

# Procjena ponašanja postojećih zgrada pri djelovanju potresa

---

**Uroš, Mario; Šavor Novak, Marta; Atalić, Josip; Prevolnik, Snježan**

*Source / Izvornik:* **Mini simpozij o numeričkim postupcima, 2019, 173 - 187**

**Conference paper / Rad u zborniku**

*Publication status / Verzija rada:* **Published version / Objavljena verzija rada (izdavačev PDF)**

*Permanent link / Trajna poveznica:* <https://urn.nsk.hr/urn:nbn:hr:237:288701>

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

*Download date / Datum preuzimanja:* **2025-01-19**

*Repository / Repozitorij:*

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



## Procjena ponašanja postojećih zgrada pri djelovanju potresa

Mario Uroš<sup>1</sup>, Marta Šavor Novak<sup>1</sup>, Josip Atalić<sup>1</sup>, Snježan Prevolnik<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Sveučilište u Zagrebu, Građevinski fakultet, Zavod za tehničku mehaniku

<sup>2</sup>Sveučilište u Zagrebu, Prirodoslovno-matematički fakultet, Geofizički odsjek

### Sažetak

U radu se opisuje analiza ponašanja postojeće građevine pri djelovanju potresa na primjeru AB zgrade izgrađene pedesetih godina prošloga stoljeća u Zagrebu. Proračun je proveden statičkom i dinamičkom metodom. Primijenjena je materijalna nelinearnost konstrukcijskih elemenata tako da se ona koncentrira u diskretne presjeke elemenata. Provedena je usporedba rezultata i u konačnici su prikazani mogući mehanizmi sloma građevine pri djelovanju potresa te su identificirani njezini kritični konstrukcijski elementi koji se mogu preventivno ojačati.

*Ključne riječi: seizmički odziv, postojeća ab zgrada, ambijentalne vibracije, materijalna nelinearnost, nelinearna dinamička analiza, krivulja kapaciteta nosivosti*

## Seismic performance assessment of existing buildings

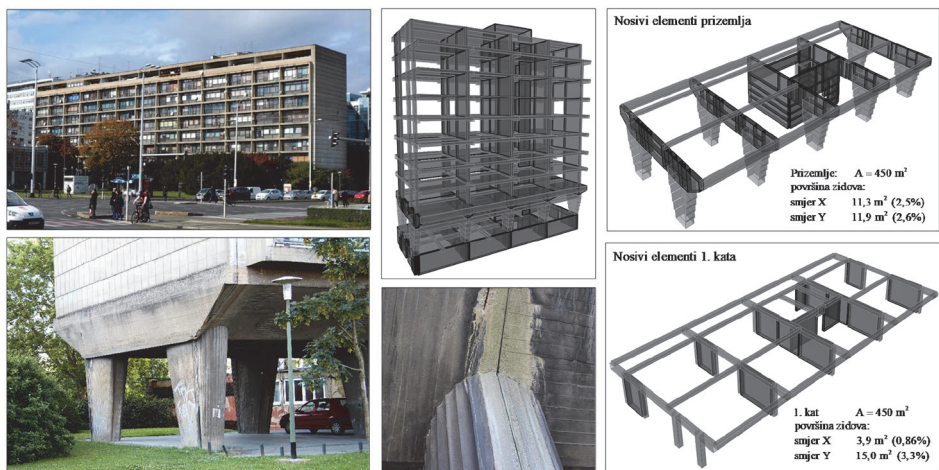
### Abstract

This paper presents seismic performance analysis of existing RC building, constructed in the 1950s in Zagreb. Analyses are performed by static pushover analysis and dynamic analysis. Material non-linearities are implemented as concentrated hinges at the structural elements. Relevant engineering demand parameters, obtained using different complexity levels analyses, are compared in relation to design criteria. Finally, building collapse mechanisms are described and critical structural elements are identified, in order to propose an efficient seismic retrofit method.

*Key words: seismic response, reinforced concrete building, ambient vibrations, material non-linearity, nonlinear dynamic analysis, backbone curve*

## 1. Uvod

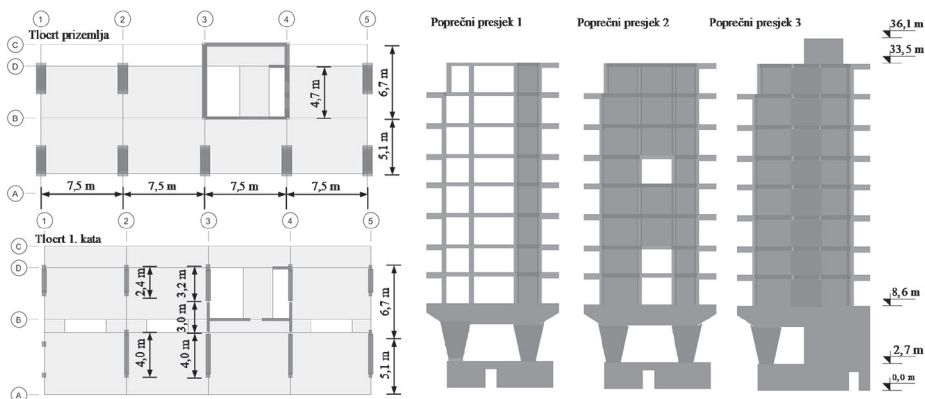
Promatrana je građevina izgrađena u Zagrebu pedesetih godina dvadesetoga stoljeća (slika 1.), a sastoji se od 10 etaža (Po+P+8). Cjelokupna je građevina podijeljena na tri dilatacije od kojih se u ovom radu promatra samo rubna, tlocrtnih dimenzija 30,00/14,60 m. Nadzemni je dio zgrade postavljen na armiranobetonske stupove, te čini okvirni sustav u etaži prizemlja. Kroz ostale etaže glavni su nosivi elementi betonski zidovi (debljine uglavnom 40 cm) unutar armiranobetonskih serklaža, te oni zadržavaju kontinuitet. Visina nadzemnog dijela iznosi 33,5 m, dok je visina podzemne etaže podruma 2,72 m. Nosivi sustav u poprečnom je smjeru na osnovu razmaku od 7,50 m. Zgrada je izvedena klasičnim načinom gradnje (monolitno), osim predgotovljenih fasadnih elemenata. Zidovi podruma temeljeni su na trakastim temeljima, a međukatne su konstrukcije na katovima izrađene kao sitnobreičasti strop s gredicama na razmacima od 50 cm, te je na njima tlačna betonska ploča debljine 5 cm. Ploča je dodatno ojačana u uzdužnom smjeru gredama, pa se može smatrati da za djelovanje potresa djeluje kao kruta dijafragma. Armiranobetonski elementi konstrukcije izrađeni su iz betona klase C25/30 i C12/15 (MB300 i MB160) s ugrađenom armaturom GA240/360. Stropna ploča podruma je armiranobetonska, debljine 20 cm, te je ojačana gredama. Detaljnije informacije mogu se pronaći u [1, 2].



