Tablica 14 Minimalne i maksimalne vrijednosti pritiska temelja na tlo

Razina	Kombinacija opterećenja	σ_{min} [kN/m ²]	σ_{max} [kN/m ²]
Spoj temelja s tлом	MASS	- 170	- 130
	PTRRSQ	-290	- 20

Tablica 14 sadrži maksimalne i minimalne dobivene iznose naprezanja. U usporedbi s MASS kombinacijom, raspon naprezanja za PTRRSQ kombinaciju dosta je veći, a maksimalne vrijednosti javljaju se u centralnom dijelu predmetne građevine. Do većeg raspona u naprezanju dolazi zbog nejednolikog pritiska konstrukcije na tlo uzrokovanog pomacima konstrukcije od dinamičkog djelovanja (potresa).

3.9 Provjera potresne otpornosti zidova

Prema HRN EN-1998-3, nosivost zidova zidanih konstrukcija se provjerava u njihovoj ravnini.

Kao što je detaljno prikazano u poglavlju 2.2.1, postoje tri oblika sloma ziđa u ravnini:

1. Mehanizam otkazivanja savijanjem
2. Slom klizanjem uzrokovan posmikom
3. Dijagonalni slom uzrokovan posmikom (mehanizam trenutno nije u normi HRN, ali ga svejedno rabimo)

U radu je provjera na dijagonalni slom raščlanjena na dijagonalni ravni i dijagonalni stepeničasti slom. Također je prikazana i provjera nadvoja zidanih konstrukcija na klizanje. Mehanizmi otkazivanja izvan ravnine nisu modelirani jer je pretpostavljeno da su zidovi kvalitetno spojeni sa stropnim pločama.

Proračun je izveden prema sljedećim izrazima [23]:

3.9.1 Nosivost zida na savijanje

Nosivost nearmiranog ziđa na mjerodavno savijanje određuje se prema sljedećem izrazu:

$$V_{f,Rd} = \frac{L \cdot N}{2 \cdot h_0} \cdot (1 - 1,15 \cdot v_d) \quad (10)$$

Normalizirana uzdužna sila:

$$v_d = \frac{N}{L \cdot t_w \cdot f_d} \quad (11)$$

Proračunska tlačna čvrstoća:

$$f_d = \frac{f_m}{FP \cdot \gamma_M} \quad (12)$$

Gdje je:

L – duljina zida

$h_0 = 0,5 \cdot h$ – udaljenost od točke koja se promatra do točke infleksije

FP – faktor povjerenja za ziđe (temeljen na razini znanja)

t_w – debljina ziđa

γ_M – parcijalni faktor sigurnosti za materijale

3.9.2 Nosivost zida na klizanje

Posmična nosivost nearmiranog zida na klizanje određuje se prema sljedećem izrazu:

$$V_{p,Rd} = \frac{1}{\gamma_M \cdot FP} \cdot f_v \cdot L_c \cdot t_w \quad (13)$$

Posmična čvrstoća zida:

$$f_v = f_{v0} + \mu \cdot \sigma_d \quad (14)$$

Duljina tlačnog područja zida:

$$L_c = 3 \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \right) \quad (15)$$

Proračunsko tlačno naprezanje u zidu:

$$\sigma_d = \frac{N_{Ed}}{L_c \cdot t_w} \quad (16)$$

Gdje je:

f_{v0} – početna posmična čvrstoća zida

μ – koeficijent trenja

γ_M – parcijalni koeficijent sigurnosti za materijale

e – ekscentricitet uzdužne sile, $e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$

3.9.3 Nosivost zida na dijagonalni ravni slom

Nosivost zida na dijagonalni ravni slom određuje se prema izrazu:

$$V_{t1,Rd} = L \cdot t_w \cdot \frac{f_t}{\gamma_M \cdot FP \cdot b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\gamma_M \cdot FP \cdot \sigma_0}{f_t}} \quad (17)$$

Srednje tlačno naprezanje u zidu:

$$\sigma_0 = \frac{N_{Ed}}{L \cdot t_w} \quad (18)$$

Gdje je:

f_t – vlačna čvrstoća zida

b – koeficijent raspodjele posmičnog naprezanja (1 – 1,5), $b = \frac{h}{L}$

3.9.4 Nosivost zida na dijagonalni stepeničasti slom

Nosivost zida na dijagonalni stepeničasti slom određuje se prema izrazu:

$$V_{t2,Rd} = \frac{L \cdot t_w}{b} \cdot \left(\frac{f_{v0}}{\gamma_M \cdot FP \cdot (1 + \mu_j \cdot \phi)} + \frac{\mu_j}{1 + \mu_j \cdot \phi} \cdot \sigma_0 \right) \leq V_{d,lim} \quad (19)$$

Gdje je:

μ_j – lokalni koeficijent trenja sljubnice (iznosi 0,6 ako nema točnih podataka)

ϕ – koeficijent uklještenja (1,0)

Granična vrijednost nosivosti na dijagonalni stepeničasti slom:

$$V_{d,lim} = L \cdot t_w \cdot \frac{f_{bt}}{\gamma_M \cdot FP \cdot 2,3 \cdot b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\gamma_M \cdot FP \cdot \sigma_0}{f_{bt}}} \quad (20)$$

Gdje je:

f_{bt} – srednja vlačna čvrstoća zidanog elementa

3.9.5 Nosivost nadvoja na klizanje

Nosivost zida na klizanje određuje se prema izrazu:

$$V_{nad,Rd} = \frac{1}{\gamma_M \cdot FP} \cdot f_{v0} \cdot h \cdot t \quad (21)$$

Gdje je:

f_{v0} – početna posmična čvrstoća zida

h – visina nadvoja

t – debljina nadvoja

3.10 Primjer proračuna otpornosti zida na potresno djelovanje

Kako bi se dodatno pojasnio postupak provjere otpornosti zida na potres, u nastavku slijedi primjer proračuna.

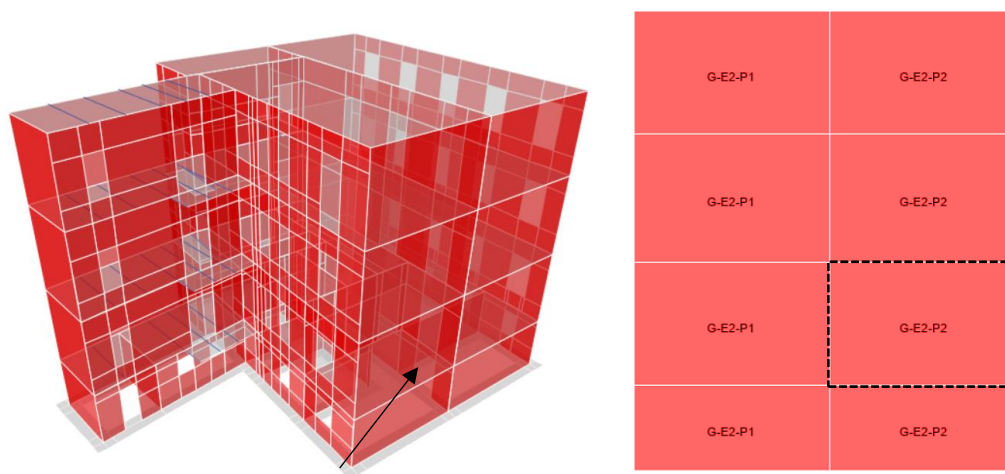
Vrijednost uzdužne sile dobivena je iz modela za MASS kombinaciju koja uzima u obzir težinu konstrukcije, dodatno stalno i korisno opterećenje. Momenti savijanja i potresne sile dobivene su za slučaj modelnog proračuna primjenom spektra odziva za PTRRSQ kombinaciju.

Tablica 15 Pretpostavljeni ulazni podaci

Pretpostavljeni ulazni podaci	Vrijednosti
Zapreminska težina	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^2$
Modul elastičnosti	$E_m = 1500 \text{ N/mm}^2$
Modul posmika	$G_m = 500 \text{ N/mm}^2$
Tlačna čvrstoća zida	$f_m = 3,40 \text{ N/mm}^2$
Vlačna čvrstoća zida	$f_t = 0,114 \text{ N/mm}^2$
Početna posmična čvrstoća	$f_{v0} = 0,16 \text{ N/mm}^2$
Tlačna čvrstoća opeke	$f_b = 15 \text{ N/mm}^2$
Srednja vlačna čvrstoća opeke	$f_{bt} = 1,5 \text{ N/mm}^2$
Faktor povjerenja	$FP = 1,35$
Parc. koef. sig.	$\gamma_M = 1,5$

Korišteni su podaci za 95-ogodišnji povratni period prema razredu važnosti II i faktor ponašanja $q = 1,5$. Mjerodavne vrijednosti sila M, T i N očitane su iz programa ETABS 20.

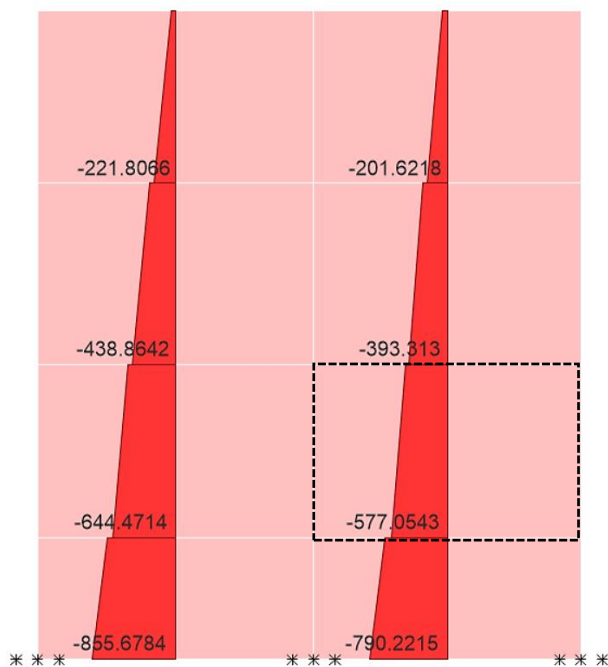
Faktor povjerenja određuje se ne temelju razine poznavanja parametara postojeće konstrukcije. S obzirom na nedovoljnu količinu ulaznih podataka uzeta je vrijednost $FP = 1,35$.



