

Primljen / Received: 14.10.2011.

Ispravljen / Corrected: 21.2.2012.

Prihvaćen / Accepted: 12.3.2012.

Dostupno online / Available online: 25.4.2012.

Probabilistička analiza seizmičkog ponašanja AB okvirnih konstrukcija

Autori:



Doc.dr.sc. **Srđan Janković**, dipl.ing.građ.
Sveučilište Crne Gore
Građevinski fakultet
[srdjan@t-com.me](mailto: srdjan@t-com.me)



Prof.dr.sc. **Mladen Uličević**, dipl.ing.građ.
Sveučilište Crne Gore
Građevinski fakultet
[mladen@t-com.me](mailto: mladen@t-com.me)

Pregledni rad

Srđan Janković, Mladen Uličević

Probabilistička analiza seizmičkog ponašanja AB okvirnih konstrukcija

U radu je analizirano seizmičko ponašanje armiranobetonskih okvirnih konstrukcija različitih katnosti, projektiranih prema EC 8 i EC 2. Pri ovoj analizi primijenjen je probabilistički pristup gdje su u proračun uzete sve identificirane slučajnosti i neodređenosti. Ponašanje AB okvirnih konstrukcija prikazano je pomoću maksimalnog pomaka katova (engl. drift), dok je kao mjera intenziteta uzet spektralni odgovor ubrzanja. Rezultati provedenih analiza pokazali su da se seizmički odgovori uvećavaju za 31% do 54% ako se proračunom obuhvate slučajnosti i neodređenosti.

Ključne riječi:

max. relativno pomicanje katova, spektar odgovora, AB okvirna konstrukcija, EC 8, seizmička hazardna krivulja

Subject review

Srđan Janković, Mladen Uličević

Probabilistic analysis of seismic performance of reinforced concrete frame structures

The seismic performance of reinforced concrete frame structures of varying numbers of storeys, designed according to EC 8 and EC 2, is analyzed in the paper. The analysis is based on the probabilistic approach in which all identified incidental and indeterminate occurrences are taken into account. Performance of reinforced concrete frame structures is presented through maximum inter-storey drift values, while intensity is defined through spectral response of acceleration. The analysis results show that seismic response values increase by 31 to 54 percent if incidental and indeterminate occurrences are taken into account.

Key words:

maximum relative inter-storey drift, response spectrum, RC frame structure, EC 8, seismic hazard curve

Übersichtsarbeit

Srđan Janković, Mladen Uličević

Probabilistische Analyse des seismischen Verhaltens von Stahlbeton Rahmenkonstruktionen

In der Arbeit wurde das seismische Verhalten von Stahlbeton-Rahmenkonstruktionen verschiedener Stockwerkhöhen, die gemäß EC 8 und EC 2 projektiert wurden gemessen. Bei dieser Analyse wurde die probabilistische Vorgehensweise angewandt, wo alle identifizierten Zufälle und Unbestimmtheiten miteinberechnet wurden. Das Verhalten von AB-Rahmenkonstruktionen wurde mithilfe von maximalen Stockwerkverschiebungen (engl. Drift) gemessen, während als Intensitätsmaß die spektrale Beschleunigungsantwort genommen wurde. Die Resultate der durchgeführten Analysen haben gezeigt, dass die seismischen Antworten um 31% bis 54% steigen, wenn in die Berechnung Zufälle und Unbestimmtheiten miteinkalkuliert werden.

Schlüsselwörter:

maximale relative Stockwerkverschiebung, Antwortspektrum, AB-Rahmenkonstruktion, EC 8, seismische Gefährdungskurve

1. Uvod

U gotovo je svim važećim pravilnicima osnovni projektni cilj prevencija kolapsa (engl. *Collapse Prevention*) koji prema EC 8 [1] podrazumijeva da bi konstrukcija projektirana po ovom pravilniku trebala izdržati, s adekvatnim stupnjem pouzdanosti, projektni nivo potresa bez lokalnog i globalnog kolapsa, zadržavajući konstruktivni integritet i kapacitet nosivosti poslije djelovanja potresa. Za projektni se nivo potresa usvaja potres s vjerojatnošću prekoračenja 10% u 50 godina ili, iskazano na drugi način, s povratnim periodom od 475 godina (u daljem tekstu ovaj seizmički hazard označen je s 10%/50). Propisujući odgovarajuće odredbe vezane za dimenzioniranje i obradu detalja, EC 8 implicitno podrazumijeva da će na taj način dobivena kombinacija nosivosti i duktilnosti osigurati koeficijent sigurnosti protiv pojave lokalnog i globalnog loma između 1,5 i 2 [2]. Da bi se kontrolirao ovaj projektni cilj, nužno je realno predvidjeti ponašanje objekta na djelovanje projektnog potresa.

Međutim, pri analizi konstrukcija na seizmička djelovanja nezaobilazno je prisutna velika doza neodređenosti (engl. *uncertainty* ili *epistemic uncertainty*) i slučajnosti (engl. *randomness* ili *aleatory uncertainty*). Neodređenost i slučajnost su rezultat naše nemogućnosti da precizno opišemo i okarakteriziramo realni fenomen. Za razliku od neodređenosti, kojom se mjeri greška u opisivanju realnosti i koja se pojavljuje zbog našeg nedovoljnog znanja, slučajnost je posljedica same varijantnosti u prirodi, to jest našeg nedovoljnog razumijevanja faktora koji utječu na razmatranu pojavu. Dosta je često u literaturi, a negdje i uobičajeno, da se pojam neodređenosti upotrebljava i za stvarnu neodređenost (gore definiranu) i za slučajnost. Veliki broj neodređenosti koji postoji u potresnom inženjerstvu možemo podijeliti u tri kategorije: neodređenosti u definiranju intenziteta potresa, neodređenosti u određivanju seizmičkog ponašanja i neodređenosti u predviđanju kapaciteta. O prve će dvije neodređenosti biti više riječi kasnije u ovome radu.

