

Potresna otpornost zvonika Svete Stošije u Zadru

Grabovac, Domagoj

Master's thesis / Diplomski rad

2020

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:237:558807>

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

Download date / Datum preuzimanja: **2024-09-09**

Repository / Repozitorij:

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



**Sveučilište u Zagrebu
Građevinski fakultet**

**POTRESNA OTPORNOST ZVONIKA SVETE STOŠIJE U
ZADRU**

Diplomski rad

Domagoj Grabovac

Zagreb, rujan 2020.

Sveučilište u Zagrebu

Sažetak

U uvodnom dijelu prikazane su dostupne metode mikro i makro modeliranja zida uz osvrt na problematiku modeliranja zida kao materijala. Također je prikazana problematika proračuna povijesnih zidanih konstrukcija uz sažetak postupka prema europskoj normi. Potom je načinjen linearan model konstrukcije zvonika Svete Stošije u Zadru u svrhu kalibracije karakteristika materijala s obzirom na rezultate eksperimentalne modalne analize. Nakon kalibracije karakteristika konstrukcije, urađena je nelinearna analiza postupnim guranjem uz dokaz nosivosti prema europskoj normi. S obzirom na rezultate analize, konačno su dani prijedlozi ojačanja u svrhu povećanja seizmičke otpornosti zvonika.

Ključne riječi

Zidane konstrukcije, nelinearna analiza zidanih konstrukcija, pushover metoda, zvonik Sv. Stošije, seizmički proračun zida, ojačanja zida

Summary

Available methods of micro and macro modeling of masonry are presented, with a review of the issue of modeling masonry as a material. The issue of calculation of historical masonry structures is also presented with a summary of the procedure according to the European standard. A linear model of the St. Anastasia bell tower was made for the purpose of calibrating the material characteristics with respect to the results of experimental modal analysis. After calibration of the structure characteristics, a nonlinear pushover analysis was performed with proof of bearing capacity according to the European standard. Finally, reinforcement suggestions are given for the purpose of increasing seismic resistance of the bell tower.

Keywords

Masonry structures, nonlinear masonry analysis, pushover analysis, seismic masonry analysis, St. Anastasia bell tower, masonry retrofitting

Sadržaj :

1	Uvod i motivacija	3
2	Općenito o proračunu zidanih konstrukcija na seizmičku pobudu	5
2.1	Općenito o procjenama postojećih zidanih konstrukcija	5
2.2	Strategije i principi numeričkih proračuna zidanih konstrukcija.	6
2.3	Zaključno o modeliranju zida	13
3	Zvonik Sv. Stošije – postupci i metode proračuna	14
3.1	Tehnički opis	14
3.2	Ulazni podaci i dostupne podloge	14
3.3	Potresna pobuda i ugroza.....	16
3.4	Odabrane metoda i postupak proračuna.....	17
4	Izrada linearanog modela konstrukcije	18
4.1	Odabrani postupak modeliranja	18
4.2	Definiranje početnih karakteristika materijala	18
4.3	Izrada linearnog modela	22
4.4	Rezultati modalne analize i usporedba sa eksperimentalno određenim frekvencijama	24
4.5	Model sa uključenom interakcijom konstrukcija-tlo	25
5	Nelinearna statička analiza –metoda postupnog guranja(<i>pushover</i>)	33
5.1	Općenito o provedbi metode postupnog guranja	33
5.2	Provedba pushover analize u programu 3muri	34
5.3	Ulazni parametri i modeliranje	35
5.4	Rezultati	37
5.5	Rezultati nelinearnih analiza	38
6	Rasprava o rezultatima uz prijedloge seizmičkih ojačanja	42
6.1	Zaključci i komentari provedenih analiza	42
7	Prijedlozi budućih postupaka, sanacija i ojačanja	43
7.1	Općenito o ojačanjima zidanih zvonika	43
7.2	Identifikacija mehanizama sloma kod zvonika Sv. Stošije uz preporuku ojačanja .	46
7.3	Zaključak o mogućnostima ojačanja	49

8	Zaključak	51
9	Literatura.....	52
10	Popis tablica	54
11	Popis slika	55

1 Uvod i motivacija

Norme za projektiranje konstrukcija u posljednjim su desetljećima značajno uznapredovale. Kroz kombinaciju istraživačkog i stručnog rada, postupci proračuna svih vrsta novih konstrukcija više-manje su razrađeni i strogo definirani kako bi se ostvarila tražena razina pouzdanosti glede mehaničke otpornosti i stabilnosti. Razlog za ostvarivanjem određenog praga pouzdanosti je jednostavan – zaštita života i zdravlja ljudi i društva. Tijekom godina, uznapredovanjem tehnologije, znanstvenog i stručnog rada, razina pouzdanosti novo projektiranih konstrukcija postupno konvergira ka vrijednosti koja je optimum između ekonomskog troška i sigurnosti. Glavni parametar za definiranje optimuma cijene i sigurnosti je rizik. Rizik je kvantifikacija opasnosti, umnožak vjerojatnosti određenog događaja i njegove posljedice. Primjerice, urušavanje čeličnog nosača raspona 30 metara u stakleniku ne predstavlja isti rizik kao urušavanje čeličnog nosača raspona 30 metara na stadionu. Shodno tome, norme za projektiranje konstrukcija nas obvezuju da za projektiranje identičnog nosača, jednako opterećenog kao u stakleniku, moramo koristiti više čelika ukoliko ga izvodimo na stadionu, vrtiću ili bolnici. Vjerojatnost urušavanja čeličnog nosača jednaka je u oba slučaja, no ugroza je puno veća na stadionu. Kako bi se rizik zadržao na jednakoj razini u oba slučaja, pripadnim koeficijentima sigurnosti korigiraju se parametri proračuna te je u konačnici ostvaren optimum sigurnosti i cijene no ipak samo u grubom obliku. Razlog za nemogućnost točnije kvantifikacije rizika i pouzdanosti kod građevinskih konstrukcija leži u unikatnosti i specifičnosti građevinskog proizvoda – građevine. Prema tome učenje iz vlastitih pogrešaka vrlo je čest oblik podizanja razine pouzdanosti u građevinskoj industriji. Primjer su višemilijunske štete i troškovi sanacija AB lučnih mostova zbog premalih zaštitnih slojeva. Ipak, može se reći da je pouzdanost projektiranja novih konstrukcija modernim propisima dovedena na visoku razinu, kao i ujednačenost i optimiziranost gradnje. Navedeno se ne može reći za postojeće građevine, pogotovo za one građene prije uvođenja modernih normi i propisa. Posljedica toga je da su danas inženjeri obvezni na projektiranje konstrukcija koje primjerice mogu izdržati potrese ubrzanja tla 0,4g, dok postojeće građevine doživljavaju ozbiljne štete i rušenja pri nekoliko puta manjim ubrzanjima tla. Potvrdu navedenog propusta u kvantifikaciji rizika uzrokovanog potresom prvo su doživjeli Talijani u velikim potresima u posljednjem desetljeću, pa potom i Albanija a zatim i Hrvatska u potresu u Zagrebu 2020. godine. Štete nastale spomenutim potresima više tisuća puta premašuju cijenu seizmičkog ojačanja građevina a sigurnost zdravlja i života ljudi ozbiljno je ugrožena. Prema procjenama Svjetske banke(World Bank Independent Evaluation Group(IEG,2006) cijena štete od prirodnih katastrofa je u velikom usponu, dostižući 15 puta veće vrijednosti nego 1950ih godina. Ukupan trošak na svjetsku ekonomiju prelazi 50 milijardi američkih dolara, od kojih samo trećina otpada na predviđanja i analize, a dvije trećine na direktan trošak od nastalih šteta

[1]. Shodno tome jasna je potreba za djelovanjem kako bi se pouzdanost postojećih konstrukcija dovela na prihvatljivu razinu u seizmički aktivnim područjima u koje spada i Hrvatska.

2 Općenito o proračunu zidanih konstrukcija na seizmičku pobudu

2.1 Općenito o procjenama postojećih zidanih konstrukcija

Ziđe kao građevni materijal smatra se najstarijim materijalom koji ima širu uporabu u današnjem građevinarstvu. Unatoč tome, primjena ziđa kao konstruktivnog materijala značajno je smanjena ponajviše zbog šire uporabe betona i čelika, dok propisi za projektiranje ziđa značajno zaostaju u odnosu na propise za druge materijale. Dok za druge materijale postoje vrlo razrađeni postupci proračuna i metode visokih točnosti, norme za proračun ziđa temelje se na vrlo pojednostavljenim metodama i izrazima bez razrađenih numeričkih postupaka. Između ostalog, razlog tome je i kompleksno ponašanje ziđa kao kompozitnog materijala koje uključuje međudjelovanje blokova, spojnica i morta. Konstruktivni zidni element je prema tome ortotropni kompozit čije je ponašanje određeno vrlo velikim brojem često teško odredivih parametara. Navedene parametre moguće je odrediti isključivo skupim i zahtjevnim ispitivanjima. Prema tome, razvitak sofisticiranih postupaka proračuna ziđa usporen je zbog kombinacije navedenih okolnosti, a zapravo se svodi na ekonomsku neisplativost zbog smanjene uporabe konstrukcijskog ziđa. Očekivano, kada se govori o procjenama već izvedenih građevina od zidanih elemenata, situacija je još kompliciranija. Nepoznavanje svojstava materijala, izvedbe, detalja i geometrije isključuju klasične numeričke proračune kao jedinu metodu dokaza pouzdanosti ovakvih građevina. Zbog niza okolnosti, u posljednje vrijeme dolazi do značajnog napretka vezanog za dostupne metode i procjene postojećih povijesnih građevina. Razvijeni su brojni pristupi proračuna uz razne više ili manje sofisticirane modele materijala koji u kombinaciji sa pojednostavljenim metodama rezultiraju zadovoljavajućim procjenama. S obzirom da je ovo područje značajan napredak doživjelo tek u posljednjih 10 godina, konsenzus oko najprihvatljivijih postupaka i metoda nije postignut, a europska norma značajno zaostaje za nacionalnim normama nekih drugih država.

2.2 Strategije i principi numeričkih proračuna zidanih konstrukcija.

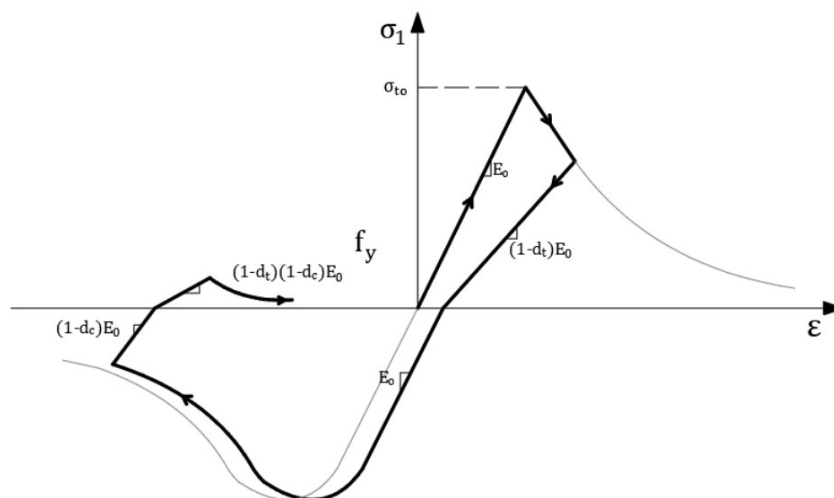
Konsenzus oko najbolje metode proračuna nije postignut kao ni oko najprikladnijeg modela materijala, no osnovnu distinkciju moguće je napraviti s obzirom na pristup modeliranju materijala. Mikro modeliranje pristup je kod kojeg se zasebno modeliraju zidni elementi, mort te njihovi spojevi. Ovakav pristup je prikladan za manje konstruktivne elemente u heterogenom stanju naprezanja i deformacija [2]. Osnovni cilj ovakvog pristupa je što točnije modeliranje zasebnih elemenata ali i njihovih veza i interakcija kako bi se dobilo realno ponašanje elementa. Ovakav pristup rezultira vrlo realnim sofisticiranim simulacijama koje nisu inženjerski primjenjive. Kod realnih konstrukcija, interakcija zidnih elemenata i morta postaje zanemariva, te je makro pristup prikladniji. Kod ovakvog pristupa, materijal se modelira kao kontinuum te se uspostavlja matematička veza između naprezanja i deformacija. Navedena veza naziva se konstitutivni zakon. Pristup je fenomenološki, odnosno karakteristike materijala je potrebno odrediti eksperimentalno. Iako su brojni prikladni ortotropni modeli ziđa razvijeni, pokazalo se kako je njihova implementacija u praksi ograničena ponajviše zbog poteškoća u formulaciji robusnih numeričkih algoritama za rješavanje [2]. Problem postaje posebice izražen ukoliko se provode analize nakon popuštanja ili raspucavanja materijala, gdje do izražaja dolaze histerezna svojstva ziđa koja se dodatno razlikuju u vlaku i tlaku.

Prema [2], razlikuju se 3 različita pristupa modeliranja ziđa :

- a) detaljno mikro modeliranje – blokovi i mort su modelirani kao kontinuum dok je njihova veza modelirana kao diskontinuitet
- b) pojednostavljeno mikro modeliranje – blokovi su modelirani kao kontinuum, dok je veza blok-mort pojednostavljena kao prosječna vrijednost
- c) makro modeliranje – princip razmazanog kontinuuma

Generalno, niti jedan od navedenih pristupa modeliranju ne može se uzeti kao superiorniji već izbor ovisi o okolnostima. Mikro modeliranje je prikladno za manje elemente ili detalje, kao i za dobivanje boljeg uvida u ponašanje ziđa. Za veće sustave, mikro modeliranje postaje odviše kompleksno te je pristup preko razmazanog kontinuuma prikladniji. Homogenizacija, odnosno postavljanje konstitutivnih odnosa koji povezuju (prosječna) naprezanja i deformacije predstavljaju značajan korak unaprijed i omogućuju numeričku (računalnu) primjenu ovakvih modela. Postavljanje konstitutivnog zakona znači da promjene u geometriji ili rubnim uvjetima ne povlače automatski i promjenu u modelu materijala, već se određeni model materijala može koristiti za širok spektar konstrukcija. Danas postoji velik broj izvedenih konstitutivnih zakona koje je moguće koristiti za analizu ziđa, a sam izbor ovisi o okolnostima i cilju proračuna. Jedan od sofisticiranih modela materijala koji se često koristi pri kompleksnim numeričkim analizama ziđa je i CDP model materijala [3]. CDP model (*Concrete damage plasticity model*) je izotropni nelinearni model materijala koji je

razvijen za beton no usvojen za analize zida. Temelji se na principu razmazanog kontinuuma a ponašanje materijala je obilježeno tzv. oštećenom plastičnošću (*damage plasticity*). CDP model je dakle elastoplastični model materijala koji dozvoljava različito ponašanje materijala u vlaku i tlaku uz različite degradacije krutosti u vlaku i tlaku, a uz to pogodan je i za cikličko opterećene elemente jer „pamti“ zaostalu plastičnu deformaciju. Iako izotropan, pokazuje dobre rezultate za sve kvazi-krte materijale tako da uporabu doživljava i kod analiza zida. Problemi kod ovako sofisticiranih modela materijala javljaju se pri pokušaju implementacije u računalnim programima. Zbog problema sa konvergencijom potrebni su vrlo robusni algoritmi i metode rješavanja sustava jednačbi koje komercijalni softveri za proračun konstrukcija nemaju. Primjerice, CDP model materijala primjenu doživljava isključivo u softveru *Simulia Abaqus* koji nema širu uporabu u građevinskoj praksi. Dodatna otegotna okolnost je što modeli ovakvog tipa zahtijevaju iznimne računalno memorijske kapacitete, primjerice za analizu jedne *time-history* simulacije bilo je potrebno 6 dana na kompjuterskoj radnoj stanici na sveučilištu Politecnico Milano [4]. Uz sve navedeno, interpretacija rezultata i identifikacija mehanizama sloma i raspucavanja je upitna kod ovako kompleksnih modela.