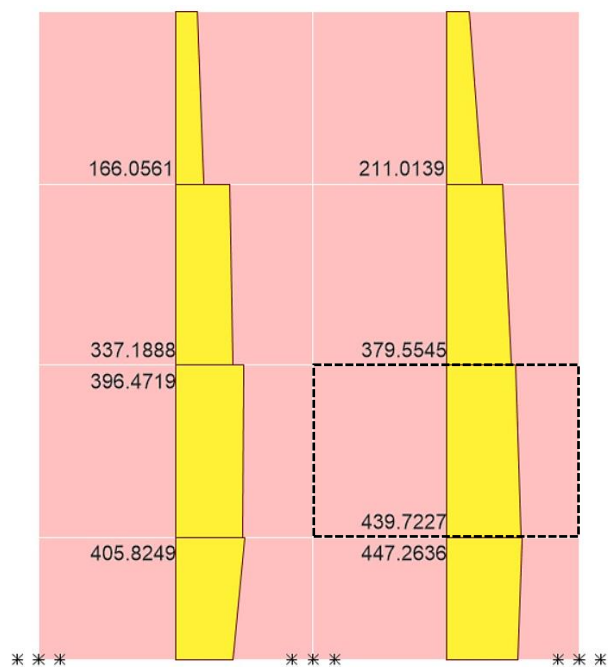
Slika 34 Primjer zida za proračun (ETABS 20)

Geometrijske karakteristike zida:

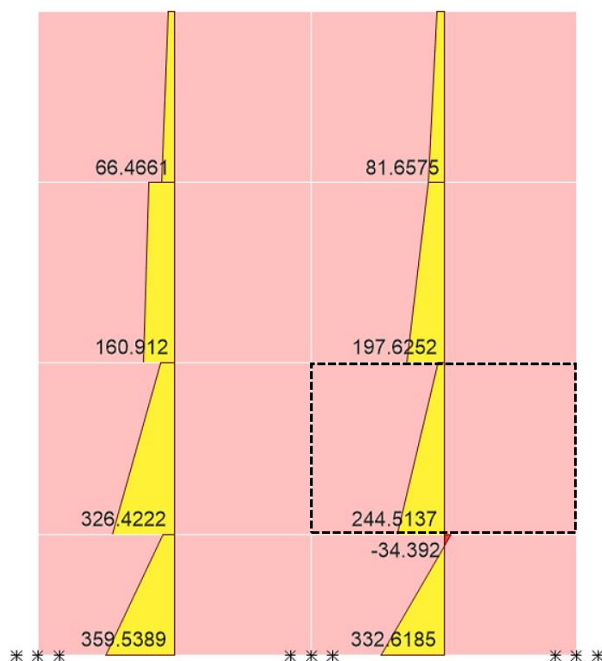
- Debljina zida: $t = 0,30 \text{ m}$
- Duljina zida: $L = 6,25 \text{ m}$
- Visina zida: $h = 4,05 \text{ m}$



Slika 35 Dijagram uzdužne sile (ETABS 20)



Slika 36 Dijagram poprečne sile (ETABS 20)



Slika 37 Dijagram momenta savijanja (ETABS 20)

Iz slika 35 do 37 su očitane sljedeće mjerođavne vrijednosti unutarnjih sila i momenta:

- Proračunska tlačna sila: $N_{Ed} = -577,05 \text{ kN}$
- Proračunska poprečna sila: $V_{Ed} = 439,72 \text{ kN}$
- Proračunski moment savijanja: $M_{Ed} = 244,51 \text{ kNm}$

3.10.1 Nosivost zida na savijanje

Proračunska tlačna čvrstoća (12):

$$f_d = \frac{f_m}{FP \cdot \gamma_M} = \frac{3,40}{1,35 \cdot 1,5} = 1,679 \text{ N/mm}^2$$

Normalizirana uzdužna sila (11):

$$v_d = \frac{N}{L \cdot t_w \cdot f_d} = \frac{577,05}{6,25 \cdot 0,30 \cdot 1,679 \cdot 1000} = 0,183$$

Posmična nosivost (10):

$$V_{f,Rd} = \frac{L \cdot N}{2 \cdot h_0} \cdot (1 - 1,15 \cdot v_d) = \frac{6,25 \cdot 577,05}{2 \cdot 0,5 \cdot 4,05} \cdot (1 - 1,15 \cdot 0,183) = 703,10 \text{ kN}$$

Uvjet nosivosti:

$$V_{Ed} \leq V_{f,Rd}$$

$$439,72 \text{ kN} < 703,10 \text{ kN}$$

Zid zadovoljava uvjet nosivosti!

3.10.2 Provjera nosivosti na posmično klizanje

Duljina tlačnog područja zida (15):

$$L_c = 3 \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \right) = 3 \cdot \left(\frac{6,25}{2} - \frac{244,51}{577,05} \right) = 8,10 \text{ m} > 6,25 \text{ m}$$

$$L_c = 6,25 \text{ m}$$

Proračunsko tlačno naprežanje u zidu (16):

$$\sigma_d = \frac{N_{Ed}}{L_c \cdot t_w} = \frac{577,05}{6,25 \cdot 0,30} = 307,76 \text{ kN/m}^2$$

Posmična čvrstoća ziđa (14):

$$f_v = f_{v0} + \mu \cdot \sigma_d = 0,16 \cdot 1000 + 0,4 \cdot 307,76 = 283,10 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{mjerodavno!}$$

$$f_v = 0,065 \cdot f_b = 0,065 \cdot 15 \cdot 1000 = 975,00 \text{ kN/m}^2$$

Posmična nosivost na klizanje (13):

$$FP = 1,35$$

$$V_{p,Rd} = \frac{1}{\gamma_M \cdot FP} \cdot f_v \cdot L_c \cdot t_w = \frac{1}{1,5 \cdot 1,35} \cdot 283,10 \cdot 6,25 \cdot 0,30 = 262,13 \text{ kN}$$

Uvjet nosivosti:

$$V_{Ed} \leq V_{p,Rd}$$

$$439,72 \text{ kN} > 262,13 \text{ kN}$$

Zid ne zadovoljava uvjet nosivosti!

3.10.3 Provjera nosivosti na dijagonalni ravni slom

$$b = \frac{h}{L} = \frac{4,05}{6,25} = 0,65$$

Srednje tlačno naprežanje u zidu (18):

$$\sigma_0 = \frac{N_{Ed}}{L \cdot t_w} = \frac{577,05}{6,25 \cdot 0,30} = 307,76 \text{ kN/m}^2$$

Nosivost zida na dijagonalni ravni slom (17):

$$V_{t1,Rd} = L \cdot t_w \cdot \frac{f_t}{\gamma_M \cdot FP \cdot b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\gamma_M \cdot FP \cdot \sigma_0}{f_t}}$$

$$V_{t1,Rd} = 6,25 \cdot 0,30 \cdot \frac{0,114 \cdot 1000}{1,5 \cdot 1,35 \cdot 0,65} \cdot \sqrt{1 + \frac{1,5 \cdot 1,35 \cdot 307,76}{0,114 \cdot 1000}} = 412,96 \text{ kN}$$

Uvjet nosivosti:

$$V_{Ed} \leq V_{t1,Rd}$$

$$439,72 \text{ kN} > 412,96 \text{ kN}$$

Zid ne zadovoljava uvjet nosivosti!

3.10.4 Provjera nosivosti na dijagonalni stepeničasti slom

Granična vrijednost nosivosti na dijagonalni stepeničasti slom (20):

$$V_{d,lim} = L \cdot t_w \cdot \frac{f_{bt}}{\gamma_M \cdot FP \cdot 2,3 \cdot b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\gamma_M \cdot FP \cdot \sigma_0}{f_{bt}}}$$

$$V_{d,lim} = 6,25 \cdot 0,30 \cdot \frac{1,5 \cdot 1000}{1,5 \cdot 1,35 \cdot 2,3 \cdot 0,65} \cdot \sqrt{1 + \frac{1,5 \cdot 1,35 \cdot 307,76}{1,5 \cdot 1000}} = 1147,80 \text{ kN}$$

Nosivost zida na dijagonalni stepeničasti slom određuje se prema izrazu (19):

$$\mu_j = 0,6$$

$$\phi = 1,0$$

$$V_{t2,Rd} = \frac{L \cdot t_w}{b} \cdot \left(\frac{f_{v0}}{\gamma_M \cdot FP \cdot (1 + \mu_j \cdot \phi)} + \frac{\mu_j}{1 + \mu_j \cdot \phi} \cdot \sigma_0 \right) \leq V_{d,lim}$$

$$V_{t2,Rd} = \frac{L \cdot t_w}{b} \cdot \left(\frac{f_{v0}}{\gamma_M \cdot FP \cdot (1 + \mu_j \cdot \phi)} + \frac{\mu_j}{1 + \mu_j \cdot \phi} \cdot \sigma_0 \right)$$

$$V_{t2,Rd} = \frac{6,25 \cdot 0,30}{0,62} \cdot \left(\frac{0,16 \cdot 1000}{1,5 \cdot 1,35 \cdot (1 + 0,6 \cdot 1,0)} + \frac{0,6}{1 + 0,6 \cdot 1,0} \cdot 307,76 \right) = 498,37 \text{ kN}$$

$$V_{t2,Rd} = 498,37 \text{ kN} < 1147,80 \text{ kN}$$

Uvjet nosivosti:

$$V_{Ed} \leq V_{t2,Rd}$$

$$439,72 \text{ kN} < 498,37 \text{ kN}$$

Zid zadovoljava uvjet nosivosti!

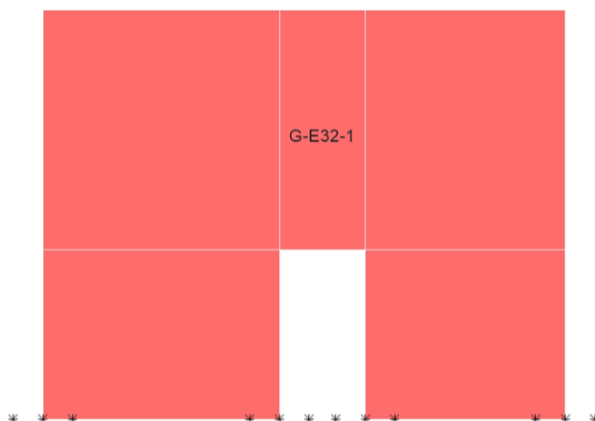
Mjerodavnu nosivost zida predstavlja najmanja dobivena vrijednost nosivosti. U ovom slučaju to je nosivost zida na posmično klizanje i iznosi $V_{p,Rd} = 262,13 \text{ kN}$. S obzirom na to da mjerodavna poprečna sila iznosi $V_{Ed} = 439,72 \text{ kN}$, iskoristivost zida je:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{p,Rd}} = \frac{439,72}{262,13} = 1,68 = 168 \%$$

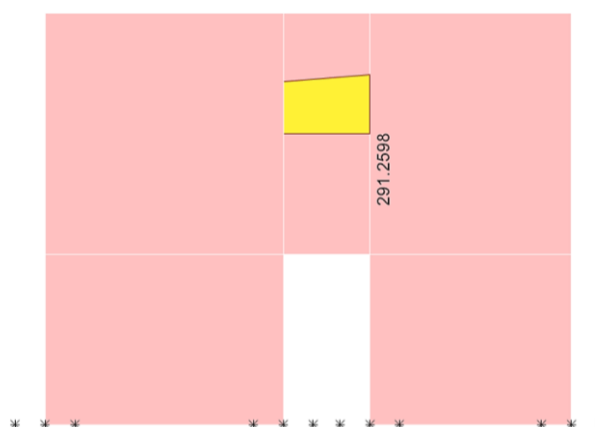
Zid ne zadovoljava uvjete nosivosti!

3.10.5 Provjera nosivosti nadvoja na potresno djelovanje

Za primjer proračuna nosivosti odabran je nadvoj na etaži prizemlja unutarnjeg zida prikazan na sljedećoj slici.



Slika 38 Primjer nadvoja za proračun (ETABS 20)



Slika 39 Dijagram poprečne sile (ETABS 20)

Očitana mjerodavna vrijednost proračunske poprečne sile za kombinaciju PTRRSQ iznosi 291,26 kN (slika 39).