Zbog prisutnosti neodređenosti i slučajnosti pri procjeni seizmičkog odgovora objekta (građevine) logično je pretpostaviti da se njegovo ponašanje ne može predvidjeti sa 100% sigurnosti i da ne možemo poslije provedene analize donijeti konačnu ocjenu je li objekt seizmički siguran ili nije u apsolutnom smislu. I pored činjenice da neodređenosti i slučajnosti, prisutne u predviđanju budućeg opterećenja i ponašanja objekta, postoje kod svih tipova konstrukcija i opterećenja i da su koeficijentima sigurnosti uključene u tehničke propise, sve donedavno kod seizmičkog ponašanja one nisu sistematski procjenjivane i tretirane. Prepoznavajući ove činjenice, u dokumentu [3] je za čelične okvirne konstrukcije predložen probabilistički format kojim se prihvatljivo ponašanje objekta kvantificira na način da će vjerojatnost prekoračenja unaprijed određenog ponašanja u definiranom vremenskom razdoblju biti manja od propisane. Tako se za nivo ponašanja prevencija kolapsa mjeri pouzdanost da

vjerojatnost prekoračenja, to jest pojave lokalnog ili globalnog kolapsa, bude manja od 10% u 50 godina.

Takvo je definiranje projektnog cilja za prevenciju kolapsa slično, ali i donekle različito u odnosu na većinu važećih pravilnika (uključujući tu i EC 8), kod kojih se intenziteti potresa definiraju probabilistički, dok se kontrola ponašanja konstrukcije obavlja deterministički, to jest izračunani odgovor (u slučaju triju potresa maksimalna vrijednost, a u slučaju sedam ili više potresa srednja vrijednost) na zadane se potrese uspoređuje s unaprijed definiranim prihvatljivim odgovorom. Osnovna je razlika u ovim pristupima što se u dokumentu [3] prepoznaje mogućnost da potres s većom vjerojatnošću pojavljivanja može izazvati oštećenja koja prelaze nivo prevencije kolapsa i, slično, da potres s manjom vjerojatnošću pojavljivanja može izazvati oštećenja koja su manja od onih odgovarajućih nivou prevencije kolapsa. Drugim riječima, zahtijeva se vjerojatnoća od 10%/50 da oštećenja ne prelaze nivo prevencije kolapsa za sve intenzitete potresa koji se mogu pojaviti na lokaciji.

Osnovni projektni cilj kako bi objekt trebao imati vjerojatnost manju od 10% u 50 godina da bi prešao nivo ponašanja definiran za prevenciju kolapsa, može se definirati, prema [4], pomoću sljedećeg izraza:

$$\phi \hat{C} \geq \gamma \gamma_a \hat{D}^{P_0} \quad (1)$$

gdje je:

- \hat{C} - medijana kapaciteta konstrukcije
- \hat{D}^{P_0} - medijana seizmičkog odgovora dobivena seizmičkom analizom za seizmički hazard 10% u 50 godina
- γ - faktor varijabilnosti seizmičkog odgovora
- γ_a - faktor neodređenosti seizmičke analize kojim se obuhvaćaju greške zbog upotrebe jednostavnijih metoda seizmičke analize
- ϕ - faktor redukcije kapaciteta koji obuhvaća neodređenosti i slučajnosti prisutne pri određivanju kapaciteta.

Članovi \hat{C} i \hat{D}^{P_0} se mogu nazvati procjenama 'prvog reda' i u slučaju da pri određivanju seizmičkog odgovora i kapaciteta nema neodređenosti i slučajnosti, to jest disperzije rezultata, dovoljno bi bilo da je zadovoljen uvjet $\hat{C} \geq \hat{D}^{P_0}$. Korekcijski faktori γ i γ_a uzimaju u račun mogućnost da je seizmički odgovor veći od \hat{D}^{P_0} dok faktor ϕ obuhvaća mogućnost da je kapacitet manji od \hat{C} .

U ovom se radu analizira seizmičko ponašanje armiranobetonskih okvira različite katnosti (4, 6, 8 i 12 katova) projektiranih prema EC 8, uzimajući u proračun neodređenosti i slučajnosti. Pri tome je primijenjen probabilistički pristup koji je, iako prvo objašnjen na primjeru seizmičkog ponašanja čeličnih okvirnih konstrukcija u literaturi [3, 4], principijelno nezavisan od upotrijebljenoga konstruktivnog materijala. Drugim riječima, u radu će se za sve članove na desnoj strani izraza (1) opisati način njihova određivanja, a zatim i izračunati njihove vrijednosti za analizirane armiranobetonske okvire.

2. Osnovni podaci o armiranobetonskim okvirima i njihovo modeliranje

Dvodimenzionalne nelinearne dinamičke analize napravljene su za četiri prototipa armiranobetonskih okvira različitih katnosti (4, 6, 8 i 12 katova) koji su prije toga detaljno proračunani i dimenzionirani prema europskim pravilnicima [1] i [5]. Usvojena je lokacija s efektivnim maksimalnim ubrzanjem tla $a_g = 0.36g$ za povratni period od 475 godina. Okviri su temeljeni na stabilnom i čvrstom tlu. Svakom okviru pripada međukatna stropna ploča širine 5,4 m, koja predstavlja punu armiranobetonsku ploču debljine $d_p = 15$ cm. Visina katova ista je za sve katove i iznosi 3,2 m. Za sve okvire usvojena je visoka klasa duktilnosti DCH, [1].

Usvojene su sljedeće dimenzije greda i stupova:

Broj katova armiranobetonskog okvira	Usvojene dimenzije greda i stupova
4	Dimenzije svih greda su $b/d = 25/50$ cm, a stupova $b/d = 40/40$ cm
6	Dimenzije svih greda su $b/d = 30/55$ cm, vanjskih stupova $b/d = 45/45$ cm i unutarnjih stupova $b/d = 50/50$ cm
8	Dimenzije svih unutarnjih stupova prvih pet katova su $b/d = 60/60$ cm, dok su svi vanjski stupovi i svi stupovi posljednjih triju katova dimenzija $b/d = 50/50$ cm. Dimenzije greda su $b/d = 30/50$ cm na posljednja tri kata i $b/d = 40/60$ cm na prvih pet katova
12	Dimenzije svih unutarnjih stupova prvih osam katova su $b/d = 75/75$ cm, dok su svi vanjski stupovi i svi stupovi zadnjih četiriju katova dimenzija $b/d = 60/60$ cm. Dimenzije greda su $b/d = 40/65$ cm na prvih osam katova i $b/d = 30/55$ cm na posljednja četiri kata

Na osnovi odgovarajućih seizmičkih sila i gravitacijskog opterećenja, koristeći se programom ETABS, dobiveni su utjecaji u svim armiranobetonskim okvirima koji su dalje bili predmetom, prvo detaljnog proračuna i dimenzioniranja prema odgovarajućim odredbama pravilnika EC8, a nakon toga

ravninskih nelinearnih dinamičkih analiza pomoću programa DRAIN-2DX, [6].