Slika 1. Fotografije stambene zgrade i detalja stupa na mjestu dilatacije, numerički model zgrade i nosivi elementi prizemlja i 1. kata s pripadnom površinom sudjelujućih zidova [1, 2]

Ukupna površina zidova u prizemlju (slika 1.) u odnosu na bruto površinu jedne etaže iznosi 2,6% u poprečnom i 2,5% u uzdužnom smjeru. Masivni stupovi prizemlja značajno doprinose nosivosti u oba smjera. Ukupna površina zidova na 1. kat

(slika 1.) u odnosu na bruto površinu jedne etaže iznosi 3,3% u poprečnom i 0,86% u uzdužnom smjeru. Tlocrti prizemlja i 1. kata sa svim nosivim elementima prikazani su na slici 2. Također su prikazani i nosivi elementi u tri poprečne osi. Nosivi su elementi konstrukcije na 1. katu AB stupovi i serklaži te betonski zidovi. Može se uočiti da je udio armiranobetonskih nosivih elemenata u uzdužnom smjeru 1. kata zanemarivo malen, što nije povoljno s gledišta potresne otpornosti. Međutim, poprečni zidovi malim dijelom ipak sudjeluju u uzdužnoj krutosti dilatacije, što joj osigurava stabilnost za stalne i prolazne kombinacije opterećenja. Također i fasadni sustav panela ima određenu krutost i svakako djeluje povoljno. Konstrukcija ne zadovoljava kriterij pravilnosti po visini prema EC8 [3], a kriterij pravilnosti konstrukcije u tlocrtu također nije zadovoljen. Dimenzije i presjeci građevnih elemenata te mehanička svojstva i detalji procijenjeni su prema izvornim građevnim nacrtima [1] uz načelne kontrole provedene prilikom terenskih istraživanja. Nisu poznati podaci o mogućim promjenama konstrukcije od vremena gradnje (naknadnim prilagodbama odnosno intervencijama, rekonstrukcijama ili nadogradnjama). Klasifikaciju tla nije moguće sa sigurnošću odrediti, jer nisu provedena ispitivanja tla, ali pretpostavljene su vrijednosti uobičajene za područje gradnje.



Slika 2. Tlocrt prizemlja i 1. kata te nosivi elementi u poprečnim osima konstrukcije

Stupovi prizemlja promjenljivoga su presjeka po visini. Na dnu stupa presjek je 80/155 cm, dok je na vrhu 80/280 cm. Stupovi prizemlja i poprečni zidovi 1. kata povezani su masivnim gredama presjeka dimenzija 80/210 cm. Iz terenskih ispitivanja i izvedbene dokumentacije [1, 2] te pravila struke u vrijeme gradnje određena je uzdužna i poprečna armatura u svim elementima konstrukcije. Zbog velike količine podataka o armiranju presjeka navest će se samo armatura koja je karakteristična za značajan dio elemenata. Tako se armatura greda uglavnom sastoji od uzdužnih šipki 2Φ12+1Φ14 u svakoj zoni i vilica Φ6/25 cm, dok je ponegdje ugrađena i kosa

armatura uz rubove za preuzimanje posmičnih naprezanja. Uzdužna armatura stupova uglavnom je između  $4\Phi 14$  do  $4\Phi 20$ , dok je poprečna armatura  $\Phi 6/25$  (30) cm. Armatura je serklaža koji omeđuju betonske zidove  $4\Phi 12$ . Armatura zidova nije poznata, ali se prema vizualnom pregledu i pravilima struke iz doba gradnje može pretpostaviti da se sastojala od mreža  $\Phi 6/20$  uz dodatne šipke na uglovima, koje nisu ovijene posmičnom armaturom. Nosivost na savijanje stupova i zidova uglavnom je znatno veća od posmične nosivosti i neće biti interesantna u ovom proračunu, iako je i ona proračunana prema karakteristikama presjeka. Razmak između dilatacija iznosi oko 10 mm, što znači da nisu projektirane kao potresne razdjelnice, a djelomično su i zapunjene. Zbog nepoznavanja izvedbe i stanja razdjelnica između dilatacija, u proračunu je potresne otpornosti pretpostavljeno da dilatacija postoji i da zgrade imaju neovisan odgovor pri djelovanju potresa. U zgradi se nalazi dvokrako stubište, a pregradni su zidovi od opeke.