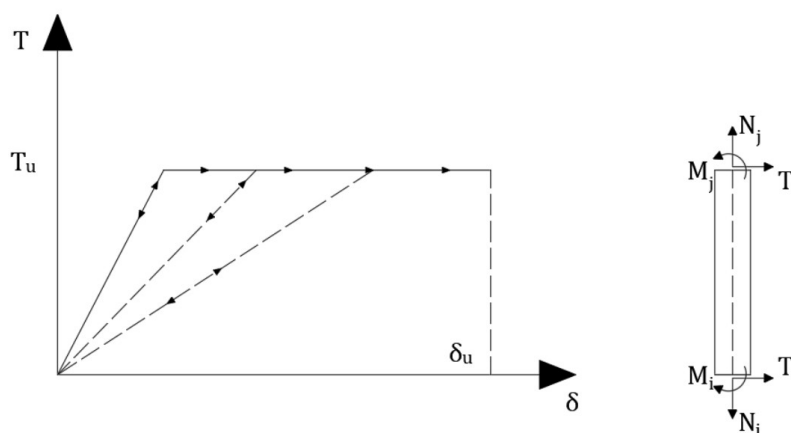


Slika 2.1 $\sigma - \varepsilon$ dijagram za jednoosno stanje naprezanja – CDP model materijala

Zbog svega navedenog, jednostavniji modeli materijala i principi proračuna koji dopuštaju veću kontrolu nad modelom i lakšu interpretaciju rezultata još uvijek se čine kao najprikladniji za analize zidanih konstrukcija u praksi. Primjerice, specijalizirani softver za zide *3muri* koji je korišten u nastavku ovoga rada, temelji se na principu identifikacije

mehanizama otkazivanja zida. Nelinearan model zidanih elemenata koji je prisutan u pozadini softvera ima sljedeće značajke [5] :

- 1) Početna krutost zadana je elastičnim(raspucalim) svojstvima
- 2) Bilinearno ponašanje sa maksimalnim vrijednostima poprečne sile i momenta savijanja
- 3) Redistribucija početnih unutarnjih sila na temelju jednadžbi ravnoteže elementa
- 4) Identifikacija graničnog stanja oštećenja s obzirom na globalne i lokalne parametre oštećenja
- 5) Degradacija krutosti u plastičnom području
- 6) Kontrola duktilnosti ovisno o maksimalnom pomaku ovisno o mehanizmu otkazivanja
- 7) Otkazivanje elementa pri maksimalnom pomaku bez prekida globalne analize



Slika 2.2 Konstitutivni zakon koji je usvojen u softveru 3muri

Maksimalni pomak δ_u pri kojem element doživljava slom definiran je prema Eurokodu 8 kao:

$$\delta_u = \begin{cases} 0,004, & \text{posmik} \\ 0,006, & \text{savijanje} \end{cases} \quad 2.1$$

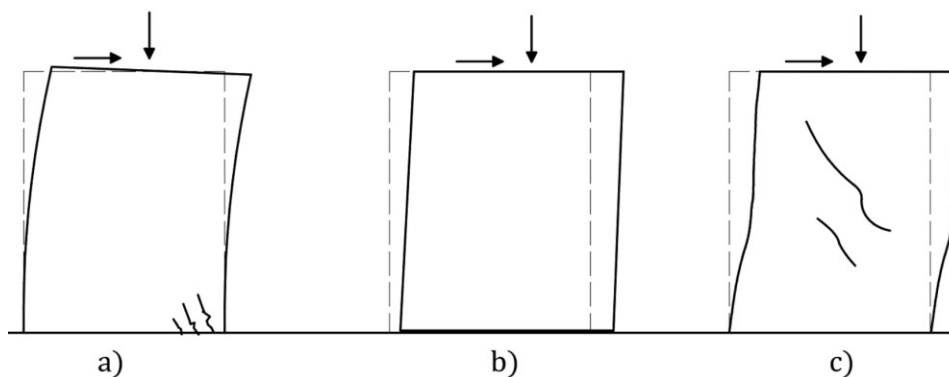
Elastično ponašanje elementa je zadano sljedećom matricom krutosti :

$$\begin{matrix}
 T_i \\
 N_i \\
 M_i \\
 T_j \\
 N_j \\
 \{M_j\}
 \end{matrix}
 =
 \begin{matrix}
 \frac{12EI}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EI}{h^2(1+\psi)} & -\frac{12EI}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EI}{h^2(1+\psi)} \\
 0 & \frac{EA}{h} & 0 & 0 & -\frac{EA}{h} & 0 \\
 -\frac{6EI}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EI(4+\psi)}{h(1+\psi)} & \frac{6EI}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EI(2-\psi)}{h(1+\psi)} \\
 \frac{12EI}{h^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EI}{h^2(1+\psi)} & \frac{12EI}{h^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EI}{h^2(1+\psi)} \\
 -\frac{6EI}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EI(2-\psi)}{h(1+\psi)} & \frac{6EI}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EI(4+\psi)}{h(1+\psi)} \\
 0 & -\frac{EA}{h} & 0 & 0 & \frac{EA}{h} & 0
 \end{matrix}
 \begin{matrix}
 u_i \\
 w_i \\
 \varphi_i \\
 u_j \\
 w_j \\
 \{\varphi_j\}
 \end{matrix}
 \quad 2.2$$

Uz :

$$\psi = 1,2 \frac{E b^2}{G h^2}$$

Nelinearno ponašanje se aktivira kada sila u čvoru dosegne maksimalnu vrijednost. Mjerodavna je minimalna vrijednost ovisno o kriteriju čvrstoće različitih mehanizama – savojni, posmični(klizanje), posmični(dijagonalno raspucavanje) [6].



Slika 2.3 Prikaz tri karakteristična mehanizma otkazivanja zida prema

Svi navedeni mehanizmi su mehanizmi otkazivanja u ravnini zida. Otkazivanja izvan ravnine moguće je provjeriti odvojenom analizom, na lokalnoj razini. Tri glavna mehanizma otkazivanja u ravnini definirana su maksimalnim(kritičnim) unutarnjim silama, momentom i poprečnom silom.

a) Savojni mehanizam

Kritični moment se definira kao :

$$M_u = \frac{l^2 t \sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_m}\right) = \frac{Nl}{2} \left(1 - \frac{N}{N_a}\right) \quad 2.3$$

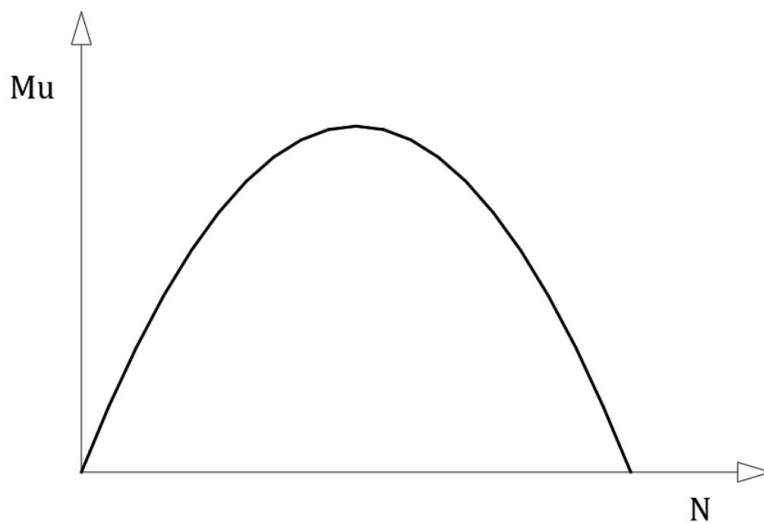
Gdje je :

l – širina zida

t – debljina zida

N – aksijalna tlačna sila

f_m – srednja tlačna čvrstoća zida



Slika 2.4 Prikaz ovisnosti kritičnog momenta o uzdužnoj sili

b) Posmični mehanizam klizanjem

Definiran je Mohr-Coulomb kriterijem čvrstoće. Maksimalno posmično naprezanje definira se kao :

$$V_u = l' t f_v = l' t (f_{v0} + \mu \sigma_n) = l' t f_{v0} + \mu N \quad 2.4$$

Gdje je :

l – dužina tlačno opterećenog dijela zida

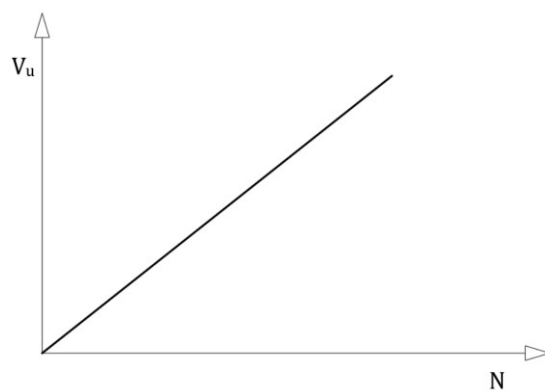
t – debljina zida

f_v – posmična čvrstoća ziđa

f_{v0} – posmična čvrstoća bez tlačnog opterećenja

μ – koeficijent trenja

σ_n – prosječno tlačno naprezanje (na duljini l)



Slika 2.5 Prikaz posmičnog kriterija čvrstoće – Mohr Coulomb

c) Posmično otkazivanje – dijagonalnim raspucavanjem

Definiran je Turnšek-Čačović kriterijem čvrstoće. Posmična čvrstoća može se prema navedenom kriteriju definirati sljedećom jednačinom :

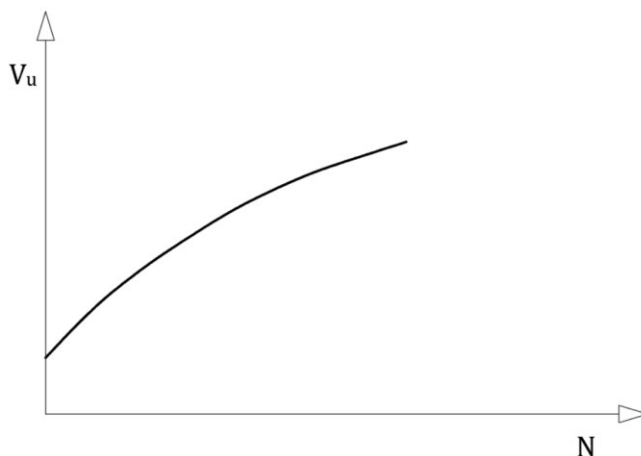
$$V_u = l \cdot t \frac{1,5\tau_0}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5\tau_0}} = l \cdot t \frac{f_t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_t}} = l \cdot t \frac{1,5\tau_0}{b} \sqrt{1 + \frac{N}{1,5\tau_0 l t}} \quad 2.5$$

Gdje su :

f_t – vlačno naprezanje pri dijagonalnom raspucavanju zida

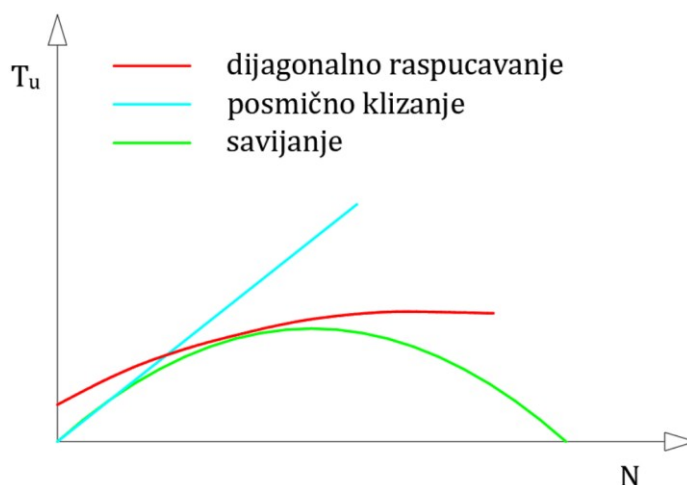
τ_0 – posmična vrijednost pri istom djelovanju

b – koeficijent ovisan o h/l odnosima



Slika 2.6 Prikaz Turnšek-Čačović kriterija čvrstoće

Konačno, čvrstoća svakog pojedinog elementa tada se definira kao anvelopa navedenih mehanizama:



Slika 2.7 Anvelopa svih kriterija čvrstoće

2.3 Zaključno o modeliranju ziđa

Ziđe kao materijal pokazuje se kao izuzetno zahtjevna zadaća prilikom modeliranja. Izraženo ortotropno ponašanje, različita svojstva u vlaku i tlaku, histereza materijala i kompleksni mehanizmi otkazivanja samo su neki od brojnih parametara za nepostojanjem konsenzusa oko proračuna zidanih konstrukcija. Sofisticirani nelinearni modeli materijala i mikro modeliranje za sada primjenu doživljavaju samo unutar znanstvenog i istraživačkog rada. Unutar inženjersko-stručnog djelovanja, pojednostavljeni modeli temeljeni na dobro poznatim mehanizmima otkazivanja ziđa pokazuju se kao optimalno rješenje, a također su usklađeni sa principima i temeljima proračuna prema europskoj normi.

3 Zvonik Sv. Stošije – postupci i metode proračuna

3.1 Tehnički opis

Zvonik crkve Sv. Stošije je kameni zidani zvonik koji se nalazi u gradu Zadru. Zvonik je samostalna građevina, pravilnog kvadratnog tlocrta. Poprečni presjek zvonika je relativno pravilan po visini uz manje varijacije. Prizemni dio visine 16,6 metara je masivan kompleksne geometrije. Potom po visini slijede relativno pravilni pravokutni zidovi čija se debljina postupno smanjuje prema vrhu, od ~170 cm do ~110 cm na zadnjoj etaži. Tlocrtne dimenzije u prizemlju iznose 8,38 x 8,38 m a ukupna visina zvonika je 54,9 metara. Zvonik je građen klesanim kamenom vapnenačkog sastava, u dva navrata – prizemni visine 16,6 m je građen u 15. stoljeću, dok je gornji dio, visine 38,3 m, građen 1885. godine. Zidovi starog dijela zvonika imaju veći broj pukotina no ispitivanja pokazuju da su pukotine površinske a zidovi su dobre homogenosti. Zvonik je temeljen na stijenskom tlu, bez posebno izraženih elemenata temelja.

3.2 Ulazni podaci i dostupne podloge

Dostupni podaci o postojećim sakralnim građevinama predstavljaju osnovu za daljnje proračune takvih objekata. Prikupljanje podataka često je multidisciplinarna zadaća koja uključuje prikupljanje povijesnih podataka, podataka o geometriji, materijalu, načinima gradnje, provedenim popravcima i sanacijama, obavljenim ispitivanjima itd. Prikupljeni podaci koji su korišteni kao ulazni parametri za izradu ovoga rada uključuju :

- Osnovni povijesni podaci o građevini, korištenom materijalu i oštećenjima
- Detaljne geometrijske podatke o građevini – potpuni nacrti građevine zajedno sa nacrtima detalja, ortofoto snimak.
- Geomehanički elaborat zajedno sa ispitivanjima tla – potpuni podaci o karakteristikama slojeva tla zajedno sa karakteristikama bušotine
- Rezultate ispitivanja homogenosti zidova georadarom
- Rezultate eksperimentalne modalne analize(vlastite frekvencije)
- Vizualnu inspekciju svih vidljivih elemenata konstrukcije

Navedene stavke služile su kao ulazni podaci i nisu rezultat ovoga rada.

Nakon prikupljenih ulaznih podataka, korišten je postupak prema europskoj normi za određivanje razine znanja. S obzirom na velike razlike u kvaliteti ulaznih podataka kod procjene postojećih građevina, europska norma(EN 1998-3) razlikuje 3 različite razine znanja(RZ). Prema svrstavanju u jednu od tri definirane razine znanja, dalje su definirane dopuštene vrste proračuna i odgovarajući faktori povjerenja. Na taj način korigira se pouzdanost proračuna s obzirom na kvalitetu ulaznih parametara. Osnovni parametri koji utječu na odabir razine znanja su: (i) geometrijski podaci, (ii) detalji, (iii) materijali [7].

Geometrijski podaci

Podaci o geometriji zvonika u potpunosti su poznati. 2011. godine izrađen je detaljni arhitektonski snimak zvonika sa ucrtanim oštećenjima, sa ortofotom svih fasada [8]. Navedeni podaci korišteni su za izradu potpunog snimka iz kojeg je moguć potpuni uvid u globalnu geometriju zvonika, identifikaciju nosivih i nenosivih dijelova konstrukcija kao i prijenosa sila u konstrukciji.

Detalji

Tip i izvedba detalja je također poznata iz opširnih geometrijskih podataka. Dostupni nacrti su po stupnju razrađenosti na razini izvedbenih nacрта te su načini oslanjanja i povezivanja nosivih elemenata jasni.

Materijal

Opširni podaci o mehaničkim karakteristikama materijala nisu poznati s obzirom da razorna ispitivanja nisu dopuštena u vrijeme pisanja ovoga rada. Unatoč tome, dostupni su povijesni podaci o porijeklu materijala. Donji dio zvonika građen u 15. stoljeću izgrađen je od klesanog kamena vapnenca iz lokalnih rudnika, dok je gornji dio zvonika rađen u 19. stoljeću kamenom iz rudnika Vrnik [9]. Iz dostupnih podataka moguće su grube procjene karakteristika materijala. Dodatno su rađena nerazorna dinamička ispitivanja operacionom modalnom analizom. Iz ambijentalnih pobuda određene su vlastite frekvencije za prvih 5 modova što se može koristiti za kalibraciju svojstava materijala. Navedeni podaci vrijedan su podatak kojim je moguća kalibracija svojstava materijala u elastičnom području. Kao glavni nedostatak o potpunoj informaciji o materijalu pokazuje se nepoznavanje karakteristika morta što je moguće odrediti isključivo razornim ispitivanjima.

Prema navedenom, moguće je usvojiti razinu znanja 2(RZ2) – uobičajeno znanje.

3.3 Potresna pobuda i ugroza

Proračun postojećih građevina na potresnu pobudu prema europskoj normi podrazumijeva 3 granična stanja [7] :

GS BR – granično stanje blizu rušenja. Konstrukcija je teško oštećena s malom preostalom bočnom čvrstoćom i krutošću, vertikalni elementi i dalje mogu nositi vertikalna opterećenja. Postoje trajni veliki pomaci, konstrukcija je u stanju blizu rušenja te vjerojatno ne bi preživjela sljedeći potres, čak i manjeg intenziteta.

Potrebno je koristiti pobudu povratnog perioda 2475 godina (vjerojatnost premašaja 2 % u 50 godina).

GS ZO – granično stanje znatnog oštećenja. Konstrukcija je znatno oštećena, ima izvjesnu preostalu bočnu krutost i čvrstoću. Postoje umjereni trajni pomaci. Konstrukcija može izdržati naknadni udar umjerenog intenziteta. Popravak konstrukcije bi vjerojatno bio neekonomičan.

Potrebno je koristiti pobudu povratnog perioda 475 godina (vjerojatnost premašaja 10 % u 50 godina).