Kod DRAIN-2DX modela primijenjeni su elementi tipa 02, kod kojih su sve plastične deformacije koncentrirane na krajevima elemenata. Za efektivne krutosti na savijanje poprečnih presjeka usvojene su sljedeće vrijednosti: $I_{ef} = 0,45 I_g$ za grede i $I_{ef} = 0,70 I_g$ za stupove (I_g je moment inercije betonskog poprečnog presjeka bez pukotine) i na taj su način efekti smanjenja krutosti zbog pojave pukotina i tečenja zategnute armature uzeti u obzir. Matrica viskoznog prigušenja modelirana je kao linearna kombinacija matrice krutosti i matrice masa s tako izabranim multiplikatorima da je za prvi i treći ton prigušenje 5% od kritičnog. Inicijalni momenti savijanja zbog gravitacijskog su opterećenja kao i utjecaji drugog reda (P-delta efekti) pri proračunu uzeti u obzir. Također, pretpostavlja se da je ispunjena dilatirana od konstrukcije i da ne utječe na krutost i nosivost cijelog objekta (cijele građevine). Dužine pojedinih elemenata usvojene su u osi, to jest bez beskonačne krutosti dijelova elemenata koji se nalaze unutar čvrste zone. Na ovaj se način obuhvaća smanjenje krutosti zbog posmičnih deformacija unutar čvora i pojave dijagonalnih pukotina kao i penetracije plastičnih deformacija uzdužne armature greda u čvornu zonu uslijed čega dolazi do narušavanja veze armatura – okolni beton. Zanimljivo je da se realnija, to jest nešto veća pomicanja okvirnih konstrukcija u odnosu na model s krutim čvornim zonama, [7].

Za sve modele usvojen je beton jednoosne čvrstoće betonskog cilindra $f_c = 25$ MPa kome odgovara oznaka klase čvrstoće C25/30 po EC2 i armatura klase C s naponom tečenja $f_y = 400$ MPa za uzdužnu, i $f_y = 240$ MPa za poprečnu armaturu. U plastičnim je zglobovima za histerezo ponašanje usvojen bilinearni model s efektima ojačanja u plastičnoj zoni. Odnos krutosti u plastičnoj zoni i krutosti do pojave tečenja zategnute armature u gredama pri analizi moment savijanja - zakrivljenost poprečnih presjeka izrađenih pomoću programa Xtract [8] kretao se od 0,021 do 0,027. Imajući na umu da rezultati dinamičke analize nisu u velikoj mjeri osjetljivi na varijaciju ovog parametra, ovdje je za sve grede usvojena konstantna vrijednost od 0,025. Ukupne težine i osnovne periode osciliranja za sve okvire dane su u tablici 1.

Tablica 1. Karakteristike okvira različitih katnosti

Broj katova	4	6	8	12
Težina (kN)	2852	4561	6397	10.189
Osnovni period T1 (s)	1,024	1,208	1,702	2,579

3. Analiza seizmičkog hazarda i izbor potresnih zapisa

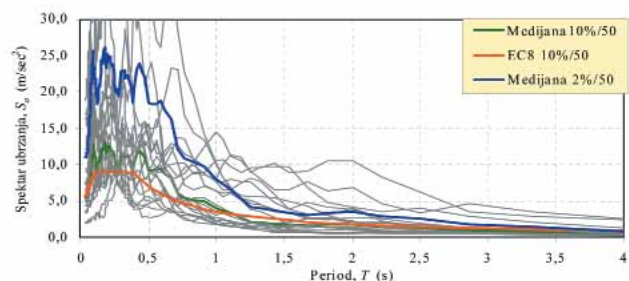
Za projektni cilj definiran u probabilističkom formatu određuju se intenzitet potresa s istom vjerojatnošću prekoračenja, što znači da će se za nivo ponašanja prevencija kolapsa birati potresi s vjerojatnošću prekoračenja 10% u 50 godina. I pored činjenice da je u EC 8 osnovna mjera intenziteta maksimalno horizontalno ubrzanje tla, ovdje je kao mjera intenziteta potresa izabran spektar odgovora ubrzanja za osnovni period konstrukcije (kao i u dokumentu [3]), koja se za analizirane okvire pokazala kao znatno bolja mjera, [13]. Treba ipak reći da ovdje primijenjena procedura ne zavisi od izbora same mjere intenziteta.

Interesantno je primijetiti da se u nekim dokumentima (kao što je i [3]) potresu s povratnim periodom od 475 godina pridružuje viši nivo ponašanja – potpuna funkcionalnost (koji podrazumijeva da konstrukcija može doživjeti manja oštećenja u gredama u obliku pukotina i tečenja armature na manjem broju mjesta, ali nosivost i krutost moraju biti kao i prije potresa), dok se za potres s povratnim periodom od 2475 godina (vjerojatnost prekoračenja 2% u 50 godina) zahtijeva sprječavanje pojave kolapsa konstrukcije i lokalnog i globalnog. Zbog ovih je činjenica u ovom radu analizirano ponašanje okvira na dva intenziteta potresa: s povratnim periodima 475 (10%/50) i 2475 godina (2%/50).