Nosivost zida na klizanje određuje se prema izrazu (21):

$$FP = 1,35$$

$$V_{nad,Rd} = \frac{1}{\gamma_M \cdot FP} \cdot f_{v0} \cdot h \cdot t = \frac{1}{1,5 \cdot 1,35} \cdot 1,0 \cdot 0,16 \cdot 1000 \cdot 4,05 \cdot 0,30 = 96,00 \text{ kN}$$

Uvjet nosivosti:

$$V_{Ed} \leq V_{nad,Rd}$$

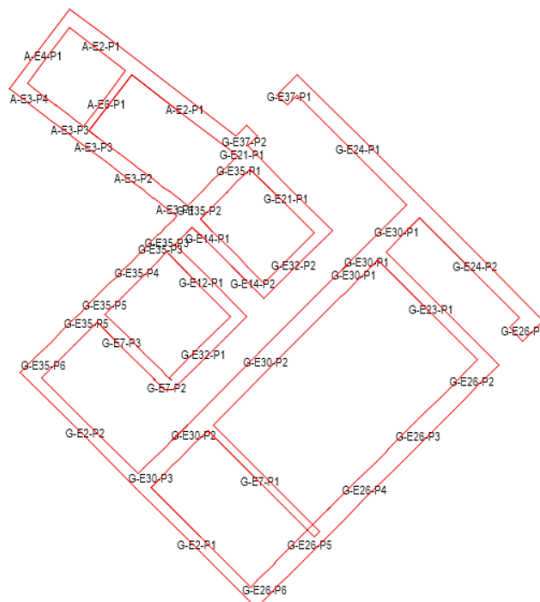
$$291,26 \text{ kN} > 96,00 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{nad,Rd}} = \frac{291,26}{96,00} = 3,03 = 303 \%$$

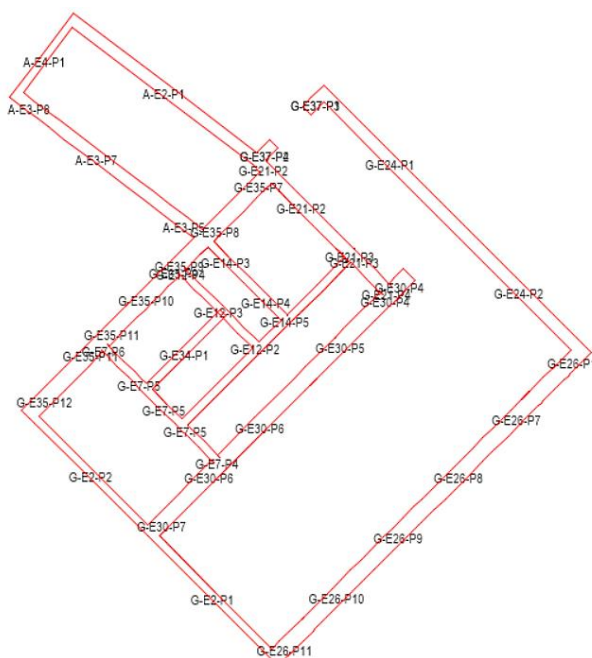
Zid ne zadovoljava uvjet nosivosti!

3.11 Rezultati provjere otpornosti zidova

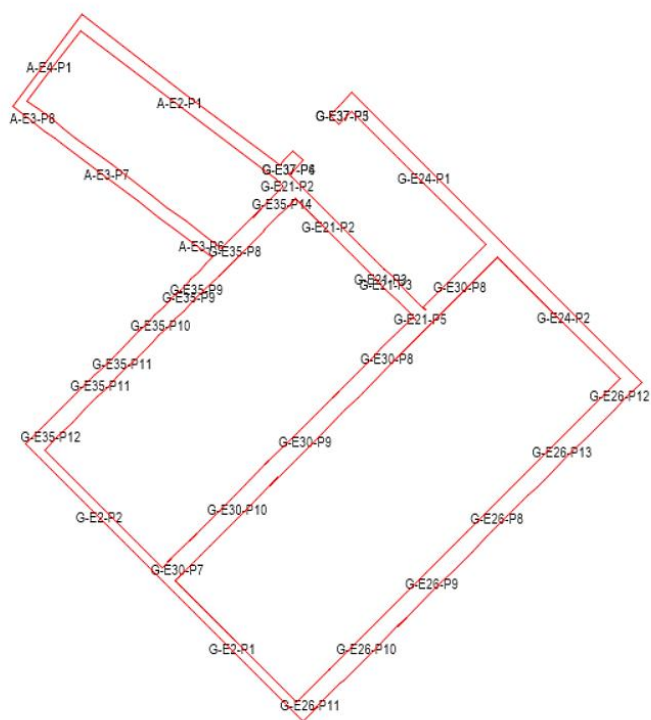
U nastavku je provedena provjera otpornosti svih zidova predmetne građevine prema prethodno prikazanim izrazima i primjerima iz poglavlja 3.10. Slike koje slijede prikazuju pozicije i pripadajuće oznake svih zidova (tzv. *pierova*).



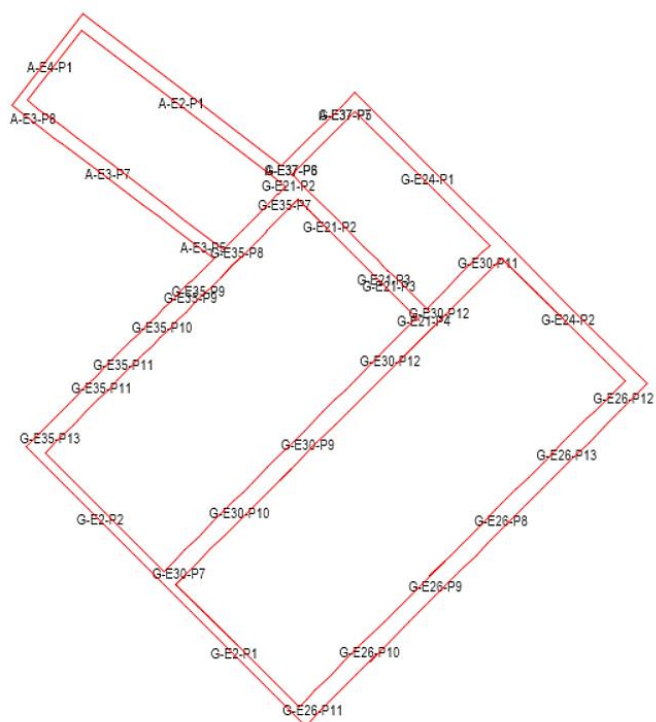
Slika 40 Zidovi sutereva (ETABS 20)



Slika 41 Zidovi prizemlja (ETABS 20)



Slika 42 Zidovi prvog kata (ETABS 20)



Slika 43 Zidovi drugog kata (ETABS 20)

Tablice koje slijede prikazuju iskoristivost zidova na potresno djelovanje povratnog perioda od 95 godina. Vrijednosti unutarnjih uzdužnih sila očitane su iz modela za MASS kombinaciju, a vrijednosti poprečnih sila i momenata dobivene su iz PTRRSQ kombinacije. Otpornosti pojedinog elemente izračunate su prema izrazima iz prethodnog poglavlja (3.10). Iskoristivost zidova dobivena je kao omjer unutarnje sile i mjerodavne vrijednosti otpornosti zida. Zidovi koji nemaju tlačnu zonu označeni su sa „GS“ što bi značilo da je dosegnuto granično stanje značajnog oštećenja.

Tablica 16 Iskoristivost zidova za potresno djelovanje, $T_p = 95$ god.

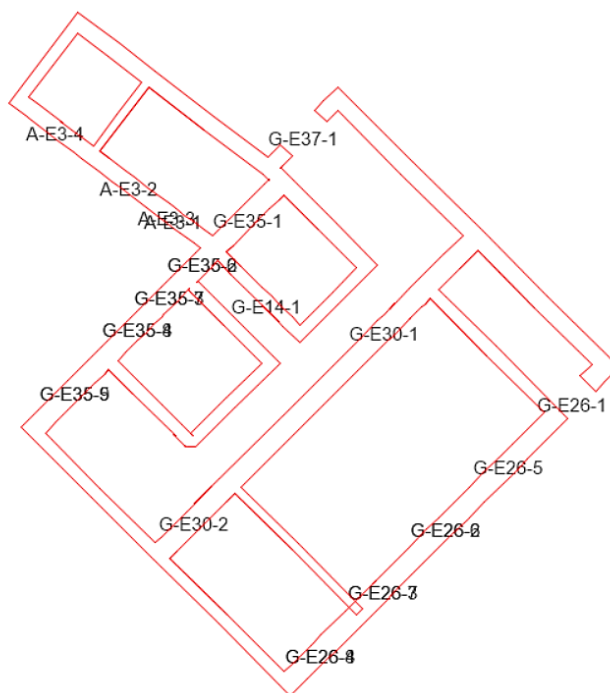
Etaža	Oznaka zida	t [m]	L [m]	N_{Ed} [kNm]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	$V_{f,Rd}$ [kN]	$V_{p,Rd}$ [kN]	$V_{t1,Rd}$ [kN]	$V_{t2,Rd}$ [kN]	$V_{rd,mj}$ [kN]	Iskoristivost [%]
sutereni	G-E2-P1	0,45	6,45	855,68	359,54	405,82	1545,5	398,4	904,6	1050,6	398,4	102%
	G-E2-P2	0,45	6,25	790,22	332,62	447,26	1399,5	378,3	832,4	954,4	378,3	118%
	G-E7-P1	0,30	6,45	458,48	411,38	239,18	869,2	243,5	550,8	605,4	243,5	98%
	G-E7-P2	0,45	0,20	37,63	1,36	0,98	2,2	14,2	1,2	1,5	1,2	82%
	G-E7-P3	0,45	3,15	400,02	86,40	26,95	423,5	191,0	251,5	288,8	191,0	14%
	G-E12-P1	0,45	4,25	479,39	59,59	57,82	592,1	245,8	367,1	408,9	245,8	24%
	G-E14-P1	0,45	2,15	300,81	35,49	36,19	212,1	135,9	122,1	143,9	122,1	30%
	G-E14-P2	0,45	1,20	173,51	29,54	32,48	67,7	76,9	38,6	45,9	38,6	84%
	G-E21-P1	0,60	4,93	831,24	101,17	111,47	1161,1	397,9	690,6	791,9	397,9	28%
	G-E23-P1	0,45	6,45	597,24	207,82	212,22	1161,2	347,3	780,8	831,3	347,3	61%
	G-E24-P1	0,60	6,93	1146,17	758,47	435,96	2260,8	554,9	1353,6	1544,4	554,9	79%
	G-E24-P2	0,60	6,45	1119,96	248,29	291,13	2032,2	527,0	1196,8	1383,0	527,0	55%
	G-E26-P1	0,75	0,88	225,02	14,75	18,99	82,0	96,6	46,0	55,6	46,0	41%
	G-E26-P2	0,75	1,79	476,18	91,29	192,69	460,9	200,1	255,9	313,1	200,1	96%
	G-E26-P3	0,75	2,19	524,99	138,20	179,03	641,4	233,5	366,2	434,8	233,5	77%
	G-E26-P4	0,75	2,34	515,31	149,78	163,86	688,1	240,5	403,3	467,8	240,5	68%
	G-E26-P5	0,75	2,34	489,44	134,89	157,50	661,8	235,3	394,6	451,6	235,3	67%
	G-E26-P6	0,75	1,28	260,66	64,89	84,11	194,0	121,0	116,8	132,7	116,8	72%
	G-E30-P1	0,75	3,96	745,11	304,43	338,56	1018,2	381,8	631,0	703,0	381,8	89%
	G-E30-P2	0,75	8,28	1690,76	2146,55	700,05	4745,4	824,6	2853,6	3245,4	824,6	85%
	G-E30-P3	0,75	1,16	253,77	49,27	45,39	94,2	118,7	55,3	64,1	55,3	82%
	G-E32-P1	0,45	3,99	574,03	214,76	164,78	627,7	255,3	358,3	425,5	255,3	65%
	G-E32-P2	0,45	3,38	483,87	137,99	40,39	448,8	215,8	256,6	304,3	215,8	19%
	G-E35-P1	0,75	1,09	248,36	29,12	79,50	89,3	113,7	51,8	60,6	51,8	154%
	G-E35-P2	0,75	1,09	225,69	59,81	60,51	153,5	94,4	91,8	104,8	91,8	66%
	G-E35-P3	0,75	0,70	174,56	51,59	77,30	72,6	44,2	41,0	49,2	41,0	189%
	G-E35-P4	0,75	0,80	219,08	81,32	128,85	101,1	31,2	55,7	68,8	31,2	413%
	G-E35-P5	0,75	2,15	424,03	263,58	281,46	575,0	164,4	350,1	394,7	164,4	171%
G-E35-P6	0,75	1,50	300,72	123,49	169,20	283,5	119,7	171,6	194,2	119,7	141%	
G-E37-P1	0,60	0,87	170,05	42,87	54,88	62,1	59,6	35,3	42,1	35,3	156%	