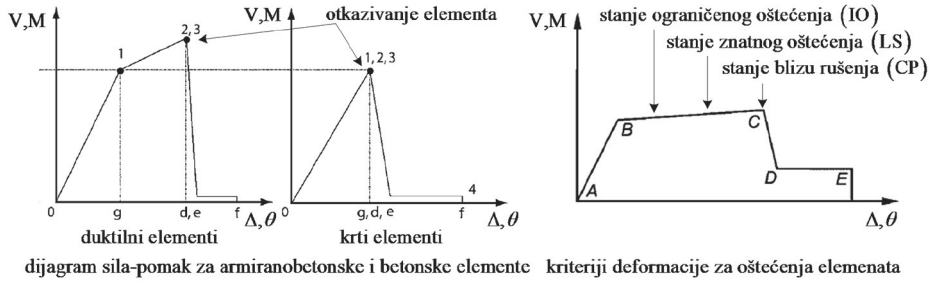
## 2. Proračun konstrukcije

### 2.1. Opis numeričkog modela

Na temelju dostupne tehničke dokumentacije i provedenim terenskim istraživanjima [1, 2] napravljen je numerički model konstrukcije [4] koji je ukratko opisan. Primijenjena je statička metoda postupnoga guranja i metoda vremenske diskretizacije uz primjenu zapisa ubrzanja tla. Prema vremenu gradnje može se zaključiti da nije proveden zadovoljavajući proračun na potres. Razrada je detalja samo djelomično poznata, jer dio dokumentacije nedostaje, pa je pretpostavljeno da svi detalji, sidrenja i preklopi armature te lokalna duktilnost odgovaraju poznatim detaljima. Opterećenja su pretpostavljena prema dostupnoj dokumentaciji i pravilima struke. Uz stalno i uporabno opterećenje, potresno je djelovanje uzeto preko zapisa ubrzanja temeljnoga tla u vremenu za tlo tipa B i vršnih vrijednosti ubrzanja na temeljnoj stijeni prema važećoj karti potresnih područja Republike Hrvatske [5]. Faktor je važnosti zgrade II ( $\gamma=1$ ), a pretpostavljeno viskozno prigušenje jest 5%. Faktor povjerenja uzet je s iznosom 1,0, iako razorna ispitivanja svojstava materijala nisu provedena. Dodatni su podaci prikazani u nastavku, ovisno o metodi proračuna. Proračunom se kontroliraju pomaci konstrukcije, lokalna duktilnost kritičnih elemenata te granična stanja. Prikazani su mehanizmi sloma građevine pri djelovanju potresa te su identificirani kritični elementi, što može biti korisno kod prijedloga ojačanja konstrukcije. Za proračun su upotrijebljene kombinacije opterećenja u skladu s važećim propisima.

Raspucavanje poprečnih presjeka prilikom potresa uzeto je u obzir prema smjernicama iz [5, 6], tako da se krutost na savijanje greda smanjila na 40% početne krutosti, dok je za stupove i zidove ta krutost svedena na 50% početne. Posmična

krutost svih elemenata uzeta je s 40% početne krutosti. Treba naglasiti da raspucalost nosivih elemenata izvan područja lokaliziranih plastičnih zglobova nije konstantna po duljini, ali ni za različite intenzitete opterećenja, što je ovdje zanemareno jednostavnosti radi.

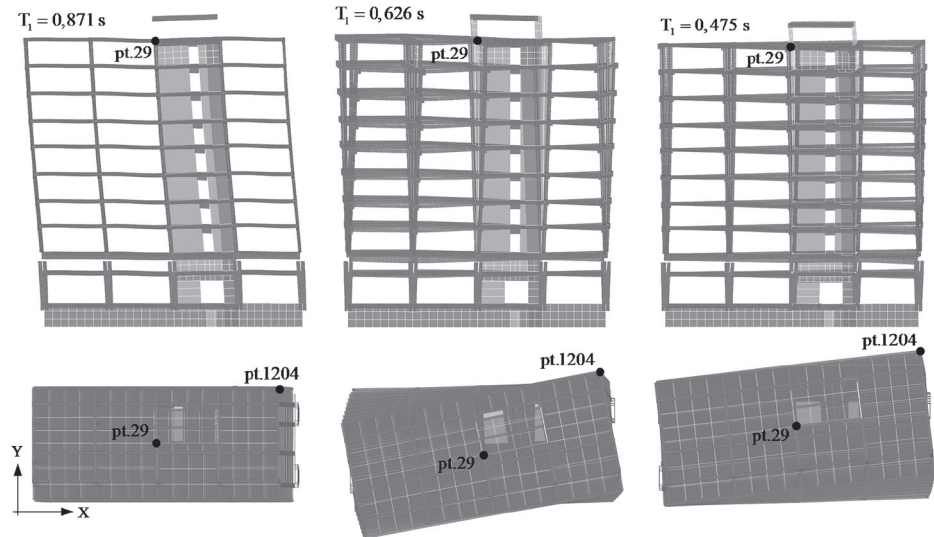


Slika 3. Dijagrami ponašanja plastičnih zglobova i definicije graničnih stanja [4, 5]

Nelinearno ponašanje elemenata uzeto je u obzir lokalnim otvaranjem plastičnih zglobova na kritičnim mjestima u konstrukciji. Mogući su kriteriji otkazivanja definirani krivuljama ponašanja plastičnih zglobova u obliku odnosa momenta savijanja i relativnoga kuta zaokreta te poprečne sile i relativnoga pomaka (slika 3.). Njihove karakteristike i ponašanje ovise o više parametara, a između ostaloga bitan je podatak za duktilnost plastičnog zgloba kod savijanja razina uzdužne i poprečne sile. Prema razini poprečne sile može se zaključiti da element neće moći ostvariti svoju fleksijsku duktilnost. Kriterij posmičnoga otkazivanja pokazao se znatno nepovoljnijim, te on određuje nosivost sustava, jer postoji značajan manjak poprečne armature u konstrukciji. Za definiranje krivulja ponašanja plastičnih zglobova uzete su u obzir smjernice za seizmičko ocjenjivanje i obnovu postojećih građevina [5, 6]. Također su za svaki element definirana granična stanja na krivulji ponašanja koja određuju kriterij prihvatljivosti određenoga potresnoga intenziteta.

## 2.2. Dinamički parametri konstrukcije

Prikazane su dinamičke značajke i vlastiti periodi titranja zgrade (slika 4.). Za model u kojemu je uzeto u obzir raspucavanje nosivih elemenata i smanjenje krutosti periodi konstrukcije su  $T_1=0,871$  s,  $T_2=0,626$  s i  $T_3=0,457$  s. Bitan je podatak i ukupna težina promatranoga dijela zgrade od 41000 kN na razini temelja. Na slici je također prikazana karakteristična točka 29, čiji pomaci u smjeru x i y predstavljaju karakteristične stupnjeve slobode za cijelu zgradu. Prikazana je i točka 1204, kako bi se prikazao najveći pomak zgrade na mjestu dilatacije, a ujedno odredio i torzijski učinak.