GS OO – granično stanje ograničenog oštećenja. Konstrukcija je lagano oštećena bez znatnijeg popuštanja i degradacije krutosti. Stalni pomaci su zanemarivi. Nisu potrebni popravci konstrukcije. Potrebno je koristiti pobudu povratnog perioda 225 godina (vjerojatnost premašaja 20 % u 50 godina).

Navedena granična stanja definirana su u izvorniku europske norme. Hrvatski nacionalni dodatak ne propisuje kontrolu GS BR, no u okviru ovog rada navedeno granično stanje biti će uključeno u analizi. Razlog je činjenica da je zvonik sakralna građevine velikog kulturološkog i društvenog značaja te jedan od simbola grada Zadra, a čije bi znatno oštećivanje bilo pogubno za kulturu i identitet grada.

U okviru europske norme, dostupni su podaci za p.p. 95 i 475 godina. Podaci za ostale povratne periode nisu dostupni, no prema točki 2.1 (4) EC8 definirani su izrazi kojima je referentne iznose vršnog ubrzanja tla jednog povratnog perioda moguće svesti na neko drugo povratno razdoblje. Ukoliko se izraz raspiše preko vjerojatnosti pojave p , izraz glasi :

$$a_g(T_r = 225 \text{ god}) = a_g(T_r = 475 \text{ god}) (p_{225}/p_{475})^{-1/k},$$

Koeficijent k ovisi o seizmičnosti oko pojedine točke te varira između 1,5 i 3,6.

Iz potresne karte moguće je očitati referentno ubrzanje tla za povratni period 475 godina za područje grada Zadra, $a_g(T=475 \text{ god})=0,182 \text{ g}$

Prema navedenom izrazu, uz $k=2,2$

$$a_g(T=225g)=0,13 \text{ g}$$

$$a_g(T=2475g)=0,37 \text{ g}$$

Tablica 3.1 Ubrzanja tla za zadarsko područje za različite povratne periode

Povratni period[god]	225	475	2475
Vršno ubrzanje tla a_g [m/s ²]	0,13g	0,182g	0,37g

3.4 Odabrane metoda i postupak proračuna

S obzirom na okolnosti koje uključuju dostupne ulazne podatke, dostupnu računalnu snagu i vrijeme dostupno za izradu ovoga rada, odabrana je evaluacija potresne otpornosti kroz sljedeće korake :

- a) Kalibracija karakteristika materijala – linearan model
- b) Analiza temeljnog tla
- c) Nelinearna statička analiza postupnim guranjem
- d) Prijedlozi sanacija i budućih zahvata te ispitivanja

4 Izrada linearanog modela konstrukcije

4.1 Odabrani postupak modeliranja

Kako je glavni cilj linearanog modela izračun vlastitih frekvencija sa svrhom usporedbe sa eksperimentalnim vrijednostima, posebice su bitni parametri mase i krutosti konstrukcije. Zvonik se pri horizontalnom opterećenju ponaša kao vertikalno upeta konzola šupljeg poprečnog presjeka. Pri takvom opterećenju, zidovi se unatoč svojoj velikoj debljini (preko 1,5 m) i dalje mogu dobro aproksimirati plošnim konačnim elementima smještenim u os svakog pojedinog zida. Na taj način zadržava se globalni moment tromosti građevine kao i krutost savijanja svakog pojedinog zida. Donji dio zvonika izuzetno je specifične geometrije – kvadar ispunjen kamenom oslabljen šupljinom oblika nadsvođenog cilindra. Prema tome, navedeni dio modeliran je volumnim (*solid*) konačnim elementima sa stvarnom geometrijom. Podjela (*mesh*) je generirana automatski no kontrolirano, trokutastim i kvadratnim konačnim elementima.

Iako su dostupni podaci o punom profilu tla, za utvrđivanje vlastitih frekvencija odabrani su kruti rubni uvjeti pri temeljima. Razlog za to je činjenica da su eksperimentalne frekvencije mjerene na mikrotremorima, odnosno vrlo niskoj razini pobude pri kojoj se ne aktivira interakcija s tlom. Uključivanje interakcije s tlom pri kalibraciji konstrukcije bi zapravo bilo pogrešno jer bi odviše omekšalo konstrukciju. Masa konstrukcije automatski je izračunata u programskom paketu iz podatka o specifičnim težinama materijala, a dodatno su zadana opterećenja nekonstrukcijskih elemenata značajnijih težina (primjerice ograda, željeznih zvona itd).

4.2 Definiranje početnih karakteristika materijala

Kako je već objašnjeno, problem definiranja karakteristika materijala kod postojećih konstrukcija predstavlja glavnu prepreku u korektnom izračunu ovakvih građevina. S obzirom da na mnogim povijesnim građevinama nisu dopuštena razorna ispitivanja, kao glavni alat u posljednjem desetljeću pokazuje se uporaba eksperimentalne modalne analize s kojom je moguća kalibracija FEM modela. Upravo je to slučaj i kod zvonika Sv. Stošije. Zbog navedenog, procjena karakteristika materijal provodi se kroz dva koraka :

- 1) Gruba procjena karakteristika materijala iz dostupnih podataka i ispitivanja
- 2) Kalibracija elastičnih parametara s obzirom na rezultate eksperimentalne modalne analize

U prvom koraku, cilj je što točnije odrediti svojstva materijala kako bi se imala dobra referentna točka za daljnu kalibraciju elastičnih svojstava. Točno određeni postupak ili pravilo za ovaj korak ne postoji, već se odluka svodi na inženjersku procjenu. Za ziđe, u zadnje vrijeme se ustalila uporaba tablica za procjenu karakteristika materijala. Generalno, mogu se primijetiti značajna odstupanja u procjenama karakteristika materijala zidanih crkava ovisno o autoru, državi i propisu [10]. Također, zbog specifičnog načina zidanja, vrste kamena i materijala, karakteristike ziđa povijesnih građevina uvelike ovise o lokaciji građevine. Navedeno potvrđuje i vrlo slabo poklapanje rezultata ukoliko se koriste preporuke mehaničkih karakteristika ziđa prema talijanskim MIT propisima.

Tablica 4.1 Klasifikacija ziđa prema talijanskim MIT propisima(2009)

TIP ZIĐA	Tlačna čvrstoća [MPa]	Posmična čvrstoća [MPa]	Modul elastičnosti [MPa]	Modul Posmika [MPa]	Prostorna težina [kN/m ³]
	min-max				
Nepravilno kameno ziđe (kamenčići oblutci, nepravilna struktura)	1,0-1,8	0,02-0,032	690-1050	230-350	19
Ziđe od nerezanog kamena, zidovi ograničene debljine	2,0-3,0	0,035-0,051	1020-1440	340-480	20
Ziđe od rezanog kamena sa dobrom vezom	2,6-3,8	0,056-0,074	1500-1980	500-660	21
Ziđe od mekanog kamena(sedra,vapnenac)	1,4-2,4	0,028-0,042	900-1260	300-420	16
Ziđe od klesanog pravokutnog kamena	6,0-8,0	0,090-0,120	2400-3200	780-940	22
Ziđe od pune opeke sa vapnenačkim mortom	2,4-4,0	0,060-0,090	1200-1800	400-600	18

Korištenjem preporuka talijanskih propisa, dobivaju se velika odstupanja od eksperimentalnih rezultata. Primjerice prva vlastita frekvencija odstupa za više od 65% (1,1 Hz u odnosu na 1,7 Hz) ukoliko se koriste preporuke prema gornjoj tablici. Iz navedenog je moguće zaključiti da je ziđe zvonika Sv. Stošije puno kruće nego što neke preporuke ukazuju, no to nije iznenađujuće s obzirom da je gornji dio zvonika rađen tek u 19. stoljeću i zapravo se ne može poistovjetiti sa nekoliko stoljeća starim talijanskim zvoncima. S obzirom na navedeno, procjena karakteristika materijala iz tablica je odbačena. Stoga su se karakteristike materijala morale procijeniti na drugi način. Kao vrlo korisnom informacijom pokazalo se poznavanje porijekla kamena. Iz povijesnih spisa nadbiskupije grada Zadra, poznato je da je donji dio zvonika građen sa kamenom iz lokalnih rudnika, dok je gornji dio(visine 38,3 m) građen klesanim kamenom iz rudnika Vrnik pored Korčule [9]. Kamen iz navedenog rudnika spada u vapnenački kamen gornje krede(senona) [11].

Tablica 4.2 Svojstva različitih vrsta kamena sa hrvatskog područja [11]

	Petrografski naziv	Geološka starost	Boja	Kamenolom
VINKURAN FIORITO	vapnenac	gornja kreda(senon)	bijel	Vinkuran, Pula
VINKURAN STATUARIO	vapnenac	gornja kreda(senon)	bijel	Vinkuran, Pula
VISOČANI	vapnenac	gornja kreda(senon)	bijeličast, zučkast	Visočani, Dubrovnik
VRNIK	vapnenac	gornja kreda(senon)	zučkast	Vrnik, uz Korčulu
VRSINE	vapnenac	gornja kreda(senon)	zučkast	Vrsine, Trogir
ZEČEVO	dolomitični vapnenac	gornja kreda	sivkast	Zečevo, Brač

Iako ne postoje pouzdani podaci o mehaničkim karakteristikama specifično za kamen iz rudnika Vrnik, za kamen gornje krede vapnenačkog sastava vrijede sljedeće karakteristike :

Prostorna masa : 2400-2600 kg/m³

Tlačna čvrstoća : 50-85 MP (potrebno prilagoditi na normaliziranu tlačnu čvrstoću)

Podatak o tlačnoj čvrstoći vrlo je koristan s obzirom da prema europskoj normi, modul elastičnosti i modul posmika ziđa direktno ovise o čvrstoći bloka(zidnog elementa). Prema tome, navedeni podatak dobro će poslužiti kao početna procjena mehaničkih karakteristika. Karakteristike morta nisu poznate te ih nije moguće odrediti bez razornih ispitivanja. Prema tome, za procjenu karakteristika morta korišteni su dostupni podaci za slične građevine na Jadranu za koje su rađena ispitivanja. Usvajanje kvalitete morta M5 i M2 za novi odnosno stari dio zvonika pokazuje dobro poklapanje sa eksperimentalnim rezultatima.

Nakon određenih osnovnih karakteristika kamena i morta, određivanje globalnih parametara ziđa urađeno je prema europskoj normi EN 1996-1. Karakteristična tlačna čvrstoća se u nedostatku rezultata ispitivanja može odrediti jednadžbom 4.1

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

Gdje su :

f_k – karakteristična tlačna čvrstoća ziđa u N/mm²

α, β, K – konstante odredive prema normi

f_b - normalizirana srednja tlačna čvrstoća zidnog elementa u smjeru djelovanja, u N/mm²

f_m - tlačna čvrstoća morta u N/mm²

Modul elastičnosti tada se definira direktno iz tlačne čvrstoće kao :

$$E=1000 f_k \quad 4.2$$

Modul posmika smije se uzeti kao 40% vrijednosti modula elastičnosti E :

$$G=0,4 E \quad 4.3$$

Karakteristična posmična čvrstoća zida pri nultom normalnom naprezanju, f_{vk0} , treba se odrediti iz ispitivanja ili koristiti postojeću bazu podataka [12]. Posmična čvrstoća se tada definira kao :

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_d \quad 4.4$$

Gdje je :

f_{vk} – karakteristična posmična čvrstoća uz normalno tlačno naprezanje

f_{vk0} – početna posmična čvrstoća pri nultom tlačnom naprezanju

σ_d – proračunsko tlačno naprezanje okomito na posmik u elementu

Vrijednosti za f_{vk0} preuzete su iz softvera 3muri s obzirom da softver sadrži definiranu bazu podataka koja odgovara europskoj normi.

Tablica 4.3 Prikaz ulaznih podataka zida te dobivenih mehaničkih karakteristika

		Donji dio zvonika(staro zide)	Gornji dio zvonika(novo zide)
ULAZNI PODACI	Kvaliteta morta	M5	M2,5
	Vrsta morta	Mort opće namjene	Mort opće namjene
	Vrsta zida	Kalcij-silikatni zidni elementi	Kalcij-silikatni zidni elementi
	Grupa zidnih elemenata	1	1
	f_b [N/mm ²]	50	30
	Prostorna težina [kN/m ³]	24	21
PARAMETRI PRORAČUNA	Modul elastičnosti E[N/mm ²]	13782	7829
	Modul posmika G[N/mm ²]	5513	3131
	Početna posmična čvrstoća f_{vk0} [N/cm ²]	1378	782

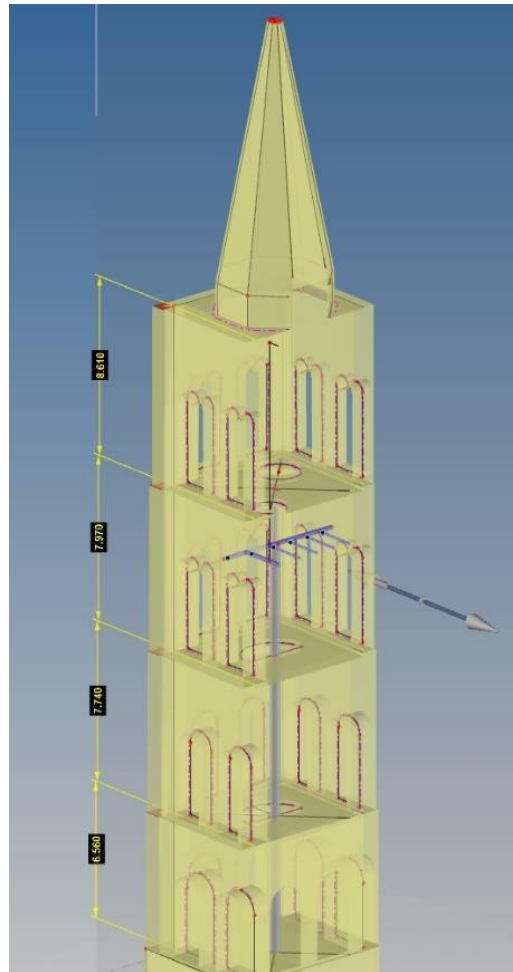
4.3 Izrada linearnog modela

Kako je već objašnjeno, model je izrađen od volumnih 3D i plošnih 2D konačnih elemenata koji čine cjelinu. Prizemni dio zvonika modeliran je volumnim konačnim elementima dok je ostatak zvonika modeliran plošnim elementima smještenim u os zidova. Ukrasi i nekonstruktivni elementi, poput ukrasnih stupova u otvorima, su zanemareni u proračunu. Prema tome, debljina plošnih elemenata zidova u modelu odgovara srednjoj debljini zidova i varira od 175 cm na drugoj etaži do 110 cm na posljednjoj etaži. Otvori na zidovima su modelirani sa stvarnom geometrijom, a također su u obzir uzeti i otvori na međukatnim pločama. Na taj način zadržana je fleksijska krutost konstrukcije u cijelini. Međukatne ploče su monolitne betonske ploče debljine 40 cm te su kao takve uzete u obzir u modelu. Kvaliteta betona je procijenjena na C16/20, no sama kvaliteta betona ne utječe značajnije na ponašanje konstrukcije. U obzir su također uzeti i sekundarni nosivi elementi poput središnjeg betonskog stupa sa ovješnim stubištem, te čelične konstrukcije sa platformom na 4. etaži. Pokazalo se kako navedeni sekundarni elementi ne mijenjaju značajnije ponašanje zvonika u potresnoj situaciji s obzirom da su značajno manje krutosti u odnosu na glavne nosive elemente. Rubni uvjeti pri temeljima su za potrebe kalibracije uzeti kao kruto oslanjanje. Rubni uvjeti između nosivih elemenata zidova su također kruti. Međukatne ploče su oslonjene zglobno na zidove. Konačni model sadržava 10 312 volumnih konačnih elemenata i 4733 plošnih elemenata.

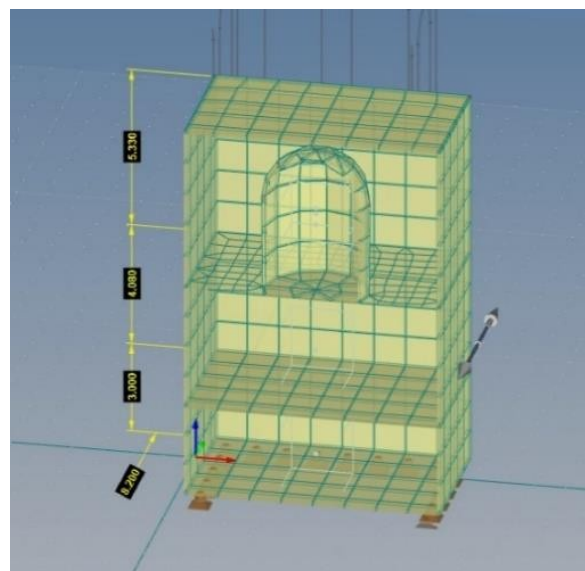
Razmatrana je uporaba izotropnog i ortotropnog modela materijala. Bolje poklapanje sa eksperimentalnim rezultatima ostvareno je korištenjem ortotropnog modela materijala, što je očekivano, no odstupanja nisu bila posebice značajna. Stoga je radi jednostavnosti usvojen izotropan model materijala.

Opterećenja

S obzirom na masivnost konstrukcije, vlastita težina zidova i ploča čini veliku većinu mase koja se aktivira pri potresu. Navedene težine obuhvaćene su automatski u programskom paketu. Od dodatnih opterećenja, značajnija su : ovješeno betonsko stubište, čelična zvona na 4. etaži, masivne ograde na posljednjoj etaži. Navedena opterećenja uključena su u proračun vlastitih perioda no njihov doprinos je zanemariv.