	G-E37-P2	0,60	0,87	161,25	53,26	74,76	59,8	46,7	34,5	40,6	34,5	217%
	A-E2-P1	0,60	8,49	1306,09	759,19	370,02	3207,5	660,5	1971,5	2208,4	660,5	56%
	A-E3-P1	0,60	1,40	241,80	61,72	90,50	302,0	111,0	178,1	205,6	111,0	82%
	A-E3-P2	0,60	1,05	185,66	72,90	158,12	172,9	55,5	101,2	117,5	55,5	285%
	A-E3-P3	0,60	2,35	396,77	125,28	134,48	836,3	189,8	497,2	570,3	189,8	71%
	A-E3-P4	0,60	1,20	274,77	63,81	27,60	101,5	106,6	55,4	69,3	55,4	50%
	A-E4-P1	0,45	3,44	395,12	165,62	94,47	393,5	200,4	242,3	271,1	200,4	47%
	A-E6-P1	0,30	3,44	160,94	56,43	87,83	173,5	113,3	133,1	134,4	113,3	77%
prizenlje	G-E2-P1	0,30	6,45	644,47	326,42	396,47	792,2	280,2	447,0	537,1	280,2	142%
	G-E2-P2	0,30	6,25	577,05	244,51	439,72	702,8	262,1	405,8	476,8	262,1	168%
	G-E7-P4	0,30	0,35	38,25	6,67	19,48	GS	GS	GS	GS	GS	GS
	G-E7-P5	0,30	2,95	161,68	136,28	96,15	149,0	76,9	105,8	109,9	76,9	125%
	G-E7-P6	0,30	0,45	54,41	4,03	5,17	6,3	21,5	3,4	4,4	3,4	151%
	G-E12-P2	0,30	0,33	25,06	3,20	2,49	2,4	7,6	1,5	1,7	1,5	165%
	G-E12-P3	0,30	1,08	80,43	37,85	8,70	25,7	20,8	16,0	17,8	16,0	54%
	G-E12-P4	0,30	0,45	50,11	4,36	2,49	6,0	19,7	3,3	4,1	3,3	76%
	G-E14-P3	0,30	2,15	198,93	89,10	31,31	120,5	83,9	69,5	81,7	69,5	45%
	G-E14-P4	0,30	0,20	23,18	1,15	2,14	3,1	8,2	1,7	2,1	1,7	127%
	G-E14-P5	0,30	0,20	12,15	1,99	4,84	GS	GS	GS	GS	GS	GS
	G-E21-P2	0,45	3,93	599,73	30,88	252,40	1645,0	258,2	923,7	1115,5	258,2	98%
	G-E21-P3	0,45	0,55	100,92	12,20	15,18	36,4	36,4	19,6	25,0	19,6	77%
	G-E21-P4	0,45	0,35	62,14	10,67	18,22	GS	GS	GS	GS	GS	GS
	G-E24-P1	0,45	6,25	1003,59	448,07	417,24	1170,2	420,5	648,6	795,1	420,5	99%
	G-E24-P2	0,45	6,45	1004,03	376,15	306,38	1220,2	427,7	681,6	827,9	427,7	72%
	G-E26-P1	0,60	0,88	192,50	17,54	23,64	41,0	79,7	22,6	27,9	22,6	105%
	G-E26-P7	0,60	1,74	464,76	137,52	133,41	255,5	173,5	136,0	178,6	136,0	98%
	G-E26-P8	0,60	1,94	419,44	221,14	193,14	278,6	145,8	154,1	189,4	145,8	132%
	G-E26-P9	0,60	1,94	417,83	181,94	163,32	277,9	158,6	153,8	188,9	153,8	106%
	G-E26-P10	0,60	1,94	446,68	173,21	150,59	290,4	171,0	158,3	198,4	158,3	95%
	G-E26-P11	0,60	1,08	209,84	60,42	69,69	80,2	77,3	45,6	54,3	45,6	153%
	G-E30-P4	0,60	1,49	442,00	206,15	127,06	155,6	126,9	82,1	111,7	82,1	155%
	G-E30-P5	0,60	1,80	410,68	199,98	139,80	195,2	139,9	106,7	133,3	106,7	131%
	G-E30-P6	0,60	2,28	0,10	808,73	448,10	GS	GS	GS	GS	GS	GS
	G-E30-P7	0,60	1,16	215,75	48,28	56,95	70,4	93,3	40,6	47,8	40,6	140%
	G-E34-P1	0,30	3,99	95,83	305,41	160,75	GS	GS	GS	GS	GS	GS
	G-E35-P7	0,60	1,09	202,52	43,97	60,69	56,1	86,6	32,3	38,1	32,3	188%
	G-E35-P8	0,60	1,09	185,45	96,12	46,92	74,0	23,1	43,9	50,5	23,1	203%
	G-E35-P9	0,60	0,70	142,79	50,89	49,57	GS	GS	GS	GS	GS	GS
	G-E35-P10	0,60	0,80	183,07	75,03	68,05	GS	GS	GS	GS	GS	GS
	G-E35-P11	0,60	2,15	390,25	282,77	242,37	302,4	126,9	175,5	205,3	126,9	191%
G-E35-P12	0,60	1,50	249,44	126,10	150,92	137,8	84,0	82,3	94,1	82,3	183%	
G-E37-P1	0,45	0,87	145,18	26,05	66,45	99,2	55,9	54,5	67,6	54,5	122%	
G-E37-P2	0,45	0,87	147,34	73,63	47,59	GS	GS	GS	GS	GS	GS	
G-E37-P3	0,45	0,87	114,13	32,13	65,35	72,2	38,9	42,4	49,1	38,9	168%	
G-E37-P4	0,45	0,87	110,96	22,69	94,60	70,7	46,5	41,9	48,2	41,9	226%	
A-E2-P1	0,45	8,49	1055,80	765,89	426,06	1794,3	510,4	1073,4	1225,5	510,4	83%	

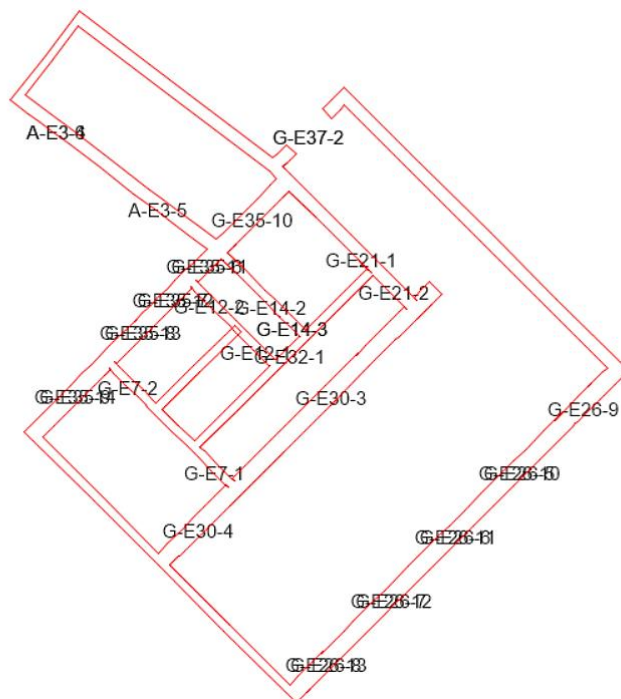
	A-E3-P5	0,45	1,85	248,12	99,18	127,56	126,0	105,0	73,5	85,6	73,5	174%
	A-E3-P7	0,45	3,25	462,19	181,93	167,95	588,5	206,9	337,1	399,0	206,9	81%
	A-E3-P8	0,45	1,20	166,91	52,64	51,70	78,9	63,3	45,5	53,6	45,5	114%
	A-E4-P1	0,30	3,44	290,48	86,09	120,43	199,2	138,9	118,4	135,8	118,4	102%
1. kat	G-E2-P1	0,30	6,45	438,86	160,91	337,19	562,6	239,6	362,9	394,8	239,6	141%
	G-E2-P2	0,30	6,25	393,31	197,63	379,55	495,3	225,8	330,3	353,1	225,8	168%
	G-E21-P2	0,45	3,93	430,01	17,48	258,12	1280,5	224,7	803,2	888,1	224,7	115%
	G-E21-P3	0,45	0,55	111,93	16,90	24,45	38,6	35,3	20,5	27,1	20,5	119%
	G-E21-P5	0,45	0,35	53,18	11,27	19,68	GS	GS	GS	GS	GS	GS
	G-E24-P1	0,45	6,93	657,13	145,71	328,65	916,9	376,2	610,1	652,9	376,2	87%
	G-E24-P2	0,45	6,45	685,04	91,89	239,23	871,6	364,7	553,2	607,4	364,7	66%
	G-E26-P12	0,60	1,08	129,57	37,83	55,56	54,9	60,9	37,4	39,6	37,4	149%
	G-E26-P13	0,60	1,94	272,70	119,25	115,31	201,9	129,6	128,5	140,9	128,5	90%
	G-E26-P8	0,60	1,94	276,48	140,00	126,77	204,1	120,6	129,2	142,1	120,6	105%
	G-E26-P9	0,60	1,94	271,45	139,48	118,70	201,1	118,5	128,3	140,5	118,5	100%
	G-E26-P10	0,60	1,94	276,26	151,79	106,93	204,0	114,4	129,2	142,0	114,4	93%
	G-E26-P11	0,60	1,08	141,81	54,72	55,84	59,2	49,9	38,8	41,8	38,8	144%
	G-E30-P8	0,60	6,96	710,24	359,72	658,72	1559,8	470,3	1146,1	1174,7	470,3	140%
	G-E30-P9	0,60	2,04	378,78	208,89	116,22	217,5	141,5	125,4	147,5	125,4	93%
	G-E30-P10	0,60	2,04	391,66	211,60	106,05	222,8	145,6	127,2	151,0	127,2	83%
	G-E30-P7	0,60	1,16	149,34	77,71	47,60	52,8	38,0	34,8	37,4	34,8	137%
	G-E35-P14	0,60	1,09	153,38	38,97	56,81	45,3	71,7	28,8	31,6	28,8	197%
	G-E35-P8	0,60	1,09	162,70	96,54	53,01	GS	GS	GS	GS	GS	GS
	G-E35-P9	0,60	0,70	139,89	52,51	47,18	GS	GS	GS	GS	GS	GS
	G-E35-P10	0,60	0,80	146,51	67,70	61,12	GS	GS	GS	GS	GS	GS
	G-E35-P11	0,60	2,15	314,56	236,79	209,89	256,1	108,0	160,4	177,5	108,0	194%
	G-E35-P12	0,60	1,50	172,27	110,03	125,18	102,1	49,9	70,9	74,3	49,9	251%
	G-E37-P3	0,45	0,87	82,97	22,05	95,32	56,1	34,4	37,2	39,9	34,4	277%
	G-E37-P4	0,45	0,87	84,57	38,56	60,53	GS	GS	GS	GS	GS	GS
	G-E37-P5	0,45	0,87	52,64	25,30	50,93	GS	GS	GS	GS	GS	GS
	G-E37-P6	0,45	0,87	56,12	23,26	70,63	40,0	13,3	32,1	31,9	13,3	532%
	A-E2-P1	0,45	8,49	717,65	488,80	397,75	1249,2	443,6	875,3	914,5	443,6	90%
A-E3-P6	0,45	1,85	201,99	104,93	95,97	107,4	83,2	67,5	74,5	67,5	142%	
A-E3-P7	0,45	3,25	299,56	190,18	149,82	418,5	164,8	282,0	299,9	164,8	91%	
A-E3-P8	0,45	1,20	105,88	39,92	45,94	55,0	44,7	37,8	39,8	37,8	122%	
A-E4-P1	0,30	3,44	184,79	52,21	104,15	131,2	118,0	94,1	97,3	94,1	111%	
2. kat	G-E2-P1	0,30	6,45	221,81	66,47	166,06	325,5	196,7	295,2	284,6	196,7	84%
	G-E2-P2	0,30	6,25	201,62	81,66	211,01	288,2	188,0	271,3	259,6	188,0	112%
	G-E21-P2	0,45	3,93	195,66	23,41	158,63	646,1	178,4	598,1	574,2	178,4	89%
	G-E21-P3	0,45	0,55	38,53	12,10	18,65	GS	GS	GS	GS	GS	GS
	G-E21-P4	0,45	0,35	24,86	7,27	12,98	GS	GS	GS	GS	GS	GS
	G-E24-P1	0,45	6,93	291,17	83,54	181,25	466,4	303,9	478,0	450,3	303,9	60%
	G-E24-P2	0,45	6,45	309,94	39,00	119,46	457,5	290,6	432,4	413,4	290,6	41%
	G-E26-P12	0,60	1,08	54,59	26,68	37,02	25,3	18,1	27,6	25,8	18,1	205%
	G-E26-P13	0,60	1,94	125,71	86,53	79,56	102,7	64,9	96,4	92,3	64,9	123%
	G-E26-P8	0,60	1,94	129,56	78,92	73,70	105,5	76,9	97,4	93,5	76,9	96%