Slika 4. Osnovni vlastiti periodi i pripadni oblici titranja konstrukcije

### 2.3. Metoda postupnoga guranja

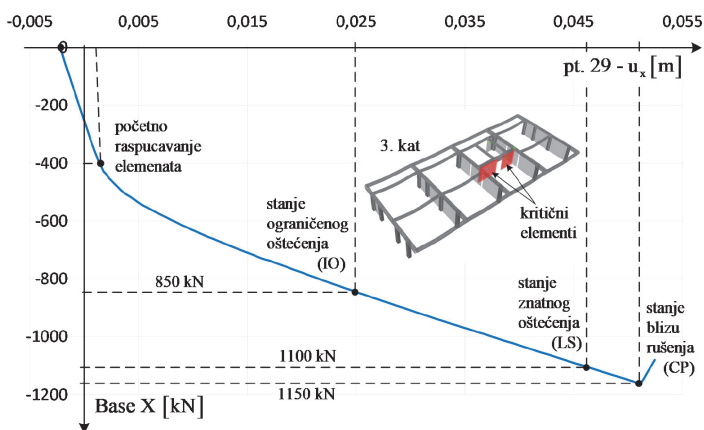
Proveden je nelinearni statički proračun guranjem konstrukcije po jednom od mjerodavnih oblika opterećenja [7]. Za potrebe proračuna analizirano je više oblika opterećenja (konstantno, linearno, oblik titranja, itd.), te se pokazalo da je mjerodavan slučaj u kojemu je opterećenje linearno raspodijeljeno po visini zgrade. Također je i oblik vlastitoga vektora pokazao dosta slično ponašanje, ali je kod njega problem smjer  $y$  za koji ne postoji dominantno translacijski oblik, već dolazi i do torzije zbog ekscentričnosti centra krutosti i centra mase, a tome je uzrok ekscentrično postavljena jezgra. Tečenje i otkazivanje nosivih elemenata lokalizirano je i pretpostavljeno plastičnim zglobovima za pojedini mehanizam sloma (slom savijanjem i uzdužnom silom te slom posmikom) [8,9].

Na slikama 5. i 6. prikazane su krivulje kapaciteta nosivosti, tj. ovisnosti ukupne poprečne sile o pomaku vrha zgrade (točka 29), te su na njoj označene karakteristične točke u kojima se konstrukcija nalazi. One odgovaraju stanjima konstrukcije za početno raspucavanje elemenata, stanje ograničenoga oštećenja (IO), stanje znatnoga oštećenja (LS) i stanje blizu rušenja (CP). Svako je od tih stanja određeno ponašanjem nosivih elemenata ovisno o deformacijskim kriterijima. Globalno se može zaključiti da se konstrukcija nalazi u određenu graničnom stanju ako je ključni ili primarni element konstrukcije došao u to stanje. Otkazivanjem takvoga elementa postoji opasnost od djelomičnog urušavanja stropne konstrukcije.

Ovdje nisu provedeni svi koraci metode postupnoga guranja i svođenja sustava na jedan stupanj slobode, te određivanja potresnoga zahtjeva za duktilnost konstruk-

cije. Ponaajprije se nastojalo pokazati i objasniti krivulju kapaciteta nosivosti kojom je definirano ponašanje konstrukcije. Proračun konstrukcije metodom bočnih sila i modalni proračun primjenom spektra odziva provedeni su kako bi se preliminarno ocijenilo ponašanje konstrukcije te kontrolirale složenije metode proračuna, ali ovdje se neće prikazivati rezultati.

Za krivulju kapaciteta nosivosti za smjer x (slika 5.) konstrukcija se ponaša približno linearno do razine od oko 400 kN (1% vertikalnoga opterećenja). U tom trenutku dolazi do postupnoga i ravnomjernog raspucavanja svih nosivih elemenata, ali nosivost nije ugrožena. Stanje ograničenoga oštećenja određeno je razinom sile od 850 kN (2,1%), dok je stanje znatnoga oštećenja definirano silom od 1100 kN (2,7%). Iako ne dolazi do urušavanja dijela konstrukcije, njoj je ovdje već znatno narušena nosivost. Konačno dolazi do djelomičnoga urušavanja ploče 3. kata na razini sile od 1150 kN (2,8%). Na dijagramu su shematski prikazani kritični elementi, a to su uzdužni betonski zidovi 3. kata koji prvo stradavaju, ponajprije zbog svoje krutosti u odnosu na armiranobetonske stupove i serklaže. Treba naglasiti da je odgovor konstrukcije dominantno u smjeru x, te nema značajnih torzijskih učinaka, osim inicijalno zadanoga ekscentriciteta opterećenja.

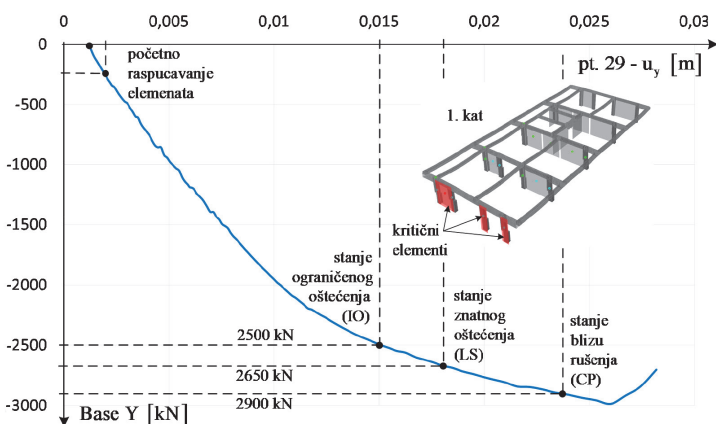


Slika 5. Krivulja kapaciteta nosivosti konstrukcije za smjer x

Na slici 6. je prikazana krivulja kapaciteta nosivosti konstrukcije za smjer y. Ponašanje je približno linearno do razine od oko 1500 kN (3 %), ali inicijalno raspucavanje elemenata nastupa puno ranije. Budući da postoji značajan utjecaj torzije u odgovoru konstrukcije za smjer y, najkritičnija je rubna os 1, kod koje prvo dolazi do narušavanja nosivosti elemenata. Stanje ograničenoga oštećenja određeno je razinom sile od 2500 kN (6,1%), dok je stanje znatnoga oštećenja definirano silom od 2650 kN (6,5%). Do djelomičnoga urušavanja konstrukcije u području rubne osi 1 dolazi