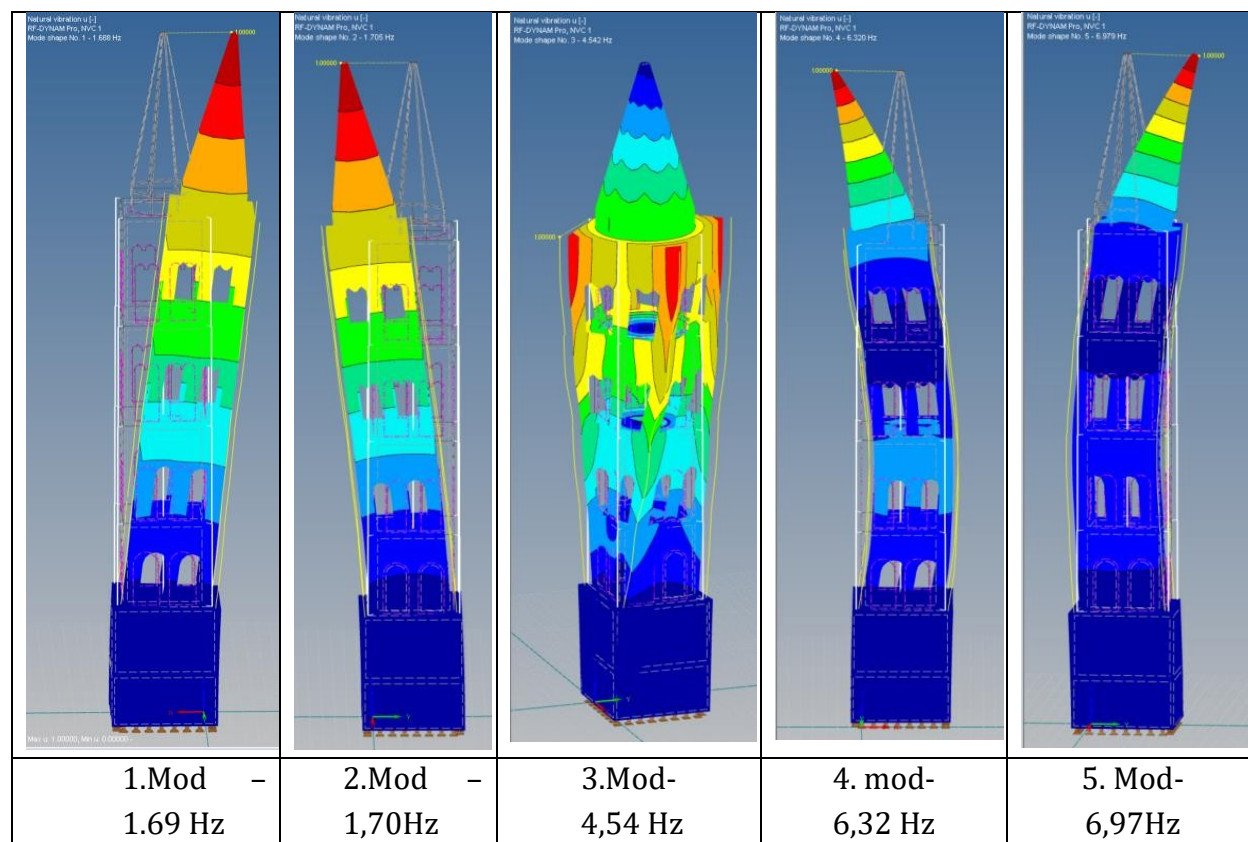


Slika 4.1 Prikaz presjeka kroz zvonik



Slika 4.2 Presjek kroz masivni prizemni dio sa generiranim „meshom“

4.4 Rezultati modalne analize i usporedba sa eksperimentalno određenim frekvencijama



	Eksperimentalno[Hz]	FEM model[Hz]
<i>1. mod, X smjer</i>	1,7	1,69
<i>2. mod, Y smjer</i>	1,7	1,70
<i>3. mod, torzija</i>	4,5	4,54
<i>4. mod, X smjer</i>	6,9	6,32
<i>5. mod, Y smjer</i>	6,9	6,97

Tablica 4.4 Kalibrirana elastična svojstva materijala

	Novi(gornji) dio	Stari(donji) dio
W[kN/m ³]	24	21
E[N/mm ²]	11700	7600
G[N/mm ²]	3100	2800

Nakon iterativnog procesa kalibracije, dobiveno je dobro poklapanje sa eksperimentalnim frekvencijama te su karakteristike prikazane u tablici 4.4 usvojene kao referentne za daljne analize. Odstupanja od vrijednosti iz Tablica 4.3 nisu velika, pogotovo kod modula elastičnosti. Modul posmika pokazuje nešto veće odstupanje kod novog ziđa što se može interpretirati na više načina. Tablica 4.3 Prikaz ulaznih podataka ziđa te dobivenih mehaničkih karakteristika

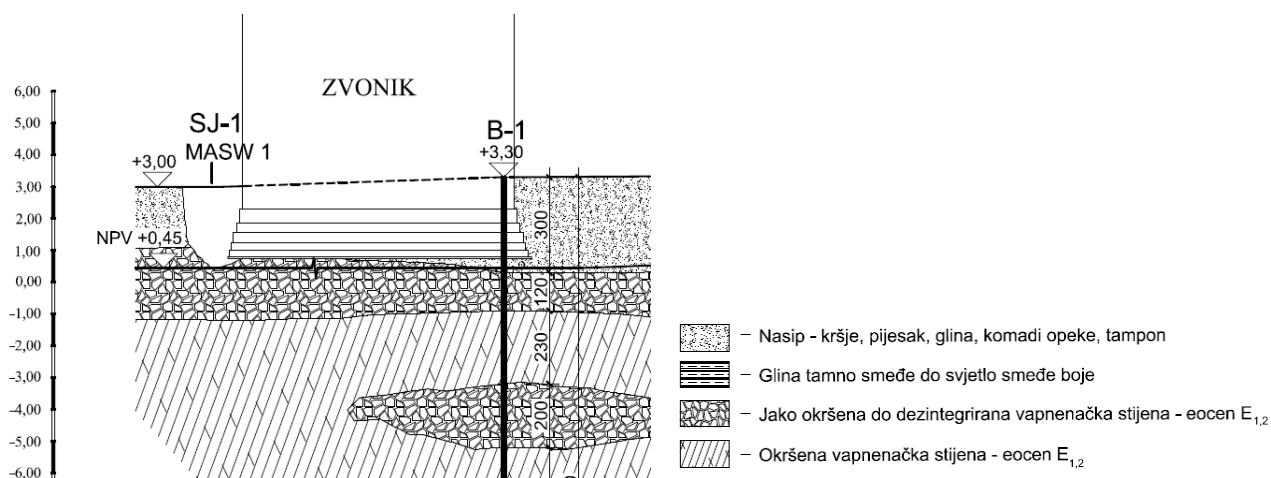
4.5 Model sa uključenom interakcijom konstrukcija-tlo

Prilikom potresa, dolazi do značajnog međudjelovanja građevine sa temeljnim tлом. U pravilu, navedena interakcija djeluje pozitivno na konstruktivne elemente građevine s obzirom da smanjuje vrijednosti potresnog utjecaja kroz smanjenje potresne sile -periodi se produžuju te konstrukcija prividno omekšava. Prema tome, konzervativno je i opravdano proračunavati konstrukciju bez uključivanja interakcija s temeljnim tлом. Navedene pretpostavke potvrđuje i sljedeća tablica u kojoj su prikazane razlike u vlastitim periodima ukoliko se uključi interakcija s tлом.

Tablica 4.5 Razlika u periodima zbog uključivanja „soil-structure“ interakcije

	f(Hz)	T(s)	Razlika[%]
1. vl oblik	1.293	0.773	23,9
2. vl oblik	1.299	0.770	23,9
3. vl oblik	4.585	0.218	3,1

Ipak, pri proračunu kontaktnih naprezanja poželjno je uključiti interakciju konstrukcije s tлом ukoliko je moguće. S obzirom da su za zvonik Sv. Stošije provedena opsežna terenska ispitivanja temeljnog tla [13], proračuni kontaktnih naprezanja urađeni su uzimajući u obzir interakciju konstrukcije s tлом.



Slika 4.3 Prikaz profila tla prema sondažnoj bušotini [13].

Nosivosti su određene u geotekničkom elaboratu. Čvrstoća stijenske mase je definirana kriterijem sloma koji izražava posmičnu čvrstoću preko efektivnog normalnog napona. Korišten je generalizirani Hoek-Brownov kriterij sloma čiji modificirani izraz glasi :

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left[m_b \cdot \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s \right]^a \quad (4.1)$$

Gdje su σ'_1 i σ'_3 maksimalni i minimalni efektivni naponi sloma.









Određene su nosivosti stijenske mase :

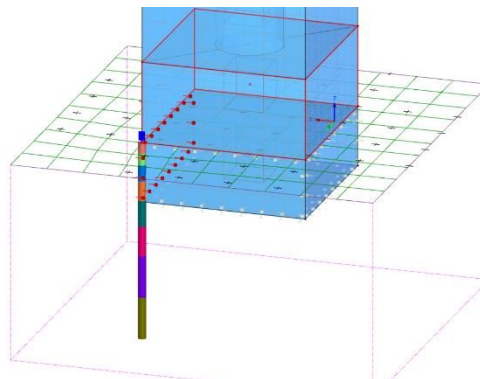
Za jako okršenu dezintegriranu stijenu : $\sigma_1 = 720 \text{ kN/m}^2$

Za okršenu stijenu : $\sigma_1 = 1800 \text{ kN/m}^2$

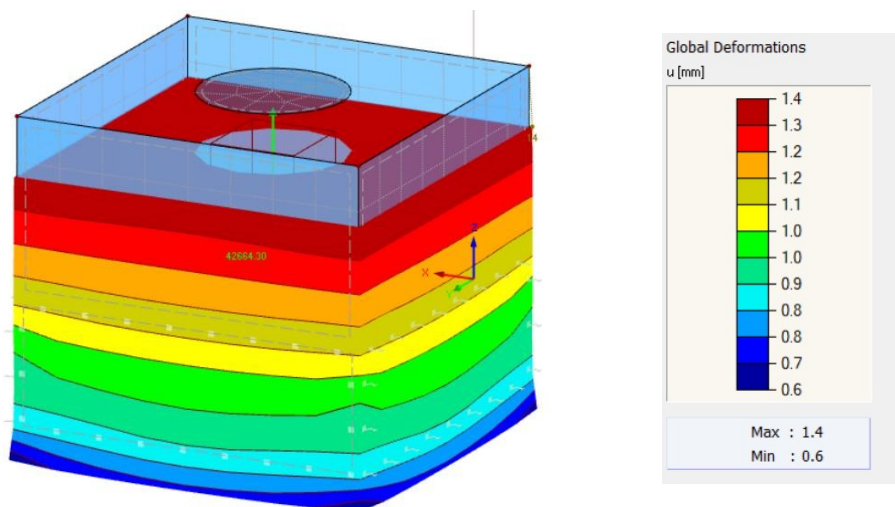
U geotekničkom elaboratu nisu proračunata slijeganja tla već je slijeganje pretpostavljeno na 5 mm. Prema tome, izračunat je koeficijent posteljice $k=144 \text{ 000 kN/m}^3$. U nastavku je izrađen model tla i interakcije tla s konstrukcijom, te su uspoređeni koeficijenti posteljice i rezultati slijeganja sa geotekničkim elaboratom. Nadalje je provedena analiza kontaktnih napona i provjera nosivosti tla.

U programskom paketu RFEM 5.22, modelirani su slojevi tla prema ispitivanjima.

Specifična težina	Modul		
	elastičnosti Edef[MN/m ²]	Poissonov koeficijent	
20.00	316.00	0.40	
20.00	225.00	0.40	
20.00	664.00	0.40	
20.00	803.00	0.40	
20.00	1772.00	0.30	
20.00	2406.00	0.30	
20.00	2715.00	0.30	
20.00	4700.00	0.30	

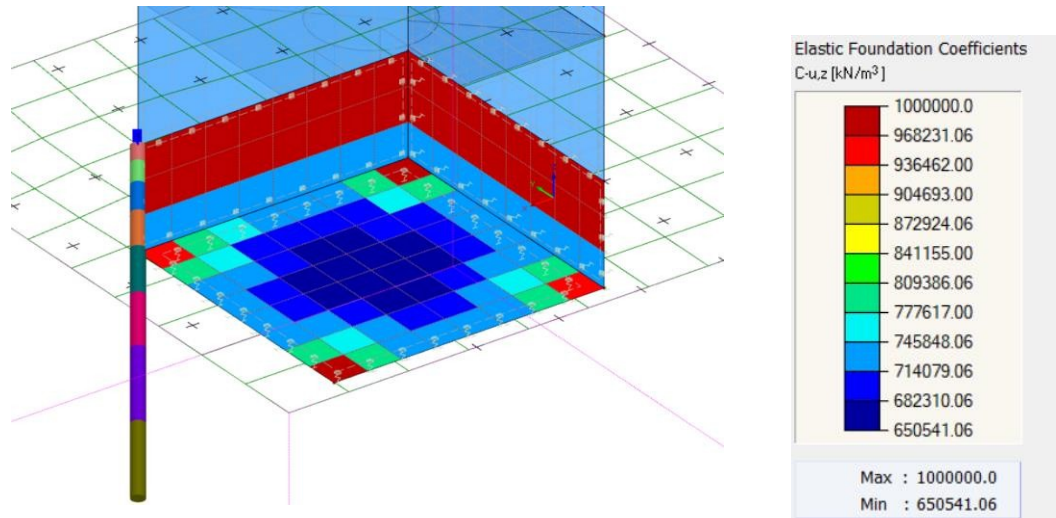


Nakon proračuna dobivene su vrijednosti slijeganja.



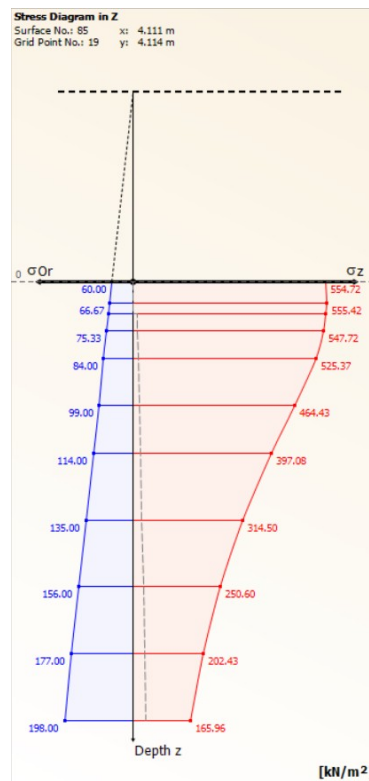
Slika. Prikaz slijeganja temelja

Izračunato slijeganje je manje od 1 mm, što je značajno manje od pretpostavljenih 5 mm u geotehničkom elaboratu. Prema tome i koeficijenti posteljice koji se dobivaju proračunom značajno su veći od izračunatih u geotehničkom elaboratu.



Slika 4.4 Određeni konačni koeficijenti posteljice

Nadalje, dobiveno je vertikalno naprežanje $\sigma_z = 554,7 \text{ kN/m}^2$ za slučaj opterećenja vlastitom težinom što ukazuje da bi pri potresnom opterećenju moglo doći do sloma temeljnog tla s obzirom da je nosivost gornjeg sloja procijenjena na 720 kN/m^2 .



Slika 4.5 Vertikalni profil naprežanja u tlu uslijed vlastite težine

S obzirom na navedeno, potrebno je provjeriti da li u potresnoj situaciji dolazi do sloma temeljnog tla. U nastavku je provedena spektralna analiza prema europskoj normi a kao rubni uvjeti konstrukcije uzeti su uprosječeni rezultati iz prethodno urađene interakcije s tlom.