G-E26-P9	0,60	1,94	129,43	79,34	69,04	105,4	76,3	97,3	93,5	76,3	90%
G-E26-P10	0,60	1,94	127,22	97,38	63,02	103,8	54,2	96,8	92,8	54,2	116%
G-E26-P11	0,60	1,08	55,78	38,33	32,22	GS	GS	GS	GS	GS	GS
G-E30-P11	0,60	1,08	48,85	42,66	53,13	GS	GS	GS	GS	GS	GS
G-E30-P12	0,60	4,58	344,57	379,92	273,34	515,2	236,9	444,1	433,3	236,9	115%
G-E30-P9	0,60	2,04	195,17	132,17	92,17	126,7	87,3	96,1	97,4	87,3	106%
G-E30-P10	0,60	2,04	196,19	148,62	42,53	127,2	76,1	96,3	97,6	76,1	56%
G-E30-P7	0,60	1,16	67,31	57,91	15,75	GS	GS	GS	GS	GS	GS
G-E35-P7	0,60	1,09	77,23	30,80	45,14	25,0	36,0	22,3	21,5	21,5	210%
G-E35-P8	0,60	1,09	66,53	51,35	35,01	GS	GS	GS	GS	GS	GS
G-E35-P9	0,60	0,70	56,75	39,77	34,40	GS	GS	GS	GS	GS	GS
G-E35-P10	0,60	0,80	64,79	49,01	41,49	GS	GS	GS	GS	GS	GS
G-E35-P11	0,60	2,15	139,54	145,60	106,63	126,3	27,4	118,4	113,4	27,4	389%
G-E35-P13	0,60	1,50	92,29	69,50	57,94	GS	GS	GS	GS	GS	GS
G-E37-P5	0,45	0,87	37,47	18,53	47,07	GS	GS	GS	GS	GS	GS
G-E37-P6	0,45	0,87	47,93	21,33	47,12	GS	GS	GS	GS	GS	GS
G-E37-P7	0,45	0,87	26,77	19,83	46,42	GS	GS	GS	GS	GS	GS
G-E37-P8	0,45	0,87	37,97	27,62	43,21	GS	GS	GS	GS	GS	GS
A-E2-P1	0,45	8,49	357,21	236,51	215,05	700,9	372,4	717,7	676,3	372,4	58%
A-E3-P5	0,45	1,85	100,49	89,76	74,74	61,1	20,6	53,8	52,2	20,6	362%
A-E3-P7	0,45	3,25	133,29	126,04	100,24	203,1	98,8	211,3	198,6	98,8	101%
A-E3-P8	0,45	1,20	45,48	23,79	22,82	25,7	17,2	28,1	26,2	17,2	133%
A-E4-P1	0,30	3,44	89,64	21,83	49,88	71,6	99,2	76,8	71,8	71,6	70%

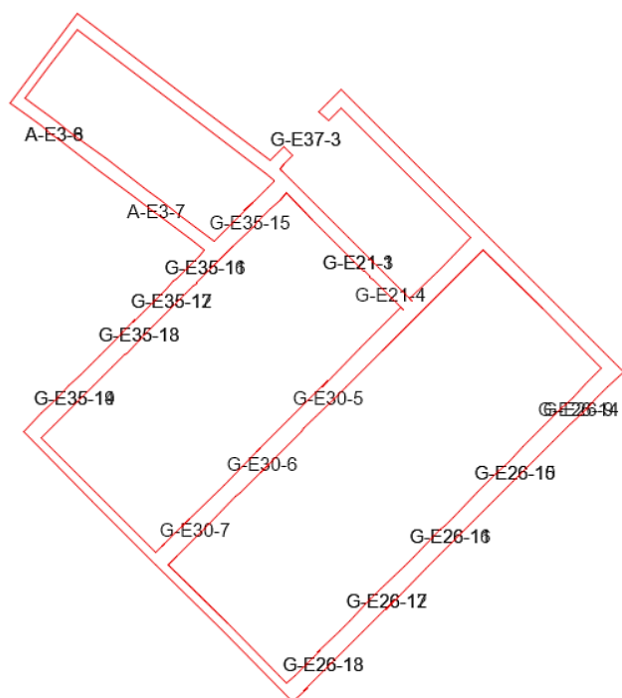
Prema primjeru iz poglavlja 3.10.5 provedena je provjera svih nadvoja (tzv. *spandrelova*). Slike koje slijede prikazuju njihove pozicije i pripadajuće oznake.



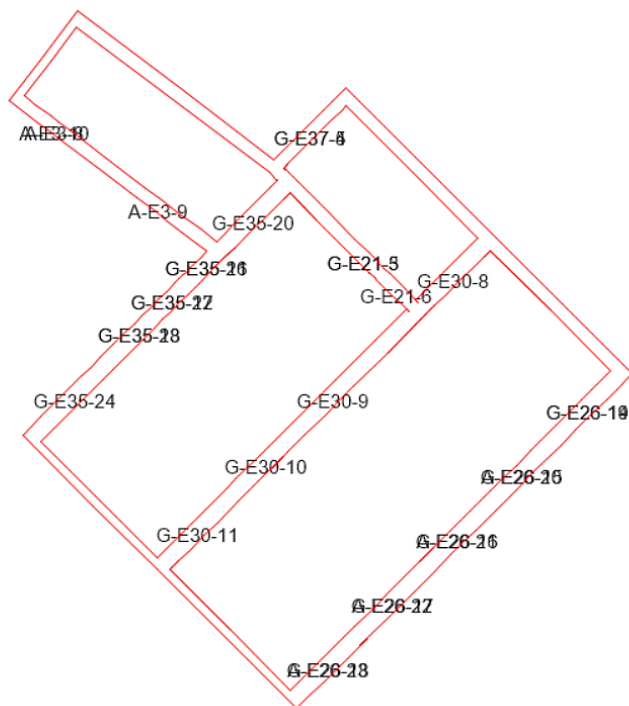
Slika 44 Nadvoji suterena (ETABS 20)



Slika 45 Nadvoji prizemlja (ETABS 20)



Slika 46 Nadvoji prvog kata (ETABS 20)



Slika 47 Nadvoji drugog kata (ETABS 20)

Tablica koja slijedi predstavlja iskoristivost nadvoja po etažama. Postupak je proveden prema ogleđnom primjeru 3.10.5, a provjeravala se otpornost na slom klizanjem.

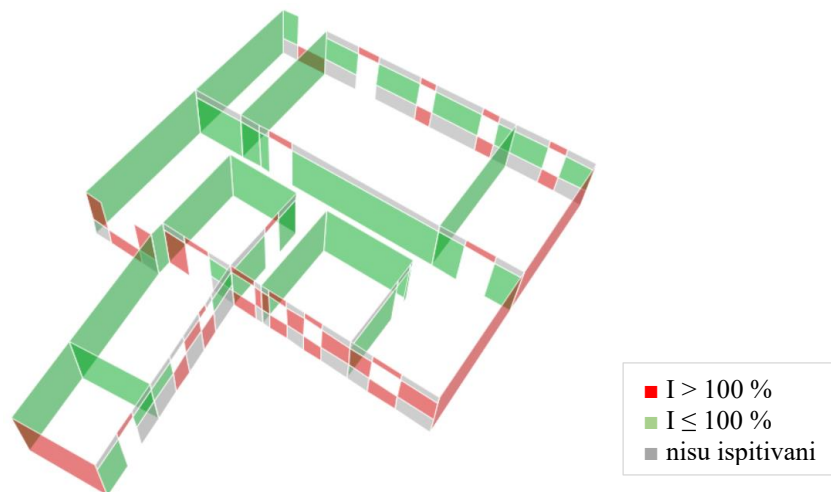
Tablica 17 Iskoristivost nadvoja na potresno djelovanje po etažama, $T_p = 95$ god.

Etaža	Oznaka nadvoja	t [m]	h [m]	V_{Ed} [kN]	$V_{nad,Rd}$ [kN]	Iskoristivost [%]	Uvjet $V_{nad,Rd} > V_{Ed}$
suteran	G-E14-1	0,45	0,45	20,4339	16,0	128%	Ne zadovoljava
	G-E26-1	0,75	1,00	129,7499	59,3	219%	Ne zadovoljava
	G-E26-5	0,75	0,45	220,7418	26,7	828%	Ne zadovoljava
	G-E26-2	0,75	1,00	105,3338	59,3	174%	Ne zadovoljava
	G-E26-6	0,75	0,45	179,0314	26,7	671%	Ne zadovoljava
	G-E26-3	0,75	1,00	62,1320	59,3	105%	Ne zadovoljava
	G-E26-7	0,75	0,45	136,8683	26,7	513%	Ne zadovoljava
	G-E26-8	0,75	0,45	147,4647	26,7	553%	Ne zadovoljava
	G-E26-4	0,75	1,00	82,8440	59,3	140%	Ne zadovoljava
	G-E30-1	0,75	0,45	90,1416	26,7	338%	Ne zadovoljava
	G-E30-2	0,75	0,45	62,0509	26,7	236%	Ne zadovoljava
	G-E35-1	0,75	0,45	69,3773	26,7	260%	Ne zadovoljava
	G-E35-6	0,75	0,45	162,3790	26,7	609%	Ne zadovoljava
	G-E35-2	0,75	1,10	148,9596	65,2	229%	Ne zadovoljava
	G-E35-7	0,75	0,45	204,4377	26,7	767%	Ne zadovoljava
	G-E35-3	0,75	1,10	165,5738	65,2	254%	Ne zadovoljava
	G-E35-8	0,75	0,45	228,8568	26,7	858%	Ne zadovoljava
	G-E35-4	0,75	1,10	156,9980	65,2	241%	Ne zadovoljava
	G-E35-9	0,75	0,45	241,0809	26,7	904%	Ne zadovoljava
	G-E35-5	0,75	1,10	143,8983	65,2	221%	Ne zadovoljava
G-E37-1	0,60	1,00	121,3934	47,4	256%	Ne zadovoljava	
A-E3-3	0,60	0,45	57,8589	21,3	271%	Ne zadovoljava	
A-E3-1	0,60	1,50	148,2601	71,1	208%	Ne zadovoljava	
A-E3-2	0,60	1,50	139,1643	71,1	196%	Ne zadovoljava	
A-E3-4	0,60	0,45	104,6275	21,3	490%	Ne zadovoljava	
prizemlje	G-E7-1	0,30	1,25	219,9314	29,6	742%	Ne zadovoljava
	G-E7-2	0,30	1,25	30,6165	29,6	103%	Ne zadovoljava
	G-E12-1	0,30	1,25	27,0934	29,6	91%	Zadovoljava!
	G-E12-2	0,30	1,25	9,08	29,6	31%	Zadovoljava!
	G-E14-2	0,30	1,25	40,8958	29,6	138%	Ne zadovoljava
	G-E14-3	0,30	1,85	42,9588	43,9	98%	Zadovoljava!
	G-E21-1	0,45	1,85	141,1152	65,8	215%	Ne zadovoljava
	G-E21-2	0,45	1,25	274,2455	44,4	617%	Ne zadovoljava
	G-E26-9	0,60	0,95	140,7454	45,0	313%	Ne zadovoljava
	G-E26-10	0,60	0,95	235,2383	45,0	522%	Ne zadovoljava
	G-E26-5	0,60	0,90	220,7418	42,7	517%	Ne zadovoljava
	G-E26-11	0,60	0,95	217,0684	45,0	482%	Ne zadovoljava
G-E26-6	0,60	0,90	179,0314	42,7	420%	Ne zadovoljava	