Zapisi potresa (njih ukupno 20) nužni za provedbu nelinearnih dinamičkih analiza izabrani su iz europske baze zapisa jakih potresa, [11] u zavisnosti od vrijednosti magnitude površinskih valova M_s i udaljenosti od rasjeda R . Vrijednosti magnitude površinskih valova nalazile su se između 6.16 i 7.04, dok je udaljenost od rasjeda bila od 17 do 30 km. Također, svi su izabrani zapisi snimljeni na čvrstom tlu ili stijeni s brzinama širenja valova (V_s) većim od 360 m/s, što odgovara tlu klase A i B prema klasifikaciji EC 8. Zapisi potresa su pregledani i prekontrolirani, kako bi se isključila mogućnost pojave efekata "bliskog potresa" koji zbog svoje specifičnosti zaslužuje posebnu analizu.

Svi su izabrani potresi u startu skalirani faktorom 6 da bi njihova srednja vrijednost bila kompatibilna s EC8 spektrom za povratni period od 475 godina. Bez ovog skaliranja analizirani bi se armiranobetonski okviri pri većem broju potresa iz ovog seta ponašali elastično. Faktor skaliranja 6 dobiven je kao najveća vrijednost iz zahtjeva b) i c) člana 3.2.3.1.2 (4) pravilnika EC8. U ovom se radu nije pristupilo pojedinačnim skaliranjima zapisa tako da njihovi intenziteti (mjereni preko maksimalnog ubrzanja tla) budu usklađeni s EC8 linearnim spektrom, već se zbog obuhvaćanja što šireg raspona ponašanja usklađivala srednja vrijednost svih spektara sa EC8 spektrom i na taj je način omogućena provjera ponašanja armiranobetonskih okvira na potrese manjeg i većeg intenziteta od projektiranog.

S obzirom da u pravilniku EC8 nivo seizmičkog hazarda s povratnim periodom od 2475 godina nije uopće definiran, ovdje je pri određivanju adekvatnih potresa 2%/50 poslužila literatura: [9] i [10] – član 2.6.1.3. Tako su svi navedeni potresi skalirani faktorom 12, pa je dobivena medijana spektra odgovora potresa 2%/50 dvostruko veća od medijane potresa 10%/50.



Slika 1. Spektri ubrzanja izabranih potresa i njihova medijana za nivo intenziteta 10%/50 i 2%/50

Na slici 1. prikazane su medijane spektara ubrzanja potresa iz izabranog seta za dva nivoa intenziteta 2%/50 i 10%/50, kao i projektni spektar EC8 koji odgovara intenzitetu 10%/50. Tankim sivim linijama označeni su spektri potresa 10%/50 odakle se vidi da i ako su potresi izabrani s relativno uskim granicama za M i R , njihovi spektri pokazuju velike međusobne razlike.

Vjerojatnost pojavljivanja različitih nivoa intenziteta potresa u određenom razdoblju vremena definira krivulja seizmičkog hazarda za spektralno ubrzanje, $H_{S_a}(s_a)$, koja daje srednju godišnju učestalost (za rijetke događaje približno jednako godišnjoj vjerojatnosti, [4]) da će intenzitet S_a na lokaciji biti jednak ili veći od nivoa s_a (Slika 2.). Nalaženje ove krivulje je zadatak stručnjaka seizmološke i/ili geološke struke, dok je predviđanje seizmičkog odgovora za određeni potres obveza građevinskog inženjera.

Vrlo je praktično da se hazardna krivulja u područjima koja su od interesa aproksimira sljedećom relacijom:

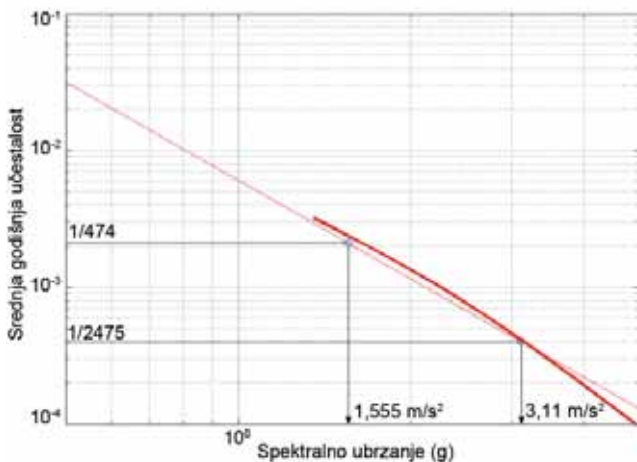
$$H_{S_a}(s_a) = P[S_a > s_a] = k_0 s_a^{-k} \quad (2)$$

Vrijednost za nagib hazardne krivulje, zapravo ravne linije u logaritamskoj skali, k se kreće od 1 za područja slabijeg seizmičkog intenziteta do 3 za seizmički aktivnija područja. Dokument [3] za nagib k pri determinističkom proračunu predlaže vrijednost 4, nezavisno od seizmičnosti lokacije. Koeficijenti k_0 i k , potrebni za definiranje seizmičke hazardne krivulje dane izrazom (2), lako se mogu izračunati znajući vrijednosti spektra odgovora ubrzanja za intenzitete 10%/50 i 2%/50. Tako, na primjer, za 8-katni okvir s osnovnim periodom osciliranja $T_1 = 1,702$ s, vrijednosti spektara odgovora iznose: $S_a = 1,555$ m/s² za 10%/50 intenzitet i $S_a = 3,110$ m/s² za 2%/50 intenzitet (vidi sliku 1.), pa su koeficijenti k_0 i k jednaki:

$$k = \frac{\ln \left[\frac{H_{Sa10\%}}{H_{Sa2\%}} \right]}{\ln \left[\frac{S_{a2\%}}{S_{a10\%}} \right]} = \frac{1,658}{\ln \left(\frac{3,110}{1,555} \right)} = \frac{1,658}{0,693} = 2.39 \quad (3)$$

$$k_0 = \frac{0,0021}{1,555^{-2.39}} = 0,00578 \quad (4)$$

U izrazima (3) i (4) godišnje su vrijednosti vjerojatnosti prevladavanja intenziteta od 10% i 2% u 50 godina izračunane kao recipročne vrijednosti odgovarajućih povratnih perioda: $H_{Sa}(S_{a,10\%}) = 1/475 = 0,0021$ i $H_{Sa}(S_{a,2\%}) = 1/2475 = 0,00040$. S izračunanim koeficijentima k i k_0 sada je definirana seizmička hazardna krivulja koja je na slici 2. prikazana kao ravna linija s obzirom na logaritamsku skalu. Logaritamski nagib k u ovom će se radu koristiti pri proračunu faktora varijabilnosti seizmičkog odgovora γ i faktora neodređenosti seizmičke analize γ_a .