na razini sile od 2900 kN (7,1%), pri čemu otkazuju rubni betonski zid i okolni armanobetonski serklaži i stupovi na 1. katu, što je prikazano shematski na dijagramu. Odgovor konstrukcije ima značajnu torzijsku komponentu, što se i moglo očekivati zbog ekscentrično postavljene jezgre.



Slika 6. Krivulja kapaciteta nosivosti konstrukcije za smjer y

Usporedbom nosivosti konstrukcije u oba smjera može se zaključiti da je uzdužni smjer x slabiji (i to 2,5 puta), te je samim time i kritičan. Iz tlocrta zgrade može uočiti se značajan nedostatak nosivih elemenata u smjeru x, te se praktično cijelo opterećenje prenosi zidovima jezgre (koji su na katovima betonski) i armanobetonskim stupovima i serklažima u kojima značajno nedostaje uzdužne i poprečne armature. Ovdje nije razmatran utjecaj razdjelnice i susjedne zgrade, ali sve i da postoji kontinuitet djelovanja na razdjelnici, on ne bi podigao razinu nosivosti niti poboljšao ponašanje promatrane zgrade. Razlog je tomu to što središnja dilatacija uopće nema zidova u uzdužnom smjeru, pa bi se samim time moglo očekivati i još nepovoljnije ponašanje.

## 2.4. Nelinearni dinamički proračun primjenom vremenskoga zapisa

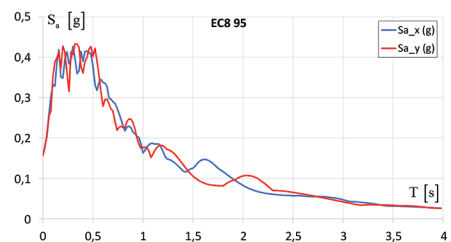
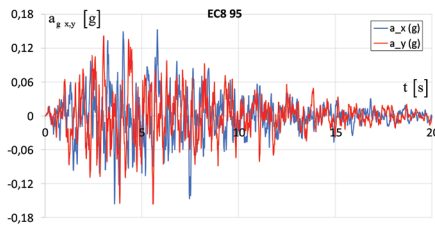
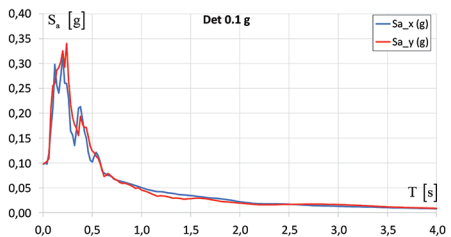
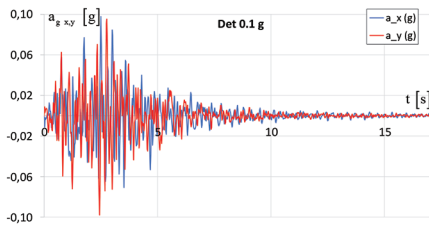
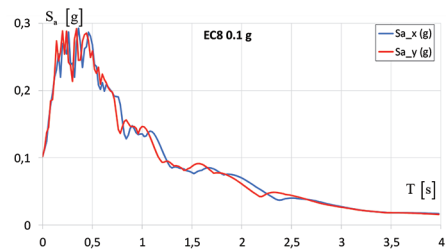
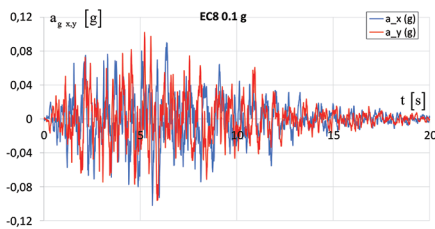
Proveden je nelinearni dinamički proračun primjenom vremenskoga zapisa ubrzanja tla. To je ujedno i najzahtjevniji proračun, te prema [5, 6] treba imati određenu razinu točnosti ulaznih podataka o geometriji, mehaničkim svojstvima materijala i konstrukcijskim detaljima kako bi se ta metoda mogla upotrijebiti. To je često problem kod procjene postojećih zgrada. Upotrijebit će se više zapisa ubrzanja tla različitoga intenziteta. Za povratna razdoblja od 95 godina razmotrena su po tri deterministička potresna scenarija (realni scenariji), pri čemu se nije zahtijevalo da spektar odziva akceleroograma odgovara spektru iz EC8, jedan akceleroogram čiji spektar odziva odgovara spektru iz EC8 (tip 1) te jedan akceleroogram prema EC8 (tip 2).

Generirane se horizontalne komponente potresnoga djelovanja. Vrijednost PGA na osnovnoj stijeni za povratno razdoblje od 95 godina iznosi  $PGA(95) = 0,13$  g. Budući da je pretpostavljeno da tlo na lokaciji odgovara tipu tla B, za spektar tipa 1 iz EC8, vrijednost PGA pomnožena je s odgovarajućim faktorom za tip tla ( $S=1,2$ ). Time su svi umjetno generirani akcelerogrami za tip 1 tla svedeni na  $PGA(95) = 0,15$  g. Kod spektra tipa 2 iz EC8 vrijednost PGA pomnožena je s faktorom za tip tla ( $S=1,35$ ), čime su umjetno generirani akcelerogrami za tip 2 tla svedeni na  $PGA(95) = 0,17$  g. Deterministički su scenariji potresa za povratno razdoblje od 95 godina sljedeći:

- epicentralna udaljenost  $D = 10$  km, dubina žarišta  $h = 10$  km, magnituda  $M = 5,7$ ,
- epicentralna udaljenost  $D = 15$  km, dubina žarišta  $h = 5$  km, magnituda  $M = 6,0$ ,
- epicentralna udaljenost  $D = 25$  km, dubina žarišta  $h = 12$  km, magnituda  $M = 6,6$ .