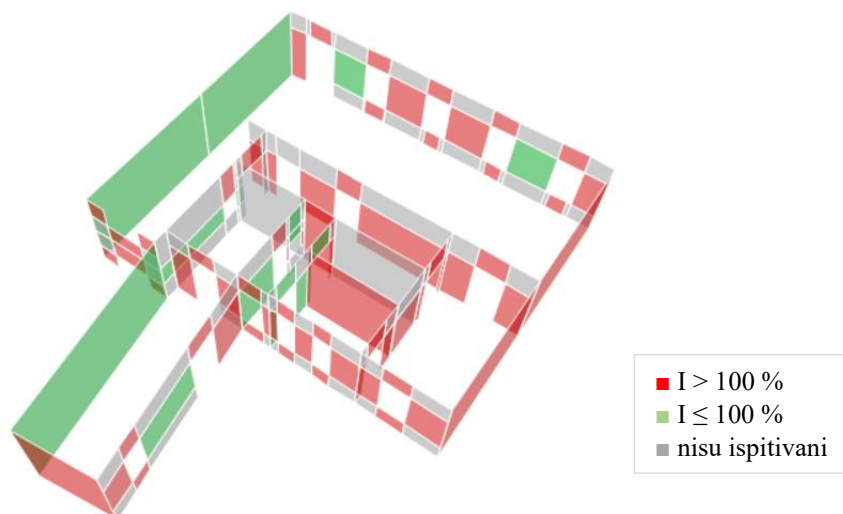
	G-E26-12	0,60	0,95	190,0694	45,0	422%	Ne zadovoljava
	G-E26-7	0,60	0,90	136,8683	42,7	321%	Ne zadovoljava
	G-E26-13	0,60	0,95	185,3133	45,0	411%	Ne zadovoljava
	G-E26-8	0,60	0,90	147,4647	42,7	346%	Ne zadovoljava
	G-E30-3	0,60	1,25	212,8759	59,3	359%	Ne zadovoljava
	G-E30-4	0,60	1,25	169,3022	59,3	286%	Ne zadovoljava
	G-E32-1	0,30	4,05	291,2598	96,0	303%	Ne zadovoljava
	G-E35-10	0,60	0,95	126,4164	45,0	281%	Ne zadovoljava
	G-E35-11	0,60	0,95	202,0514	45,0	449%	Ne zadovoljava
	G-E35-6	0,60	0,90	162,3790	42,7	381%	Ne zadovoljava
	G-E35-12	0,60	0,95	224,3797	45,0	498%	Ne zadovoljava
	G-E35-7	0,60	0,90	204,4377	42,7	479%	Ne zadovoljava
	G-E35-13	0,60	0,95	230,6065	45,0	512%	Ne zadovoljava
	G-E35-8	0,60	0,90	228,8568	42,7	536%	Ne zadovoljava
	G-E35-14	0,60	0,95	298,3535	45,0	662%	Ne zadovoljava
	G-E35-9	0,60	0,90	241,0809	42,7	565%	Ne zadovoljava
	G-E37-2	0,45	2,00	136,2380	71,1	192%	Ne zadovoljava
	A-E3-5	0,45	1,15	147,6050	40,9	361%	Ne zadovoljava
	A-E3-6	0,45	1,15	150,0707	40,9	367%	Ne zadovoljava
	A-E3-4	0,45	0,90	104,6275	32,0	327%	Ne zadovoljava
1. kat	G-E21-1	0,45	1,10	141,1152	39,1	361%	Ne zadovoljava
	G-E21-3	0,45	2,05	216,6475	72,9	297%	Ne zadovoljava
	G-E21-4	0,45	1,45	241,9063	51,6	469%	Ne zadovoljava
	G-E26-14	0,60	0,95	138,0482	45,0	307%	Ne zadovoljava
	G-E26-15	0,60	0,95	141,0153	45,0	313%	Ne zadovoljava
	G-E26-16	0,60	0,95	143,1898	45,0	318%	Ne zadovoljava
	G-E26-17	0,60	0,95	130,3362	45,0	289%	Ne zadovoljava
	G-E26-18	0,60	0,95	128,1954	45,0	285%	Ne zadovoljava
	G-E26-9	0,60	1,10	140,7454	52,1	270%	Ne zadovoljava
	G-E26-10	0,60	1,10	235,2383	52,1	451%	Ne zadovoljava
	G-E26-11	0,60	1,10	217,0684	52,1	416%	Ne zadovoljava
	G-E26-12	0,60	1,10	190,0694	52,1	364%	Ne zadovoljava
	G-E26-13	0,60	1,10	185,3133	52,1	355%	Ne zadovoljava
	G-E30-5	0,60	1,45	203,5130	68,7	296%	Ne zadovoljava
	G-E30-6	0,60	1,45	110,2569	68,7	160%	Ne zadovoljava
	G-E30-7	0,60	1,45	110,5697	68,7	161%	Ne zadovoljava
	G-E35-15	0,60	1,15	113,7129	54,5	209%	Ne zadovoljava
	G-E35-16	0,60	1,15	189,3017	54,5	347%	Ne zadovoljava
	G-E35-17	0,60	1,15	195,4119	54,5	358%	Ne zadovoljava
	G-E35-18	0,60	1,15	192,0230	54,5	352%	Ne zadovoljava
	G-E35-19	0,60	1,15	165,4218	54,5	303%	Ne zadovoljava
	G-E35-11	0,60	0,90	202,0514	42,7	474%	Ne zadovoljava
	G-E35-12	0,60	0,90	224,3797	42,7	526%	Ne zadovoljava
	G-E35-13	0,60	0,90	230,6065	42,7	540%	Ne zadovoljava
	G-E35-14	0,60	0,90	298,3535	42,7	699%	Ne zadovoljava
	G-E37-3	0,45	2,05	144,5848	72,9	198%	Ne zadovoljava

	A-E3-7	0,45	1,35	154,7725	48,0	322%	Ne zadovoljava
	A-E3-8	0,45	1,35	115,4432	48,0	241%	Ne zadovoljava
	A-E3-6	0,45	0,90	150,0707	32,0	469%	Ne zadovoljava
2. kat	G-E21-3	0,45	1,10	216,6475	39,1	554%	Ne zadovoljava
	G-E21-5	0,45	1,85	117,7913	65,8	179%	Ne zadovoljava
	G-E21-6	0,45	1,25	91,5784	44,4	206%	Ne zadovoljava
	G-E26-19	0,60	0,95	48,5789	45,0	108%	Ne zadovoljava
	G-E26-20	0,60	0,95	52,3605	45,0	116%	Ne zadovoljava
	G-E26-21	0,60	0,95	51,7390	45,0	115%	Ne zadovoljava
	G-E26-22	0,60	0,95	51,5471	45,0	114%	Ne zadovoljava
	G-E26-23	0,60	0,95	50,9728	45,0	113%	Ne zadovoljava
	G-E26-14	0,60	0,90	138,0482	42,7	324%	Ne zadovoljava
	G-E26-15	0,60	0,90	141,0153	42,7	331%	Ne zadovoljava
	G-E26-16	0,60	0,90	143,1898	42,7	336%	Ne zadovoljava
	G-E26-17	0,60	0,90	130,3362	42,7	305%	Ne zadovoljava
	G-E26-18	0,60	0,90	128,1954	42,7	300%	Ne zadovoljava
	G-E30-8	0,60	1,25	96,5504	59,3	163%	Ne zadovoljava
	G-E30-9	0,60	1,25	115,9317	59,3	196%	Ne zadovoljava
	G-E30-10	0,60	1,25	56,9798	59,3	96%	Zadovoljava!
	G-E30-11	0,60	1,25	29,2391	59,3	49%	Zadovoljava!
	G-E35-20	0,60	0,95	50,3557	45,0	112%	Ne zadovoljava
	G-E35-21	0,60	0,95	80,2504	45,0	178%	Ne zadovoljava
	G-E35-22	0,60	0,95	67,8504	45,0	151%	Ne zadovoljava
	G-E35-23	0,60	0,95	55,0710	45,0	122%	Ne zadovoljava
	G-E35-24	0,60	0,95	70,9570	45,0	158%	Ne zadovoljava
	G-E35-16	0,60	0,90	189,3017	42,7	444%	Ne zadovoljava
	G-E35-17	0,60	0,90	195,4119	42,7	458%	Ne zadovoljava
	G-E35-18	0,60	0,90	192,0230	42,7	450%	Ne zadovoljava
	G-E37-5	0,45	1,05	52,4863	37,3	141%	Ne zadovoljava
	G-E37-4	0,45	1,00	71,9332	35,6	202%	Ne zadovoljava
	A-E3-9	0,45	1,15	81,4955	40,9	199%	Ne zadovoljava
	A-E3-10	0,45	1,15	40,7657	40,9	100%	Zadovoljava!
	A-E3-8	0,45	0,90	115,4432	32,0	361%	Ne zadovoljava

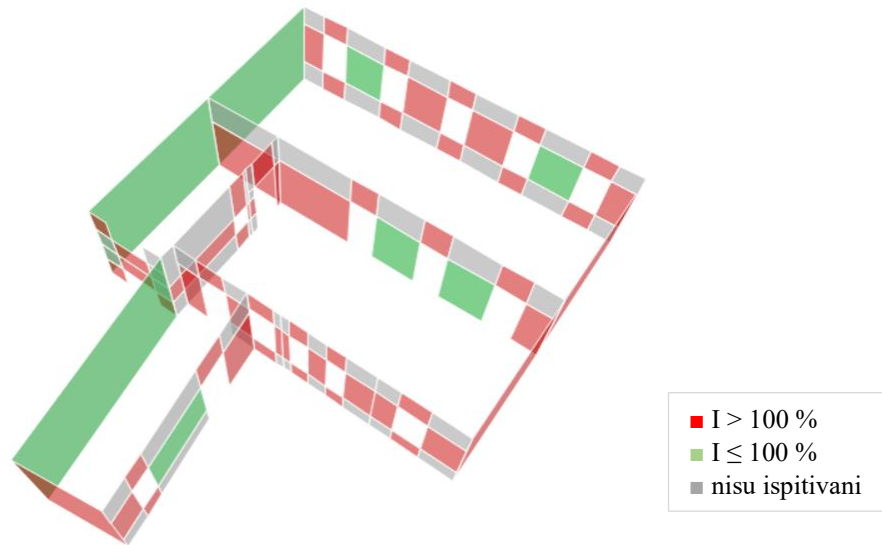
Slike koje slijede predstavljaju grafički prikaz podataka iz tablica 16 i 17. Elementi koji zadovoljavaju uvjet nosivosti označeni su zeleno dok su elementi iscrpljene nosivosti označeni crvenom bojom. Za elemente označene sivom bojom nije vršena provjera jer oni nisu svrstani u niti jednu od kategorija tzv. *pierova* (zidova) ili *spandrela* (nadvoja).