Ulazni podaci :

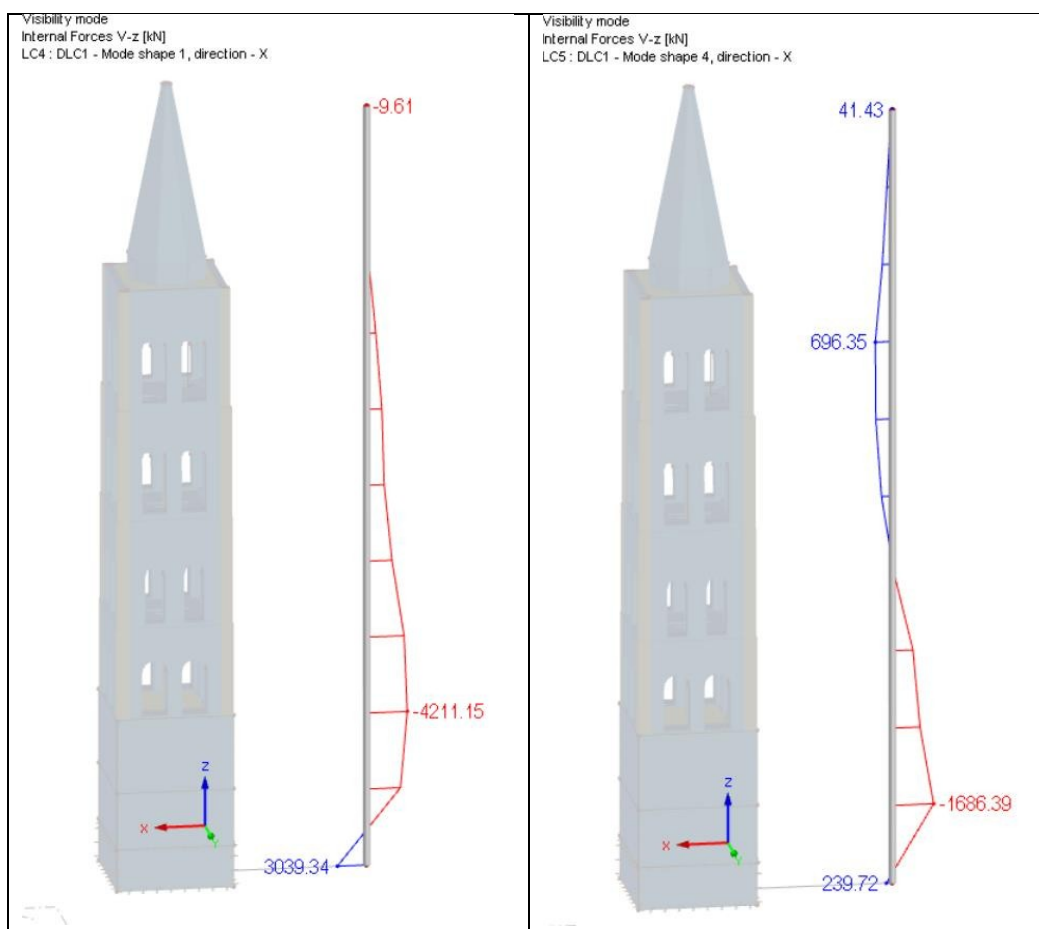
Vertikalne opruge : $C_u=750\ 000\ \text{kN/m}^3$

Horizontalne opruge : $C_u=950\ 000\ \text{kN/m}^3$

$a_g(475\ \text{god}) = 0,183\ \text{g}$

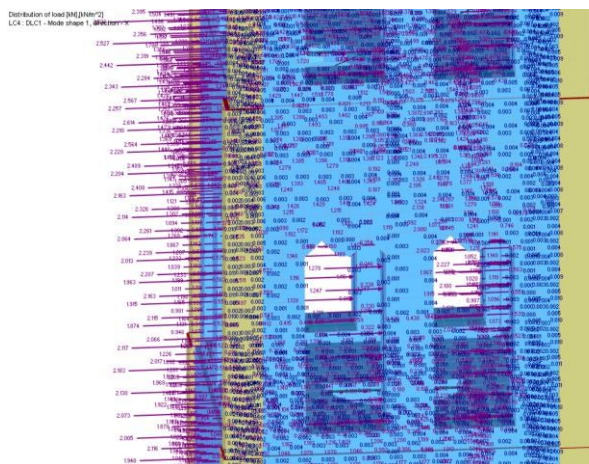
$q(\text{faktor ponašanja}) = 2,0$

Spektralna analiza urađena je sa navedenim koeficijentima opruga. Nakon toga, korištena je metoda ekvivalentnih statičkih sila za dobivanje rasporeda poprečne sile po visini konstrukcije. Razmatrani su prvi i drugi translacijski oblik samo u X smjeru s obzirom da je konstrukcija simetrična.



Slika 4.6 Raspored poprečne sile za prva 2 translacijska moda

Metodom ekvivalentnih statičkih sila provedena je kvazi-dinamička analiza. Numerički gledano, programski paket svaki konačni element opterećuje statičkom bočnom silom koja izaziva jednake pomake kao stvarno dinamičko djelovanje dobiveno spektralnom analizom.



Slika 4.7 Prikaz opterećenja metodom ekvivalentnih sila

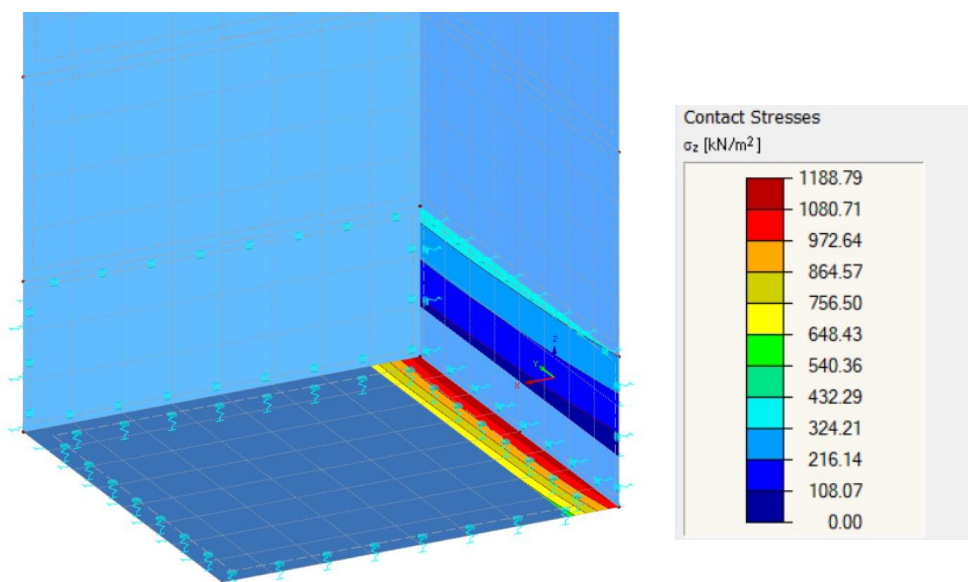
Ukupna poprečna sila i raspored poprečnih sila ovako opterećenog sustava odgovara rasporedu ukupne poprečne sile dobivene spektralnom analizom, posebno za svaki vlastiti oblik.

Dakle, nakon što je izračunata globalna raspodjela poprečne sile spektralnom analizom, na u potpunosti linearnom sustavu, uvode se nelinearnosti kako bi se proveo proračun temeljnog tla.

Tablica 4.6 Prikaz postupka proračuna temeljnog tla konstrukcije

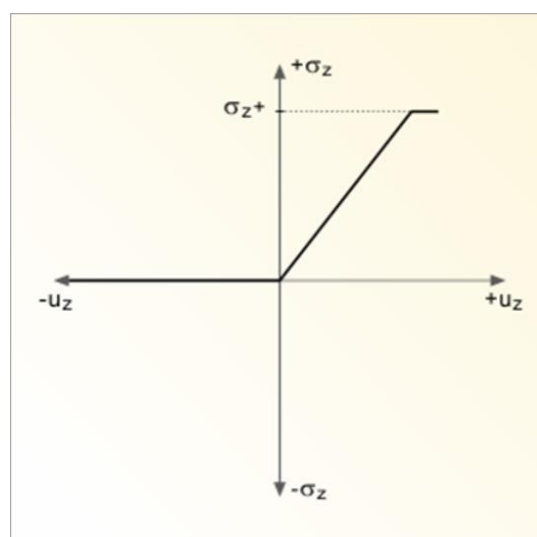
- | |
|--|
| 1. Soil-structure interakcija u svrhu dobivanja krutosti temeljnog tla |
| 2. Provedba modalne analize sa potpuno elastičnim osloncima |
| 3. Provedba spektralne analize prema europskoj normi |
| 4. Metoda ekvivalentnih statičkih sila |
| 5. Uključivanje nelinearnosti tla te kvazi-dinamička analiza tla uporabom ekvivalentnih sila |

Prvo je provedena nelinearna analiza u kojoj je isključena samo vlačna nosivost tla kako bi se utvrdilo da li dolazi do sloma tla u nekom području ispod temelja. Rezultati su prikazani na slici ispod.

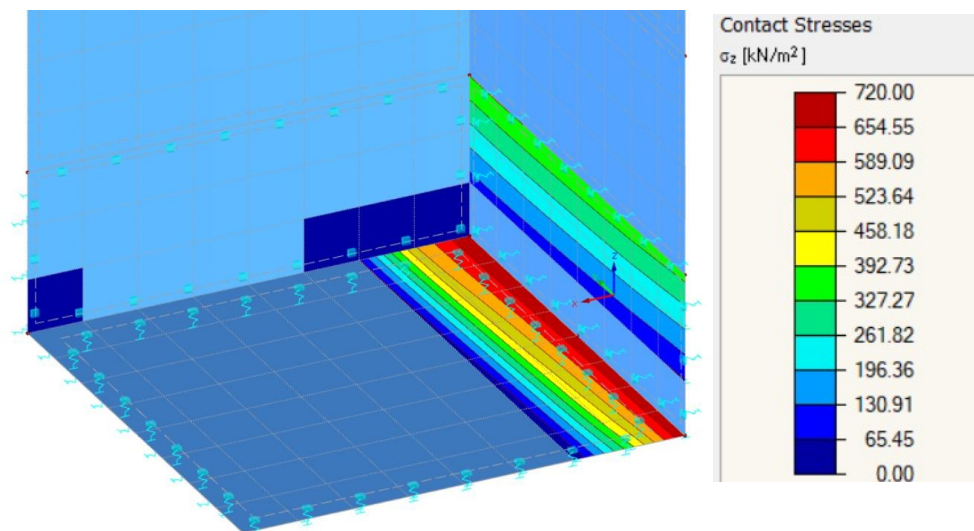


Slika 4.8 Prikaz kontaktnih naprezanja

Iz analize rezultata jasno je da dolazi do sloma temeljnog tla pri rubovima konstrukcije s obzirom da je najveće kontaktno naprezanje $\sigma_z = 1188,79 \text{ kN/m}^2 > \sigma_1 = 720 \text{ kN/m}^2$. S obzirom da temeljno tlo nije u mogućnosti preuzeti naprezanja veća od 720 kN/m^2 , uvedena je dodatna nelinearnost u model koja ograničava maksimalno naprezanje koje temeljne opruge mogu preuzeti, nakon čega se pretpostavlja idealno plastično ponašanje. Dijagram naprezanje-pomak u tom slučaju izgleda kao na slici ispod :



Slika 4.9 Nelinearan dijagram $\sigma_z - u$ usvojen za proračun



Slika 4.10 Kontaktna naprezanja nakon uvedenih nelinearnosti

Ponovljenim proračunom, vidi se kako dolazi do širenja zone otkazivanja temeljnog tla uz znatno povećanje kuta zaokreta cijele konstrukcije.

Zaključno o temeljnom tlu

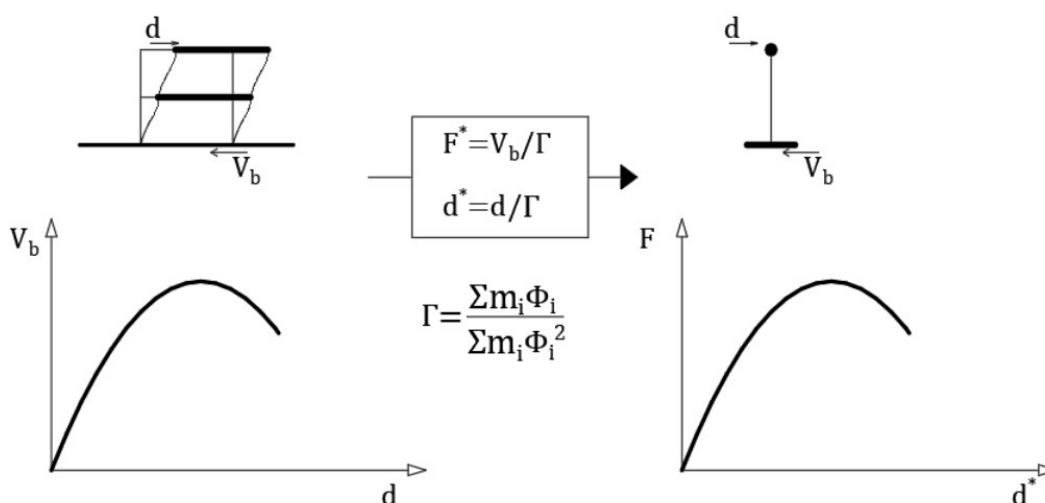
S obzirom na rezultate geotehničkih ispitivanja, provedene su osnovne kontrole temeljnog tla. Elastičnim proračunom prema europskoj normi, provedena je spektralna analiza te je metodom ekvivalentnih statičkih sila (za 1. vlastiti oblik) opterećen sustav konstrukcija-temeljne opruge. Analizom rezultata pokazuje se kako dolazi do sloma temeljnog tla pri rubovima konstrukcije. Navedeni rezultati pokazuju kako su potrebni detaljniji geotehnički proračuni kako bi se ustvrdila pouzdanost glede temeljnog tla u potresnoj situaciji.

5 Nelinearna statička analiza –metoda postupnog guranja(*pushover*)

5.1 Općenito o provedbi metode postupnog guranja

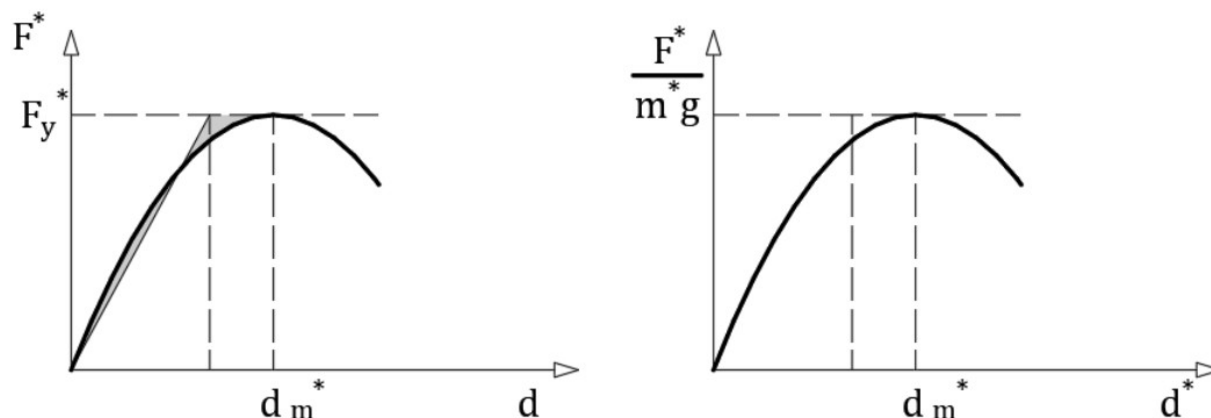
Niz modernih anti seizmičkih propisa i normi preporuča evaluaciju odgovora konstrukcije na temelju pomaka a ne unutarnjih sila, na taj način uzimajući u obzir veću osjetljivost konstrukcije na oštećenja uslijed velikih pomaka. Jedna od navedenih metoda je nelinearna statička metoda postupnog guranja koja se pokazuje kao trenutno najpraktičniji alat za procjene potresnog ponašanja konstrukcija sa izrazitom nelinearnošću za koje procjena klasičnim metodama nije zadovoljavajuća. Metoda postupnog guranja, kao što je iz njenog naziva jasno, metoda je kod koje se postupno povećava bočno opterećenje na konstrukciju a pri tome se mjere pomaci kontrolnog čvora te se formira krivulja poprečna sila pri bazi-pomak ($V-d$). Krivulja koju dobivamo na taj način naziva se *pushover* krivulja a predstavlja anvelopu histereznog ciklusa u potresnoj situaciji i kao takva je dobra procjena post elastičnog ponašanja konstrukcije. Raspored poprečne sile kojom opterećujemo konstrukciju je važan jer mora dobro aproksimirati inercijske sile na konstrukciju u potresnoj situaciji. Najčešće se koriste uniformna i modalna razdioba sile.

Postoji nekoliko različitih pristupa *pushover* metodi, a metoda usvojena u europskoj normi je zapravo modificirana N2 *pushover* metoda razvijena na Sveučilištu u Ljubljani [14], [15]. Navedena metoda se svodi na niz pojednostavljenih postupaka u kojem se problem procjene maksimalnog pomaka konstrukcije u potresu promatra na ekvivalentnom sustavu sa jednim stupnjem slobode.



Slika 5.1 Postupak dobivanja pushover krivulja – N2 postupak

Nakon transformacije *pushover* krivulje na ekvivalentan jednostupanjski sustav, krivulje se lineariziraju i transformiraju u krivulju kapaciteta normalizacijom sile preko mase.