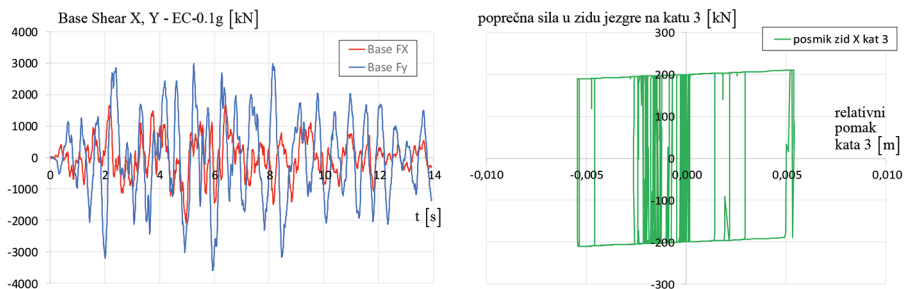
Kako je trebalo razmotriti i slabije potrese, odabrana je vrijednost  $PGA = 0,1$  g. Za  $PGA = 0,1$  g definirana su 3 deterministička scenarija potresa:

- epicentralna udaljenost  $D = 5$  km, dubina žarišta  $h = 5$  km, magnituda  $M = 4,8$ ,
- epicentralna udaljenost  $D = 10$  km, dubina žarišta  $h = 10$  km, magnituda  $M = 5,1$ ,
- epicentralna udaljenost  $D = 25$  km, s dubina žarišta  $h = 12$  km, magnituda  $M = 6,0$ .



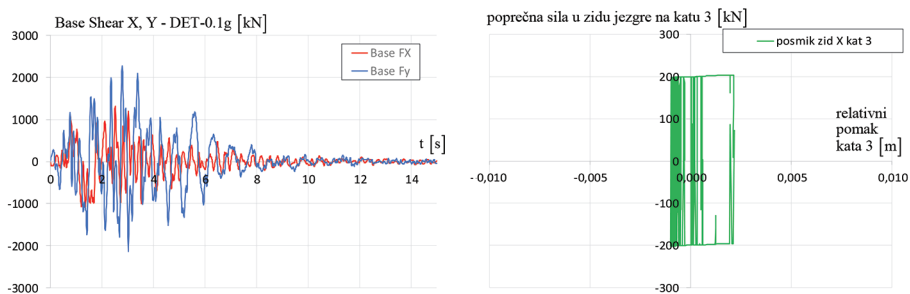
Slika 7. Dio zapisa ubrzanja tla u vremenu i pripadne spektralne krivulje

Za svaki od tih potresa generirani su sintetički akcelerogrami i pripadajući spektri odziva uz prigušenje od 5% kritičnoga, te je napravljen popravak osnovne linije. Zbog količine podataka u nastavku su prikazani samo neki potresni zapisi (slika 7.) i pripadni rezultati. Kod određivanja lokalnoga nelinearnog ponašanja u vremenu bitno je upotrijebiti krivulje ponašanja elemenata koje uzimaju u obzir i ciklično opterećenja uz degradaciju materijala. Pretpostavljeni su isti mehanizmi sloma na kritičnim presjecima elemenata kao i u slučaju statičkoga proračuna, te su upotrijebljene srednje vrijednosti čvrstoće materijala kako bi se dobilo realno ponašanje. U nastavku će se zbog količine podataka pokazati samo izdvojeni karakteristični rezultati proračuna i izvesti zaključci. Na slici 8. prikazani su rezultati proračuna za potres EC 0,1 g. To je poprečna sila zgrade te dijagram ovisnosti poprečne sile i relativnoga pomaka kritičnoga elementa koji prvi otkazuje u konstrukciji. Budući da je u svim slučajevima riječ o posmičnom slomu zida ili stupa, pomak predstavlja relativni pomak kata. Kritični je element betonski zid jezgre postavljen u smjeru x, jer se već pokazalo da je to kritičan smjer. Relativni je pomak 3. kata i kritičnoga uzdužnog zida za potres EC 0,1 g oko 5,5 mm. Može se primijetiti da kritični zid razmjerno brzo dosegne svoju nosivost, te se tada događa preraspodjela naprezanja na ostale elemente. Međutim, procijenjena mu je sposobnost deformacije 10 mm, te se može zaključiti da nije iscrpljena otpornost elementa, pa time ni konstrukcije. Zaključno se može reći da je dosegnuto stanje ograničenoga oštećenja (IO).



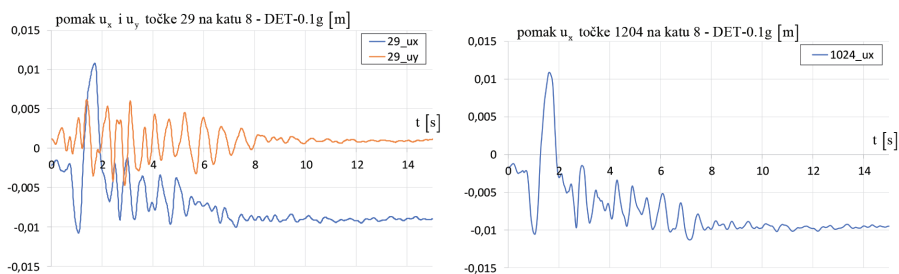
Slika 8. Poprečna sila zgrade i histerezna krivulja kritičnoga zida na 3. katu (EC 0,1 g)

Na slici 9. prikazani su rezultati proračuna za potres DET 0,1 g, te su izdvojeni samo karakteristični rezultati. Relativni je pomak 3. kata i kritičnoga uzdužnog zida za potres DET 0,1 g oko 2,2 mm. I u ovom slučaju kritični zid razmjerno brzo dosegne nosivost, ali procijenjena sposobnost deformacije od 10 mm osigurava mu da nije iscrpljena otpornost elementa. Za razliku od potresnoga zapisa EC u ovom slučaju nije dosegnuto stanje ograničenoga oštećenja (IO).