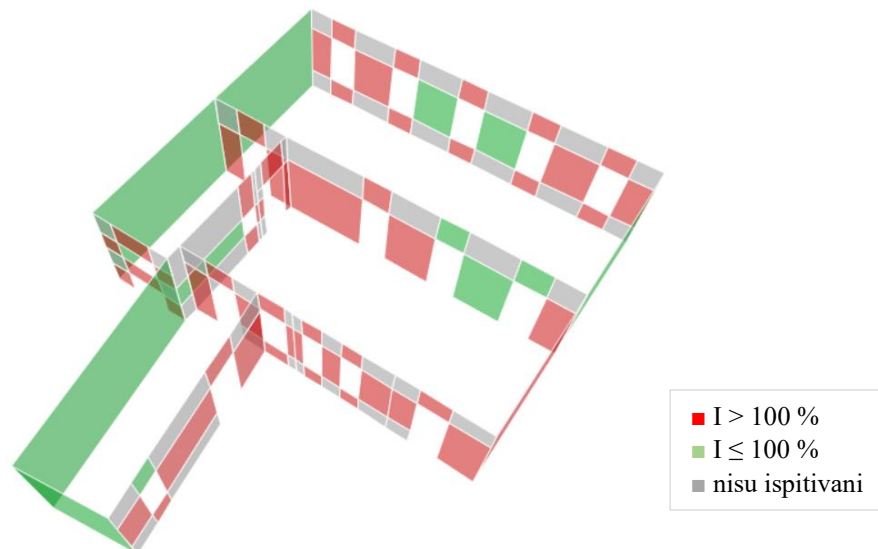
Slika 48 Prikaz iskoristivosti zidova i nadvoja suterena (ETABS 20)



Slika 49 Prikaz iskoristivosti zidova i nadvoja prizemlja (ETABS 20)



Slika 50 Prikaz iskoristivosti zidova i nadvoja 1. kata (ETABS 20)



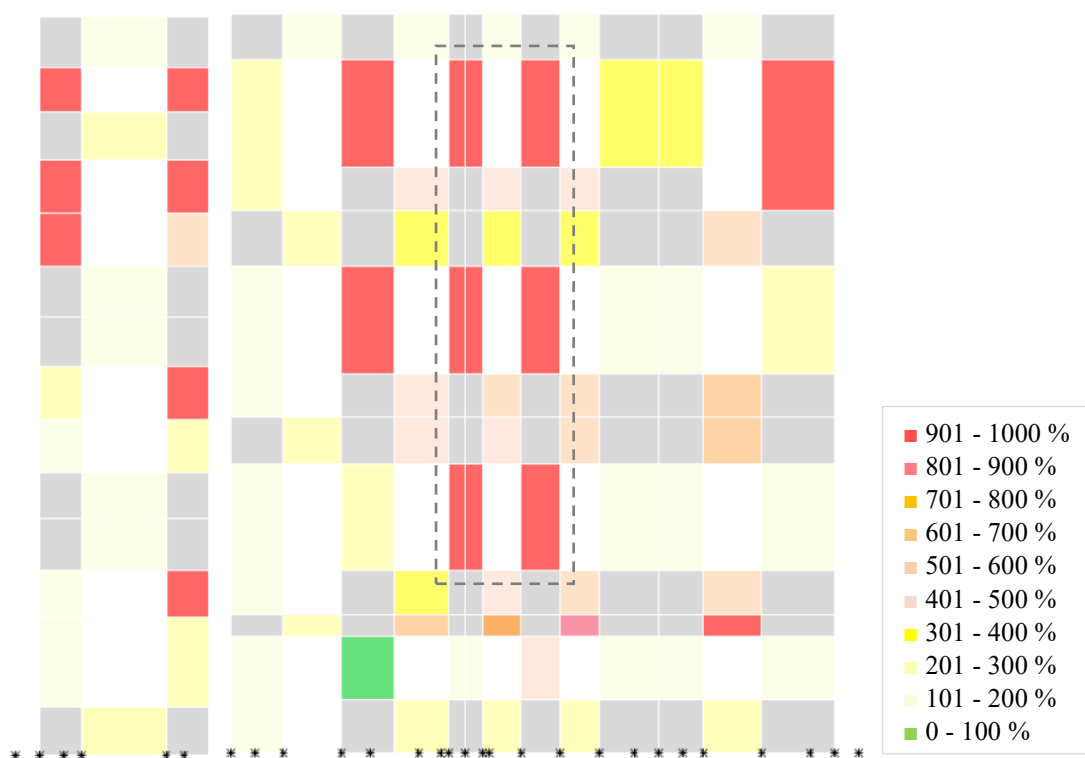
Slika 51 Prikaz iskoristivosti zidova i nadvoja 2. kata (ETABS 20)

Proučavajući dobivene rezultate možemo zaključiti da velik broj zidova i nadvoja ne zadovoljava uvjet iskoristivosti, tj. iskoristivost premašuje 100 %. U nekim slučajevima unutarnje sile nadvoja su i do devet puta veće od otpornosti elementa. Taj problem najviše je istaknut na dvorišnoj fasadi zbog čega je u nastavku napravljena njena dodatna analiza.

Kako bi se smanjila prekoračena nosivost elemenata, moguće je izvesti preraspodjelu sila na nosivim elementima od -25 % do +33 % prema normi HRN EN 18-1:2011. To bi značilo da niti jednom zidu nije smanjena nosivost za više od 25 %, niti mu je povećana nosivost za više od 33 %. Cilj ove metode je raspodjeliti silu s elemenata prekoračene nosivosti, na one koji imaju još rezerve u kapacitetu nosivosti, uz uvjet da ukupna poprečna sila i moment savijanja ostanu isti.

3.11.1 Dodatna analiza dvorišne fasade

Analizom iz prethodnog poglavlja ustanovljeno je da samo jedan zid dvorišne fasade zadovoljava uvjet nosivosti (na slici 52 označen zeleno). Kako bi se grafičkim prikazom detaljnijih raspona iskoristivosti lakše ustanovio razlog prekoračenja nosivosti, napravljena je dodatna analiza.



Slika 52 Unutarnje sile dvorišnog pročelja (bez prikazane nadogradnje)

Do ovako velikih iznosa unutarnjih sila dolazi zbog povećanog broja otvora značajnih dimenzija u odnosu na visine etaža. Također je bitan i odnos veličine otvora i zida između njih, pri čemu možemo primijetiti da se najveće vrijednosti javljaju upravo na mjestima malog razmaka između dva susjedna otvora. U zidovima koji su bočno pridržani spojem s drugim zidom u okomitoj ravnini iskoristivost je većinom manja od 300 %. Svi nadvoji premašuju dozvoljenu iskoristivost, a zbog male visine najnepovoljnije se ponašaju oni u suterenu.

Prema tome, možemo zaključiti da kritične osi konstrukcije predstavljaju osi dvorišnog pročelja dok su kritični elementi zidovi koji se protežu po sredini istoga.

Dobiveni rezultati nisu poželjni, no ako uzmemo u obzir godinu izgradnje, upotrebljavane materijale i pretpostavke koje su korištene tijekom proračuna, za očekivati je da postoji mogućnost ovolikih prekoračenja.

Zaključak

Potres koji je 22.03.2020. godine pogodio Zagreb izbacio je na površinu sve propuste tradicionalno izgrađenih zgrada koje su svojom posebnosti krasile ulice grada. Često izvođene energetske obnove bez ojačanja konstrukcije, tada nisu bile od pomoći. Važnost pravilnog projektiranja i adekvatne rekonstrukcije tek oštećenih zgrada dobilo je zasluženu pozornost.

Modalni proračun predmetne građevine proveden je u skladu s važećim propisima (HRN EN 1998-1) uz primjenu linearne metode spektra odziva za povratno razdoblje od 95 godina, koja odgovara razini obnove 2. Iako se često koristi, linearni proračun nije uvijek najtočniji, tj. ne pokazuje stvarno ponašanje konstrukcije. Razlog toga je što se njime ne provjerava otkazivanje zidova van ravnine i ne uzima u obzir promjena krutosti prilikom deformiranja.

Predmetna građevina je s obje strane omeđena susjednim objektima što može imati pozitivan utjecaj na stabilnost konstrukcije. No potrebno je napomenuti da to ne mora uvijek biti tako, tj. da je stvarni utjecaj susjednih zgrada pri potresnom djelovanju jako složen i da ga nije lako analizirati.

U modelu je međukatna konstrukcija izvedena kao fleksibilna dijafragma povezana sa zidovima. U stvarnosti je ona izvedena kao fleksibilna, no nije povezana, već je samo oslonjena na okolne zidove. Analizom modalnih oblika ustanovljeno je da zgrada ima najmanju krutost u x smjeru, što možemo povezati s podatkom da je površina zidova u tom smjeru manja nego u y smjeru. Kao jedan od načina povećanja posmične otpornosti može se izdvojiti izvođenje krute dijafragme u obliku tlačnih ploča koje bi, osim što bi povećale međusobnu povezanost zida, pridonijele i otpornosti na torziju. Smanjenje utjecaja torzije moguće je postići i ukrućivanjem odgovarajućih zidova, npr. torkretiranjem.

Analizom iskoristivosti elemenata utvrđeno je da do iscrpljivanja nosivosti najprije dolazi kod nadvoja, pri čemu samo 5 % nadvoja zadovoljava uvjet nosivosti, a prosječna vrijednost iskoristivosti premašuje 300 %. Smanjena otpornost uzrokovana je prevelikom dimenzijom nadvoja u odnosu na dimenzije otvora zbog čega dolazi do prekoračenja kapaciteta nosivosti. Zide u najvećoj mjeri otkazuje zbog nedostatka serklaža i neravnomjerno raspoređenih otvora značajnih dimenzija u odnosu na visinu etaže. Zide bez ili s malim otvorima te zide izvedeno na uglovima građevine, spojeno sa zidovima u suprotnom smjeru, pokazalo je najveću otpornost.

Ukupno 39 % zidova zadovoljava uvjet nosivosti pri čemu je srednja vrijednost iskoristivosti (bez uzimanja u obzir zidova koji su dosegнули granično stanje značajnog opterećenja) otprilike 100 %. Etaža s najmanjom iskoristivosti je suteran, što možemo potkrijepiti činjenicom da je u njemu izvedena najveća količina nosivih zidova te da je visina u odnosu na ostale etaže znatno manja.

Kako bi se ostvario jasan tok sila i smanjila koncentracija naprezanja bitno je osigurati pravilan raspored nosivih elemenata i otvora. Upravo je zbog nepoštivanja navedenog pravila došlo do iscrpljenja nosivosti gotovo svih zidova dvorišne fasade koja ujedno predstavlja kritičnu os modela. Posmični slom pokazao se kao mjerodavni mehanizam otkazivanja, a s obzirom na to da do njega dolazi iscrpljivanjem vlačne čvrstoća zida, prikladan način rekonstrukcije bio bi korištenje FRP materijala. Primjena FRP materijala nešto je skuplja u odnosu na ostale metode, no brojne pogodnosti njegove upotrebe često budu presudan faktor.

Iz svega navedenog možemo zaključiti da predmetna građevina ne zadovoljava razinu obnove 2 i da treba ići u rekonstrukciju. Svaku metodu rekonstrukcije potrebno je prethodno proračunati kako bi se provjerio utjecaj na unutarnje sile u elementima. U konačnici, cilj rekonstrukcije je korištenjem ispravne metode sanirati nastala oštećenja bez narušavanja pravilnog toka sila i povećanja koncentracije naprezanje.