Slika 5.2 Transformacija u krivulju kapaciteta normalizacijom preko mase

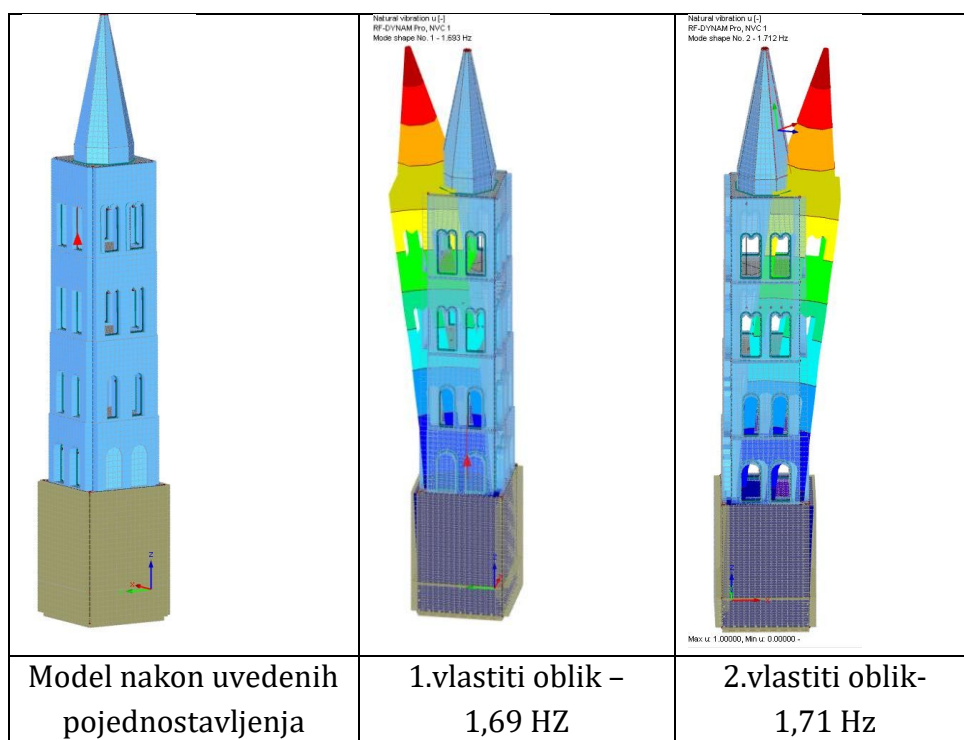
Europska norma usvaja opisanu metodu uz određene modifikacije. Sposobnost se definira pomakom krova. Najveća sposobnost pomaka odgovara pomaku krova pri kojem je ukupna bočna otpornost (poprečna sila u podnožju) pala ispod 80 % najveće otpornosti konstrukcije zbog progresivnog oštećenja i sloma elemenata koji preuzimaju bočno opterećenje. Zahtjev koji se uspoređuje sa sposobnošću je pomak krova koji odgovara ciljanom pomaku koji se definira kao zahtjev izveden iz elastičnog spektra kao pomak istovrijednog sustava sa jednim stupnjem slobode [7]. Omjer pomaka kontrolnog čvora (d_t) i zahtjeva pomaka (d_m) predstavlja kriterij nosivosti koji je zadovoljen u slučaju $d_m/d_t > 1$.

5.2 Provedba pushover analize u programu 3muri

Nelinearni model zajedno sa nelinearnom analizom napravljen je u softveru 3MURI. Navedeni softver specijaliziran je za nelinearne analize ziđa, a nudi mogućnosti *pushover* analize, analize lokalnih mehanizama i analiza ziđa izvan ravnine. Temelji se na brojnim rezultatima ispitivanja ziđa na raznim europskim sveučilištima, a usvojen je princip nelinearnog štapnog okvirnog sustava čije su osnovne pretpostavke objašnjene u odlomku 2.2. ovoga rada.

5.3 Ulazni parametri i modeliranje

S obzirom da navedeni softver ne nudi mogućnost modeliranja „solid“ elementima, potrebno je donji dio zvonika zamijeniti ekvivalentnim plošnim elementima koji će dobro simulirati ponašanje zvonika glede krutosti. Otkazivanje donjeg masivnog dijela zvonika se ne očekuje, tako da je zamjena plošnim elementima dovoljno dobra. Osim toga, jasno je da se većina mase donjeg masivnog dijela ne aktivira pri titranju konstrukcije. S obzirom na navedeno, izrađen je novi linearni model isključivo od plošnih elemenata čija će geometrija služiti kao ulazni parametri u softver *3muri*.



Slika 5.3 Prikaz modela i vlastitih frekvencija na pojednostavljenom modelu

Izrada modela

U softveru *3muri* izrađen je pojednostavljeni model konstrukcije sa ulaznim parametrima iz elastičnog modela. S obzirom da softver *3muri* nudi samo osnovne mogućnosti modeliranja, uvedena su dodatna pojednostavljenja kako bi se izradio model.

Piramida na vrhu zvonika ne utječe na ponašanje konstrukcije pri *pushover* analizi te se stoga zanemaruje dok se masa navedenog dijela koncentrira na posljednjoj etaži. Također, otvori se modeliraju kao pravokutni što u pravilu neće značajno utjecati na ponašanje konstrukcije. Koeficijent posteljice je odabran prema proračunu iz točke 4.5. Kod *pushover* analize, razmatrat će se samo utjecaji prvog translacijskog oblika titranja s obzirom da je konstrukcija pravilna i dominantno pod utjecajem prvog oblika.



Slika 5.4 Prikaz modela izrađenog u softveru 3muri

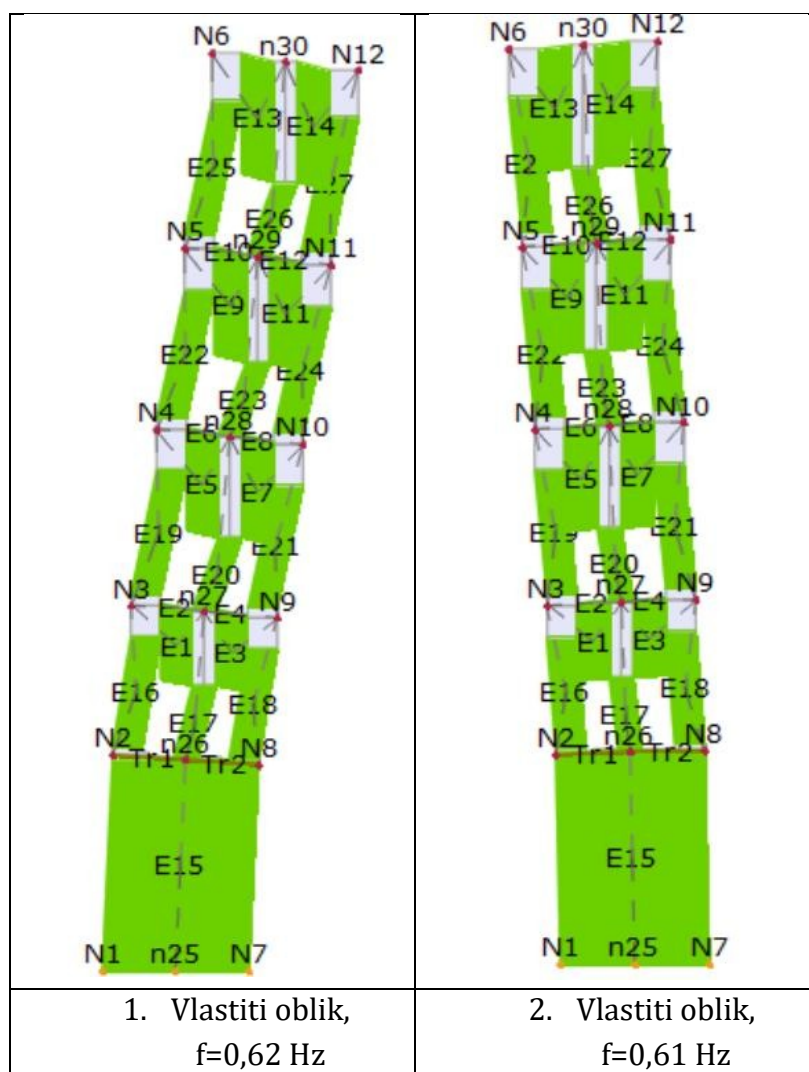
Elastični parametri su usvojeni prema kalibraciji iz točke 4. dok su neelastični parametri odabrani prema prijedlogu softvera 3muri.

Tablica 5.1 Korišteni mehanički parametri za proračun

	Novi(gornji) dio	Stari(donji) dio
$W[\text{kN}/\text{m}^3]$	24	21
$E[\text{N}/\text{mm}^2]$	11700	7600
$G[\text{N}/\text{mm}^2]$	3100	2800
$f_m[\text{N}/\text{cm}^2]$	1969,0	1118,0
$f_k[\text{N}/\text{cm}^2]$	1378,26	782,94
$f_{vm0}[\text{N}/\text{cm}^2]$	21,43	21,43
$f_{vlim}[\text{N}/\text{mm}^2]$	2,2	2,2
Maksimalni pomak pri posmiku	0,004	0,004
Maksimalni pomak pri savijanju	0,008	0,008

5.4 Rezultati

Rezultati modalne analize



Slika 5.5 Modalna analiza u softveru 3muri

Aktivacije mase odgovaraju pojednostavljenom linearnom modelu iz softvera RFEM, a manje razlike u vlastitim frekvencijama mogu se pripisati različitim karakteristikama softvera.

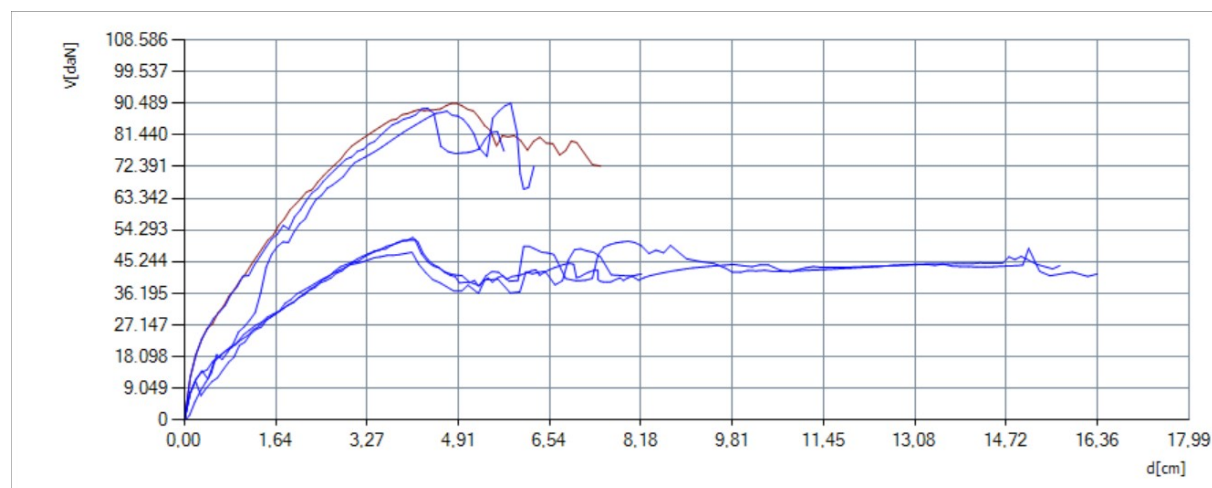
Nakon provedbe modalne analize, provodi se *pushover* analiza po europskoj normi. Korištena su ubrzanja tla prema točki 3.3 uz faktor važnosti 1,25. Urađeno je nekoliko *pushover* analiza ovisno o odabranim parametrima analize. Kao kontrolni čvor odabran je čvor na posljednjoj etaži konstrukcije. Napravljene su analize sa uniformnom i modalnom raspodjelom poprečne sile, a kod modalne raspodjele korišten je utjecaj samo prvog moda s obzirom na pravilnost konstrukcije. Također su urađene i analize sa slučajnim ekscentricitetom propisanim europskom normom.

5.5 Rezultati nelinearnih analiza

Tablica 5.2 Rezultati analiza postupnim guranjem

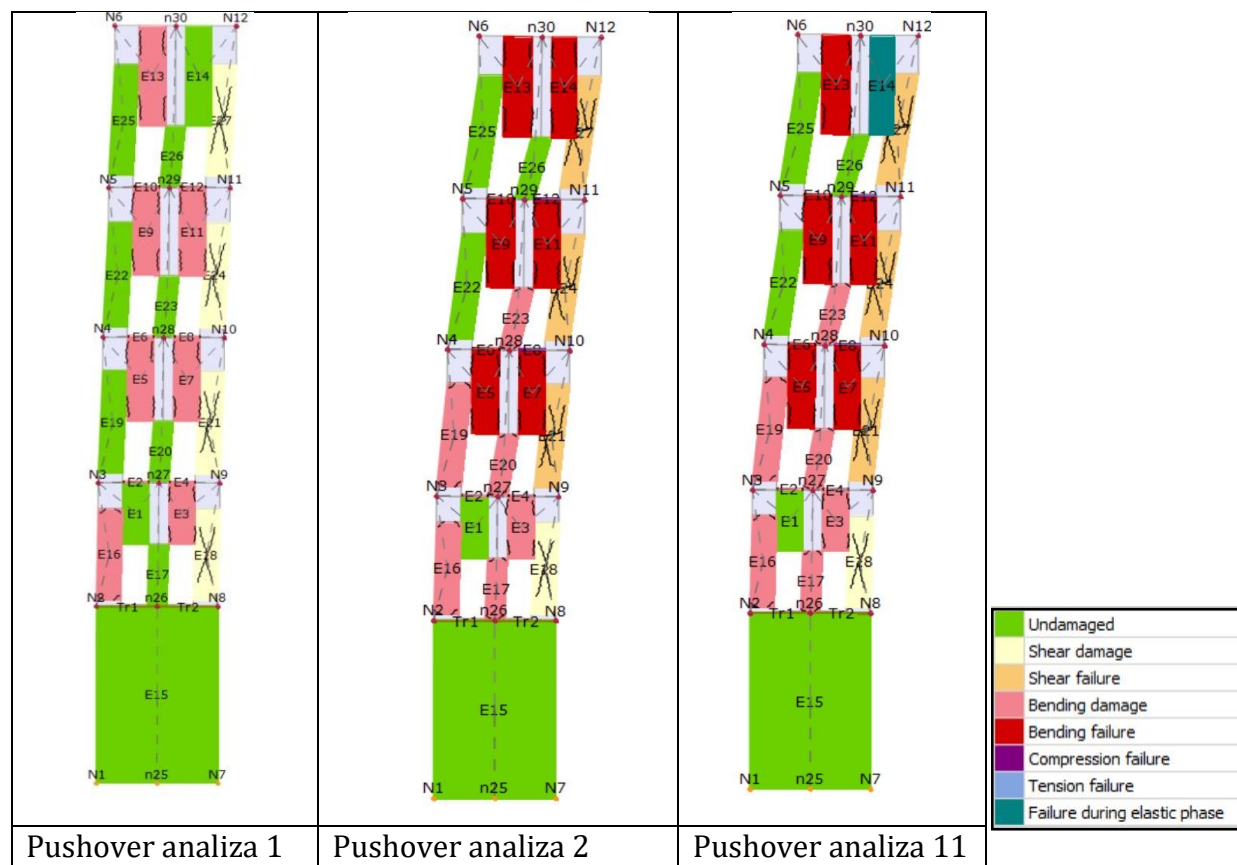
Br.	Seiz.smjer	Seiz. opterećenje	Ekscentricitet [cm]	α BR	α ZO	α OO	dm/dt BR
1	+X	Uniformna	0,00	0,320	0,489	0,344	0,321
2	+X	Modalna	0,00	0,503	0,767	0,277	0,503
3	-X	Uniformna	0,00	0,252	0,384	0,356	0,252
4	-X	Modalna	0,00	0,260	0,397	0,279	0,260
9	+X	Uniformna	32,25	0,239	0,365	0,358	0,239
11	+X	Modalna	32,25	0,543	0,829	0,228	0,543

Iz Tablica 5.2 vidljivo je kako nije zadovoljeno niti jedno granično stanje kod svih analiza. Parametar α označava omjere pomaka d_m/d_t iz točke 5.1. Vidljivo je kako je kapacitet konstrukcije za sva granična stanja 2-3 puta manji od propisanog zahtjeva. Krivulje kapaciteta pokazuju dobro poklapanje što ukazuje da su analize korektno provedene, a vidljiva je i jasna distinkcija između uniformne i modalne raspodjele.



Slika 5.6 Dobivene krivulje kapaciteta, vidljiva razlika između uniformne i modalne raspodjele

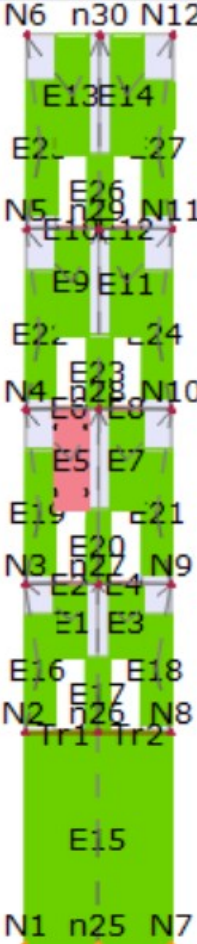



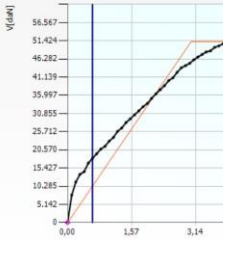
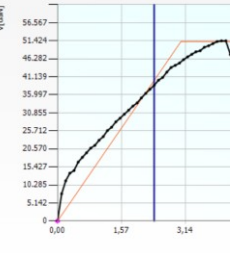
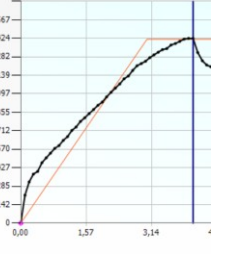
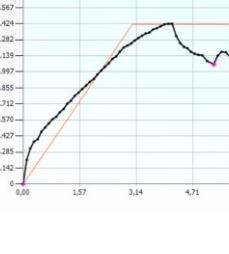
S obzirom na sličnost svih analiza, neće se interpretirati rezultati za svaku analizu posebno. Na Slika 5.7 grafički su prikazana oštećenja i raspucavanja za tri različite provedene analize.



Slika 5.7 Prikaz pukotina i vrste oštećenja nosivih elemenata

Za analizu rezultata usvaja se analiza br. 2 – modalna distribucija bez ekscentriciteta.