Slika 9. Poprečna sila zgrade i histerezna krivulja kritičnoga zida na 3. kat (DET 0,1 g)

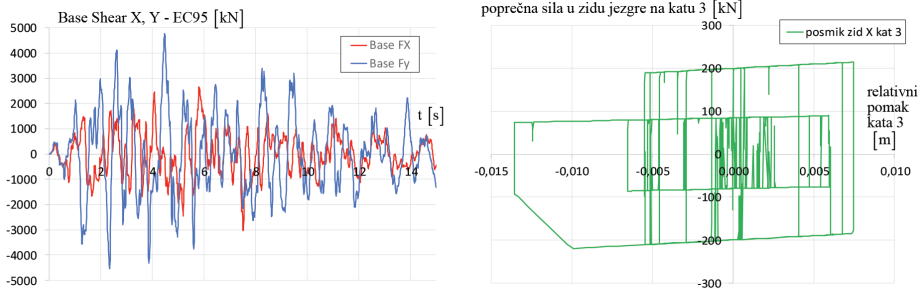
Ovdje su na slici 10. dodatno prikazani pomaci karakteristične točke 29 za smjer x i y. Također je prikazan pomak rubne točke 1204 koja se nalazi na razdjelnici za smjer x. Može se primijetiti da se pomak u smjeru x nakon djelovanja potresa ne vrati u početnu vrijednost. To je rezultat sustavne plastifikacije i popuštanja elemenata, ali u granicama ograničenoga oštećenja. Zaostali je pomak 10 mm, što ne predstavlja značajnu vrijednost na visinu od oko 33 m. U skladu se time može se vidjeti da histereza kritičnoga elementa nije centrično postavljena. Drugi dijagram na slici 10. pokazuje pomak rubne točke na mjestu razdjelnice koji se mijenja u granicama 10 mm i dosta je sličan pomaku x karakteristične točke 29. To pokazuje da nema značajnoga utjecaja torzije, jer je smjer y ipak prilično krući i ima veću nosivost, što se može vidjeti i na periodima titranja konstrukcije. Amplituda pomaka od oko 10 mm ujedno je i pretpostavljeni iznos širine dilatacije, pa se može očekivati da će doći do sudaranja dilatacija, a s tim i ostalih složenih utjecaja jedne zgrade na drugu koje se u ovom radu nisu promatrale.



Slika 10. Pomaci karakterističnih točaka u vremenu (DET 0.1 g)

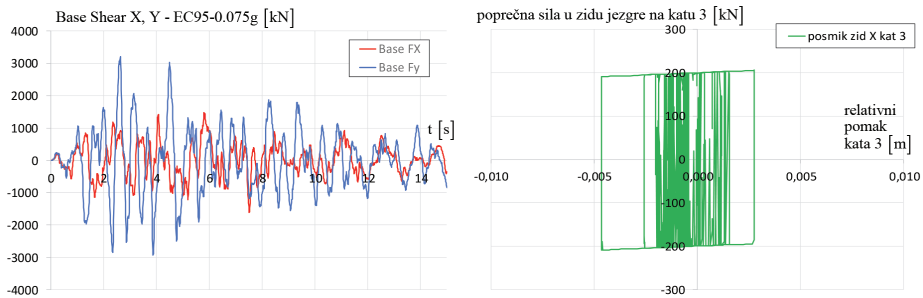
Na slici 11. prikazani su rezultati proračuna za potres EC95 te su izdvojeni samo karakteristični rezultati. Relativni je pomak 3. kata i kritičnog uzdužnog zida za promatrani potres oko 13,5 mm. U ovom slučaju kritični zid dosegne nosivost, ali i sposobnost deformacije od 10 mm. Rezultat toga je otkazivanje kritičnoga zida i mo-

guće lokalno urušavanje stropne konstrukcije iznad. Ovim je potresnim scenarijom dosegno granično stanje blizu rušenja (CP).



Slika 11. Poprečna sila zgrade i histerezna krivulja kritičnoga zida na 3. katu (EC95)

Na slici 12. prikazani su rezultati proračuna za potres EC95 koji je sveden na vrijednost vršnoga ubrzanja od 0,075 g. Relativni je pomak 3. kata i kritičnog uzdužnog zida za ovaj potresni scenarij oko 3,0, mm što znači nije dosegno stanje ograničeno oštećenja (IO).



Slika 12. Poprečna sila zgrade i histerezna krivulja kritičnog zida na 3. katu (EC95\_scaled)

### 3. Rezultati

Općenito se može reći da mehanizmi otkazivanja i kritični elementi dobiveni dinamičkom analizom uz primjenu vremenskih zapisa odgovaraju onima od statičke nelinearne metode postupnim guranjem. Zanimljivo je promotriti vršnu vrijednost poprečne sile kod dinamičkih proračuna i preko dobivenih oštećenja usporediti je s vrijednostima kod statičke analize. Općenito je pravilo da je razina poprečne sile za smjer x značajno manja od one za smjer y. To se može objasniti većim periodima konstrukcije u smjeru x koji nisu značajno pobuđeni potresnim zapisima, što se može vidjeti i iz njihovih spektara odziva. Nadalje, za potresni zapis EC 0,1 g vršne

vrijednosti poprečne sile u smjeru x idu do 2000 kN, što je značajno veće od nosivosti konstrukcije dobivene statičkom metodom postupnoga guranja, a koja iznosi 1150 kN. To znači da lokalni ekstremi ne moraju nužno katastrofalno djelovati na konstrukciju, već to ovisi o nizu drugih parametara kao što su duktilnost elemenata, prigušenje, frekvencijski spektar pobude, periodi konstrukcije itd. Faktor ponašanja za ovakav je tip konstrukcije relativno malen zbog neadekvatno izvedenih detalja armiranja, a i puno betonskih zidova bez armature. Složenijim je metodama proračuna pokazano da zgrada ima određenu razinu duktilnosti, pa bi propisana vrijednost u iznosu od  $q=1,5$  mogla biti opravdana.