Slika 2. Seizmička hazardna krivulja za spektar ubrzanja

Ovdje su za analizirane okvirne konstrukcije usvojene vrijednosti intenziteta potresa S_a s medijana spektra danih na slici 1. Na osnovi njih, koristeći se opisanom procedurom izračunani logaritamski nagibi k . Odgovarajuće vrijednosti za S_a i k dane su u tablici 2.

Tablica 2. Spektralna ubrzanja za dva intenziteta potresa i logaritamski nagibi k

Broj katova armiranobetonskog okvira	$S_a(10\%/50)$ (m/s ²)	$S_a(2\%/50)$ (m/s ²)	Logaritamski nagib k
12	1,229	2,428	2,44
8	1,555	3,110	2,39
6	2,308	4,524	2,46
4	3,429	6,344	2,69

4. Odgovori armiranobetonskih okvira na djelovanje potresa

Seizmički se odgovor može izračunati koristeći se bilo kojom standardnom metodom seizmičke analize. Pritom se mogu primjenjivati linearne i nelinearne metode te statičke i dinamičke. U okviru ove analize nije izračunana samo medijana seizmičkog odgovora \hat{D} , već i faktori varijabilnosti γ i neodređenosti γ_a seizmičkih odgovora (vidi izraz (1)).

4.1. Zavisnost odgovora konstrukcije od seizmičkog intenziteta

Ponašanje armiranobetonskih okvira prikazano je pomoću maksimalnih katnih pomaka za čitav okvir, IDR_{max} koji predstavljaju najveći od svih maksimalnih katnih pomaka, gdje se pod katnim pomakom podrazumijeva relativno pomicanje kata podijeljeno s visinom kata. Ovaj se parametar seizmičkog odgovora danas najčešće rabi u literaturi kao indikator kolapsa.

Da bi se definirao probabilistički format analize seizmičkog odgovora, potrebno je statističkom obradom rezultata nelinearnih direktnih dinamičkih analiza za izabrani set potresa doći do forme funkcije distribucije, srednje vrijednosti i disperzije dobivenih rezultata. U prijašnjim je istraživanjima, [12, 13], uočeno da slučajne promjenljive parametre koje u ovom slučaju predstavljaju seizmički odgovor konstrukcije (ovdje IDR_{max}), dobiveni nelinearnom seizmičkom analizom, imaju log-normalnu raspodjelu. Osnovni parametri koji definiraju normalnu logaritamsku zavisnost su medijana i disperzija. Statistički se parametar medijana za log-normalnu raspodjelu upotrebljava za definiranje "dominantne", to jest "srednje" ili "centralne", vrijednosti. Prednost je upotrebe medijane što je ona, za razliku od srednje vrijednosti - statističkog parametra koji najčešće definira "centralnu" vrijednost, neosjetljiva na utjecaje ekstremnih (obično sumnjivih) vrijednosti rezultata. Za procjenu mjere disperzije parametra seizmičkog odgovora konstrukcije, sa log-normalnom raspodjelom koristi vrijednost standardne devijacije prirodnih logaritama dobivenih podataka, a to je i u ovom radu urađeno.

Na slikama 3. i 4. dani su rezultati nelinearnih dinamičkih analiza za po dvadeset potresa koji reprezentiraju dva seizmička intenziteta: 10%/50 god i 2%/50 god, gdje svaki znak predstavlja par (IDR_{max}, S_a) . Regresijska je analiza dobivenih rezultata pokazala da je ovu zavisnost seizmičkog odgovora i seizmičkog intenziteta najbolje dati u obliku funkcije:

$$IDR_{max} = a(S_a)^b \tag{5}$$

koja u log-log razmjeru predstavlja pravac. Na dijagramima su osim za koeficijente a i b dane vrijednosti i za disperziju, to jest standardnu devijaciju prirodnih logaritama razlike dobivenih odgovora u odnosu na regresijsku liniju definiranu izrazom (5):

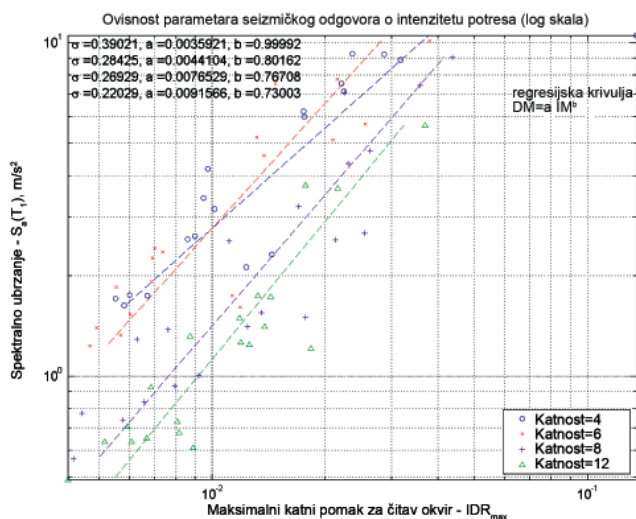
$$\sigma_{DR} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\ln IDR_{max,i} - \ln \hat{IDR}_{max,i})^2} \tag{6}$$

gdje je:

$IDR_{max,i}$ - dobiveni seizmički odgovori

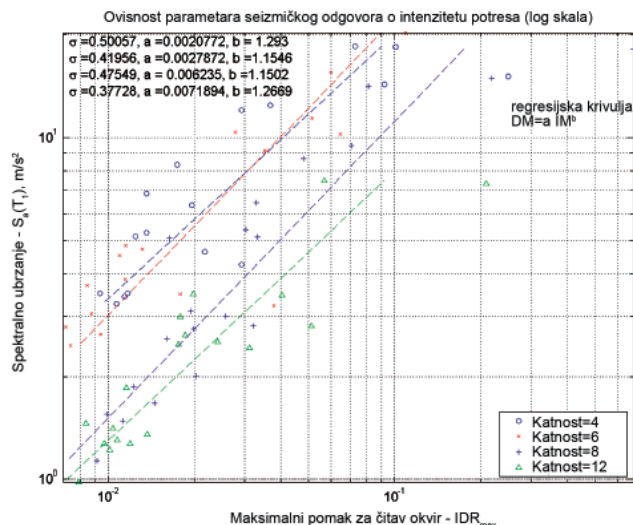
$\hat{IDR}_{max,i}$ - točke na regresijskoj krivulji koje se mogu dobiti iz jednadžbe:

$$\ln(\hat{IDR}_{max,i}) - \ln(a) + b \ln(S_{a,i}).$$



Slika 3. Rezultati nelinearnih dinamičkih analiza armiranobetonskih okvira različitog broja katova na djelovanje 20 potresa intenziteta 10%/50 i odgovarajući regresijski pravci

Uspoređujući dobivene rezultate odgovora konstrukcija na potres manjeg intenziteta (10%/50), prikazane na slici 3., i odgovore na potrese većeg intenziteta (2%/50), prikazane na slici 4., može se uočiti da se disperzija rezultata povećala s povećanjem intenziteta potresa, to jest s povećanjem nelinearnih deformacija.



Slika 4. Rezultati nelinearnih dinamičkih analiza armiranobetonskih okvira različitog broja katova na djelovanje 20 potresa intenziteta 2%/50 i odgovarajući regresijski pravci

Također, dobivene su vrijednosti za koeficijent b veće za veći intenzitet potresa (2%/50), a to se može objasniti imajući na umu dva razloga. Prvi je da su P-delta efekti kod jačih intenziteta bili znatno veći uzrokujući da su pomaci rasli brže od intenziteta (na taj se način povećavala vrijednost b). Drugi je razlog da su se za manje intenzitete potresa (10%/50) javljali efekti 'ojačanja', to jest da su se za veće seizmičko opterećenje dobivala manja pomicanja katova. Na ovaj se način u relaciji $IDR_{max} - S_a$ smanjivala vrijednost koeficijenta b . Efekt ojačanja može se objasniti na sljedeći način. Za manje intenzitete potresa prve (i tada jedine) nelinearne deformacije (a samim tim i maksimalni katni pomak) događali su se na gornjim katovima, dok su se za jače intenzitete nelinearne deformacije 'selile' u donju trećinu objekta. Ojačanje se događa onda kada, povećavajući intenzitet potresa, maksimalni katni pomaci na donjim katovima nisu još toliki da prevladavaju prethodno evidentirane maksimalne vrijednosti s gornjih katova. Provedene su nelinearne analize u [13] pokazale da je s povećanjem broja katova armiranobetonskih okvira ojačanje bilo manje izraženo, tako da se kod dvanaesterokatnog okvira nije ni javljalo.

4.2. Neodređenosti i slučajnosti prisutne pri određivanju seizmičkog odgovora

Činjenica jest da će na djelovanje naizgled sličnih potresnih zapisa objekt imati znatne razlike u ponašanju, čak i ako su zapisi normirani na isti intenzitet. Kako, također, nije moguće predvidjeti točno budući potres na lokaciji od interesa, nužno je obuhvatiti u račun različitost seizmičkog odgovora na djelovanje mogućih različitih potresa (istog intenziteta) na danoj lokaciji. Pomoću koeficijenta γ obuhvaća se ova

varijabilnost u seizmičkom odgovoru (vidi izraz (1)) i on je prema [4] određen sa:

$$\gamma = e^{\frac{k}{2b}\sigma_{DR}^2} \quad (7)$$

gdje je:

- k - logaritamski nagib hazardne krivulje, vidi izraze (2) i (3)
- b - koeficijent koji definira porast seizmičkog odgovora u zavisnosti od seizmičkog hazarda, vidi izraz (5)
- σ_{DR} - standardna devijacija prirodnih logaritama seizmičkih odgovora, vidi izraz (6)

Iz dijagrama na slikama 3. i 4. mogu se pročitati potrebne vrijednosti za disperziju σ_{DR} kao i za koeficijent b koje su radi preglednosti ponovno prikazane u tablici 3. zajedno s izračunanim vrijednostima za faktor varijabilnosti γ .

I pored toga što veća vrijednost koeficijenta b smanjuje vrijednost faktoru varijabilnosti γ , ovaj je faktor veći kod većeg intenziteta potresa prije svega zbog veće disperzije σ_{DR} . Prethodne opservacije vrijede za sva četiri analizirana okvira.

Tablica 3. Vrijednosti disperzije σ_{DR} , koeficijenta b i faktora varijabilnosti γ za dva nivoa intenziteta

Broj katova armiranobetonskog okvira	σ_{DR}		b		γ	
	10%/50	2%/50	10%/50	2%/50	10%/50	2%/50
12	0,220	0,377	0,730	1,267	1,08	1,15
8	0,269	0,475	0,767	1,150	1,12	1,26
6	0,284	0,420	0,802	1,155	1,13	1,21
4	0,390	0,501	1,000	1,293	1,23	1,30

Za razliku od faktora γ koji obuhvaća slučajnosti, faktor γ_a uvodi u račun neodređenosti prisutne u procjeni seizmičkog odgovora objekta. Neodređenosti su posljedica nemogućnosti da s matematičkim modelom točno obuhvate realne karakteristike objekta kao i zbog ograničenog broja analiza na osnovi kojih je izračunan σ_{DR} . Greške se rade pri procjeni nosivosti, krutosti, viskozno prigušenja, utjecaja nekonstruktivnih komponenata, težine objekta u trenutku djelovanja potresa i slično. Variranjem vrijednosti gornjih parametara i definiranjem seta različitih modela konstrukcije moguće je, izračunavanjem odgovarajućih seizmičkih odgovora na djelovanje jednog potresa, izračunati utjecaj neodređenosti pojedinih parametara na varijacije u odgovoru. Mjera disperzije rezultata je standardna devijacija prirodnih logaritama seizmičkih odgovora σ_{DU} .