Tablica 5.3 Prikaz postupnog formiranja mehanizma otkazivanja u analizi br. 2

			
			
<p>Do prvog oštećenja dolazi pri sredini zida što ukazuje na raspucavanje uslijed uzdužnog posmika uzrokovano savijanjem</p>	<p>Daljna propagacija oštećenja i raspucavanja – i dalje je karakterističan mehanizam uzdužnog posmika</p>	<p>Zbog redukcije krutosti sredine zidova (pojasevi) dolazi do savojnog oštećenja vanjskih dijelova zida i zidova okomitih na smjer pružanja potresa</p>	<p>Nastavak drobljenja zidova u tlaku te postupak prelazak na posmično otkazivanje rubova</p>

Za analizu br. 2, na tablici ispod prikazani su izlazni parametri proračuna. Prikazani su zahtjevi pomaka te uspoređeni sa pomakom kontrolnog čvora. U posljednjem stupcu prikazana su vršna ubrzanja tla za koje bi svako granično stanje bilo rubno zadovoljeno, tj. $dm/dt=1$. Vidljivo je kako bi granično stanje blizu rušenja, za koje se inače koristi pobuda p.p. 2475 godina, bilo rubno zadovoljeno već kod pobude povratnog perioda 475 godina ($a_g(475 \text{ god}) = 0,183g = 1,8 \text{ m/s}^2$).

Tablica 5.4 Rekapitulacija rezultat proračuna za analizu br. 2

Rezultati analize 2				
Granično stanje	Pomak vrha dt [cm]	Zahtjev pomaka dm [cm]	dm/dt	Ubrzanje tla za dm/dt=1 [m/s ²]
Blizu rušenja(BR)	31,19	15,69	0,503	1,821
Značajnog oštećenja(ZO)	15,34	11,76	0,767	1,365
Ograničenog oštećenja(OO)	7,62	2,11	0,277	0,352

6 Rasprava o rezultatima uz prijedloge seizmičkih ojačanja

6.1 Zaključci i komentari provedenih analiza

Za korektan komentar i osvrt na rezultate, valja se prethodno osvrnuti na pouzdanost izlaznih podataka. Naglim razvojem računalnih softvera za proračun konstrukcija temeljenih na metodi konačnih elemenata, došlo je do sve veće uporabe kompleksnih analiza u kojima inženjer ima malo kontrole nad ponašanjem konstrukcije, a uporaba pojednostavljenih kontrolnih metoda nije dovoljno zastupljena u praksi. Uz to, većina inženjera ne pozna teoretsku pozadinu računalnih programa i metode konačnih elemenata. Ipak, inženjer-statičar, barem zasada, ima jednu značajnu prednost pred računalnim programima - logičko i kritičko promišljanje o rezultatima i konstrukciji. Upravo je ta misao bila je temelj ovoga rada. Sve analize koje su urađene prvo su inženjerski promišljene, a softver je korišten isključivo kao alat, kao vrlo sofisticiran kalkulator koji u pozadini „slaže“ velike matrice krutosti a na zaslonu prikazuje estetski lijepe prikaze konstrukcije. No kao i kod svih ostalih kalkulatora, ulazni podaci krucijalni su za dobivanje smislenih i točnih izlaznih podataka. Ulazni podaci u ovome radu predstavljaju podaci iz točke 3.2. Otvoreno pitanje predstavljaju podaci o mehaničkim svojstvima materijala, čija pouzdanost ostaje upitna iz već više puta spomenutih razloga. U okviru ovoga rada, puno je pažnje posvećeno pokušaju logičke i smislene kalibracije materijala, ne samo kroz numeričku kalibraciju modela, nego i kroz istraživanje i promišljanje. Konačan dojam postupka kalibracije materijala može se opisati izrazom „dovoljno dobri“ uz gorak okus nemogućnosti numeričke kvantifikacije pouzdanosti te neinženjerske sintagme. Stoga ostaje zaključak da su i izlazni rezultati „dovoljno dobri“, a strogu kvantifikaciju treba ostaviti za znanstveni rad većeg opsega. **S obzirom na sve navedeno**, stoji da su izlazni rezultati u svakom pogledu nezadovoljavajući. U točki 4. prikazane su analize interakcije s tlom, te je pokazan potencijalni problem sloma tla u potresnoj situaciji. Potom je statička nelinearna analiza postupnim guranjem pokazala značajan manjak kapaciteta u usporedbi sa seizmičkim zahtjevima. Za sva tri granična stanja, pokazano je kako je kapacitet prosječno 2-3 puta manji od zahtjeva propisanog europskom normom. Ukoliko se usvoji navedena pretpostavka o rezultatima koji su „dovoljno dobri“, tada se može reći da se svakodnevno kockamo sa kulturom i ostavštinom grada Zadra, ali i zdravljem i sigurnosti svih ljudi u okolini. Ukoliko sigurnost i zdravlje ljudi nije dovoljan razlog za brigu, navedeni problem moguće je sagledati i kroz ekonomske aspekte. Oštećivanje zvonika Sv. Stošije potencijalno bi uzrokovalo i velike štete na okolnim objektima, uključujući Arheološki muzej, crkvu Sv. Donata te katedralu Sv. Stošije. Troškovi sanacija bi u tom slučaju bili samo manji dio ekonomskog tereta – veći dio otpao bi na štetu u turizmu. Zbog navedenog, u nastavku su dani mogući postupci seizmičkih ojačanja zvonika.

7 Prijedlozi budućih postupaka, sanacija i ojačanja

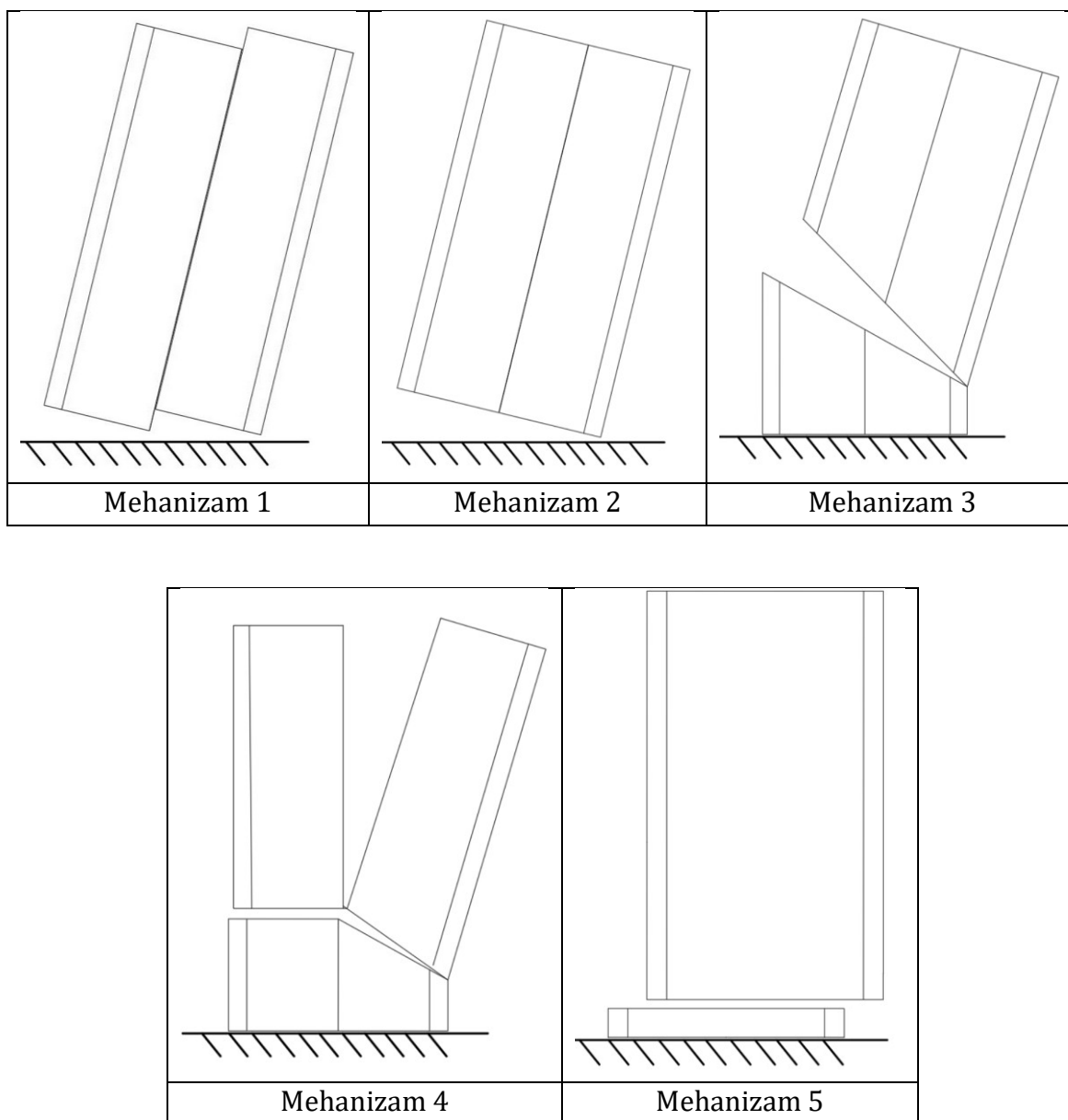
7.1 Općenito o ojačanjima zidanih zvonika

Ojačanja zidanih zvonika svakako ne spadaju u konvencionalne građevinske zahvate. Zbog recentnih potresa u Italiji koji su uzrokovali velike štete na zidanim tornjevima, velik je napredak ostvaren u ovome pogledu u okviru talijanskih propisa i normi. S obzirom kako je ovo područje napredak doživjelo tek u posljednjem desetljeću, konsenzus oko metoda i načina obnova nije ostvaren, a zbog specifičnosti problematike ne treba očekivati skoro usvajanje točnih metoda i postupaka. Projekt ojačanja kompleksnih građevina poput zidanih zvonika zahtijevaju opseg koji prelazi okvire ovoga rada, stoga su u nastavku prikazane osnove trenutno dostupnih postupaka, metoda i izvedenih zahvata, ponajviše prema radu G. Milani et. al. [16].

Za pravilno izveden zahvate ojačanja zidanih zvonika, ključna je korektna identifikacija mehanizama sloma i otkazivanja. Zahvati tada najčešće uključuju ojačanja horizontalnim ili vertikalnim čeličnim kabelima, injektiranjem i ojačanjima FRP trakama ili viskoznim prigušivačima. Od beskonačno mnogo različitih mehanizama otkazivanja, usvojeno je pet glavnih kod promatranja zidanih tornjeva.

- 1) Vertikalno razdvajanje
- 2) Prevrtnje u podnožju
- 3) Heymanovo otkazivanje sa dijagonalnim raspucavanjem i prevrtanjem
- 4) Kombinacija razdvajanja i dijagonalnog prevrtanja
- 5) Posmično klizanje u podnožju

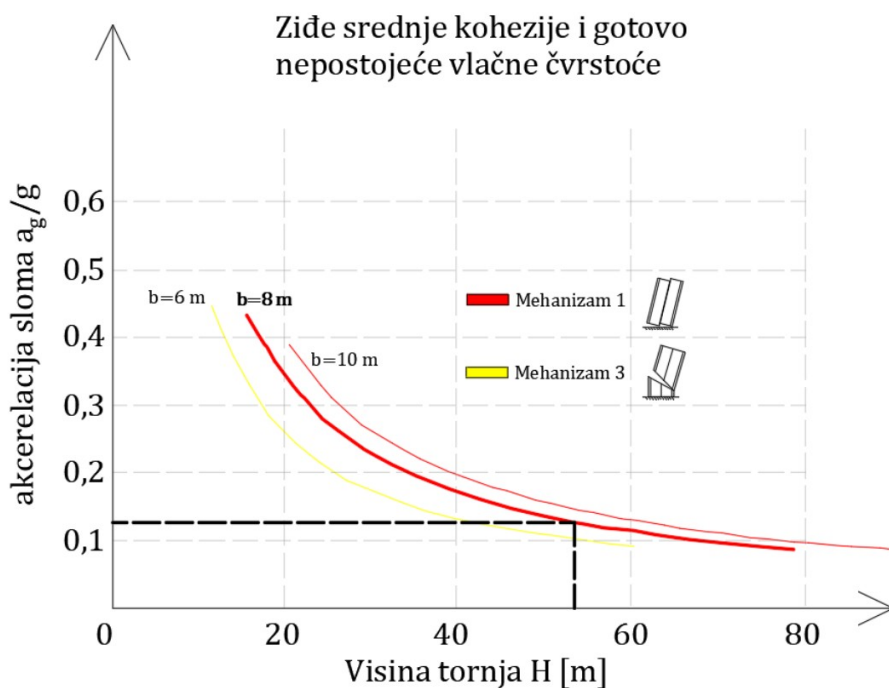
Mehanizam 1 predstavlja otkazivanje vertikalnim smicanjem te je viđen na nekoliko vitkih zidanih tornjeva. Mehanizam 2 predstavlja otkazivanje ziđa na vlačnoj strani te prevrtanje oko ruba baze tornja. Mehanizam 3 se sastoji od posmičnog dijagonalnog otkazivanja te rotacije oko ruba slomljenog brida. Mehanizam 4 je kombinacija mehanizama 3 i 1. Mehanizam 5 je čisti mehanizam klizanja po Mohr-Coulombovoj teoriji čvrstoće [16].



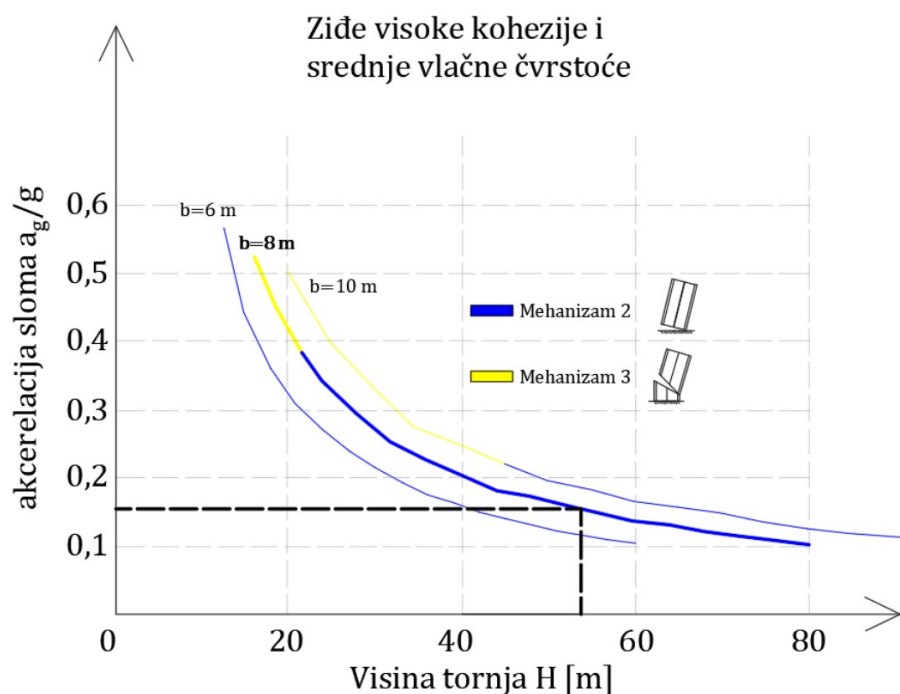
Slika 7.1 Prikaz osnovnih mehanizama otkazivanja zidanih tornjeva

Reduciranje velikog broja različitih mehanizama na samo pet glavnih mehanizama vrlo je praktično s obzirom da identifikacija važnih parametara postaje moguća. Tako su u [16] rađene Monte-Carlo[MC] simulacije na velikom broju uzoraka, sa varijacijom osnovnih parametara poput duljine baze tornja, debljine zidova, visine zvonika i slično te utjecaj ojačanja ovisno o varijaciji navedenih parametara. Analize su pokazale kako se različiti mehanizmi javljaju ovisno o geometriji i karakteristikama materijala (što je očekivano), pa stoga izbor metode ojačanja nije invarijantan za sve zidane tornjeve. Monte-Carlo simulacijama identificirani su glavni parametri o kojima ovise mehanizmi otkazivanja, a to su : odnosi duljine baze tornja i debljine zidova(B/t odnosi), visina tornja(H) te vitkost tornja(H/B).

Za odnose $B/t=6$, što odgovara zvoniku Svete Stošije ($b=8,6$ m, $t\sim 1,5$ m) dobivena su otkazivanja mehanizmima 1 i 2 što su pretežno savojni mehanizmi otkazivanja. Prema b/h odnosu, zvonik Sv. Stošije spada u vitke zvonike te su mehanizmi prevrtanjem i savijanjem dominantni. Valja napomenuti da su navedeni rezultati i dijagrami rađeni na pojednostavljenim modelima tornjeva bez otvora.