Literatura

- [1] Belamarić, J., Bjažić Klarin, T., Damjanović, D., Horvat-Levaj, K., Horvatinčić, S., Kolečnik, Lj., Kraševac, S., Križić Roban, S., Mance, I., Premerl, D., Šverko, A., Vučetić, R., Zelić, D., Žmegač, A. (2021) Program cjelovite obnove povijesne jezgre grada Zagreba, Blok 19, Konzervatorski model. Zagreb: Institut za povijest umjetnosti.
- [2] Google Maps. Dostupno na: <https://www.google.com/maps> [10. kolovoza 2023.]
- [3] *Zapisnik za zgradu* (2017) Dostupno na <https://www.zagreb.hr/UserDocsImages/arhiva/Procelja/2928.pdf> [10. kolovoza 2023.]
- [4] Sorić, Z. (2016) *Zidane konstrukcije*. Zagreb: Tiskara Zelina.
- [5] Galić, J., Vukić, H., Andrić, D., Stepinac, L. (2020.) *Tehnike popravka i pojačanja zidanih zgrada*. Zagreb: Sveučilište u Zagrebu, Arhitektonski fakultet.
- [6] *Webgradnja.hr* (2020). Dostupno na: <https://webgradnja.hr/clanci/konstrukcijska-i-protupotresna-ojacanja-zidanih-gradevina-kompozitnim-frg-materijalima/4712> [28. kolovoza 2023]
- [7] Petrov, R. (2021) *Linearna i nelinearna analiza konstrukcije prema en 1998-1:2004*. Magistarski rad. Novi Sad: Sveučilište u Novom Sadu, Građevinski fakultet.
- [8] Mitrović, S. *Primjena nelinearnog statičkog proračuna u seizmičkoj analizi postojećih konstrukcija*. Rijeka: Sveučilište u Rijeci, Građevinski fakultet. Dostupno na: <https://www.hcpi.hr/sites/default/files/inline-files/SM1%20-%20Ciklus%20predavanja%20-%20Zagrebu%20od%20Rijeke.pdf> [13. kolovoza 2023.]
- [9] Kostura, M., Matijević, I. (2020) *Numerička analiza zidane stambene zgrade primjenom AmQuake softwate-a*. Stručni rad. Mostar: Sveučilište u Mostaru, Građevinski fakultet.
- [10] Mitrović S., Čaušević, M. (2009) Nelinearni statički seizmički proračun konstrukcija. *Građevinar*, 61(6), 521-531. Dostupno na: <https://hrcak.srce.hr/file/63621> [14. kolovoza 2023.]
- [11] HRN EN 1998-1:2011. Eurokod 8: Projektiranje potresne otpornosti konstrukcija - 1. dio: Opća pravila, potresna djelovanja i pravila za zgrade (EN 1998-1:2004+AC:2009). Zagreb: Hrvatski zavod za norme.
- [12] Mušterić, B., Oreb, J. (2017) *Analiza utjecaja razdjelnica pri djelovanju potresa na primjerima karakterističnih zgrada u gradu Zagrebu*. U svrhu natječaja za Rektorovu nagradu. Zagreb: Sveučilište u Zagrebu, Građevinski fakultet.
- [13] *potresinfo.gov.hr* (2021). Dostupno na: https://www.pmf.unizg.hr/download/repository/Pravila_za_pisanje_diplomskih_radova.pdf [28. kolovoza 2023]
- [14] Zamani, N. (2019) *Testing Anchors in Cracked Masonry*. Dostupno na: <https://www.structuremag.org/?p=14939> [28. kolovoza 2023]

- [15] Matošević, Đ. (2015) *Ravninski model ponašanja omeđenog zida pri cikličkom horizontalnom opterećenju*. Doktorska disertacija. Osijek: Sveučilište Josipa Jurja Strossmayera u Osijeku, Građevinski fakultet Osijek.
- [16] Demšić, M., Sruk M. (2021) *Proračun zidova na otkazivanje izvan ravnine*. Opatija: Hrvatska komora inženjera građevinarstva. Dostupno na: https://www.hkig.hr/docs/Opatija_2021/prezentacije/01-web_prezentacije/Potresno%20in%C5%BEenjerstvo/Prora%C4%8Dun%20zidova%20na%20otkazivanje%20izvan%20ravnine.pdf [15. kolovoza 2023.]
- [17] Uroš, M. (2020) *Klasifikacija oštećenja zgrada*. Dostupno na: [https://www.hkig.hr/fdsak3jnFsk1Kfa/novosti/Manual_Ostecenja_v2_0-\(2\).pdf](https://www.hkig.hr/fdsak3jnFsk1Kfa/novosti/Manual_Ostecenja_v2_0-(2).pdf) [15. kolovoza 2023.]
- [18] Karte potresnih područja Republike Hrvatske. Zagreb: Sveučilište u Zagrebu, Prirodoslovno-matematički fakultet, Geofizički odsjek; Hrvatski zavod za norme. Dostupno na: <http://seizkarta.gfz.hr/hazmap/> [30. kolovoz 2023.]
- [19] Lazarević, D., Šavor Novak, M., Uroš, M. (2018) *Dinamika konstrukcija s uvodom u potresno inženjerstvo [online]*. Zagreb: Sveučilište u Zagrebu, Građevinski fakultet. Dostupno na: https://www.pmf.unizg.hr/download/repository/Pravila_za_pisanje_diplomskih_radova.pdf [30. kolovoz 2023.]
- [20] Akmadžić, V., Vrdoljak A. (2018) *Određivanje vrijednosti koeficijenta reakcije tla – programska rješenje*. Stručni rad. Mostar: Sveučilište u Mostaru, Građevinski fakultet.
- [21] Milutinovic, Z., Trendafilovski, G. (2003). *An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns - WP4: Vulnerability of current buildings*, RISK-EU, 110 p.
- [22] Lagomarsino, S., Giovinazzi, S. (2006): *Macro seismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings*. *Bulletin of Earthquake Engineering* [online], 4, 415 – 443. Dostupno na: <https://link.springer.com/article/10.1007/s10518-006-9024-z> [3. rujana 2023.]
- [23] Uroš, M., Todorčić, M., Crnogorac, M., Atalić, J., Šavor Novak, M., Lakušić, S. (Eds.) (2021) *Potresno inženjerstvo – Obnova zidanih zgrada*. Zagreb: Građevinski fakultet, Sveučilište u Zagrebu.

Popis slika

Slika 1 Prikaz katastarske čestice u sklopu Bloka 19 [2]	2
Slika 2 Pogled na Blok 19 s jugozapada [1].....	2
Slika 3 Dvorišna fasada zgrade [3].....	4
Slika 4 Prikaz prednje fasade zgrade [1]	4
Slika 5 Kuća Pettko, projekt, Gjuro Carnelutti, 1891., tlocrt suterena [1]	5
Slika 6 Kuća Pettko, projekt, Gjuro Carnelutti, 1891., tlocrt prizemlja [1]	5
Slika 7 Kuća Pettko, projekt, Gjuro Carnelutti, 1891., DAZ, tlocrt 1. kata [1].....	6
Slika 8 Kuća Pettko, projekt, Gjuro Carnelutti, 1891., DAZ, tlocrt 2. kata [1].....	6
Slika 9 Kuća Pettko, projekt, Gjuro Carnelutti, 1891., poprečni presjek [1]	7
Slika 10 Projekt za dogradnju dvorišnog krila, Greiner i Waronig, 1912., DAZ, tlocrt podruma i prizemlja [1]	8
Slika 11 Projekt za dogradnju dvorišnog krila, Greiner i Waronig, 1912., DAZ, tlocrt 1. i 2. kata i popr. presjek [1]	8
Slika 12 Prikaz glavnih nedostataka i razloga otkazivnja neomeđenog zida [5]	9
Slika 13 Primjer prevrtanja zida van ravnine uzrokovan neispravnom povezanosti elemenata konstrukcije [6]	10
Slika 14 Primjer nekvalitetne gradnje (lijevo) i posljedice iste (desno) [13].....	19
Slika 15 Loš detalj izvedbe nazidnice i drvene grede krovišta [5].....	20
Slika 16 Dijagonalne pukotine kao posljedica slabih točaka na mjestima otvora [14].....	21
Slika 17 Kolaps konstrukcije uzrokovan lošom izvedbom prizemlja [5].....	21
Slika 18 Mehanizmi otkazivanja savijanjem (a), klizanjem (b) i dijagonalni slom (c) [5].....	22
Slika 19 Tipovi mehanizma sloma van ravnine [16].....	23
Slika 20 Numerički model kuće Pettko, ulično pročelje (ETABS 20)	25
Slika 21 Numerički model kuće Pettko, dvorišno pročelje (ETABS 20)	25
Slika 22 Numerički model kuće Pettko, extrude view, pogled odozgo (ETABS 20).....	26
Slika 23 Numerički model kuće Pettko, extrude view, dvorišna nadogradnja s bočnim pogledom na kuću (ETABS 20).....	26
Slika 24 Presjek međukatne konstrukcije – drveni grednik	29
Slika 25 Vrijednosti horizontalnih vršnih ubrzanja tla za prikazane povratne periode [18] ...	31
Slika 26 Elastični spektar odziva (ETABS 20).....	32
Slika 27 Projektni spektar odziva (ETABS 20)	33
Slika 28 Definiranje veze s tлом Winklerovim oprugama	34
Slika 29 Prikaz prog oblika titranja, $T1 = 0,566$ s (ETABS 20).....	37
Slika 30 Prikaz drugog oblika titranja, $T2 = 0,504$ s (ETABS 20).....	37
Slika 31 Prikaz trećeg oblika titranja, $T3 = 0,282$ s (ETABS 20)	38
Slika 32 Pritisak temelja na tlo za MASS kombinaciju	45
Slika 33 Pritisak temelja na tlo za PTRRSQ kombinaciju, min (lijevo) i max (desno)	45
Slika 34 Primjer zida za proračun (ETABS 20)	50
Slika 35 Dijagram uzdužne sile (ETABS 20).....	51
Slika 36 Dijagram poprečne sile (ETABS 20).....	51
Slika 37 Dijagram momenta savijanja (ETABS 20).....	52
Slika 38 Primjer nadvoja za proračun (ETABS 20)	55
Slika 39 Dijagram poprečne sile (ETABS 20).....	55
Slika 40 Zidovi suterena (ETABS 20).....	56

Slika 41 Zidovi prizemlja (ETABS 20)	56
Slika 42 Zidovi prvog kata (ETABS 20)	57
Slika 43 Zidovi drugog kata (ETABS 20)	57
Slika 44 Nadvoji suterena (ETABS 20).....	62
Slika 45 Nadvoji prizemlja (ETABS 20).....	62
Slika 46 Nadvoji prvog kata (ETABS 20).....	63
Slika 47 Nadvoji drugog kata (ETABS 20).....	63
Slika 48 Prikaz iskoristivosti zidova i nadvoja suterena (ETABS 20)	67
Slika 49 Prikaz iskoristivosti zidova i nadvoja prizemlja (ETABS 20)	67
Slika 50 Prikaz iskoristivosti zidova i nadvoja 1. kata (ETABS 20).....	68
Slika 51 Prikaz iskoristivosti zidova i nadvoja 2. kata (ETABS 20).....	68
Slika 52 Unutarnje sile dvorišnog pročelja (bez prikazane nadogradnje).....	69

Popis tablica

Tablica 1 Rasponi dopustivih vrijednosti faktora ponašanja, q [4]	15
Tablica 2 Mehanička svojstva zida	24
Tablica 3 Dodatno stalno opt. od slojeva stropne konstrukcije - plitki svodovi	28
Tablica 4 Dodatno stalno opt. od slojeva međukatne konstrukcije - drveni grednik (slika 24)	29
Tablica 5 Dodatno stalno opterećenje od krovišta	29
Tablica 6 Dodatno stalno opterećenje od stubišta	30
Tablica 7 Dodatno stalno opterećenje od balkona.....	30
Tablica 8 Vrijednosti parametara koji opisuju Spektar 1	35
Tablica 9 Podaci dobiveni modalnom analizom: oblici titranja i pripadni periodi, pomaci i aktivirana masa u ovisnosti o smjeru	38
Tablica 10 Reakcije u razini temelja za različite vrste opterećenja	41
Tablica 11 Poprečne sile po etažama za proračunsku potresnu kombinaciju.....	42
Tablica 12 Uzdužna sila po etažama za MASS kombinaciju.....	42
Tablica 13 Pretpostavljeni ulazni podaci.....	50
Tablica 14 Iskoristivost zidova za potresno djelovanje, $T_p = 95$ god.....	58
Tablica 15 Iskoristivost nadvoja na potresno djelovanje po etažama, $T_p = 95$ god.....	64

Popis grafova

Graf 1 Grafički prikaz odnosa karakteristika pojedinog proračuna [8]	11
Graf 2 Proračunski spektar odziva [4]	14
Graf 3 Odnos eksperimentalnog i idealiziranog ponašanja zida opterećenog do sloma horizontalnom silom u ravnini [4]	16
Graf 4 Krivulje postupnog guranja u ovisnosti poprečne sile (V) i pomaka vrha zgrade (D _i) [10].....	17
Graf 5 Maksimalni pomaci etaža za oba smjera	40
Graf 6 Katne poprečne sile u oba smjera	41