Greška u smislu odstupanja srednje vrijednosti seizmičkih odgovora dobivenih primjenom manje točnih metoda analiza obuhvaća se pomoću faktora CB danog izrazom (8):

$$C_B = \frac{\text{odgovor sistema dobiven nelinearnom dinamičkom analizom}}{\text{odgovor sistema dobiven drugom analizom}} \quad (8)$$

Sada se faktor neodređenosti može definirati, prema [4], sa:

$$\gamma_a = C_B e^{\frac{k}{2b}\sigma_{DU}^2} \quad (9)$$

Smatra se da se ukupna mjera neodređenosti σ_{DU} sastoji od sljedećih dijelova:

- σ_{NDA} - neodređenost koja se odnosi na to koliko provedena nelinearna dinamička analiza prezentira stvarno realno ponašanje
- σ_{PRIG} - neodređenost pri procjeni viskozno prigušenja
- σ_{MASA} - neodređenost pri procjeni težine (mase)
- σ_{MATE} - neodređenost pri procjeni karakteristika materijala (betona i čelika)
- σ_{OBA} - neodređenost zbog ograničenog broja analiza na osnovi kojih je izračunan seizmički odgovor i koja je jednaka $\sigma_{OBA} = \frac{\sigma_{DR}}{\sqrt{n}}$, gdje je n broj analiza, a σ_{DR} disperzija čije vrijednosti su za analizirane okvire dane u tablici 3.

Vrijednosti neodređenosti σ_{PRIG} , σ_{MASA} i σ_{MATE} mogu se procijeniti na osnovi ispitivanja procjene utjecaja pojedinih promjenljivih parametara na neodređenost seizmičkog odgovora, [14, 15]. Naime, variranjem pojedinih parametara (prigušenje, masa i karakteristike materijala) pri ovim su analizama dobiveni 16%-tni i 84%-tni fraktile seizmičkog odgovora i pretpostavljajući njegovu log-normalnuidistribuciju može se lako izračunati disperzija rezultata. Sve su navedene neodređenosti za razmatrane okvire različitog broja izračunane u [13] i navedene u tablici 4.

Bez obzira što se pri procjeni seizmičkih odgovora armiranobetonskih okvira primjenjivala vrlo precizna nelinearna dinamička analiza, mora se imati na umu da provedena analiza ipak nije idealna i to prije svega zato što je

u njoj zanemaren efekt smanjenja, to jest degradacije (možda smanjenja) krutosti i nosivosti tokom cikličnog, ponavljajućeg opterećivanja konstrukcije. Za neodređenosti σ_{NDA} zbog toga su usvojene sljedeće vrijednosti: 0,12, 0,14, 0,16, 0,20 za armiranobetonske okvire od 4, 6, 8 i 12 katova, respektivno (vidi tablicu 4.). Predložene su vrijednosti dane na osnovi nekih prethodnih ispitivanja, [16]. Radi se o parametrima dobivenim na temelju ispitivanja čeličnih okvira. Veće su vrijednosti mjere neodređenosti kod viših okvira usvojene zbog činjenice da je kod takvih konstrukcija kombinacija djelovanja P-delta efekta i deterioracije bila veća. Istovremeno, da bi se bilo na strani sigurnosti usvojena je pretpostavka da bi uključenje deterioracije u račun povećalo maksimalno pomicanja katova za 10% to jest usvaja se da je $C_B = 1,1$, izraz (8).

Ukupna je mjera neodređenosti σ_{DU} dobivena kao korijen zbroja kvadrata pojedinih navedenih disperzija, pretpostavljajući međusobnu nekorelaciju između pojedinih disperzija (tablica 4.). U slučaju da se u budućim ispitivanjima pretpostavka o nekorelaciji pokaže kao neopravdana, primjena probablističke metodologije nije kompromitirana i ova se korelacija može bez većih teškoća naknadno uključiti u proračun.

Poznajući sada ukupnu neodređenost danu s σ_{DU} (tablica 4.), kao i koeficijent b (tablica 3.) i logaritamski nagib k (tablica 2.), može se izračunati faktor neodređenosti γ_a izrazom (9).

Tablica 4. Pojedinačne i ukupne neodređenosti kod ispitivanih okvira

Broj katova armiranobetonskih okvira	σ_{NDA}	σ_{PRIG}	σ_{MASA}	σ_{MATE}	σ_{OBA}		σ_{DU}	
					10%/50	2%/50	10%/50	2%/50
12	0,20	0,08	0,10	0,01	0,05	0,08	0,24	0,25
8	0,16	0,17	0,16	0,05	0,06	0,11	0,29	0,31
6	0,14	0,13	0,04	0,03	0,06	0,09	0,21	0,22
4	0,12	0,15	0,05	0,06	0,09	0,11	0,23	0,23

Tablica 5. Vrijednosti faktora varijabilnosti γ , faktora neodređenosti γ_a , IDR_{max} i $\gamma \gamma_a IDR_{\text{max}}$ kod ispitivanih armiranobetonskih okvira

Broj katova armiranobetonskih okvira	γ		γ_a		IDR_{max}		$\gamma \gamma_a IDR_{\text{max}}$	
	10%/50	2%/50	10%/50	2%/50	10%/50	2%/50	10%/50	2%/50
12	1,08	1,15	1,21	1,17	1,06 %	2,21 %	1,39 %	2,97 %
8	1,12	1,26	1,25	1,22	1,06 %	2,25 %	1,48 %	3,46 %
6	1,13	1,21	1,18	1,16	0,86 %	1,59 %	1,15 %	2,23 %
4	1,23	1,30	1,18	1,16	1,23 %	2,26 %	1,79 %	3,41 %

Kao krajnji rezultat provedenih analiza u tablici 5. dani su faktori varijabilnosti γ , neodređenosti γ_a , kao i maksimalni katni pomaci IDR_{max} dobiveni pomoću regresijskih formula $IDR_{\text{max}} = a S_a^b$, gdje su vrijednosti koeficijenata a i b uzete iz dijagrama sa slika 3. i 4., a vrijednosti S_a iz tablice 2. U posljednjoj koloni tablice 5. izračunan je korigirani seizmički odgovor $\gamma \gamma_a IDR_{\text{max}}$.