#### 4. Zaključak

Dobiveni su rezultati za statičku metodu postupnoga guranja i dinamički proračun primjenom vremenskoga zapisa. Promatrana konstrukcija predstavlja dobar primjer na kojemu se mogu transparentno prikazati razlike u metodama proračuna. Na temelju provedenih analiza izdvojeni su sljedeći zaključci za konstrukciju:

- Zgrada je nepravilna po visini i u tlocrtu. Prizemlje predstavlja kat na kojemu konstrukcija gubi kontinuitet u krutosti po visini, ali ne predstavlja kritičnu etažu. Kritična je etaža za smjer x 3. kat, dok je za smjer y to 1. kat.
- Terenska istraživanja i pregled izvedbene dokumentacije pokazuje da prema važećim propisima u stupovima, serklažima i zidovima znatno nedostaje armature te detalji armiranja nisu primjereni gradnji u seizmički aktivnomu području.
- Iako postoji određena razina duktilnosti kritičnih elemenata, može se reći da do lokalnoga otkazivanja nosivih elemenata dolazi bez prethodne najave i upozorenja.
- Kod analizirane dilatacije, ali i kod ostalih, može se uočiti kronični nedostatak zidova u uzdužnom smjeru. Rezultat toga je izrazito fleksibilna konstrukcija u tom smjeru.
- Utjecaj razdjelnice na odziv konstrukcije u potresu ne se može sa sigurnošću odrediti, jer svojstva razdjelnice nisu poznata. Amplituda pomaka od oko 10 mm u uzdužnom smjeru doseže vrijednost pretpostavljene širine razdjelnice, pa se može pretpostaviti da će doći do njihovog sudaranja, ali utjecaj jedne zgrade na drugu ovdje nije analiziran.
- Mehanizmi otkazivanja i kritični elementi dobiveni dinamičkom i statičkom metodom međusobno odgovaraju, te se može reći da su oni identificirani.
- U pravilu je razina poprečne sile pri dinamičkim proračunima za smjer x značajno manja od one za smjer y. Razlog su bitno veći periodi konstrukcije u smjeru x koji nisu značajno pobuđeni potresnim zapisima.

- Vršne vrijednosti poprečnih sila pri dinamičkim proračunima nakon kojih konstrukcija ne doseže granično stanje blizu rušenja značajno su veće od nosivosti konstrukcije dobivene statičkom metodom. To ovisi o nizu parametara kao što su duktilnost elemenata, prigušenje, frekvencijski spektar pobude, perioda konstrukcije itd.

Mehanizam otkazivanja konstrukcije počinje otvaranjem posmičnoga plastičnog zgloba u betonskim zidovima jezgre i nema izraženu duktilnost. Također, rubna os zgrade koja je udaljenija od jezgre značajno je opterećena zbog torzijskih učinaka koji nastaju zbog nepravilnosti u tlocrtu. Učinkovita mjera ojačanja bila bi izvesti novi armiranobetonski zid na rubnoj osi zgrade iznad prizemlja u punoj visini. Takva intervencija ne bi trebala biti problematična jer rubna os nije ispunjena zidovima i ima prostora za rušenje pregradnih zidova te izvedbu novih. Uzdužne bi zidove jezgre trebalo ojačati primjerice AB torkretiranjem, s tim da se vodi računa o sidrenju i povezanosti armature kroz etaže i ploče. Moguća je izvedba i dodatnih AB stupova ili AB razupora u uzdužnomu smjeru koji ne bi ulazili u slobodni prostor. Preporučljivo je da novi elementi budu armiranobetonski i da se propisno sidre u postojeće elemente te da tvore jednu cjelinu.

## Literatura

- [1] Izvedbena dokumentacija, Hrvatski muzej arhitekture, HAZU, Zagreb
- [2] Atalić, J., Krolo, J., Damjanović, D., Sigmund, Z., Šavor Novak, M., Uroš, M., Korlaet, L., Koščak, J., Duvnjak, I., Bartolac, M., Dokoza, I., Prekupec, F., Oreb, J., Mušterić, B.: Studija za saniranje posljedica potresa, 5. faza, Građevinski fakultet Sveučilišta u Zagrebu, Zavod za tehničku mehaniku, 2017.
- [3] HRN EN 1998-1:2011+/Ispr.2:2015+A1:2014+NA:2011, Eurokod 8: Projektiranje potresne otpornosti konstrukcija -- 1. dio: Opća pravila, potresna djelovanja i pravila za zgrade, HZN, Zagreb, Hrvatska
- [4] CSI Analysis Reference Manual For SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge, Computers and Structures, Berkeley, California, SAD, 2011.
- [5] Herak, M.: Croatian seismic hazard map, Proceedings of the 4th Croatian National Platform for Disaster Risk Reduction Conference, Zagreb, Croatia, 2012.
- [6] HRN EN 1998-3:2011 + NA:2011, Eurokod 8: Projektiranje potresne otpornosti konstrukcija -- 3. dio: Ocjenjivanje i obnova zgrada, HZN, Zagreb, Hrvatska
- [7] ASCE/SEI 41-13, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers, SAD, 2014.

- [8] Fardis, M.N., Carvalho, E.C., Fajfar, P., Pecker, A.: Seismic Design of Concrete Buildings to Eurocode 8, CRC Press, Taylor & Francis, 2015.
- [9] Grammatikou, S., Fardis, M.N., Biskinis, D.: Models of the flexure-controlled strength, stiffness and cyclic deformation capacity of rectangular RC columns with smooth bars, including lap-splicing and FRP jackets, Bulletin of Earthquake Engineering, 16 (2018) 1, pp 341-375, doi: <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0202-y>
- [10] Moehle, J.: Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings, McGraw Hill Professional, 2015.