Slika 7.2 Karakteristični mehanizmi sloma ovisno o parametrima tornja (1)



Slika 7.3 Karakteristični mehanizmi sloma ovisno o parametrima tornja (2)

7.2 Identifikacija mehanizama sloma kod zvonika Sv. Stošije uz preporuku ojačanja

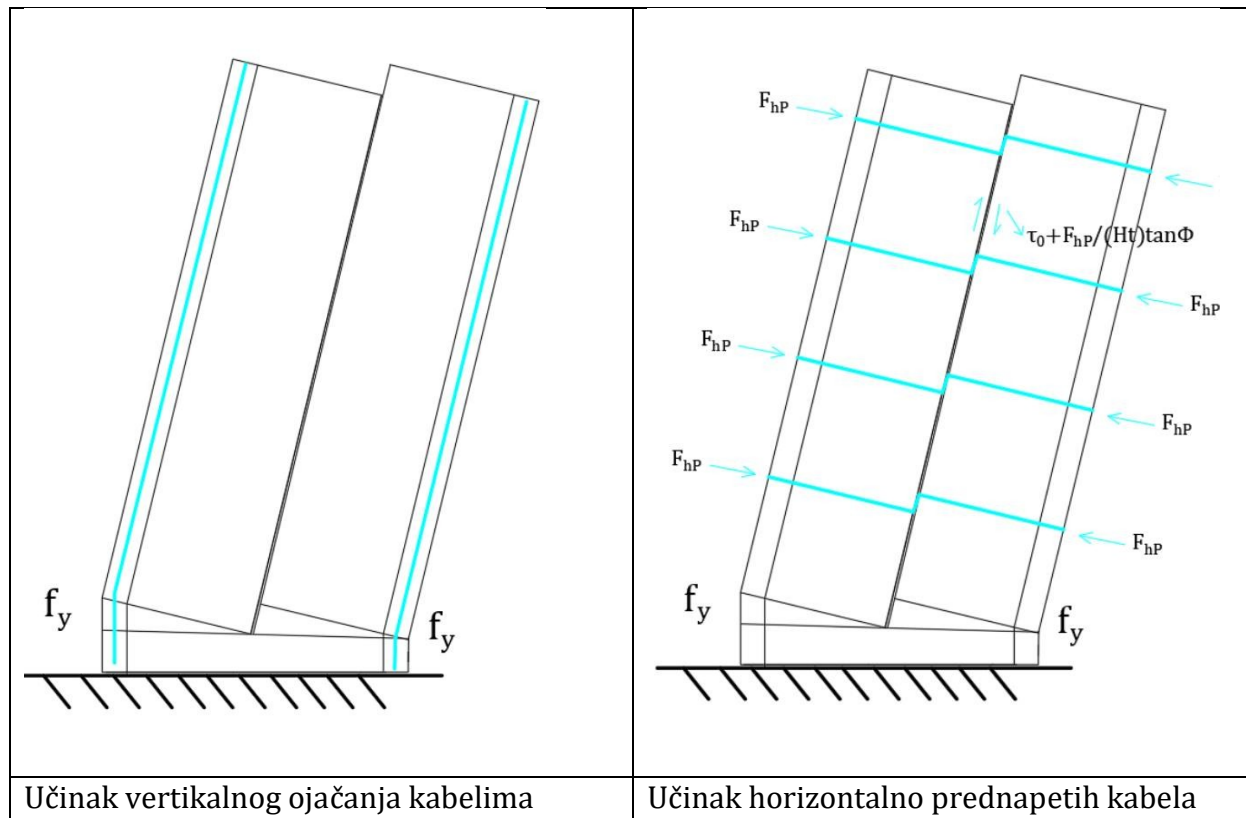
Prema dijagramima iz prethodne točke, zvonik Sv. Stošije otkazuje mehanizmima 1/2. Treba napomenuti bitne specifičnosti zvonika Sv. Stošije u odnosu na teoretske i pojednostavljene modele iz prethodne točke :

- a) Zvonik Sv. Stošije sadrži velik broj otvora na svim fasadama i katovima
- b) Prizemni dio zvonika masivne je građe uz veće debljine zidova i veću masu

S obzirom na navedeno, moguće je izvesti sljedeće zaključke. S obzirom na povećanu masu i krutost u podnožju zvonika, do mehanizma prevrtanjem(2) vjerojatno bi došlo kasnije nego mehanizmom 1. Uz to, postojanje otvora u zidovima smanjuje posmičnu površinu koja sudjeluje pri prijenosu uzdužnog posmika iz mehanizma 1. Potvrdu iznesenog moguće je vidjeti i na slici ispod koja je prikaz jedne od nelinearnih analiza postupnim guranjem iz točke 5. Na slici je prikazan jedan zid u smjeru djelovanja potresa.

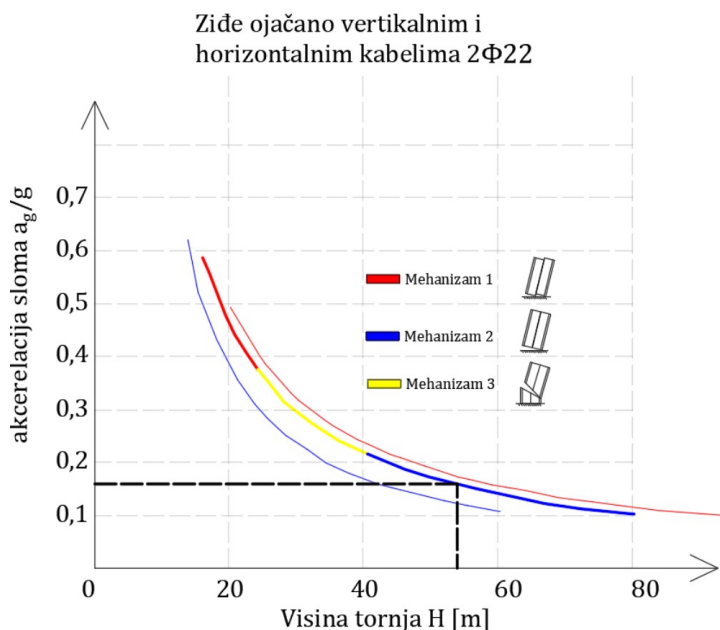
<p>The diagram shows a trapezoidal structure with nodes labeled N1 through N12 and elements E1 through E28. A central vertical crack path is highlighted with red circles and yellow dashed lines. The structure is divided into several colored regions: green at the bottom, pink in the middle, and light blue at the top. The bottom boundary is labeled with Tr1 and Tr2, and the top boundary with n30.</p>	<p>This diagram illustrates the progressive formation of cracks in the same trapezoidal structure. Yellow dashed lines trace the path of the cracks, showing how they develop from the bottom towards the top. The nodes and elements are labeled the same as in the first diagram.</p>	<p>A schematic diagram showing a trapezoidal shape on a fixed base (indicated by hatching). Two blue arrows point upwards from the base, representing the characteristic appearance of the crack mechanism.</p>
<p>Konačna slika pukotina prema analizi 2</p>	<p>Postupno formiranje pukotina odgovara mehanizmu 1</p>	<p>Karakterističan izgled otkazivanja mehanizmom 1</p>

Prema prikazanome, treba zaključiti da je otkazivanje mehanizmom 1 najizglednije za promatrani zvonik. Stoga cilj ojačanja treba biti smanjiti uzdužni posmik koji je rezultat savijanja zbog horizontalnih djelovanja. Kao najčešća vrsta ojačanja u navedenom slučaju koriste se sanacije vertikalnim i horizontalnim (prednapetim) čeličnim kabelima.



Slika 7.4 Prikaz učinka vertikalnih i horizontalnih kabela

Rezultati ojačanja prema [16] prikazani su na slici ispod.



Slika 7.5 Ponašanje tornjeva nakon ojačanja čeličnim kabelima

Vidljivo je povećanje otpornosti za ~20% ukoliko se vrši ojačanje vertikalnim i horizontalnim čeličnim kabelima promjera 22 mm. Uz to, vidljivo je da mehanizam otkazivanja prelazi iz mehanizma 1 u mehanizam 3. Ukoliko bi se uz ojačanje kabelima izvelo i adekvatno ojačanje protiv prevrtanja (primjerice adekvatnim sidrenjem kabela u temelje) seizmička otpornost bi se dodatno povećala s obzirom da bi tada bio spriječen i mehanizam 2. Nova seizmička otpornost bila bi tada određena novim mehanizmom prevrtanja koji bi trebalo odrediti detaljnijim proračunom.

Navedena ojačanja prigodna su za primjenu i kod zvonika Sv. Stošije. Glavna prednost je neinvazivnost ovakve metode ojačanja s obzirom da se kabeli provode kroz unutrašnjost zidova te ne utječu na estetsku i kulturološku vrijednost građevine. Dodatno je potrebno provesti ozbiljnije numeričke proračune efikasnosti i učinka prednapetih kabela što prelazi okvire ovoga rada.

7.3 Zaključak o mogućnostima ojačanja

U točki 7. prikazani su osnovni postupci i metode sanacija zidanih tornjeva. Danas se najviše koriste ojačanja čeličnim kabelima, FRP trakama i viskoznim izolatorima. Osnovna zadaća pri odabiru metode ojačanja je identifikacija mehanizma otkazivanja svake pojedine građevine te posljedično odabir rješenja. Pojednostavljeni postupci identifikacije mehanizama prema [16] pokazuju dobro poklapanje sa analizama provedenim u ovome

radu te je kao glavni mehanizam otkazivanja zvonika Sv. Stošije identificirano vertikalno smicanje uslijed savijanja. Prikazani su teoretski učinci ojačanja vertikalnim i horizontalnim prednapetim kabelima uz zaključak kako je navedena metoda sanacije prigodna i u slučaju zvonika Sv. Stošije. Konačno, zaključeno je kako su potrebni detaljniji numerički proračuni u svrhu dokaza i učinka ojačanja kabelima.

8 Zaključak

U posljednje vrijeme, na svjetskoj razini, vidljivo je povećanje troškova sanacija postojeće infrastrukture zbog djelovanja prirodnih nepogoda i katastrofa. Stoga postoji objektivna potreba za razvojem alata kojima se mogu korektno procijeniti rizici koji prijete i odrediti pouzdanosti postojećih konstrukcija. U ovome radu objašnjena je problematika proračuna postojećih zidanih konstrukcija kroz konvencionalne metode proračuna koje se danas koriste u okvirima znanstvenog ili stručnog djelovanja. Izrađeni su linearni i nelinearni modeli zvonika Sv. Stošije te su urađeni dokazi prema trenutnim smjernicama europske norme. Rezultati ukazuju na nedovoljnu nosivost zvonika za sva promatrana granična stanja. Pouzdanost provedenih proračuna nije moguće kvantitativno izraziti s obzirom na nepoznavanje točnih karakteristika materijala no više je pokazatelj koji ukazuju na korektne i smislene rezultate. U budućnosti bi svakako trebalo provesti razorna vađenja uzoraka u svrhu ispitivanja mehaničkih svojstava materijala što bi omogućilo proračune sa pouzdanim ulaznim podacima.

9 Literatura

- [1] Alexander, D.E. *Natural disasters*. s.l. : Springer Netherlands, 1999.
- [2] P.B.Lourenco. *Computational strategies for masonry structures*. s.l. : PhD disertation, 1996.
- [3] Abaqus-docs MIT. [Mrežno] MIT. [Citirano: 16. September 2020.] <https://abaqus-docs.mit.edu/2017/English/SIMACAEMATRefMap/simamat-c-concretedamaged.htm>.
- [4] *Failure analysis of seven masonry churches severely damaged during the 2012 Emilia_romagna earthquake : Nonlinear dynamic analyses vs conventional static approaches*. Gabriele Milani, Marco Valente. 54, 2015, Enginnering Failure Analysis , str. 13-56.
- [5] DATA, S.T.A. *3muri User Manual*. Torino : an., 12.2.0.
- [6] *A method for pushover analysis in seismic assessment of masonry buildings*. Magenes, Guido. Auckland, New Zeland : an., 2000. Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering .
- [7] *HRN EN 1998-3:2011 + NA:2011*.
- [8] Uglešić, Davor. *Istražni radovi zvonika Svete Stošije*. Zadar : D & Z, 2012.
- [9] Davor Uglešić, Ante Uglešić. *Assessment of Structural Natural Frequencies and Application in the Calibration of FEM Models and Structural Health Monitoring*. Zadar : D&Z doo, Jerolima Vidulića 7.
- [10] *Masonry bell towers: Dynamic considerations*. Salvador Ivorra, Jose M. Adam. 164, 2011, Structures and Buildings, str. 3-12.
- [11] Pletikosić, Lado. *Primjena kamena u graditeljstvu*. Zagreb : Diplomski rad, Građevinski fakultet Zagreb, 2007.
- [12] *HRN EN 1996-1:2012*.
- [13] Zubčić, Luka. *Geotehnički elaborat*. Zagreb : Geotehnički studio, 2010.
- [14] *Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra*. Fajfar, P. 28, 1999, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, str. 979-993.
- [15] *Structural Analysis in Earthquake Engineering – A Breakthrough of Simplified Non-Linear Methods*. Fajfar, P. 2002. Proc. 12th European Conference on Earthquake Engineering.

- [16] *A kinematic limit analysis approach for seismic retrofitting of masonry*. Gabriele Milani, Rafael Shehu, Marco Valente. 160, 2018, *Engineering Structures*, str. 212-283.
- [17] Carlo Ranieri, Giovanni Fabbrocino. *Operational Modal Analysis of Civil Engineering Structures*. New York : Springer , 2014.
- [18] *Large-Scale Seismic Vulnerability*. Francesco Fabbrocino, Generoso Vaiano, Antonio Formisano, Michele D'Amato. 5, 2019, *Frontiers in Built Environment*.
- [19] Carlo Ranieri, Giovanni Fabbrocino. *Predictive correlations for the estimation of the elastic period of masonry*. s.l. : Research gate, 2016.
- [20] Donato Abruzzese, Lorenzo Miccoli, Alessandro Vari, Massimiliano Ferriaioli. *Dynamic investigations on medieval masonry towers: Seismic resistance and*. s.l. : Research Gate, 2009.
- [21] Antonio Borri, Giulio Castori, Marco Corradi, Alessandro De Maria. *A method for the analysis and classification of historic masonry*. s.l. : Research Gate, 2019.
- [22] *Ispitivanje mehaničkih svojstava gradiva zidanih građevina*. Joško Krolo, Mladenko Rak. 5, 2000, *Građevinar*, str. 279-283.
- [23] Chopra, Anil K. *Dynamics of structures*. New York : Pearson, 2012.
- [24] *HRN EN 1998-1 : 2011+ NA:2011*.

10 Popis tablica

Tablica 3.1 Ubrzanja tla za zadarsko područje za različite povratne periode	17
Tablica 4.1 Klasifikacija ziđa prema talijanskim MIT propisima(2009)	19
Tablica 4.2 Svojstva različitih vrsta kamena sa hrvatskog područja [11]	20
Tablica 4.3 Prikaz ulaznih podataka ziđa te dobivenih mehaničkih karakteristika	21
Tablica 4.4 Kalibrirana elastična svojstva materijala	24
Tablica 4.5 Razlika u periodima zbog uključivanja „soil-structure“ interakcije	25
Tablica 4.6 Prikaz postupka proračuna temeljnog tla konstrukcije.....	30
Tablica 5.1 Korišteni mehanički parametri za proračun	36
Tablica 5.2 Rezultati analiza postupnim guranjem	38
Tablica 5.3 Prikaz postupnog formiranja mehanizma otkazivanja u analizi br. 2	40
Tablica 5.4 Rekapitulacija rezultat proračuna za analizu br. 2	41

11 Popis slika

Slika 2.1 $\sigma - \epsilon$ dijagram za jednoosno stanje naprezanja – CDP model materijala	7
Slika 2.2 Konstitutivni zakon koji je usvojen u softveru 3muri	8
Slika 2.3 Prikaz tri karakteristična mehanizma otkazivanja zida prema	9
Slika 2.4 Prikaz ovisnosti kritičnog momenta o uzdužnoj sili	10
Slika 2.5 Prikaz posmičnog kriterija čvrstoće – Mohr Coulomb	11
Slika 2.6 Prikaz Turnšek-Čačovič kriterija čvrstoće	12
Slika 2.7 Anvelopa svih kriterija čvrstoće	13
Slika 4.1 Prikaz presjeka kroz zvonik	23
Slika 4.2 Presjek kroz masivni prizemni dio sa generiranim „meshom“	23
Slika 4.3 Prikaz profila tla prema sondažnoj bušotini [13].	26
Slika 4.4 Određeni konačni koeficijenti posteljice	28
Slika 4.5 Vertikalni profil naprezanja u tlu uslijed vlastite težine	28
Slika 4.6 Raspored poprečne sile za prva 2 translacijska moda	29
Slika 4.7 Prikaz opterećenja metodom ekvivalentnih sila	30
Slika 4.8 Prikaz kontaktnih naprezanja	31
Slika 4.9 Nelinearan dijagram za tlo usvojen za proračun	31
Slika 4.10 Kontaktna naprezanja nakon uvedenih nelinearnosti	32
Slika 5.1 Postupak dobivanja pushover krivulja – N2 postupak	33
Slika 5.2 Transformacija u krivulju kapaciteta normalizacijom preko mase	34
Slika 5.3 Prikaz modela i vlastitih frekvencija na pojednostavljenom modelu	35
Slika 5.4 Prikaz modela izrađenog u softveru 3muri	36
Slika 5.5 Modalna analiza u softveru 3muri	37
Slika 5.6 Dobivene krivulje kapaciteta, vidljiva razlika između uniformne i modalne raspodjele	38
Slika 5.7 Prikaz pukotina i vrste oštećenja nosivih elemenata	39
Slika 7.1 Prikaz osnovnih mehanizama otkazivanja zidanih tornjeva	44
Slika 7.2 Karakteristični mehanizmi sloma ovisno o parametrima tornja (1)	45
Slika 7.3 Karakteristični mehanizmi sloma ovisno o parametrima tornja (2)	46
Slika 7.4 Prikaz učinka vertikalnih i horizontalnih kabela	48
Slika 7.5 Ponašanje tornjeva nakon ojačanja čeličnim kabelima	49