Uspoređujući procjenu "prvog reda" seizmičkog odgovora IDR_{max} to jest bez uzimanja u proračun neodređenosti i slučajnosti, s odgovorom uzimajući njih u obzir, iz tablice 5. može se vidjeti da je došlo do povećanja seizmičkog odgovora od 31% do 54%. Da bismo provjerili ispunjavanje projektnog cilja prevencije kolapsa, nužno je ovako dobiven seizmički odgovor usporediti s reduciranim kapacitetom deformiranja konstrukcije, a sve u skladu s izrazom (1). Inače dobivene bi vrijednosti relativnih pomicanja katova zadovoljile zahtjeve dane u [1] (EC8, 4.4.3.2(1c)) da je $IDR_{\text{max}} \leq 2\%$ za slučaj da nekonstruktivne komponente ne ometaju deformacije konstrukcije, ali ne i član EC8, 4.4.3.2 (1a) za slučaj kada su krhki nenosivi elementi vezani za konstrukciju, gdje je uvjet da je $IDR_{\text{max}} \leq 1\%$. Zaključak se, dakako, odnosi na intenzitet projektnog potresa po EC8 od 10%/50, usvajajući vrijednost za faktor redukcije v predloženu vrijednost od 0.5.

5. Zaključak

Danas je uobičajeno da se analiza seizmičkog hazarda provodi u probabilističkom formatu i na taj način obuhvati utjecaj slučajnosti i neodređenosti pri definiranju seizmičkog opterećenja. Takav način definiranja seizmičkog hazarda nalazimo i u pravilniku EC8. Međutim, u važećim seizmičkim pravilnicima kontrola seizmičkog ponašanja konstrukcije obavlja se deterministički. Znajući da su neodređenosti prisutne i pri određivanju seizmičkog odgovora i pri određivanju kapaciteta deformiranja (o čemu i ovisi sigurnost konstrukcije), logično je pretpostaviti da će se probabilistički pristup u budućnosti proširiti i na ove etape analize i projektiranja konstrukcija.

U ovom je radu probabilistička metodologija predložena u dokumentu [3] primijenjena pri procjeni seizmičkog ponašanja armiranobetonskih okvirnih konstrukcija raznih katnosti, projektiranih prema EC8. Dobiveni su rezultati pokazali prednosti upotrebe probabilističke metode jer su se relativna pomicanja katova, preko kojih se kontrolirao seizmički odgovor, povećala čak do 54%. Dalja istraživanja, koja iz ovog područja provode autori ovoga rada, odnose se na probabilističku kontrolu graničnog stanja kolapsa, to jest usporedba vjerojatnog seizmičkog odgovora (koje je prikazano u ovom radu) s vjerojatnim kapacitetom deformiranja armiranobetonskih okvirnih konstrukcija. Na ovaj se način može procijeniti stupanj sigurnosti na seizmička djelovanja koji pravilnik EC8 osigurava konstrukcijama ovoga tipa.

LITERATURA

- [1] EN 1998-1:2004: *Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*, CEN, Brussels, 2004.
- [2] Fardis, M.; Carvalho, E.; Elnashai, A.; Faccioli, E.; Pinto, P.; Plumier A.: *Designers' Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5, Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake resistance, General rules, seismic actions, Design Rules for Buildings, Foundations and Retaining Structures*, 2005.
- [3] FEMA 351: *Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2000.
- [4] Jalayer, F.: *Direct Probabilistic Seismic Analysis: Implementing Non-linear Dynamic Assessments*, Doctoral Dissertation, Stanford University, Stanford, 238 pp., 2003.
- [5] EN 1992-1-1:2004; *Eurocode 2: Design of Concrete Structures-Part 1-1, General Rules and Rules for Buildings*, CEN, Brussels, 2004.
- [6] Powell, G.: *DRAIN-2DX: Element Description and User Guide for Element Type01, Type02, Type04, Type06, Type09 and Type15, Version 1.10.*, Report number UCB/SEMM-93/18. Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley., 1993.
- [7] Paulay, T.; Priestley, M. J. N.: *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, 744 pp., 1992.
- [8] Chadwell, C.: *UCFyber Version 2.4.1, Zevent*, Berkeley, California, 2000.
- [9] Cornell, C.A.; Luco, N.: *The Effect of Connection Fractures on Steel Moment Resisting Frame Seismic Demands and Safety*, Report on SAC Phase II Task 5.4.6 - Final Draft, Stanford University, Stanford, 207 pp., 1999.
- [10] FEMA 273: *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1997.
- [11] Ambraseys, N.; Smit, P.; Berardi, R.; Rinaldis, D.; Cotton, F.; Berge-Thierry, C.: *Dissemination of European Strong-Motion Data, CD-ROM collection*, European Council, Environment and Climate Research Programme, 2000.
- [12] Shome, N.: *Probabilistic Seismic Demand Analysis of Nonlinear structures, Doctoral Dissertation*, Stanford University, Stanford, 320 pp., 1999.
- [13] Janković, S.: *Probabilistička Seizmička analiza armirano betonskih ramovskih konstrukcija*, doktorska disertacija, Građevinski fakultet u Podgorici, Univerzitet Crne Gore, 202. str., 2004.
- [14] Porter, K.A.; Beck, J.L.; Shaikhutdinov, R.V.: *Investigation of Sensitivity of Building Loss Estimates to Major Uncertain Variables for the Van Nuys Testbed*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, University of California, Berkeley, 41 pp., 2002.
- [15] Lee, T.H.; Mosalam, K.M.: *Sensitivity of Seismic Demand of a Reinforced Concrete Shear-Wall Building*, Ninth International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering (ICASP9), San Francisco, 2003.
- [16] Yun, S.Y.; Hamburger, R.O.; Cornell, C.A.; Foutch, D.A.: *Seismic Performance Evaluation for Steel Moment Frames*, ASCE Journal of Structural Engineering, Volume 128, Issue 4, 12p, 2002.